



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis comparativo del comportamiento sísmico del muro de
contención de concreto armado frente al suelo reforzado, Punta
Hermosa, 2020**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERA CIVIL

AUTOR:

Campos Mejia, Lorena Esmeralda (0000-0002-2815-8075)

ASESOR:

Mgtr. Segura Terrones, Luis Alberto (0000-0002-9320-0540)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

LIMA – PERÚ

2020

Dedicatoria

A mi familia, a mis amados tíos Bernardo Meza Lapa y tía Angélica Jesusa Mejia Lapa, quiénes nos dejaron en esta pandemia, sobre todo a mi mamá Vilma Mejia Lapa, por ser mujer inspiradora, valiente y ejemplo de madre.

Agradecimiento

A mi papá Dante Campos La Rosa por siempre incentivarne a los estudios.

A mi hermano Dante Campos Mejia por apoyarme en esta etapa de mi vida.

A los profesores que han colaborado en la realización de esta tesis, en especial al Mgtr. Ing. Raúl Pinto Barrantes, al Mgtr. Henry Saul Delgado Ortega, Mgtr. Luis Alberto Segura Terrones por guiarme mediante sus conocimientos y gran vocación como docente.

Y sobre todo a Dios, por poner siempre en mi camino personas buenas como la Dra. Rossmery Antezana Huamani.

Índice de contenidos

Dedicatoria	II
Agradecimiento	III
Índice de contenidos	IV
Índice de tablas	V
Índice de gráficos y figuras.....	VI
Resumen.....	VII
Abstract.....	VIII
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	7
III. METODOLOGÍA	15
3.1 Tipo y diseño de investigación	16
3.2 Variables y operacionalización.....	17
3.3 Población, muestra, muestreo, unidad de análisis	19
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	20
3.5 Procedimientos	22
3.6 Método de análisis de datos	34
3.7 Aspectos éticos.....	34
IV. RESULTADOS.....	35
V. DISCUSIÓN	60
VI. CONCLUSIONES	65
VII. RECOMENDACIONES.....	68
REFERENCIAS.....	70
ANEXOS	77

Índice de tablas

Tabla 1	Coordenadas, altitud y descripción del terreno.....	25
Tabla 2:	Profundidad de calicatas y nivel freático	30
Tabla 3	Resumen de los ensayos Estándar de Laboratorio	31
Tabla 4	Resumen de los ensayos de Corte Directo	31
Tabla 5	Resumen de Análisis químico	32
Tabla 6	Capacidad admisible de carga y asentamientos producidos	32
Tabla 7	Resumen de resultados del Estudio de Mecánica de Suelos	33
Tabla 8	Parámetros de diseño para los muro de contención.....	36
Tabla 9	Factor de seguridad FSD al deslizamiento en muros en voladizo frente a un análisis estático o pseudo estático.....	53
Tabla 10	Factor de seguridad al vuelco FSV en muros en voladizo frente a un análisis estático o pseudo estático	54
Tabla 11	Factor de seguridad al deslizamiento FSD en muros en muro de suelo reforzado frente a un análisis estático o pseudo estático	55
Tabla 12	Factor de seguridad al vuelco FSV en muros en muro de suelo reforzado frente a un análisis estático o pseudo estático.....	56
Tabla 13	Resumen de desplazamientos y distorsiones laterales encontradas en cada caso.....	57
Tabla 14	Esfuerzos máximos presentes en los muros de suelos reforzado y voladizo.....	58

Índice de figuras

Figura 1 Incidente en el Jr. Virgen del Carmen, Punta Hermosa, 4 de mayo del 2013.....	4
Figura 2 Partes del muro de contención tipo voladizo	11
Figura 3 Partes del muro de suelo reforzado	12
Figura 4 Ubicación del área de estudio	23
Figura 5 Arenamientos en el distrito de Punta Hermosa	24
Figura 6 Topografía Norte de la zona estudiada en el trabajo de investigación.....	26
Figura 7 Topografía Sur de la zona estudiada en el trabajo de investigación.....	27
Figura 8 Perfil del terreno desde 0+000 hasta 0+615.....	28
Figura 9 Pre-dimensionamiento de muros en voladizo.....	37
Figura 10 Dimensiones del muro de contención de 2m de altura	44
Figura 11 Dimensiones del muro de contención de 3m de altura	44
Figura 12 Dimensiones del muro de contención de 4m de altura	45
Figura 13 Dimensiones del muro de contención de 5m de altura	45
Figura 14 Esquema de suelo reforzado en la práctica de la ingeniería civil	46
Figura 15 Dimensiones del muro de contención de suelo reforzado de 2m	51
Figura 16 Dimensiones del muro de contención de suelo reforzado de 3m	51
Figura 17 Dimensiones del muro de contención de suelo reforzado de 4m	52
Figura 18 Dimensiones del muro de contención de suelo reforzado de 5m	52
Figura 19 Análisis estático y pseudo estático en el factor de seguridad al deslizamiento.	53
Figura 20 Análisis estático y pseudo estático en el factor de seguridad al volteo.....	54
Figura 21 Análisis estático y pseudo estático en el factor de seguridad al deslizamiento de los muros de suelo reforzado.....	55
Figura 22 Análisis estático y pseudo estático en el factor de seguridad al volteo.....	56
Figura 23 Desplazamientos laterales máximos en función de la altura y la tipología	57
Figura 24 Distorsiones laterales máximos en función de la altura y tipo de estructura.....	58
Figura 25 Máximos esfuerzos S11 en función de la altura y la tipología estructural.....	59
Figura 26 Máximos esfuerzos S22 en función de la altura y la tipología estructural.....	59

Resumen

Esta tesis tuvo como objetivo realizar el análisis comparativo del comportamiento sísmico de ocho muros de contención de 2m, 3m, 4m y 5m de altura, cuatro de ellos de concreto armado en voladizo y cuatro de suelo reforzado, para poder determinar la idoneidad de los sistemas propuestos, en el distrito de punta hermosa. La metodología empleada consistió en el estudio del requerimiento de muros de contención en el Jr. Virgen del Carmen, teniendo como posible solución las dos tipologías. Con la finalidad de resolver qué sistema estructural es más idóneo, se realizó el análisis estático y pseudoestático, estabilidad y elementos finitos. Los elementos finitos empleados en el modelamiento fueron elementos plane con dos grados de libertad por nodo y elementos shell con seis grados de libertad por nodo. Los resultados mostraron el factor de seguridad de mayor unidad fue del muro de suelo reforzado, el máximo desplazamiento lateral por el muro en voladizo de 5 m con 2.3 mm así como un máximo esfuerzo de 308 ton/m² a tensión, frente al suelo reforzado con 6 ton/m². Con claridad se observó que los muros de suelos reforzados tuvieron un comportamiento mecánico superior, registrando menores valores de esfuerzos y deformaciones.

Palabras clave: muros de contención, muros de contención en voladizo, muros de contención de suelo reforzado, comportamiento sísmico.

Abstract

The objective of this thesis is to perform the comparative analysis of the seismic behavior of eight containment walls of 2m, 3m, 4m and 5m height, four of them made of cantified armored concrete and four of the reinforced single floor, for the reinforced flooring proposals, in the district of punta hermosa. The methodology used consisted in the study of the requirement of retaining walls in the Jr. Virgen del Carmen, having the two types as a possible solution. With the purpose of resolving which structural system is more suitable, the static and pseudostatic analysis, stability and finite elements was performed. The finite elements used in the modeling were plane elements with two degrees of freedom per node and shell elements with six degrees of freedom per node. The results showed the highest unit safety factor was of the reinforced floor wall, the maximum lateral displacement through the cantilever wall of 5 m with 2.3 mm as well as a maximum stress of 308 ton/m² under tension, in front of the tension, 6 ton/m². It was clearly observed that the reinforced floor walls had a superior mechanical behavior, recording less values of stresses and deformations.

Keywords: retaining walls, cantilevered retaining walls, reinforced soil walls, seismic behavior.

I. INTRODUCCIÓN

Esta tesis permitió determinar el comportamiento sísmico de los muros de contención, de tipo concreto armado frente al suelo reforzado; siendo el principal elemento de estabilización de la plataforma superior del talud ubicado frente el AA.HH. Hijos del Carmen en Punta Hermosa, Lima; el resultado obtenido dio a conocer qué estructura tiene una mejor respuesta ante las cargas al que está sometido, sobretodo, ante una carga sísmica; contribuyendo así, con la seguridad y la integridad de las personas que transitan en dicho tramo. El muro de contención es una estructura resistente, adecuadamente reforzada, destinada a aguantar material generalmente suelo natural o artificial, tiene como propósito existencial, resistir los momentos flectores y fuerzas cortantes al que va a estar sujeto. El muro de contención de concreto armado en voladizo, tiene la particularidad de ser delgado, en forma de “L” o “T” invertida y es considerado el tipo de muro de contención más conocido, por otro lado el muro de contención de suelo reforzado, se encarga de la estabilización mecánica de un suelo o talud, por medio de la integración ordenada de materiales de refuerzo en el interior de un material de relleno, su comportamiento consiste en la fricción producida entre la superficie del refuerzo y el material de relleno, además posee la característica de ser muros que se adecuan a terrenos irregulares (Alva & Escalaya, Muros y taludes reforzados con geosintéticos, 2016, pág. 1).

Existe una problemática en Perú, por ser uno de los lugares con más alta actividad sísmica del planeta (Castillo, 2016, pág. 1), los terremotos de mayor magnitud del mundo ocurren en el tramo Perú-Chile del Círculo Circumpacífico, por ejemplo, el terremoto de Chile en 1960 con una magnitud de Mw 9.5; [...]; en Ica-Perú, el 15 de agosto del 2007, fue devastada por un sismo de 7.9° en la escala Richter y debido a la ausencia de un sismo de gran magnitud en Lima, se encuentra en un silencio sísmico” (Kuroiwa, 2016); el sismo podría presentar una magnitud de 8,8 Mw (Tavera, 2014, pág. 17), el Perú está expuesto a sufrir un sismo de gran magnitud, puede traer grandes consecuencias como muertes y/o pérdida de materiales, debido a colapsos de construcciones, deslizamientos de taludes o desprendimientos de rocas.

Sumándose a esto, un gran porcentaje de la población mundial vive muy cerca a la costa; el Perú, no es ajeno a esto, más de la mitad de la población peruana [58%]

es costeña, las cuales viven en el 10.6 % del territorio peruano (Instituto Nacional de Estadística e Informática, 2017, pág. 17); además, con el crecimiento económico, ha provocado el incremento de asentamientos poblacionales; debido a la falta de una planificación en las urbanizaciones y de políticas de organización, la población inmigrante se ha establecido en taludes de la franja costera del litoral. Provocando un flujo continuo de peonas y/o vehículos en taludes o acantilados propios de la costa del Perú. Por esta razón, los muros de contención son usados para dar estabilidad a los taludes o suelos que va a contener, como en éste caso en el Jr. Virgen del Carmen.

En el escarpe o plataforma superior del talud natural, de 65 m de altura aproximadamente, del Jirón “Virgen del Carmen” frente la Playa El Silencio en Punta Hermosa-Lima, en el Km 43 de la Panamericana Sur, aún no cuenta con un malecón, cabe destacar que el pie del talud posee una vía de acceso y salida a la playa El Silencio, con una gran afluencia de personas en verano. Punta Hermosa es también considerada como zona o área crítica, presentando ocurrencia leve y pocos casos moderada, de peligros geológicos y geo hidrológicos; y como en todo el litoral, un alto grado de vulnerabilidad como la erosión marina y arenamiento (Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico, 2003, págs. 81-128).

Los muros de contención son estructuras que deben tener importancia en la realización del diseño y análisis sísmico, ya que muchos de estos son construidos encima de acantilados o taludes, sobre todo en la Costa de Lima, y debido a un mal análisis o proceso constructivo ha provocado disconformidad en asentamientos poblacionales, como el colapso del muro de contención del Malecón Balta, también como el muro de gravedad del malecón de playa La Herradura, y el de infraestructuras, incluso con un corto período de vida útil, como el muro de contención de concreto armado del Malecón de la Av. La Costanera en San Miguel; es por esto que, necesariamente se debe proponer e implementar medidas de prevención; teniendo estas consideraciones, el muro del malecón debe de ser necesariamente un muro de contención. Además se necesitan más exigencias para obras en taludes, como en éste caso en malecones, debido a que Perú es un país “costeño” y sísmico, y gran parte de su población acude a éstos lugares y pueden estar expuestos a ésta problemática.

La falta del muro de contención, ha generado que las personas que transitan en dicho tramo (niños, adultos, ancianos o turistas) se encuentren expuestos a sufrir algún tipo de incidente; como se observa en la figura 1.

Figura 1

Incidente en el Jr. Virgen del Carmen, Punta Hermosa, 4 de mayo del 2013



Fuente: Elaboración Propia.

La ausencia de un muro de contención frente al AA.HH. El Carmen ha generado un riesgo en las personas y/o vehículos que transitan dicho tramo, además nos encontramos en la zona IV del peligro sísmico, (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016), expuesta la realidad problemática, es importante elegir la estructura con resultados significativos para la elección de un óptimo muro de contención.

Como justificación se describen los siguientes argumentos por los cuales este proyecto de investigación es relevante para la ciencia y el conocimiento:

El aporte de esta investigación es dar una alternativa de solución para la elección de un óptimo muro de contención ante un sismo y abre la posibilidad que proyectistas tomen esta investigación como referencia para futuros trabajos de ingeniería, que involucren la toma de decisiones en la elección de un tipo de muro de sostenimiento en taludes o acantilados.

El tipo de justificación teórica se deberá proponer cuando la intención de la investigación es producir reflexión y debate académico acerca del conocimiento existente (Borja, 2012, pág. 19), este proyecto se justificó teóricamente porque permitió conocer en mayor medida variables de estudio y la correlación entre ellas, aportando conocimientos.

Asimismo tuvo justificación social debido a que los beneficiarios directos serían los pobladores de la Urbanización “Virgen del Carmen” y de turistas, elevando la calidad de vida, porque identifica la realidad problemática y propone una propuesta de solución, que éste caso sería el muro de sostenimiento óptimo para el proyecto a futuro, que serviría como posible medida de prevención, por servir como eje protector o divisorio entre la plataforma superior del talud y el abismo, el cual sería beneficioso para las personas (pobladores y turistas) que transitan continuamente dicho tramo.

Principalmente se justifica económicamente ya que se evaluó qué técnica es más segura ante un sismo con el fin de mejorar la seguridad y así evitar pérdidas económicas.

Sobre la base de realidad problemática, que está vinculada con la deficiencia de infraestructura en diferentes áreas de la ingeniería, que dilata el crecimiento y desarrollo de la sociedad (Borja, 2012), se desarrolló el problema general y los problemas específicos de la investigación. El problema general de la investigación fue ¿Cuáles son los resultados del comportamiento sísmico de muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado que influyó en la mejor elección de diseño ante un evento sísmico en Punta Hermosa, Lima, 2020?

Los problemas específicos de la investigación fueron los siguientes:

- PE1: ¿Cuáles son los resultados del análisis estático y pseudoestático del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020?
- PE2: ¿Cuáles son los resultados del análisis de estabilidad del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020?

- PE3: ¿Cuáles son los resultados de las deformaciones máximas del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020?

Como objetivo general, fue realizar el análisis comparativo del comportamiento sísmico de muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, utilizando un modelamiento sísmico mediante el programa estructural SAP2000, el cual entregará resultados para seleccionar la mejor opción de diseño ante un evento sísmico en Punta Hermosa, Lima, 2020.

Los objetivos específicos fueron los siguientes:

- OE1: Realizar el análisis estático y pseudoestático del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020.
- OE2: Realizar el análisis de estabilidad del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020.
- OE3: Realizar el análisis de las deformaciones máximas del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020.

II. MARCO TEÓRICO

En este capítulo se da a conocer los antecedentes nacionales e internacionales de acuerdo a la investigación, que consistió en tesis y artículos científicos, también las teorías y los enfoques conceptuales donde se enmarcó la investigación.

Como antecedente nacional tenemos a los autores Acero & Moreno (2018), en Huaraz, el problema de su investigación fue realizar el diseño de muro de contención de concreto para agrandar el ancho de la calzada del camino vecinal, tuvieron como objetivo realizar el diseño de muro de contención para poder incrementar la vía Pomabamba–Conopa; el tipo de investigación fue aplicada y el diseño fue no experimental, como conclusión, el muro de retención que emplearon fue tipo gravedad, la vía fue ampliada de 3.80 m a 6.00 m, en la parte de mayor riesgo, permitiendo así un tránsito seguro y fluido para los vehículos.

Ballón & Echenique (2017), en su investigación, tuvieron como problema conocer la influencia del sismo en muros de contención en voladizo en las diferentes zonas sísmicas del Perú; como objetivo general fue establecer la respuesta sísmica de muros de contención tipo voladizo en cada parte sísmica del Perú; concluyeron que, el sismo proporciona mayores dimensiones en los muros de contención; para la verificación de la estabilidad, el Mononobe Okabe, es un método más conservador al ser contrastado con el método de equilibrio límite generalizado (GLE).

Por otro lado Capcha & Vera (2019) en su tesis, formularon el problema de saber cuál es la confiabilidad de muro de contención de concreto armado y suelo reforzado, y el porqué se emplea actualmente el muro de suelo reforzado; tuvo como objetivo determinar el nivel de confianza de la estabilidad del muro de concreto armado y suelo reforzado en la Costa Verde: Escardó-Virú; presenta una investigación descriptiva, tuvo como conclusión, al realizar la comparación entre los dos muros de contención, resultó en cuanto a la confiabilidad, para el muro de concreto alcanzó una confiabilidad mínima de 91% y para el muro de suelo reforzado se obtuvo 92.36%.

La tesista Flores (2017) tuvo como problema de investigación, analizar y dar como resultado una propuesta de solución económica y eficiente a proyectos constructivos en lugares de poca llegada de maquinaria pesada; tuvo como objetivo calcular la eficiencia del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica

de tierra armada frente al de concreto armado; presenta una investigación descriptiva comparativa, tuvo como conclusión, al realizar la comparación entre los dos muros de contención, resultó, en cuanto a la estabilidad externa, inclinan hacia el muro de tierra armada de manera positiva.

Como antecedentes internacionales se presentaron las siguientes tesis y artículos de revistas científicas:

En Ecuador, los autores Ayabaca & Salazar (2018), propusieron como objetivo realizar la comparación técnico económica de un muro de hormigón armado y un muro de contención de suelo mecánicamente estabilizado de tipo TERRAMESH®, dando como resultado que para los muros en voladizo a partir de los 6 m de altura, sus dimensiones son mayores a diferencia del muro de suelo reforzado, actuando como un solo bloque con el refuerzo que debido a su geometría difícilmente se podrá deslizar.

En Colombia, Baéz & Echeverri (2015) el problema de su investigación fue, al ocurrir un sismo aumentan las presiones dinámicas que incrementan las presiones laterales, poniendo en riesgo a la estructura; tuvo como objetivo evaluar el comportamiento y el diseño estructural de distintos muros de contención en un mismo tipo de suelo, considerando interacción suelo y estructura; presenta una investigación descriptiva comparativa, tuvo como conclusión, a pesar que los muros fueron diseñados teniendo cargas pseudoestáticas, por medio de Mononobe-Okabe, gran parte de las estructuras colapsaron o no eran estables, al modelarlo por medio de elementos finitos para esta condición.

En el artículo de investigación de la revista Journal of Vibroengineering en China, por los autores; Cai, Tu, Yu, Zhou y Zhu (2018), estudiaron analizar el muro de contención por el método seudo-estático, mediante la ecuación de equilibrio límite, llegando así a la conclusión que las tensiones en las capas de suelo del muro de contención bajo carga sísmica se analizaron mediante método pseudoestático, los resultados se compararon con los resultados de simulación de elementos finitos, verificando la alta eficiencia del método propuesto.

Kalateh & Sarani (2019) en Irán, tuvieron como objetivo para lograr un balance entre el costo de construcción y el rendimiento sísmico, mediante el desarrollo de un marco de optimización de objetivos para bajar el costo de construcción y el desplazamiento de los muros de contención en voladizo típico de 8 m de altura, como conclusión los resultados indicaron que obtener un diagrama de Pareto de soluciones óptimas para estos objetivos, proporciona información útil que ayuda a los propietarios a seleccionar una solución, eligiendo la más económica en una compensación entre el costo de construcción y la expectativa de desempeño.

Los autores Kuwano, Miyata, & Koseki (2014), en Japón, realizaron el artículo científico, de la Geosynthetics International, estudiaron los daños causados a las estructuras de contención por el terremoto y tsunami de Tohoku en el 2011, que fueron tremendos y se perdieron muchas vidas, los daños sufridos a las estructuras de contención de concreto fueron mayores comparando los muros de suelo reforzado que apenas sufrieron daños, además investigaron que el movimiento sísmico fue mucho mayor que el diseño, menos del 1% de los muros de suelo reforzado resultaron gravemente dañadas en comparación de los muros de concreto armado y más del 90% de los muros de suelo reforzado no mostraron daños.

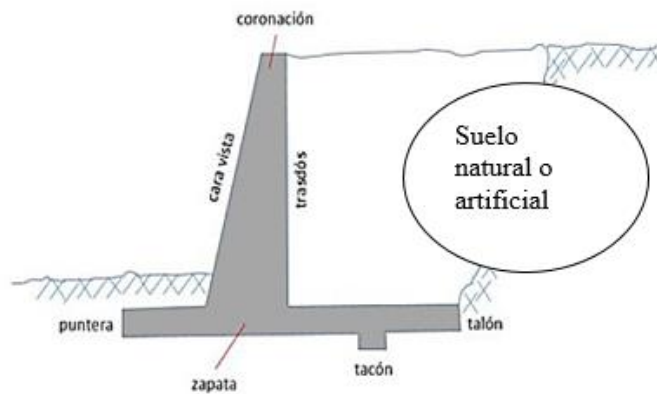
Ukritchon, Chea y Keawsawasvong (2017) tuvieron como objetivo en su investigación realizar una nueva formulación para el diseño óptimo de un muro de contención en voladizo, que garantice la estabilidad geotécnica de vuelcos, deslizamientos, fallas de rodamientos y pendientes. Conclusión Usando el "Ordinary Method of Slices" (OMS) o el método de Fellenius, con una superficie de falla de arco circular, se derivó implícitamente el factor de seguridad contra falla de pendiente para un muro de contención en voladizo; el rendimiento computacional del método de optimización propuesto se demuestra y verifica a través de su aplicación al diseño óptimo de dos ejemplos de muros de contención en voladizo.

A continuación se interpretan y definen conceptos de muros de contención, los tipos de muros, el análisis estático y pseudo-estático, las fallas mediante el análisis de estabilidad, deformaciones máximas, mediante un software computacional:

Uno de los métodos más usados para la estabilidad de los suelos son las estructuras de contención, son destinadas a contener algún material ya sea natural o artificial; puede ser la única obra en un proyecto, ya que es considerada de vital importancia, por ser estructuras que soportan grandes cargas, como tierras, líquidos, pavimentos, aceras, ciclo vías, etcétera; es eficiente para cambios grandes de pendiente, cortes y rellenos para carreteras; entre las diferentes estructuras de contención, el muro de contención de concreto armado, es el más utilizado a nivel mundial, aunque su popularidad ha sido opacada por la dificultad del análisis para cada caso en particular y por las diferentes cargas reales que actúan sobre la estructura; entre los tipos de muros de contención de concreto armado más conocidos tenemos al *Muro con contrafuerte*: presenta apoyos transversales encima de la zapata, llamados contrafuertes, en cada cierto tramo, proporciona firmeza a la estructura y reducen los esfuerzos en la base del muro de modo que pueden contener alturas mayores que 6 m; otro tipo es el *Muro con estribos*: conformado por un muro, una cimentación, contrafuertes encima del talón y una placa superior sub horizontal que aumenta la resistencia y capacidad para soportar momentos; aparte de retener el suelo en el cual se asienta, también soportan los extremos de la superestructura para los puentes; otro tipo es el *Muro en voladizo*: son mayormente usados para alturas de hasta 8 m, en este caso, en donde la estabilidad se logra no sólo con el peso de la estructura sino con el peso del relleno (Harmsen, 2017, págs. 361-379). Este tipo de muros son usados convenientemente ya que su estabilidad depende principalmente del material a contener y del mismo peso de la estructura; además, es considerado el tipo de muro de contención más conocido, se usan generalmente para alturas de entre 3 a 8 m, [...], en su mayoría son económicos para desniveles de alturas menores de 6 m cuando es vaciado “in situ”, en el caso de alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más convenientes. Para definir las partes, en el análisis de los muros de contención, al muro se le denomina pantalla o vástago ya que puede variar el ancho desde su base hasta la corona; a la parte visible de la zapata o base, se le llama punta o puntera y a la zapata o base, que no es visible, se le denomina talón, además presentan formas en “L” o “T” (McCormak & Brown, 2018, pág. 395).

Figura 2

Partes del muro de contención tipo voladizo

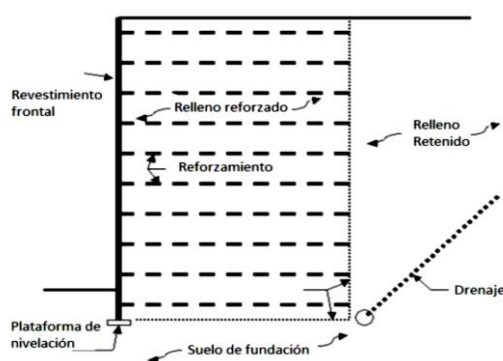


Fuente: Muros de contención: Tipos, diseño, cargas y cálculo (2019).

El muro de contención que se está utilizando con mayor frecuencia en nuestro país es el de suelo reforzado, son consideradas de bajo impacto ambiental y económicos (Alva & Escalaya, 2016, pág. 37). Consisten en la incorporación ordenada de materiales de refuerzo en el interior del material de relleno, con el propósito de darle estabilidad al suelo que se va a contener, provocando un refuerzo al suelo a tensión y a su vez, resistencia al corte debido a la fuerza de fricción entre el suelo y el refuerzo (Das, 2015, pág. 436). Para el desarrollo y dimensionamiento de estos sistemas, las fuerzas laterales generados por el suelo son los elementos más importantes para el análisis de estabilidad, dichas fuerzas se crean debido al peso del suelo y/o por las sobrecargas aplicadas sobre él, de acuerdo a la sollicitación a considerar, también se hace uso de un revestimiento o placas prefabricadas, que evitan el deslizamiento del suelo a retener. Un muro de suelo reforzado se puede interpretar de la siguiente manera:

Figura 3

Partes del muro de suelo reforzado



Fuente: (National Highway Institute, 2009, pág. 4) de Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes-Volume I, 2009.

Por otro lado, para comprender el comportamiento estructural, es importante para poder determinar de mejor manera el grado de daño que pueda tener una estructura debido a un sismo (Marte, 2014, pág. III), mientras ocurre un sismo, los muros de contención presentan mayores solicitaciones de carga que deben incluirse durante el diseño, y si no se llegan a calcular correctamente podría poner en riesgo la estabilidad del muro, como ya se han observado antes a causa de terremotos o cargas que no han sido consideradas en el diseño, mayormente el comportamiento estructural es utilizado para edificaciones, hasta el momento no es obligatorio o pocas investigaciones se refieren a diferentes estructuras como los muros de contención. En el análisis sísmico, debe incluir el estudio del análisis estático de la estructura de contención; los muros de retención, los muros ubicados en sótanos y los malecones, se localizan usualmente en la ingeniería de cimentaciones y soportan apoyo lateral permanente de masas de suelo (Das, 2015, pág. 418), esas masas provocan una presión contra el muro que aumenta con la profundidad, en Mecánica de Suelos existen teorías para entender más sobre los empujes del suelo; la respuesta de los suelos granulares no es igual que el de los suelos cohesivos.

El empuje activo es la causa de la expansión lateral del suelo, se provoca una falla por corte del suelo contenido, provocando que el muro de contención se mueva una pequeña distancia y se desarrolle una presión denominada activa del suelo, es como si detrás del muro hubiese un líquido que la empuja; para determinar el valor del empuje activo existen teorías entre las cuales, la Teoría de Rankine es válida solo en tierras no cohesivas, incompresibles y homogéneas. En cambio, si se aplican fuerzas al muro de manera que éste empuje al relleno, la falla se produce con un ángulo mucho más amplia, a este valor se le denomina empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. En el caso cuando deslizamientos son nulas, se le denomina empuje en reposo.

La estabilidad sísmica de las estructuras de contención se ha analizado mediante procedimientos pseudoestáticos durante muchas décadas en las que los efectos de un terremoto están representados por constantes aceleraciones horizontales y / o verticales, está basado generalmente en el uso de un equivalente sísmico que

por lo general es un valor empírico e inclusive conservador. En su forma más común, los análisis pseudoestáticos representan los efectos de la sacudida sísmica por aceleraciones pseudoestáticas que producen fuerzas inerciales que actúan a través del centroide de la masa de falla (Akhlaghi & Nikkar, 2014).

El método más utilizado para calcular las fuerzas sísmicas del suelo, es el método de Mononobe y Okabe, que actúan sobre un soporte de puente o muros independientes [...], su análisis es una ampliación de la teoría de Coulomb que considera las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018, pág. 597). Es una teoría que desarrolla las bases de un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas de los suelos sobre los muros de retención; tiene el condicionamiento, que sólo es válido para terrenos granulares y “tiene limitaciones de acuerdo a la intensidad sísmica por la cual se calcula” (Ballón & Echenique, 2017, pág. 40), también el suelo detrás del muro no debe estar en condiciones saturadas. Todos éstos estudios tienen como fin dar la estabilidad del muro de contención, y los factores que corroboran si las dimensiones cumplen con los requisitos de diseño, se menciona al factor de seguridad contra el volcamiento, que son los momentos de las fuerzas que actúan sobre el muro y los momentos resistentes se toman respecto a la punta de la zapata. Otro factor de seguridad es contra el deslizamiento, debido a que una gran parte de fallas en los muros se debe al deslizamiento, para verificar el cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento, la resistencia al deslizamiento se divide entre la fuerza horizontal total.

La estructura cuando está en equilibrio está deformada, debido a que presenta alteraciones respecto a su geometría original, deformación que se produce, gracias a esto llega a comunicar “acciones” y “reacciones”, la cantidad de estas variaciones geométricas se debe a la forma de la estructura como de las secciones, debido al material de que está hecho, también las estructuras deben cumplir de “requerimientos” que son convenientes para “mejorar” la estructura como la estabilidad, resistencia y deformación límite, siendo éste último requerimiento que debe superar los límites pre establecidos (Cervera , Jaenicke, Ruiz, Sánchez, & Asenjo, 1982, págs. 1-9).

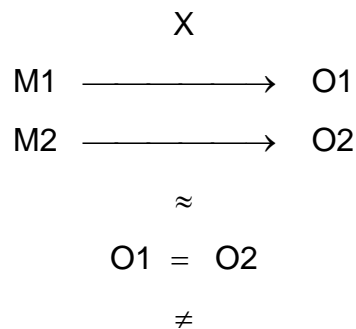
III. METODOLOGÍA

Esta investigación se basó en el método científico, ya que se observó la problemática y se determinó mediante un análisis del comportamiento sísmico, la realización del diseño estructural del muro de contención para el tramo 0+000 al 0+615 m, frente al AA.HH. El Carmen, Punta Hermosa, Lima.

3.1 Tipo y diseño de investigación

El Perú se encuentra en una zona de mayor riesgo por la ocurrencia de sismos, provocando que las estructuras y/o edificaciones cumplan con parámetros de diseño sísmico, en éste caso, el diseño de muros de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, permitió resolver, mediante conceptos previos, cual de los dos muros tiene una mejor respuesta ante un sismo, frente al AA.HH. El Carmen-Punta Hermosa, por consiguiente, el tipo de investigación fue aplicada, porque se puso en práctica estudios previos para solucionar la realidad problemática en esta situación concreta.

El diseño de investigación fue no experimental, debido a que las variables no se manipularon, las variables independientes fueron muro de contención de concreto armado y el muro de suelo reforzado, no sufrió manipulación alguna, esos tipos de muros ya tienen manuales y guías de diseño, por otro lado, la variable dependiente es análisis del comportamiento sísmico de las estructuras, no va sufrir manipulación alguna ya que están reglamentadas o estudiadas con bases científicas o bibliográficas. La investigación fue expresada con el siguiente esquema:



M1, M2 = Muestras

O1, O2 = Análisis del comportamiento sísmico de las estructuras

X = Resultado de la comparación

Comparación entre cada una de las muestras, pudiendo ser semejantes (\approx) iguales (=) o diferentes (\neq)

Nivel de investigación es descriptiva comparativa, tiene como objetivo determinar las características y establecer la comparación entre los dos tipos de diseños de muro de contención, mediante un análisis sísmico de las estructuras, que buscó determinar las propiedades y/o características de los mismos ante un sismo, para establecer criterios de evaluación y determinar qué tipo fue el más conveniente.

Es transversal o transeccional, debido a que la variables independientes, diseño de muro de contención de concreto armado y de suelo reforzado, y la variable dependiente, análisis del comportamiento sísmico de las estructuras, se realizaron en un tiempo o momento dado.

La presente investigación tuvo un enfoque cuantitativo, las variables de estudio son medibles y cuantificables como las fuerzas, deslizamientos, volcamiento, capacidad portante, deformaciones entre otros los cuales se presentan en unidades del sistema internacional de medidas.

3.2 Variables y Operacionalización

La Operacionalización de las variables se subdividió en dimensiones y luego en indicadores cuantificables, mostrándose en el Anexo 7, a continuación las variables independientes:

Para la variable independiente Muro de contención de concreto armado en voladizo, cité a McCormac *et al.* (2018), la estimación de las dimensiones para el diseño de muro de contención:

[...] El diseño detallado del vástago, la zapata y su refuerzo, se define con el método de diseño por resistencia. Para realizar los cálculos, es necesario multiplicar las cargas de servicio y las presiones por los factores de carga apropiados; a partir de estas cargas factorizadas, se determinan las presiones de apoyo, los momentos y las fuerzas cortantes requeridas en el diseño (pág. 400).

Un muro de contención de concreto armado en voladizo es aquel que tiene una geometría basada en su altura y base, fabricada de concreto armado y que se encuentra sometida a empujes laterales. Para el diseño detallado de los elementos estructurales que la conforman se dan gracias al diseño por resistencia para poder

determinar las presiones de apoyo, los momentos y las fuerzas cortantes para poder diseñar el refuerzo necesario, mediante el uso del código.

La segunda variable independiente es Muro de suelo reforzado, el muro de contención de suelo reforzado consiste en la incorporación ordenada de geo sintéticos de refuerzo (geo mallas o cintas de polipropileno) en el interior del material de relleno, con el propósito de darle estabilidad al suelo que se va a contener, provocando un refuerzo al suelo a tensión y a su vez, gracias al refuerzo, se genera resistencia al corte debido a la fuerza de fricción entre el suelo y el refuerzo (Das, 2015, pág. 436)

Los muros de suelo reforzado se basan en la estabilización mecánica de un suelo por medio de la incorporación ordenada de un material de refuerzo en el interior del relleno, su funcionamiento se basa en la fricción producida entre la superficie del refuerzo y el material de relleno, en cuanto al desarrollo y dimensionamiento de estas estructuras, las fuerzas laterales generados por el suelo son los elementos más importantes para el análisis de estabilidad, dichas fuerzas se crean por el peso propio del suelo y/o por las sobrecargas aplicadas en él, de acuerdo a la sollicitación a considerar. Un muro de contención de suelo reforzado es aquel que tiene una geometría basada en su altura y base, fabricada de suelo reforzado con geo sintéticos y que se encuentra sometida a empujes laterales.

Prosiguiendo con la Operacionalización de variables, la variable dependiente es: Análisis del comportamiento sísmico de las estructuras, para comprender el comportamiento estructural, es importante ya que se determina de mejor manera el grado de daño que pueda tener una estructura debido a un sismo (Marte, 2014, pág. 1).

En el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018), se entrega una metodología de diseño resumido para el cálculo de las presiones sísmicas de la tierra, tanto activo como pasivo, la metodología de diseño también provee la aceleración sísmica que experimentará un muro para la estimación de los efectos de deformación (pág. 596).

El análisis sísmico de las estructuras tiene como objetivo efectuar una evaluación de la respuesta de un muro de contención, a la ocurrencia de la eventualidad de un sismo; implica tener conocimiento de todas las fuerzas actuantes en la estructura, ya sean fuerzas estáticas o fuerzas pseudoestáticas; durante un sismo, las fuerzas inerciales y las variaciones en la resistencia de los suelos podrían desestabilizar el equilibrio y provocar la deformación de la estructura de manera permanente. Se asume, entonces, que para realizar un análisis sísmico se debe realizar un trabajo previo para conocer el tipo de suelo y topografía del terreno, para tener conocimiento de las propiedades del suelo, ya que se convertiría en empujes actuantes en el muro, se usa la estática para la determinación de las fuerzas, entre éstas, la fuerza de empuje activo, es una de las más importantes; luego un análisis pseudoestático debido a que el sismo “suma” fuerzas a las fuerzas estáticas; para corroborar que el muro de contención no vuelque, deslice o asiente, se debe realizar una verificación de la estabilidad global del muro de contención, entendiéndose al comportamiento como la forma en que un muro de contención responde ante acciones externas, es decir, se mide en términos de deformaciones, esfuerzos y estabilidad del muro.

3.3 Población, muestra, muestreo y unidad de análisis

Por consiguiente se detalló los conceptos de población, muestra, muestreo y unidad de análisis:

Población:

En esta investigación la población son todos los muros de contención del distrito de Punta Hermosa, Lima 2020. De la zona

Considerando el universo finito:

$$n = \frac{Z^2 * N * p * q}{e^2 * (N - 1) + (Z^2 * p * q)}$$

Z= Nivel de confianza (correspondiente con tabla de valores Z)

P= Porcentaje de la población que tiene el atributo deseado

Q= Porcentaje de la población que no tiene el atributo deseado= 1-p

Nota: cuando no hay indicación de la población que posee o no el atributo se asume 50% para p y 50% para q

N= tamaño del Universo (se conoce puesto que es finito)

e= Error de estimación máximo aceptado

n= Tamaño de la muestra

$$n = \frac{1.96^2 * 50 * 0,5 * 0.5}{0.05^2 * (50 - 1) + (1.96^2 * 0.5 * 0.5)}$$
$$n = 44.3$$

Muestra:

En esta investigación, se tomó dos tipos de muros de contención que fueron los muros de contención de concreto armado en voladizo y el muro de contención de suelo reforzado en el distrito de Punta Hermosa, Lima.

Muestreo:

En la presente investigación el muestreo es por conveniencia, debido a que la elección de los muros de contención no depende de probabilidades, sino de cuál se adecuó al estudio de la presente investigación.

Unidad de análisis:

Las unidades de análisis en la presente investigación son: las fuerzas, los momentos, los esfuerzos y los desplazamientos.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Los procedimientos y actividades que permitieron acceder a la respuesta de las preguntas de la investigación fueron las siguientes:

La información indirecta del proyecto se obtuvo datos de revisiones bibliográficas de fuentes originales, como libros electrónicos de autores expertos en el tema, artículos de revistas indexadas nacionales e internacionales, tesis nacionales e internacionales, documentos y sitios web de internet.

En la técnica de recolección de datos para la investigación, se obtuvo información directa de los estudios de levantamiento topográfico del área de estudio mediante un levantamiento topográfico, se realizó en campo, con el uso de la estación total representados en el software AUTOCAD; para el análisis documental se alcanzó

archivos y registros de diseños aledaños de malecones como características similares del objeto de estudio, respecto a obras ejecutadas en el pasado.

La recolección de datos se fundamenta con instrumentos estandarizados, los datos se obtienen por observación, medición y documentación; además deben ser legítimos y confiables en estudios previos o se generan nuevos basados en la revisión de la literatura y se prueban y ajustan, gracias a estos se pudo obtener información para obtener resultados para la solución del problema de la investigación (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014).

Los instrumentos utilizados en la investigación fueron formatos y registros para la recolección y procesamiento de datos para la capacidad portante del suelo empleado por el laboratorio de suelos, quien certifica la veracidad de los datos obtenidos en los ensayos.

Como guía de información se investigó acerca de las normas que influyen en el análisis sísmico y el diseño del muro de contención de acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, Manual de Carreteras del Perú, Manual de Puentes Perú MTC RD_19-2018-MTC-14 y la Norma FHWA-NHI-10-024 "Diseño y construcción de muros de suelo mecánicamente estabilizado (MSE) y taludes de suelo reforzado Federal Highway Administration (FHWA, por sus siglas en inglés) de los Estados Unidos de Norte América, como un manual para el diseño y construcción de muros MSE, el cual se usó debido a que aún en Perú no existe un manual de diseño de suelo reforzado MSE.

En cuanto a las fichas de registro de datos se realizaron con el fin de obtener la mayor información del área de estudio, y los parámetros de diseño, documento que fue aprobado por juicio de expertos.

Para el desarrollo de la investigación se usó hojas de cálculo Excel, Mathcad y software SAP 2000, prueba gratuita para estudiantes.

Validez:

Valarino, Yáber y Cemborain afirman:

La validez demuestra a que debe tenerse cierto nivel de verdad, que no se mida otra cosa que no sea parte de la investigación, que la técnica usada mida el fenómeno que se supone debe medirse o que el

observador pueda organizar un comportamiento en una nivel con cierto grado de seguridad (2015, pág. 227).

La validez para el proyecto será medida mediante los resultados de levantamiento topográfico con una Estación Total calibrada, los ensayos de Mecánica de suelos por un laboratorio con equipos calibrados y el análisis sísmico comparativo respaldado por el Reglamento Nacional de Edificaciones y el Manual de Puentes Perú MTC RD_19-2018, apéndice A11 “Diseño Sísmico de estructuras de Contención” y la normativa internacional del Federal Highway Administration (FHWA) de EE.UU.

Para la ficha de recolección de información se obtuvo una validez con un promedio de 5/5 por el juicio de 3 expertos (VER ANEXO N°7).

Respecto a la confiabilidad, Valarino *et al.* (2015), Explicaron que el instrumento mida lo mismo cada vez que se usa o que diferentes observadores midan lo mismo en circunstancias similares y consigan llegar a acuerdos (pág. 229).

Esta tesis tuvo enfoque cuantitativo, por consiguiente, no se aplicaría la confiabilidad dentro de su estudio.

3.5 Procedimiento

Esta sección describe el modo de recolección de información o control de variables.

Zona de estudio:

En cuanto a la ubicación, el terreno del estudio está localizado en el distrito de Punta Hermosa, situado en la provincia de Lima entre los kilómetros 42.5 y 45 de la Carretera Panamericana Sur, aproximadamente a 43 km en dirección sur con respecto a la zona céntrica de Lima con un piso altitudinal entre 0 m.s.n.m. a 500 msnm. Está limitado por el norte por la quebrada Lúcumo y por el sur por la quebrada Río Seco, limita al noroeste con el distrito de Lurín y al sureste con el distrito de Punta Negra. El área de estudio se encuentra ubicada en el tramo frente al AA.HH. Agrupación de familias Urbanización El Carmen, en el km 43 del distrito de Punta Hermosa, departamento de Lima, Perú. Ver el ANEXO 1.

Figura 4

Ubicación del área de estudio



Fuente: Google Maps (2020).

El terreno se encuentra denominado dentro de la zonificación tipo RZP: Recreación pública y parques, rodeado de edificaciones del tipo RDM: Residencial densidad media.

Presenta un clima semicálido (Desértico árido-Sub Tropical) los veranos son calientes, bochornosos, áridos y nublados y los inviernos son largos, frescos, secos y mayormente despejados. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 16 °C a 27 °C y rara vez baja a menos de 15 °C o sube a más de 30 °C.

Las precipitaciones de menor cantidad de lluvia ocurre en marzo, donde el promedio de este mes es 0 mm y en julio su máxima precipitación que llega hasta un promedio de 3 mm, por consiguiente variación en la precipitación entre los meses más secos y más húmedos es de 3 mm, excepto en los años en que hay presencia del Fenómeno del Niño, ocasionando lluvias hasta huaicos como, el 15 de marzo de 2017, se registró un huayco en la quebrada Río Seco, en el sector de Pampa pacta del distrito de Punta Hermosa a más de 1 km de la zona de estudio. Para el meteorólogo Nelson Quispe del Senamhi, manifiesta que la costa es “seca”, vivimos en un desierto y las lluvias son muy escasas, en Lima, por ejemplo, al año llueve 15 litros de agua por m^2 Sin embargo, en marzo de ese año llovió desde la medianoche, en promedio, de 4 a 5 litros de agua m^2 , quiere decir que solo en seis horas llovió la tercera parte de lo que acumula en un año entero. La lluvia más fuerte

que hubo en Lima fue en enero del año 70, que justamente en esa fecha el agua de mar estaba caliente. En aquella oportunidad se registraron 17 litros por m^2 , ese es el efecto del calentamiento del mar (Guzmán/Perú21, 2017), para la estación las palmas en esa época en el mes de marzo, la precipitación llegó hasta 31 mm (Servicio de agua potable y alcantarillado de Lima, 1992, pág. 22), por consiguiente no se considerará la infiltración el agua en el relleno de los muros de contención debido a las precipitaciones, debido a que la precipitación es baja.

Esta tesis contempla la construcción de un muro de contención perimetral, transmitiendo la carga viva, carga muerta y las combinaciones posibles según el RNE (E.030), también se consultó la información normada sobre la geología y sismicidad de la zona en estudio, la cual consistió en el boletín N° 43 del INGEMMET (1992) y Alva Hurtado, *et al* (1984). El área de interés corresponde a una zona del litoral de la Costa Central del país, conformante arenas eólicas, dada la presencia predominante de suelos granulares. Esta unidad está constituida por potentes depósitos de arena fina y/o limo de origen aluvial de Pleistoceno de mediana consistencia. Presenta, por su ubicación, peligros geológicos por arenamiento, que es la falta de precipitaciones, causando el avance de arena por “[...] los arenamientos originados por la acción del viento, también afectan a la población de la zona urbana de Punta Hermosa” (Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico, 2019, pág. 27).

Figura 5

Arenamientos en el distrito de Punta Hermosa



Fuente: INGEMMET, Dirección de geología ambiental y riesgo geológico, (2019)).

El levantamiento topográfico es una serie de actividades que tienen por objetivo principal determinar la posición de puntos en el espacio y su figura en un plano (González, Rincón, & Vargas, 2018, pág. 3), tuvo como objetivo principal reproducir lo más fiel posible la morfología del terreno, se obtuvo según requerimientos del proyecto y las normas técnicas legales pertinentes; para conocer el área en donde se realizó el estudio y la superficie, considerando las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, con ayuda del topógrafo, asistente y el uso de instrumentos como de la estación total y la mira, usada por el asistente, se procedió de la siguiente manera: para la captura de datos de los puntos del terreno, se empieza por ubicar la estación total y nivelar sobre uno de los puntos de control situado anticipadamente con el GPS, se ingresan las coordenadas de este punto y se dirige una visual al otro punto de control y se ingresan las coordenadas del segundo punto de control o el azimut de esta línea base; este procedimiento orienta la estación, y define la línea base o línea de referencia que no es otra cosa que una línea de la cual se conoce las coordenadas rectangulares de sus extremos o la coordenada de uno de ellos y el azimut de la misma, gracias a esta información el microprocesador estará en capacidad de calcular y presentar en pantalla las coordenadas rectangulares de los puntos donde se ha colocado el prisma y se han registrado mediciones (BM), luego se desplaza la estación total a otro punto, para completar la captura de datos, estos datos se representaron en el programa de dibujo asistido AUTOCAD, se consideró la selección de la escala, cuadrícula, leyenda, recuadro de identificación, etcétera; para mayor detalle ver el ANEXO N° 02 – LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

Tabla 1

Coordenadas, altitud y descripción del terreno

Nro.	Coordenadas UTM (este, norte)		
	Norte	Este	Cota
BM-01	8637848.496	300519.693	65.000
BM-02	8637854.392	300521.203	65.160
BM-03	8637897.147	300504.637	64.617

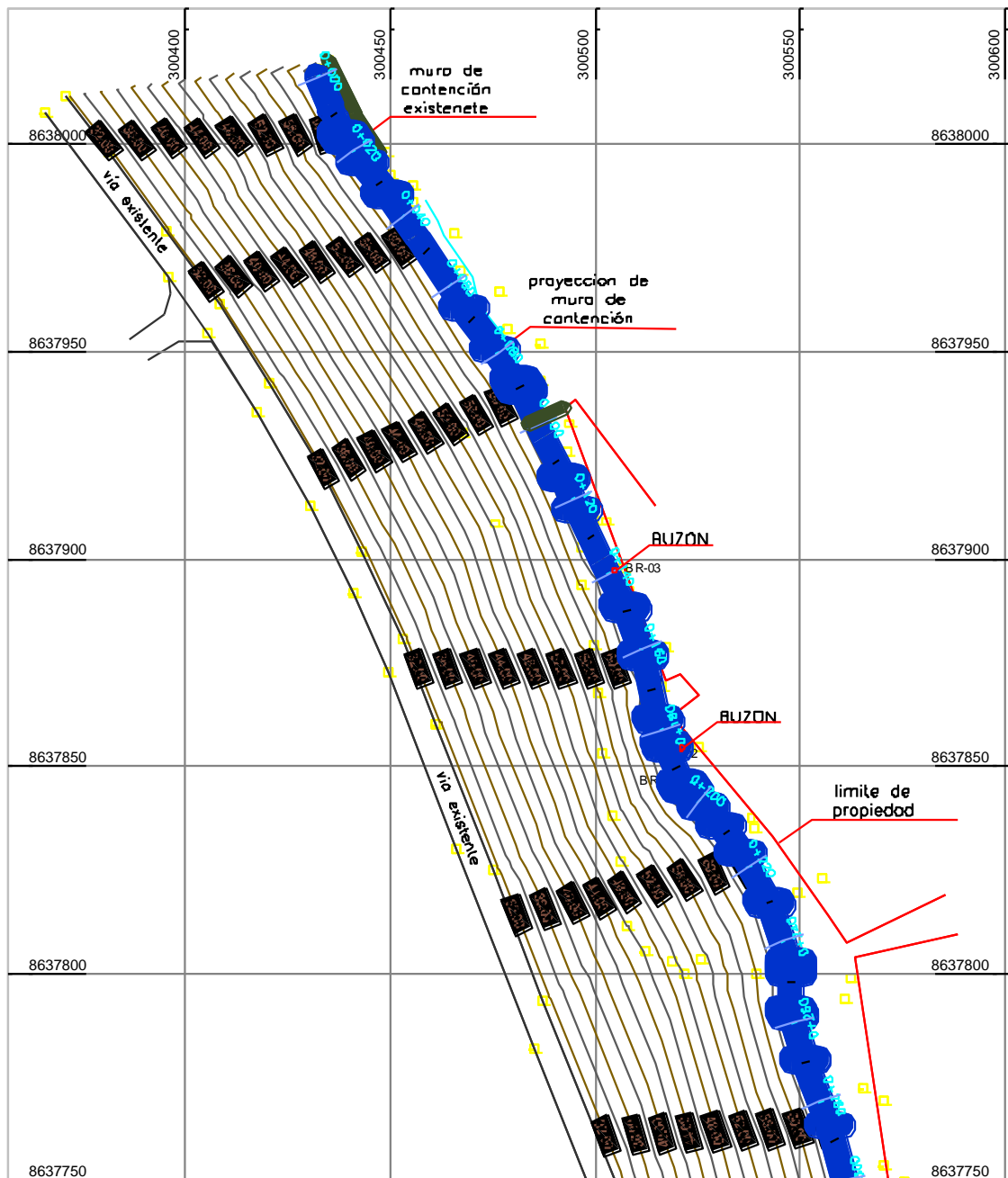
Fuente: Elaboración propia.

Luego se realizaron los perfiles de secciones transversales de las progresivas 0+000 hasta 0+615 ml como se observan en el ANEXO 2.1, se determinaron las alturas de los muros de contención que son 2m, 3m, 4m y 5m para el análisis del comportamiento sísmico de los dos tipos de muros de contención.

El estudio topográfico se representó de la siguiente manera:

Figura 6

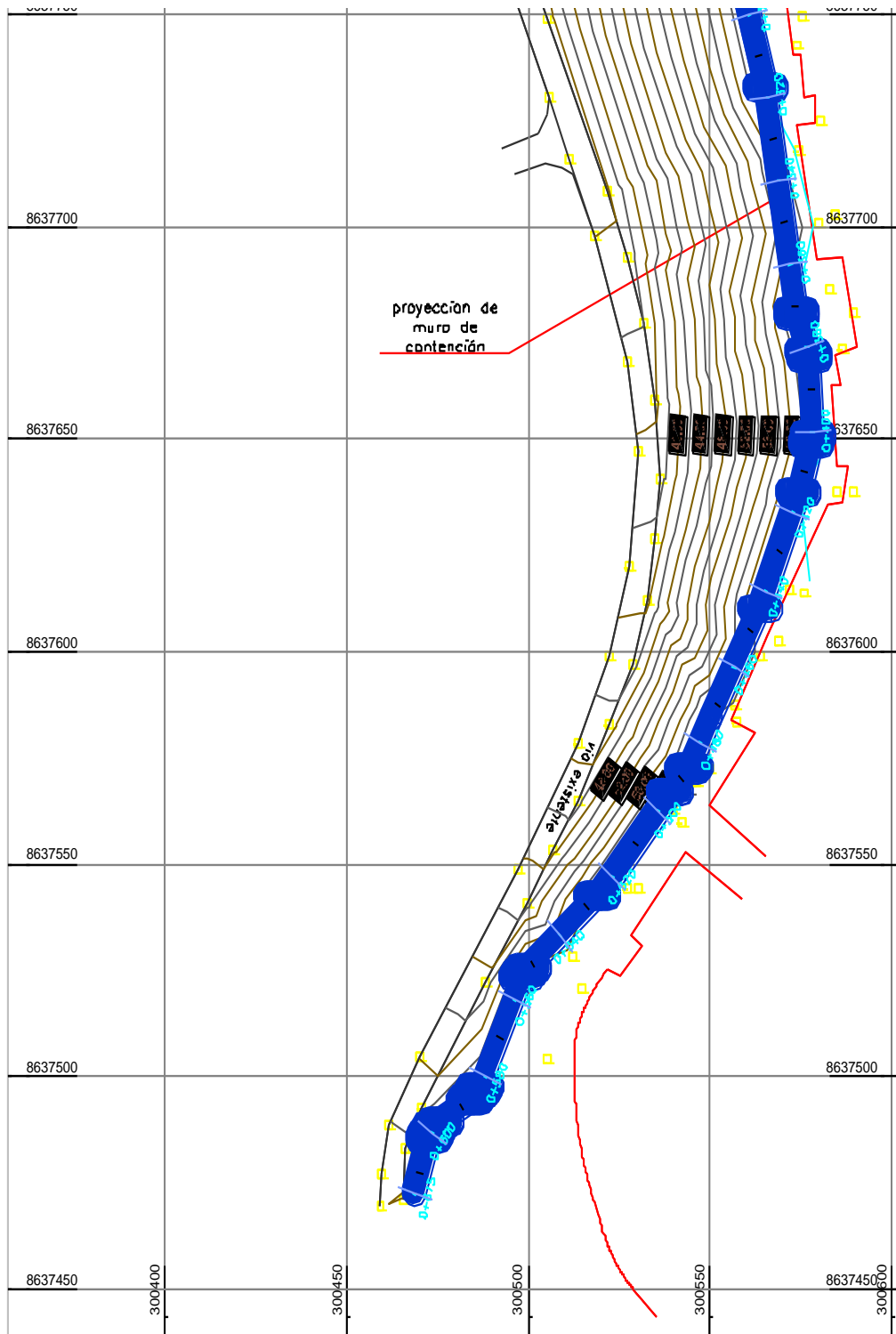
Topografía Norte de la zona estudiada en el trabajo de investigación



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7

Topografía Sur de la zona estudiada en el trabajo de investigación



Fuente: Elaboración propia.

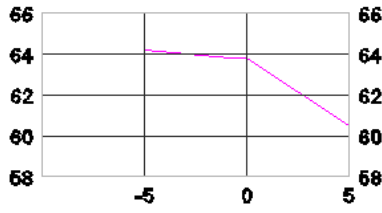
A continuación las secciones transversales:

Figura 8

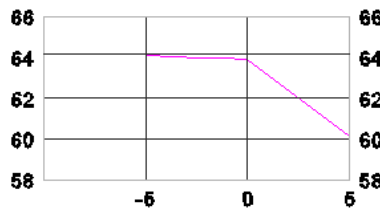
Perfil del terreno desde 0+000 hasta 0+615



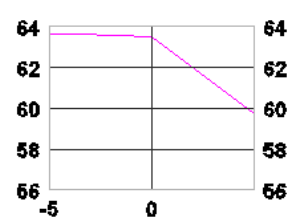
0+400



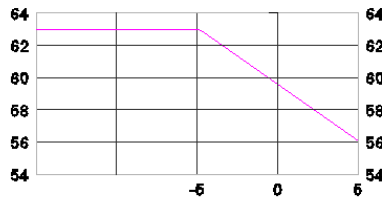
0+420



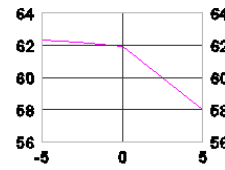
0+440



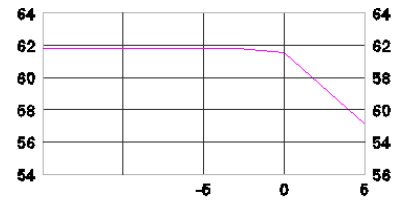
0+460



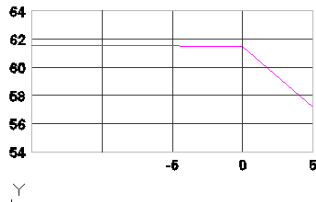
0+480



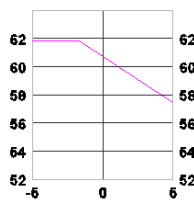
0+500



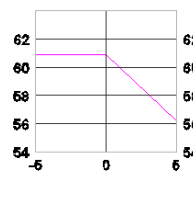
0+520



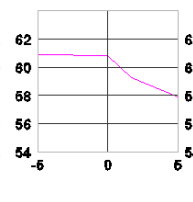
0+540



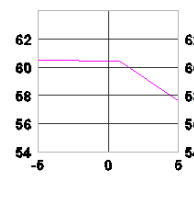
0+560



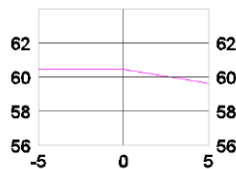
0+580



0+600



0+615



Fuente: Elaboración propia.

El estudio de mecánica de suelos, se ejecutó con el propósito de reforzar la estabilidad y duración de las obras y para impulsar la utilización racional de los recursos. [...] “con una obligatoriedad para edificaciones adyacente a taludes [...]” (Ministerio de Vivienda, construcción y saneamiento, 2018).

El EMS se proyectó en tres etapas, la primera consistió en investigaciones geotécnicas de campo que involucra ensayos de campo (calicatas). La segunda etapa fue el proceso de la data de campo en laboratorio, con el objeto de determinar las características del subsuelo (ensayos de clasificación de suelos a través del

juego de tamices, contenido de humedad, límites de consistencia, etc.). La tercera etapa fue el trabajo de gabinete que consistió en la ingeniería para obtener la capacidad admisible del suelo y el asentamiento elástico inmediato de la cimentación. Finalmente, con la capacidad de carga según las características del suelo y de la cimentación, además recomendar el tipo y profundidad de cimentación de la estructura. La investigación de campo se efectuó de acuerdo a la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones en una versión más reciente.

La longitud del tramo en donde se desarrolló el estudio tiene 0+615 ml., con un área aproximada de 3075 m², Según el Reglamento Nacional de Edificaciones en la versión más reciente, se puede clasificar este tipo de edificación como un tipo de edificación "C". Por tanto, se sugiere una prospección geotécnica cada 800 m², siendo el mínimo de 3 prospecciones necesarias a cielo abierto, en la siguiente tabla se observa el resumen de calicatas:

Tabla 2:

Profundidad de calicatas y nivel freático

Calicata	Nivel freático	Profundidad Total (m)
C-1	No se encontró	3.20
C-2	No se encontró	3.00
C-3	No se encontró	3.00

Fuente: Elaboración propia.

Se tomaron muestras en las calicatas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente (aproximadamente 10 kilogramos) y debidamente protegidas y rotuladas (bolsas plásticas gruesas de polipropileno) que fueron remitidas al laboratorio de mecánica de suelos de la empresa Modeland Consultores E.I.R.L. para la realización de los ensayos de clasificación, contenido de humedad, límites de consistencia, gravedad específica, resistencia con el ensayo de corte directo en la fracción química y análisis químico. Asimismo al muestreo se efectuó el registro de excavaciones, describiendo las principales características de los estratos encontrados en campo, tales como: Clasificación SUCS, Plasticidad, Compacidad, Humedad, Color, Espesor, presencia de Nivel

freático. En el Análisis granulométrico por tamizado ASTM D 422, Límite Líquido y Plástico ASTM D 4318, Contenido de Humedad Natural ASTM D 2216, y Clasificación de suelos ASTM D 2487, dando como resultado, según la tabla, el tipo de suelo SUCS es SP (Arena mal graduada), que en el peor de los casos existe un 86.5 % de arena, como se muestra en la Tabla 3:

Tabla 3

Resumen de los ensayos Estándar de Laboratorio

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	SUCS	Ensayos Estándar					
				% F	% A	% G	W (%)	LL (%)	IP (%)
C-01	M1	1.50 – 1.70	SP	3.0	88.0	9.0	6.0	-	NP
C-02	M1	1.80 – 2.00	SP	2.5	86.5	10.0	5.5	-	NP
C-03	M1	2.00 – 2.20	SP	2.8	84.7	9.7	5.6	-	NP

Fuente: Elaboración empresa Modeland Consultores E.I.R.L.

En la tabla 3 se presenta el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de corte directo de laboratorio de mecánica de suelos para todas las muestras (Ver ANEXO 3).

Tabla 4

Resumen de los ensayos de Corte Directo

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Cohesión (KPa)	Angulo de Fricción Interna (°)
C-01	M1	1.50 – 1.70	0.00	30.20
C-02	M1	2.00 – 2.25	0.00	31.50
C-03	M1	2.10 – 2.20	0.00	31.00

Fuente: Elaboración empresa Modeland Consultores E.I.R.L.

Para determinar el grado de agresividad de las sales, cloruros y sulfatos al concreto y al acero se realizó el análisis químico a una muestra representativa del suelo. Los ensayos que se realizaron para el análisis químico fueron: Contenido de Sales Solubles Totales (ASTM D-1989), Contenido de Sulfatos (ASTM D-516) y Contenidos de Cloruros (ASTM D-512). De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis químico del suelo mostrados en la TABLA 4.

Para Gonzales (1998):

La corrosión por cloruros, el efecto debido a la humedad, es importante sobre todo en los niveles de 70 a 90 % de humedad relativa, en Lima, la humedad relativa más alta es en septiembre (85.5%), [...] en regiones cálidas muestran que la elevada humedad relativa provoca el fenómeno de la corrosión, debido a esto, el autor recomienda un relación agua cemento, alrededor de 0.4 que equivale a 350 Kg/cm^2 y la selección de cemento más apropiado como son los tipos resistentes a los sulfatos y los cementos adicionados o los Portland tipo I, dependiendo del caso, contribuye efectivamente a la prevención (págs. 18-23).

Tabla 5

Resumen de Análisis químico

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Ensayos Químicos		
			Cloruros (ppm)	Sulfatos (ppm)	Sales Solubles Totales (ppm)
C-01	M1	1.50 – 1.70	606	8	480

Fuente: Elaboración empresa Modeland Consultores E.I.R.L.

A continuación en la siguiente tabla la capacidad admisible de carga y los asentamientos producidos de acuerdo a las diferentes dimensiones asumidas para los diferentes tipos de cimentación.

Tabla 6

Capacidad admisible de carga y asentamientos producidos

Tipo de Cimentación	Profundidad de Cimentación D_f (m)	Ancho (m)	Capacidad de Carga Admisible (Kg/cm^2)	Asentamiento (cm)
Corrido	1.50	1.00	3.36	0.312
		1.50	3.75	0.492
		2.00	3.98	0.686
		2.50	4.27	0.893

Fuente: Elaboración empresa Modeland Consultores E.I.R.L.

El Asentamiento, aplicando la teoría de la elasticidad se obtiene un asentamiento máximo de hasta 0.2 cm, siendo el máximo tolerable de 2.54 cm. Estando por tanto en el rango de tolerancia.

En base a las características del perfil estratigráfico y las cargas transmitidas por las estructuras proyectadas, se recomendó cimentar a una profundidad mínima (Df) de 1.5m por debajo del nivel del terreno natural. Debido al tipo de material gravo arenoso de cimentación y las cargas transmitidas se recomendaron cimentaciones superficiales, en base a cimientos corridos. El resultado de estudio de suelos determinó las siguientes características:

Tabla 7

Resumen de resultados del Estudio de Mecánica de Suelos

Descripción	Simbología	Resultado
Tipo de suelo SUCS	SP	Arena pobremente graduada
Tipo de suelo AASHTO	A-3	Arena de pobre gradación
Fricción interna	ϕ	30°
Cohesión	C	0 kg/cm ²
Peso específico	γ	2.039 Ton/m ³
Presión del terreno admisible	qa	1.2 kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Para el pre dimensionamiento del muro de contención se necesitó de datos del suelo como la cohesión, el ángulo de fricción del suelo y peso unitario del suelo; el ángulo de fricción interna del suelo es el ángulo máximo de reposo que puede aceptar una partícula de suelo granular (grava o arena); la cohesión se refiere a una fuerza interna que permite la adherencia entre las partículas del suelo, se encuentran en suelos finos (limos o arcillas); y el peso específico de los suelos, siendo el valor más importante, se refiere a la relación del suelo y su volumen. El mejor relleno para un muro de contención es el de un suelo sin cohesión y bien drenado. Se debe tener en cuenta que este material debe tener un tamaño suficiente para evitar el taponamiento en los drenajes.

En la toma de recopilación de información para el diseño, la municipalidad no contó con un proyecto en dicha zona (malecón), pero si uno aledaño, es por esto, se obtuvo el expediente técnico (copia), el cual permitió ver que ancho de sección mínimo de continuación tuvo, además de un registro fotográfico certificando los límites de propiedad con el área pública de la sección de vía con una wincha, se buscó obras similares a las del estudio, concluyendo así que la vía (Jr. Virgen del

Carmen) junto el malecón corresponde a 10.3 metros de ancho como mínimo, obteniendo así las alturas del muro de contención. VER ANEXO N°4

Ya obtenidos los datos de los trabajos previos de ingeniería se procedió a realizar el pre dimensionamiento y diseño de los muros de contención.

Finalmente se realizó el análisis del comportamiento sísmico comparativo mediante el modelamiento en el software SAP2000 versión 2020.

Técnica: Gabinete (Investigación bibliográfica, recopilación de datos con certificación) y diseño y modelamiento con software.

Instrumento: Reglamento nacional de edificaciones (Normas Técnicas) e Instrumento digital SAP 2000.

3.6 Método de análisis de datos

El análisis de datos, para el proceso del trabajo de investigación, fue descriptivo, se usaron programas como Excel, AutoCAD, para la comprobación de análisis de datos se usará el software SAP 2000 mediante la herramienta, para mejorar el resultado del comportamiento sísmico de las estructuras, en cuanto al cálculo del comportamiento sísmico se usó el método de los elementos finitos o MEF, éste método permite observar los diferentes problemas al que va a estar sometido la estructura mediante el software, puede ser usado en la resolución y diagnóstico de problemas de análisis estructural para la obtención de desplazamientos y deformaciones.

3.7 Aspectos éticos

Para la realización de esta investigación se suministró información de tesis relacionadas, libros, normas, sitios web, artículos de revistas indexadas y otras fuentes de información, las cuales fueron citadas y referenciadas por la norma APA. Respeto, como garantía del trabajo de investigación obtuve información verídica y clara, con cual la obtención de información de otros autores será citada con la norma correspondiente.

IV. RESULTADOS

En este capítulo se describen los resultados obtenidos del comportamiento sísmico del muro de contención de concreto armado en voladizo frente al muro de suelo reforzado en la investigación, para obtener los resultados se realizaron el pre dimensionamiento de los muros de contención, luego el diseño y por último el modelamiento.

Tabla 8

Parámetros de diseño para los muro de contención

Análisis comparativo del comportamiento sísmico del muro de contención en voladizo frente al suelo reforzado con geosintéticos, Punta Hermosa, 2020							
DEPARTAMENTO				LIMA			
PROVINCIA				LIMA			
DISTRITO				PUNTA HERMOSA			
ASENTAMIENTO HUMANO				AGRUPACIÓN DE FAMILIAS EL CARMEN			
PARÁMETROS DE DISEÑO							
Perímetro				0+615	ml	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	
Cota del terreno				65.1	msnm		
Tipo de edificación				C		RNE E030	
Zonificación				0.45			
Estudio Mecánica de Suelos (Talud existente aparentemente estable)							
		Clasificación SUCS		SP		EMS, NORMA CE.050 SUELOS Y CIMENTACIONES, NORMA CE.020 SUELOS Y TALUDES	
		Clasificación ASHTO		A-3			
		Peso específico del suelo		2039	Kg/m ³		
		Ángulo de fricción interna suelo		30	°		
		Cohesión		0	kPA		
		Capacidad portante del Suelo min		1.2	kg/cm ²		
		Modulo de elasticidad Es		917.81	kg/cm ²		
		Relación de Poisson v		0.25			
MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO							
Muro de contención de concreto armado							
		f'c		350	Kg/cm ²	Diseño y construcción de muros de	
		Fy		4200	Kg/cm ²		
		γc		2.4	Ton/m ³		
		Ec		2806243.04	Kg/cm ²		
MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO							
Muro de suelo reforzado							
Tipo de Refuerzo: Cintas poliméricas Tipo GeoStrap 5							
		Ancho del rollo		50	mm	FICHA TÉCNICA CINTA POLIMÉRICA GSTRAP 5 TIERRA ARMADA	
		capacidad de tracción última Tult		5.1	Ton/m		
Paneles de concreto prefabricado							
		ancho		1.5	m		
		alto		1.5	m		
		Espesor		0.14	m		
		f'c		350	Kg/cm ²		

Fuente: Elaboración propia.

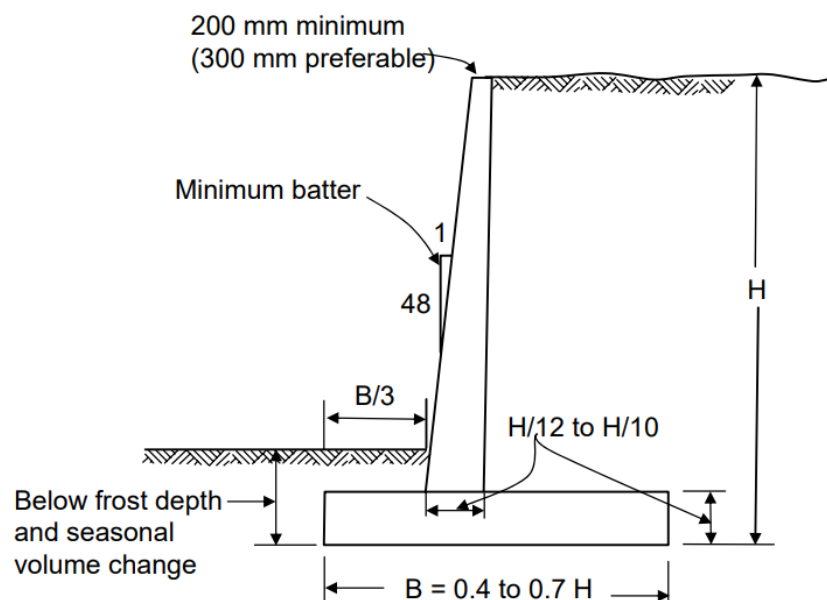
MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO EN VOLADIZO

Para hallar la geometría del muro de contención se empieza por el pre dimensionamiento, es el proceso en el que se determina las dimensiones de un muro de contención en función a algún parámetro característico de este. Este parámetro es, usualmente, la altura del muro de contención.

Para definir el predimensionamiento del muro, se partió con los siguientes parámetros, como: La altura del muro (H) depende de la necesidad o de cuánto aproximadamente se quiere contener (relleno). El ancho del muro para McCormac *et al.*: “tiene mayor espesor desde su base ya que es allí en donde es mayor las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes” (2018, pág. 401); tiene un espesor mínimo (b_0) de 0.20m, pero es recomendable que sea de 0.30 m en la corona, debido al proceso constructivo. El espesor de la zapata (h_t) es aproximadamente el espesor total, estará entre el 8% y 12% de H , se usan espesores mínimos entre 0.25 y 0.30 m. La longitud de la base o zapata (b) puede considerarse entre 40% y 70% de H .

Figura 9

Pre-dimensionamiento de muros en voladizo



Fuente: Alva, Diseño de muros de contención, (2016).

Como se puede observar de la figura anterior, la longitud de la cimentación necesita de la altura del muro, otro parámetro de interés es la longitud de cimentación que es cubierta por el relleno, como se puede observar del dimensionamiento propuesto, este es aproximada los dos tercios de la longitud total de la cimentación, este hecho es relevante, pues los muros de contención de este tipo usualmente funcionan usando el peso del trasdós como contrapeso al empuje lateral.

Debido a las fallas que producen las presiones de tierra, provocan deslizamientos, los cuales se han estudiado de la siguiente manera:

El Empuje de reposo, es el caso cuando las deformaciones son nulas, se le denomina empuje en reposo.

El Empuje activo (E_a): Si el muro se mueve, causando la expansión lateral del suelo se produce una falla por corte del suelo retenido provocando que el muro de contención se mueva una pequeña distancia y se desarrolle una presión denominada activa del suelo, es como si detrás del muro hubiese un líquido que empuja. Para determinar el valor del empuje activo existen teorías entre las cuales la Teoría de Rankine es válida solo tierras no cohesivas, incompresibles y homogéneas; la superficie del muro interior es vertical y no existe fricción entre el relleno y el muro.

La fuerza activa E_a para una longitud unitaria del muro se puede calcular con:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Ecuación 1: Empuje activo (Rankine) para suelos granulares.

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi'}}$$

Ecuación 2: Coeficiente de empuje activo K_a con pendiente (Rankine).

Donde:

K_a = Coeficiente de presión activa de tierra de Rankine para el caso generalizado

H= Altura del muro

γ = Peso unitario del suelo

φ' = Ángulo de fricción del suelo

α = Ángulo de inclinación del suelo con la horizontal

En esta investigación no hubo inclinación del terreno encima del relleno es por esto la ecuación del coeficiente del empuje activo se reduce a la siguiente expresión:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = 0.333$$

El resultado del empuje activo del terreno K_a para los muros de contención es:

Muro (m)	E_a (Tonf)
2	1.5
3	3.37
4	5.99
5	9.37

En cuanto a la estabilidad del muro de contención, se corrobora gracias al factor de seguridad contra el vuelco. Los momentos de las fuerzas no factorizadas de volteo y resistentes se toman respecto a la punta de la zapata. “Tradicionalmente, se ha pensado que el factor de seguridad contra el volteo debe ser por lo menos igual a 2” (McCormac *et al.*, 2018, pág. 405). Mayormente no se toma en cuenta el relleno sobre la punta porque en un momento dado éste puede estar erosionado.

$$F.S. \text{ vuelco} = \frac{\sum Mo \text{ resistentes}}{\sum Mo \text{ actuantes}} \geq 2.0$$

El resultado de F.S. al vuelco es:

Muro (m)	$F.S. \text{ vuelco}$
2	3.163
3	2.733

4	2.811
5	2.804

El Factor de seguridad contra el deslizamiento se consideró puesto que un gran porcentaje de fallas en los muros se debe al deslizamiento. Para verificar el cálculo del factor de seguridad contra el deslizamiento, la resistencia estimada al deslizamiento se divide entre la fuerza horizontal total. El factor de seguridad contra el deslizamiento debe ser por lo menos mayor que 1 hasta 1.5.

$$F.S. deslizamiento = \frac{\sum Fh Resistentes}{\sum Fh Actuantes} \geq 1.5$$

El resultado de F.S. al deslizamiento es:

Muro (m)	<i>F.S. deslizamiento</i>
2	1.834
3	2.146
4	2.029
5	2.133

Ver ANEXO 5, hojas de cálculo.

Empuje pasivo (E_p): En cambio, si se aplican fuerzas al muro de manera que éste empuje al relleno, la falla se produce con un ángulo mucho más amplia. A este valor se le denomina empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. El considerar o no la presión pasiva en los cálculos de diseño depende del proyectista, debido a que este suelo va a ser removido o debido a que puede sufrir socavamiento, no fue considerado.

Mientras ocurre un sismo, los muros de contención presentan mayores solicitaciones de carga, a las que debe incluirse durante el diseño, y si no se llegan a calcular correctamente podría poner en riesgo la estabilidad del muro, como ya se han observado antes a causa de terremotos. Durante un sismo existen dos magnitudes de aceleración, siendo la magnitud del componente horizontal el que

ocasiona el daño estructural y debe ser considerado en el diseño de estructuras ubicadas en áreas de actividad sísmica (Kassimalli, 2015, pág. 45). Para entender más sobre las cargas que intervienen durante un sismo, a continuación presento:

Los empujes de tierra sumados los empujes dinámicos que producen el empuje sísmico que menciono a continuación:

Cálculo de Empuje Activo Sísmico: La presión activa sísmica del terreno ha sido históricamente estimada usando el método de Mononobe y Okabe.

Método de Mononobe y Okabe: Es el método más usado para estructuras como los muros de contención (auto estables) es un enfoque pseudo-estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926), es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb cual principio considera las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2018, pág. 597).

Es una amplitud de la teoría de deslizamiento de Coulomb, desarrollaron las bases de un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de retención; tiene el condicionamiento de que sólo es válido para terrenos granulares, también el relleno detrás del muro no debe estar en condiciones saturadas. Para el análisis de los muros también se tuvo en cuenta el empuje dinámico del terreno, sobre los muros de contención, siguiendo lo indicado en la metodología de Mononobe-Okabe señalada en el manual de diseño de puentes del MTC.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE}$$

Ecuación 3: "Fuerza lateral dinámica de la presión de la tierra. (kip/ft)." (Ministerio De Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 609).

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - B)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} = 0.415$$

Ecuación 4: "Donde el coeficiente sísmico KAE de presión de tierra activa, adimensional" (Ministerio De Transportes y Comunicaciones, 2018, pág. 609).

Donde:

γ = Peso unitario del suelo (kcf)

H = Altura del suelo (ft)

ϕ = Ángulo de fricción del suelo (grados)

θ_{MO} = Arc tan (Kh / (1- kv)) (grados)

δ = Angulo de fricción entre el suelo y el muro (grados)

Kh = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)

Kv = Coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional)

i = Angulo de inclinación de la superficie del relleno (grados)

β = Inclinación del muro respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra) (grados)

h = Altura vertical del muro medido desde el nivel del suelo, en la espalda del talón del muro, hasta la parte superior del suelo que puede ser con pendiente por sobrecarga, si está presente.

El resultado del Empuje activo sísmico del terreno (K_{AE}) es:

Muro (m)	E_{AE} (Tn.f)
2	0.37
3	0.83
4	1.47
5	2.29

El resultado de F.S. al vuelco es:

Muro (m)	F.S. vuelco
2	2.206
3	2.002
4	2.007
5	2.000

El resultado de F.S. al deslizamiento es:

Muro (m)	F.S. deslizamiento
2	1.628
3	1.902
4	1.76
5	1.772

Otro factor de seguridad que debe ser calculado para verificar que la estructura no se asiente es el factor de seguridad por capacidad portante “se utiliza un adecuado factor de seguridad con la carga última, FS = 2.0 para suelo granular y FS=3.0 para suelo cohesivo” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2012).

$$y = \frac{Me - Mv}{Wt}, \quad e = \left(\frac{B}{2} - y\right)$$

B/6= e máx

Muro (m)	Excentricidad e	e ≤ e máx
2	0.08	conforme
3	0.15	conforme
4	0.12	conforme
5	0.21	conforme

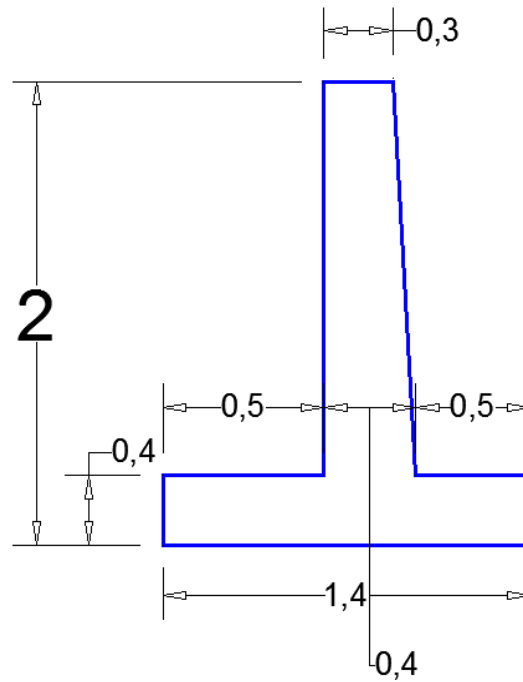
Se consideró la menor σ para mayor seguridad (Ver ANEXO 3.3). El resultado de F.S. por capacidad portante es:

Muro (m)	Capacidad de carga admisible Kg/cm^2	$\sigma =$ $<1.20 Kg/cm^2$
2	0.46	conforme
3	0.79	conforme
4	0.817	conforme
5	1.137	conforme

A continuación la geometría de los muros de contención en voladizo:

Figura 10

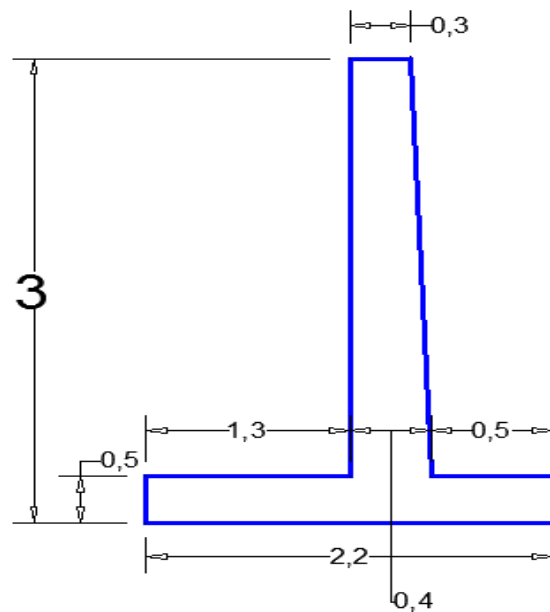
Dimensiones del muro de contención de 2m de altura



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

Figura 11

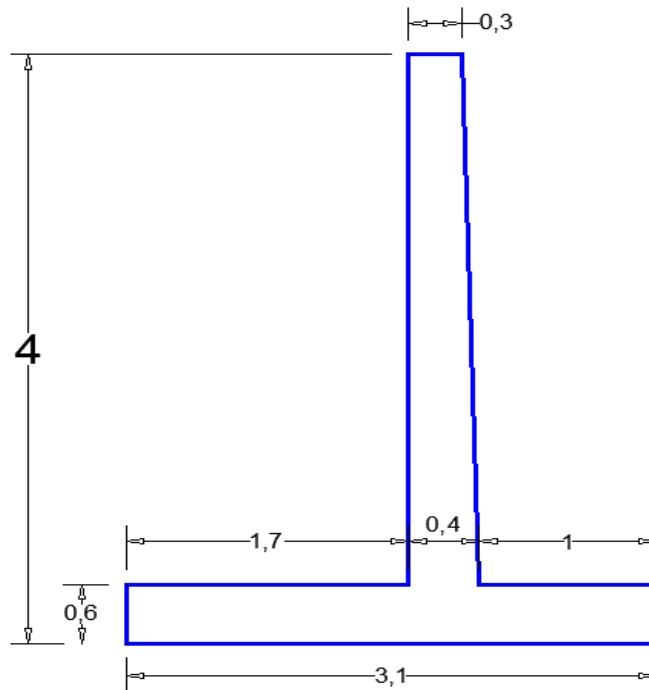
Dimensiones del muro de contención de 3m de altura



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

Figura 12

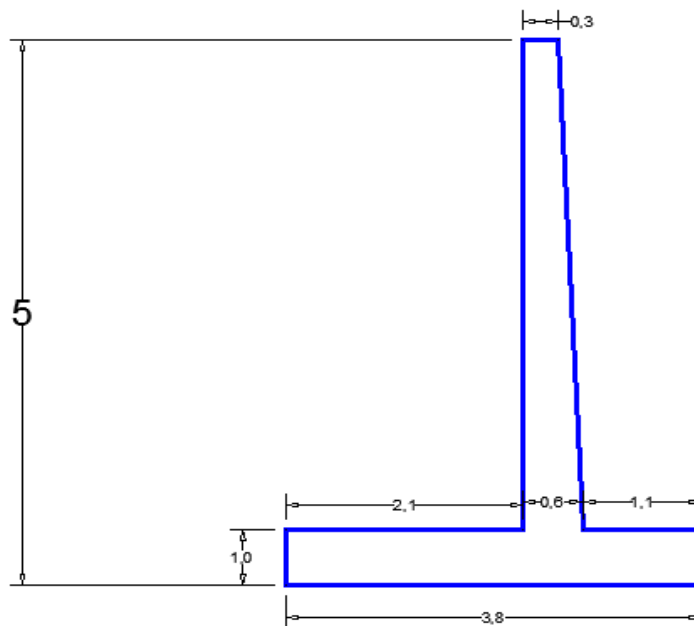
Dimensiones del muro de contención de 4m de altura



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

Figura 13

Dimensiones del muro de contención de 5m de altura



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

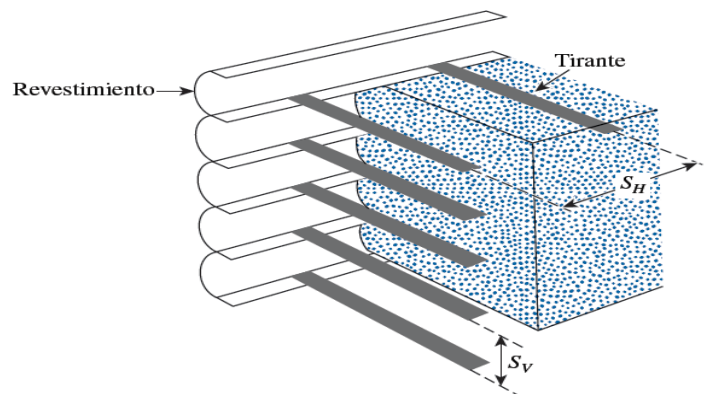
MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO

Para el diseño del muro de suelo reforzado, se toma como principio que es semejante al muro de concreto armado, los elementos que componen este tipo de muro de contención hacen posible la estructura, éstos elementos son el relleno granular, los elementos de refuerzo que trabajan a tracción y un revestimiento frontal modular (Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C., 2020).

Su principal característica es la retención de empujes laterales, ideados para aprovechar uno de los materiales de construcción más económicos que tienen los ingenieros a la mano, el suelo, y prácticamente sin tratamiento de estabilización. Este tipo de estructuras son auto-soportadas, como se aprecia en la siguiente figura, pues el empuje lateral transmitido por la cuña deslizante es resistido por fricción por la masa del suelo posterior a la superficie de falla.

Figura 14

Esquema de suelo reforzado en la práctica de la ingeniería civil



Fuente: (Das, Fundamentos de ingeniería geotécnica, 2015).

Aunque no es necesario en todos los casos, el muro vertical encontrado se protege mediante el uso de adoquines u otro tipo de materiales existentes denominados, dentro de la práctica de esta disciplina, como recubrimiento.

El diseño de muros de contención de suelo reforzado está basado en dos condiciones esenciales, la estabilidad interna y la estabilidad externa. La estabilidad interna consiste en la realización de dos verificaciones esenciales, la resistencia al arrancamiento del refuerzo y la verificación de la resistencia del refuerzo. Las condiciones de estabilidad externa consisten en las verificaciones usuales de factor

de seguridad contra el deslizamiento, contra el volteo y la verificación de la capacidad portante del suelo. Los análisis realizados para las alturas de los muros (2m, 3m, 4m y 5m), se consideró para un período de retorno de 50 años, una aceleración de terreno $PGA=0.45$ g, teniendo en cuenta la norma E0.30 de Diseño Sismoresistente se considera el 80% del PGA que es 0.36 (Artículo 44.2). En cuanto a los parámetros de diseño, se especifican en la TABLA 8.

El Empuje Vertical (E_v): El empuje vertical del muro de suelo reforzado es proporcional a la altura del macizo y se establece a partir de su peso específico del suelo:

El empuje vertical E_v para una longitud unitaria del muro se puede calcular con:

$$E_v = B \gamma_1 H$$

Ecuación 5: Empuje vertical (Rankine) para suelos granulares.

Dónde:

B: Ancho de base del muro

γ_1 : Peso específico del suelo de relleno

H: Altura del muro

La longitud del refuerzo debe ser mínimo el 0.7H del muro y no menos de 2.4 metros

Muro (m)	L (m)	Ev (Tonf)
2	2	8.99
3	3.5	23.55
4	3.7	33.27
5	4.6	51.69

El Empuje Horizontal (E_h): El empuje lateral u horizontal del relleno contenido por el muro, se establece mediante el método de la cuña de Coulomb, en función del ángulo de fricción interna del relleno y la geometría del muro, como se indica a continuación:

En esta investigación no hubo inclinación del terreno encima del relleno es por esto la ecuación del coeficiente del empuje activo se reduce a la siguiente expresión:

$$K_a = \text{Tan}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) = 0.333$$

El resultado del Empuje activo u horizontal estático del terreno (K_{AE}) es:

Muro (m)	E_{AE} (Tn.f)
2	1.498
3	3.371
4	5.994
5	9.365

En Análisis de estabilidad externa se considera el comportamiento del macizo como un bloque rígido definido por la altura y longitud de los refuerzos. Los modos de falla considerados en este análisis involucran: límites de la excentricidad, deslizamiento y las presiones de contacto en la fundación.

En el caso de los muros de suelo reforzado el factor de seguridad al deslizamiento debe ser mayor o igual a 1.5, el factor de seguridad al volteo, para cimientos sobre suelo debe ser mayor o igual a 2 (National Highway Institute, 2009).

$$F.S. \text{ vuelco} = \frac{\sum Mo \text{ resistentes}}{\sum Mo \text{ actuantes}} = \frac{V_1 * \left(\frac{L}{2}\right)}{F_1 \left(\frac{H}{3}\right) + F_2 \left(\frac{H}{2}\right)} \geq 2.0$$

El resultado de F.S. al vuelco es:

Muro (m)	$F.S. \text{ vuelco}$
2	9
3	12.25
4	7.701
5	7.618

$$F.S. \text{ deslizamiento} = \frac{\sum Mo \text{ resistentes}}{\sum Mo \text{ actuantes}} = \frac{V_1 * (\tan \rho * q * \tan \phi)}{F_1 + F_2} \geq 1.5$$

El resultado de F.S. al deslizamiento es:

Muro (m)	<i>F.S. deslizamiento</i>
2	3.464
3	4.041
4	3.204
5	3.187

ϕ = ángulo de fricción del relleno reforzado o de la fundación, el que sea menor de los dos.

q = carga viva de tráfico

Tan ϕ se utiliza para refuerzos discontinuos (tiras)

ρ = es el ángulo de fricción en la interface entre el suelo y el refuerzo

Utilice el menor valor entre Tan en la base del muro o Tan para el refuerzo más bajo para refuerzo continuos.

El resultado del Empuje activo sísmico del terreno ($K_{AE} = 0.415$) es:

Muro (m)	E_{AE} (Tn.f)
2	0.37
3	0.83
4	1.47
5	2.29

$$F.S. \text{ vuelco} = \frac{\sum Mo \text{ resistentes}}{\sum Mo \text{ actuantes}} = \frac{V_1 * \left(\frac{L}{2}\right)}{F_1 \left(\frac{H}{3}\right) + F_2 \left(\frac{2H}{3}\right)} \geq 2.0$$

El resultado de F.S. al vuelco es:

Muro (m)	<i>F.S. vuelco</i>
2	6.037

3	8.217
4	5.165
5	5.11

$$F.S. \text{ deslizamiento} = \frac{\sum Mo \text{ resistentes}}{\sum Mo \text{ actuantes}} = \frac{V_1 * (\tan \rho * q * \tan \phi)}{F_1 + F_2} \geq 1.5$$

El resultado de F.S. al deslizamiento es:

Muro (m)	F.S. deslizamiento
2	2.781
3	3.245
4	2.573
5	2.559

Para los muros de Tierra Armada cimentados sobre suelo, la guía de diseño FHWA NHI-10-24 considera una limitación del valor de la excentricidad en la base a un valor igual al medio central del ancho de la base de $e/B \leq 0.25$ para condiciones estáticas y $e/B \leq 0.40$ para condiciones pseudo estáticas.

$$e = \frac{F1 \left(\frac{H}{3}\right) + F2 \left(\frac{H}{2}\right)}{V1 + qL}$$

Condición estática ($e/B \leq 0.25$) y ($e/B \leq 0.40$) condición psudoestática

Muro (m)	Excentricidad e	$e/L \leq 0.25$ máx
2	0.083	conforme
3	0.086	conforme
4	0.125	conforme
5	0.142	conforme

La capacidad admisible del terreno de fundación deberá de ser superior a las presiones transmitidas por los muros TEM al nivel de su base tanto en condiciones estáticas y pseudo estáticas.

Se consideró la menor σ para mayor seguridad (Ver ANEXO 3.3). El resultado de F.S. por capacidad portante es:

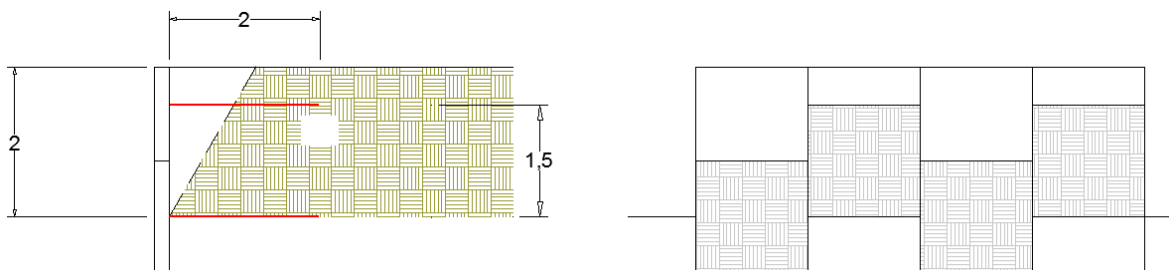
$$\sigma_v = \left(\frac{V1 + qL}{L - 2e} \right)$$

Muro (m)	Capacidad de carga admisible Kg/cm^2	$\sigma = <1.20 Kg/cm^2$
2	0.445	conforme
3	0.643	conforme
4	0.875	conforme
5	1.087	conforme

A continuación la geometría de los muros de suelo reforzado:

Figura 15

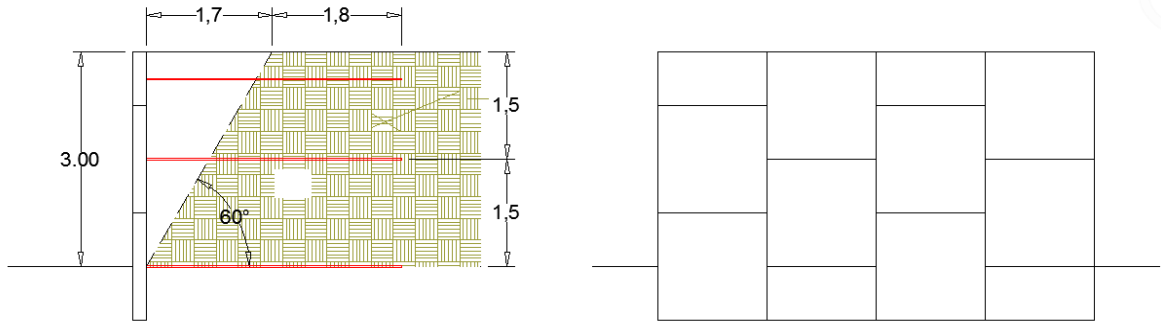
Dimensiones del muro de contención de suelo reforzado de 2m



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

Figura 16

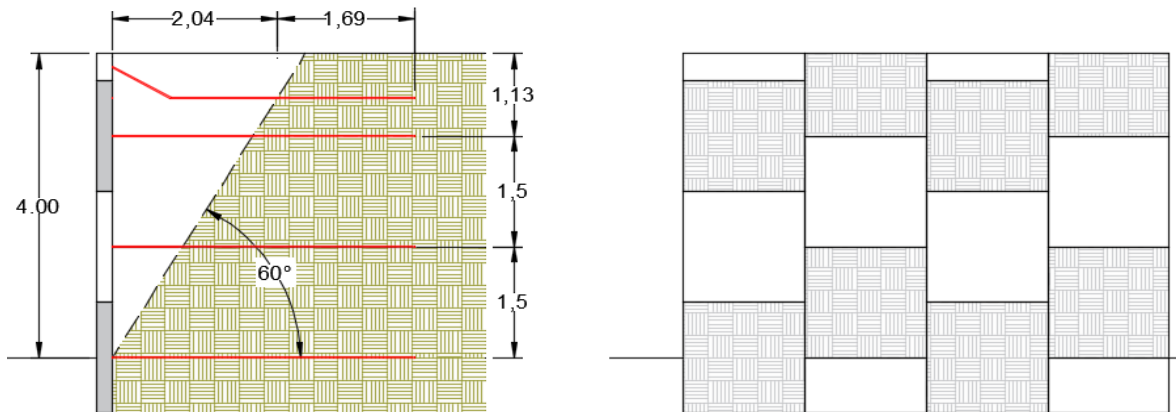
Dimensiones del muro de contención de suelo reforzado de 3m



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

Figura 17

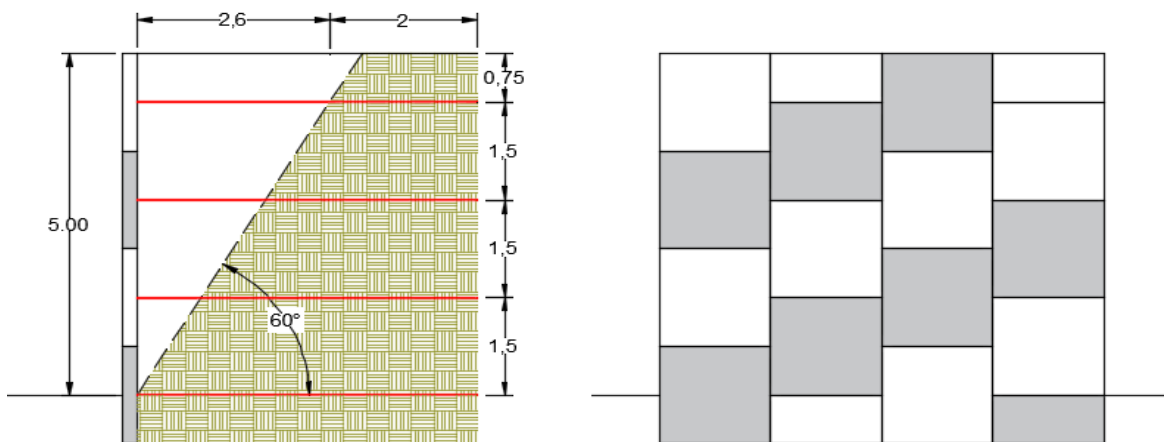
Dimensiones del muro de contención de suelo reforzado de 4m



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

Figura 18

Dimensiones del muro de contención de suelo reforzado de 5m



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

RESUMEN DE RESULTADOS

Tabla 9

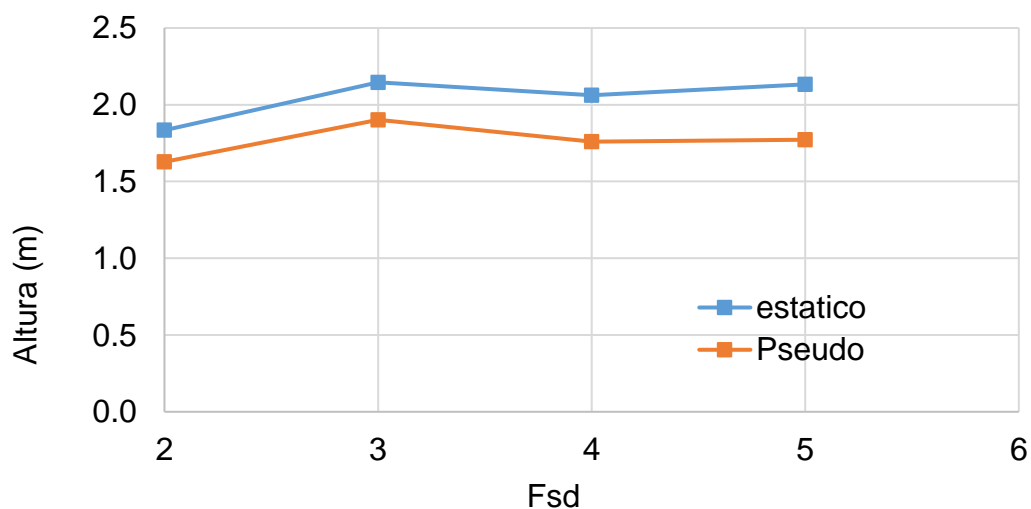
Factor de seguridad al deslizamiento FSD en muros en voladizo frente a un análisis estático o pseudo estático

Altura (m)	Estático	Pseudo-estatico
5	2.133	1.772
4	2.061	1.760
3	2.146	1.902
2	1.834	1.628

Fuente: Elaboración propia mediante el programa estructural SAP2000.

Figura 19

Análisis estático y pseudo estático en el factor de seguridad al deslizamiento



Fuente: Elaboración propia.

En los muros de contención en voladizo, al realizar el análisis estático resulta un factor al deslizamiento alrededor de 2, se interpreta que las fuerzas resistentes al deslizamiento son dos veces más que las fuerzas actuantes bajo condiciones estáticas. En el análisis pseudoestático, en los muros de contención en voladizo, resulta un factor al deslizamiento alrededor de 1.8, se interpreta que las fuerzas resistentes al deslizamiento son 1.8 veces más que las fuerzas actuantes.

Tabla 10

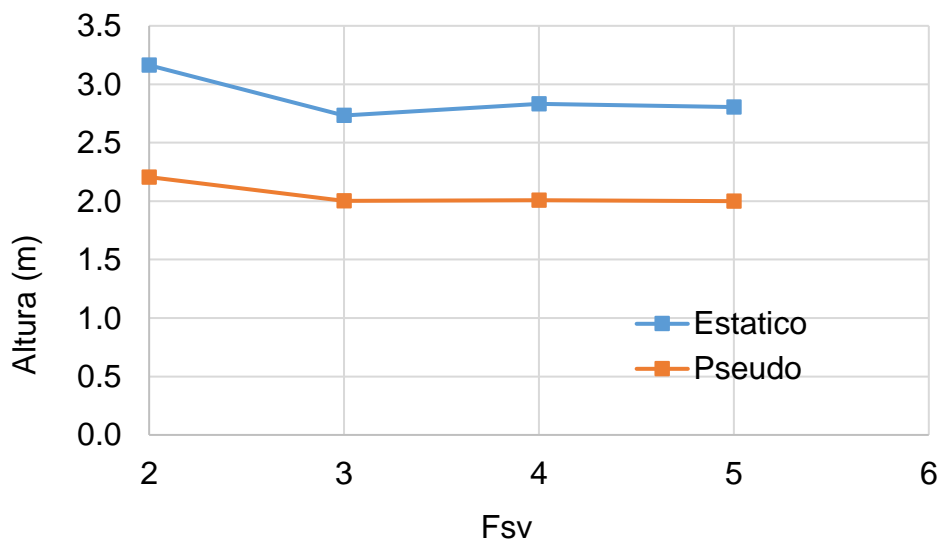
Factor de seguridad al vuelco FSV en muros en voladizo frente a un análisis estático o pseudo estático

Altura (m)	Estático	Pseudo-estatico
5	2.804	2.000
4	2.833	2.007
3	2.733	2.002
2	3.163	2.206

Fuente: Elaboración propia mediante el programa estructural SAP2000.

Figura 20

Análisis estático y pseudo estático en el factor de seguridad al volteo



Fuente: Elaboración propia.

En los muros de contención en voladizo, al realizar el análisis estático resulta un factor al volteo alrededor de 2.9, se interpreta que los momentos resistentes al volteo son 2.9 veces más que los momentos actuantes bajo condiciones estáticas. En el análisis pseudoestático, en los muros de contención en voladizo, resulta un factor al volteo alrededor de 2, se interpreta que los momentos resistentes al volteo son 2 veces más que los momentos actuantes.

Tabla 11

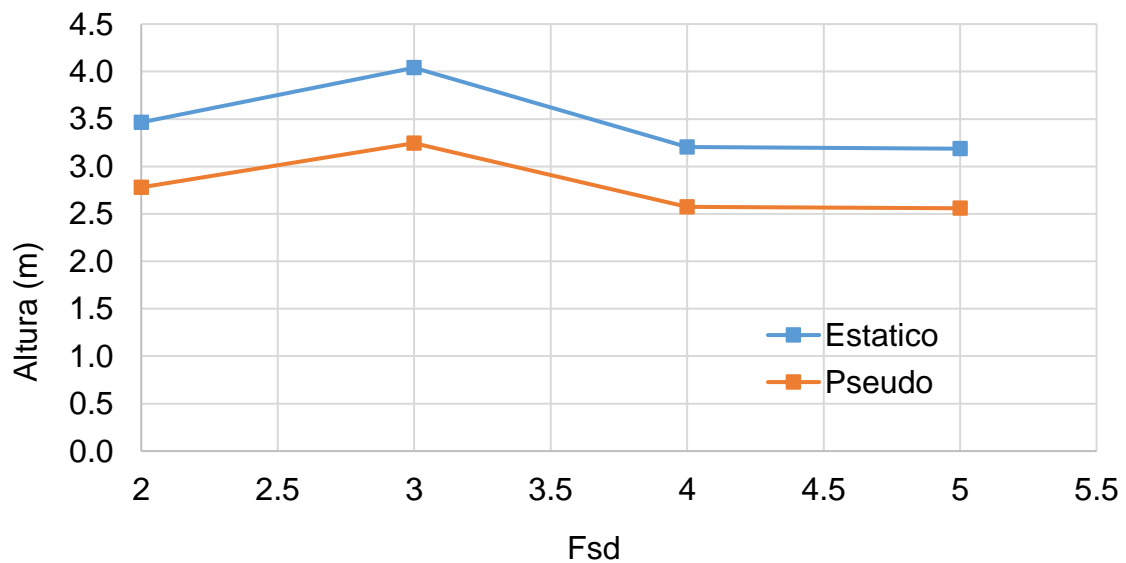
Factor de seguridad al deslizamiento FSD en muros en muro de suelo reforzado frente a un análisis estático o pseudo estático

Altura (m)	Estático	Pseudo-estatico
5	3.187	2.559
4	3.204	2.573
3	4.041	3.245
2	3.464	2.781

Fuente: Elaboración propia mediante el programa estructural SAP2000.

Figura 21

Análisis estático y pseudo estático en el factor de seguridad al deslizamiento de los muros de suelo reforzado



Fuente: Elaboración propia.

En los muros de contención de suelo reforzado, al realizar el análisis estático resulta un factor al deslizamiento alrededor de 3.5, se interpreta que las fuerzas resistentes al deslizamiento son 3.5 veces más que las fuerzas actuantes bajo condiciones estáticas. En el análisis pseudoestático, en los muros de contención de suelo reforzado, resulta un factor al deslizamiento alrededor de 2.8, se interpreta que las fuerzas resistentes al deslizamiento son 2.8 veces más que las fuerzas actuantes.

Tabla 12

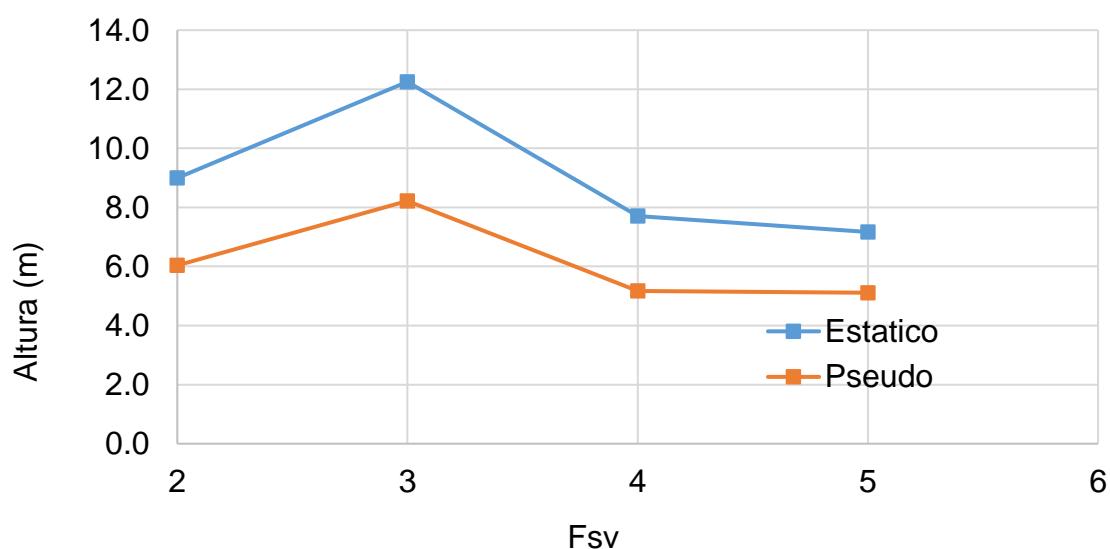
Factor de seguridad al vuelco FSV en muros en muro de suelo reforzado frente a un análisis estático o pseudo estático

Altura (m)	Estático	Pseudo-estatico
5	7.168	5.11
4	7.701	5.165
3	12.25	8.217
2	9	6.037

Fuente: Elaboración propia mediante el programa estructural SAP2000.

Figura 22

Análisis estático y pseudo estático en el factor de seguridad al volteo.



Fuente: Elaboración propia.

En los muros de contención de suelo reforzado, al realizar el análisis estático resulta un factor al volteo alrededor de 9, se interpreta que los momentos resistentes al volteo son 9 veces más que los momentos actuantes bajo condiciones estáticas. En el análisis pseudoestático, en los muros de contención de suelo reforzado, resulta un factor al volteo alrededor de 6, se interpreta que los momentos resistentes al volteo son 6 veces más que los momentos actuantes.

Tabla 13

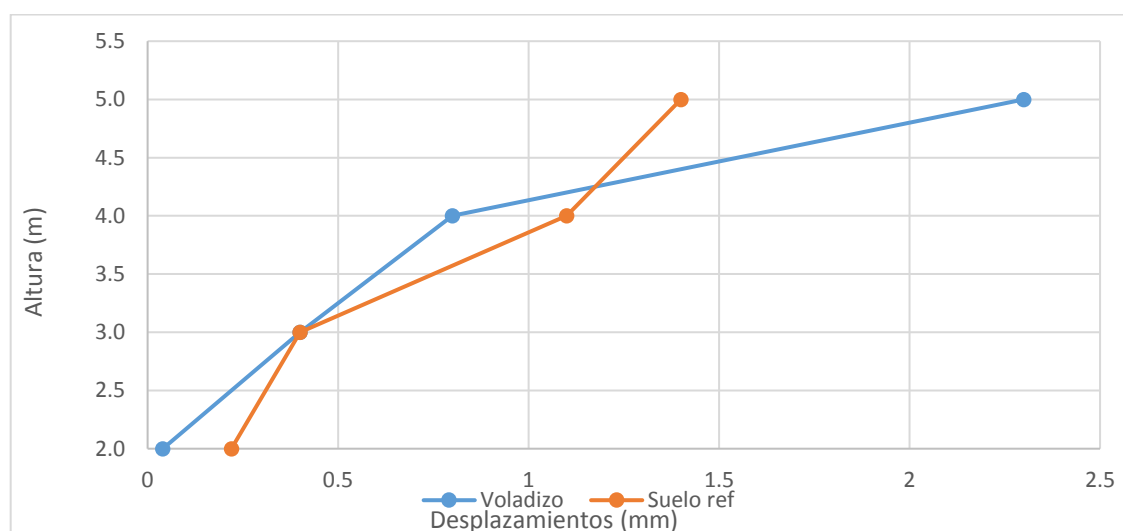
Resumen de desplazamientos y distorsiones laterales encontradas en cada caso

Altura (m)	Desplazamiento o M. en voladizo(mm)	Desplazamiento o M. suelo reforzado(mm)	Distorsión M. en voladizo (1/1000)	Distorsión M. suelo reforzado (1/1000)
5	2.3	1.4	0.46	0.28
4	0.8	1.1	0.20	0.28
3	0.4	0.4	0.13	0.13
2	0.04	0.22	0.02	0.11

Nota: Según el RNE E.030 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles, el máximo permitido es de 0,007, según (Allen 2001) el MSE tiene 25 a 30 mm de deformación en el primer año y menos de 35 mm para la vida de diseño; en muros de menos de 13 metros de altura. Fuente: Elaboración propia mediante el programa estructural SAP2000.

Figura 23

Desplazamientos laterales máximos en función de la altura y la tipología

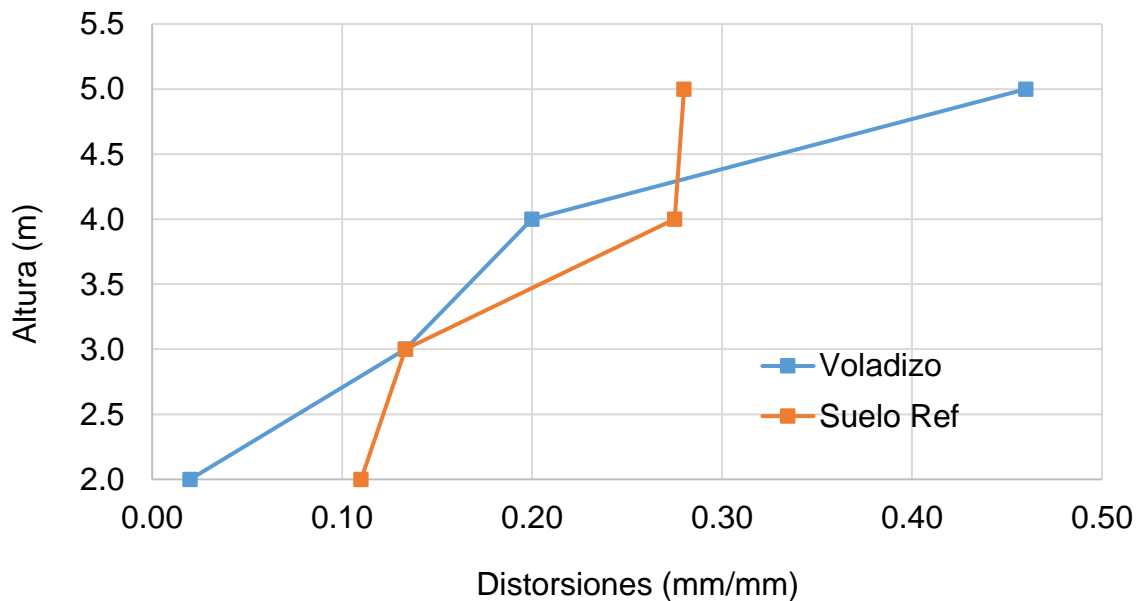


Fuente: Elaboración propia.

Se interpreta, en cuanto a desplazamientos laterales máximos, el muro de contención en voladizo (5m) obtuvo el mayor desplazamiento lateral máximo evidenciando una tendencia a mayores desplazamientos como se observa en la figura 23.

Figura 24

Distorsiones laterales máximas en función de la altura y tipo de estructura



Fuente: Elaboración propia.

Se interpreta, en cuanto a distorsiones laterales máximas que es la medida de la deformación, el muro de contención en voladizo (5m) obtuvo la mayor distorsión lateral máxima, evidenciando un mejor comportamiento sísmico la tipología suelo reforzado en la figura 24.

Tabla 14

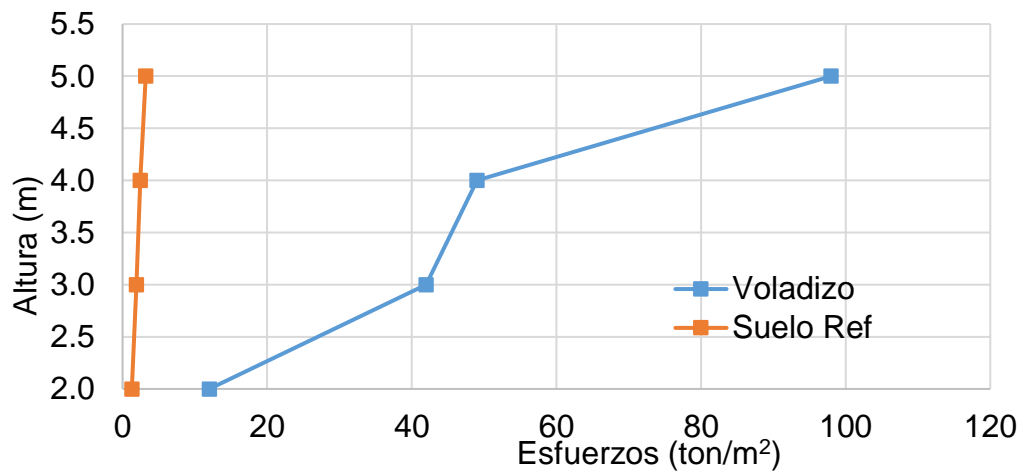
Esfuerzos máximos presentes en los muros de suelos reforzado y voladizo

Altura (m)	S11	S11	S22	S22
	Voladizo (Ton/m ²)	Suelo reforzado (Ton/m ²)	Voladizo (Ton/m ²)	Suelo Reforzado (Ton/m ²)
5	98	3.2	308.00	6.00
4	49	2.45	143.00	5.20
3	42	1.92	100.00	4.05
2	12	1.28	26.40	2.50

Fuente: Elaboración propia mediante el programa estructural SAP2000.

Figura 25

Máximos esfuerzos S11 en función de la altura y la tipología estructural

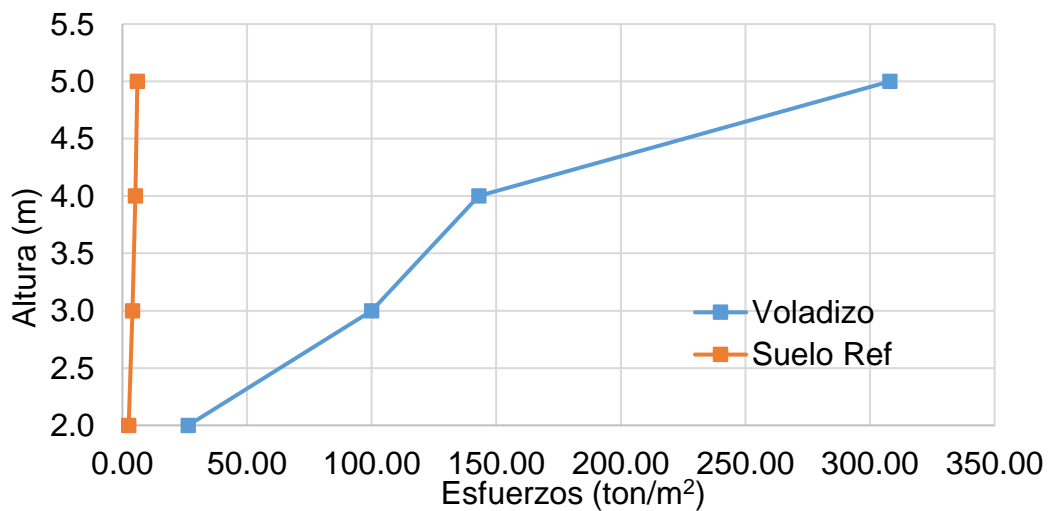


Fuente: Elaboración propia.

Se interpreta que los esfuerzos máximos a tensión S11 (Esfuerzos en dirección X) con mayor tendencia se dio en el muro de contención en voladizo.

Figura 26

Máximos esfuerzos S22 en función de la altura y la tipología estructural



Fuente: Elaboración propia.

Se interpreta que los esfuerzos máximos a tensión S22 (Esfuerzos en dirección Y) con mayor tendencia se dio en el muro de contención en voladizo.

V. DISCUSIÓN

Según el objetivo general, realizar el análisis comparativo del comportamiento sísmico de muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, utilizando un modelo sísmico, mediante el programa SAP2000, el cual entregó resultados para elegir la mejor opción de diseño ante un evento sísmico en Punta Hermosa, Lima, 2020, en los resultados obtenidos se evidencia que el muro de suelo reforzado tiene un mejor comportamiento sísmico frente al muro de contención en voladizo, datos que al ser comparados con lo encontrado por los autores Kuwano, Miyata, & Koseki (2014), en Japón, con su investigación titulada “Desempeño de muros de suelo reforzado durante el 2011 Terremoto de Tohoku” realizaron el artículo científico, concluyeron que los daños sufridos a las estructuras de contención de concreto fueron mayores comparando los muros de suelo reforzado que apenas sufrieron daños, con estos resultados se afirma que el muro de suelo reforzado tiene un mejor comportamiento sísmico que el muro de concreto armado en voladizo.

Según el objetivo específico, realizar el análisis estático y pseudoestático del muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, los resultados indicaron (tabla9, tabla 10, tabla 11 y tabla12) que el análisis pseudostático por Mononobe y Okabe es más conservador, baja el factor de seguridad tanto como el de deslizamiento y volcamiento, proponiendo que la estructura analizada con el método psudoestático, resulte con las dimensiones finales, debido a que son más conservadoras, datos que al ser comparado con los autores Ballón y Echenique (2017) con su tesis titulada “Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú”, concluyeron que el sismo genera que las estructuras tengan un mayor dimensionamiento, con estos resultados se afirma las dimensiones tanto del muro de concreto armado y de suelo reforzado aumentaron con el método de Mononobe y Okabe, y los factores de seguridad bajaron pero aún así cumplen con el rango de la norma.

Según el objetivo específico, realizar el análisis de estabilidad del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020, se encontró que los factores al deslizamiento en el caso de muros de concreto armado en voladizo variaron desde 1.6 hasta 1.9 (tabla 9), mientras que en el caso de muros reforzados este valor varió desde 2.6 hasta

3.2 (tabla 11), estos resultados mostraron que en cuanto a FSD, los muros de suelo reforzado tuvieron una ligera ventaja con respecto de los muros en voladizo. Estos resultados son comparables a los trabajos de Ballón y Echenique (2017) quienes encontraron factores de seguridad al deslizamiento de entre 1.5 hasta 2 de los muros en voladizo, estando de acuerdo con los resultados de la tabla 9. De forma análoga, los resultados obtenidos están de acuerdo con lo encontrado por Flores (2017), en su trabajo de investigación “Eficiencia del diseño muro de contención de gran altura con técnica de tierra armada respecto al de concreto armado en la ciudad de Puno” encontró que en el caso de muros de tierra reforzada, los factores de seguridad al deslizamiento estuvieron alrededor de 2, demostró que las fuerzas resistentes son dos veces más que las fuerzas actuantes. En este sentido sí puede afirmarse que los resultados obtenidos en este trabajo de investigación estuvieron de acuerdo con los resultados obtenidos por Flores.

De los resultados del análisis del objetivo realizar el análisis de defromaciones máximas por medio de los elementos finitos realizados en el muro en voladizo de 5 metros de altura, se encontró que los esfuerzos de tensión máximos fueron de 308 ton/m², esto es equivalente a 31 kg/cm². Si se toma en cuenta que la resistencia a la tensión de un concreto es aproximadamente el 10% de su resistencia a la compresión, en el caso analizado la resistencia a la tensión del concreto usado sería de 35 kg/cm². Como se puede apreciar el muro de contención en voladizo sometido a las caras laterales consideradas no sobrepasó este valor, aunque se puede decir que estuvo muy cerca del límite de agrietamiento. En el caso de la resistencia a la compresión se observaron valores de 253 Ton/m², mientras que la resistencia a la compresión del concreto considerado en el análisis fue 3500 Ton/m², contrastando con los resultados de Cai, Tu, Yu, Zhou y Zhu (2018), en su artículo de investigación, las tensiones en las capas de suelo del muro de contención bajo carga sísmica se analizaron mediante método pseudoestático, los resultados se compararon con los resultados de simulación de elementos finitos, verificando la alta eficiencia del método de elementos finitos. Afirmando que el método pseudo estático no es suficiente, se concluye que el muro analizado tuvo un comportamiento sísmico adecuado frente a las cargas impuestas.

En cuanto a los desplazamientos laterales encontrados, el máximo valor encontrado fue de 2.3 mm del muro en voladizo. Es importante aclarar que este valor se debe interpretar como la deformación lateral máxima fue encontrada en el tope de la estructura. Una de las consideraciones hechas durante el análisis fue que la estructura se encontraba empotrada en la base. El máximo desplazamiento encontrado en caso del muro de concreto armado de 4m fue de 0.8 mm, este valor es considerablemente menor al caso del muro de 5 metros de altura. Si se divide este desplazamiento entre la altura del muro se obtiene 0.2/1000 mientras que en el caso del muro de 5 metros se tiene 0.46/1000.

En cuanto a los esfuerzos, se ha podido observar que existen mayores esfuerzos en el muro en voladizo de 4 m al ser comparado con el muro de suelo reforzado en el eje y, el esfuerzo de tensión estuvo en el orden de las 143 ton/m² o equivalentemente en el orden de los 14.3 kg/cm². Si se divide este bando entre la resistencia a la tensión del concreto, se obtiene un valor de 0.41. Este número significa que la demanda de tensión en el muro en voladizo está alcanzando un 40% de la capacidad de tensión del concreto usado para la fabricación de este muro de contención. En el caso del muro de 5 metros de altura este número está en el orden de 0.88, esto significa que la demanda de tensión en el muro en voladizo de 5 metros está cerca del 90% de la capacidad máxima de tensión del material usado.

En el caso del muro en voladizo de 3 metros de altura los últimos desplazamientos encontrados estuvieron en el orden de 0.4 mm. Como puede observarse, este valor es del 50% a del caso anterior. Este resultado es notable ya que con una disminución de apenas un 25% en la altura del muro se ha encontrado una disminución del 50% en los desplazamientos laterales. En cuanto a los esfuerzos demandados, su observado que el esfuerzo de tensión demandado estuvo en el orden de las 100 toneladas por metro cuadrado un valor bastante por debajo del caso anterior.

En el caso del muro en voladizo de 2 m el máximo desplazamiento lateral encontrado fue de 0.04 mm., de acuerdo con los cálculos presentados este valor es de aproximadamente 90% inferior al caso anterior con tan solo una reducción del 25% de la altura. Este resultado es notable ya que muestra que los máximos desplazamientos laterales disminuyen rápidamente con la disminución de altura.

En cuanto a los esfuerzos obtenidos los máximos esfuerzos de tensión encontrados dentro del elemento estuvieron en el orden de las 25 ton/m², como se puede observar este valor es 1/4 del valor anterior la reducción en la demanda esfuerzos de tensión es notable.

En el caso del muro de suelo reforzado de 5 metros de altura se encontraron desplazamientos laterales del orden de 1.4 mm y se dio aproximadamente en la parte superior. Este resultado indica que la distorsión o desplazamiento relativo del muro de tierra reforzada fue de 0.28. Como se puede observar, este valor es considerablemente menor al caso obtenido para muros de concreto armado en voladizo.

En el caso del muro con suelo reforzado de 4m de altura, el máximo desplazamiento lateral encontrado fue de 1.1 mm, en la parte superior del recubrimiento del suelo reforzado. El desplazamiento relativo o la máxima distorsión lateral fueron de 0.27/1000. Como se puede observar, este fue un valor bajo al ser comparado con el caso anterior.

Algo similar paso con el muro de suelo reforzado de 3 m. En este caso el desplazamiento lateral encontrado fue de 0.4 mm, aunque en este caso, el máximo desplazamiento se presentó en el tope del muro. Estos resultados muestran que los máximos desplazamientos laterales encontrados en muros de 3m de altura a menos son relativamente bajos.

Finalmente, en el caso de suelo reforzado con una altura de dos metros, se encontró que el desplazamiento máximo fue de 0.2 mm, dando como desplazamiento relativo un valor de 0.12/1000. Este valor fue significativamente bajo al compararlo con los casos anteriores.

VI. CONCLUSIONES

El análisis comparativo realizado en el software de análisis estructural SAP2000 muestra que a nivel de esfuerzos y deformaciones, los muros de suelo reforzado tuvieron un mejor comportamiento que los muros de concreto armado en voladizo. Además, en términos de desplazamientos se obtuvieron menores desplazamientos y menores distorsiones laterales en todos los casos de análisis. Se concluye que debido a las mayores dimensiones que exhiben los muros de suelo reforzado logran distribuir con facilidad los esfuerzos dentro de su masa, resultando más eficientes.

En el análisis estático y pseudo estático se demostró que el análisis psudo estático es un método más conservador que el análisis estático, haciendo que este aumente las dimensiones de las estructuras, tanto al muro de concreto armado en voladizo como el de suelo reforzado.

El análisis por estabilidad del muro de contención analizado encontró que los factores de seguridad al deslizamiento en el caso de muros de contención de concreto armado en voladizo variaron desde 1.6 hasta 1.9, mientras que en el caso de muros de suelo reforzado este parámetro tuvo una variación de 2.5 hasta 3.3. Estos resultados indican que los muros de suelos reforzados tuvieron mayores factores de seguridad al deslizamiento. En el caso de los factores de seguridad al volteo, se encontró que los muros de concreto armado en voladizo, sus factores variaron desde 2 a 2.2, mientras que en el caso de muros de suelos reforzados, estos valores fueron de 5.1 a 8.22. Se observó que la estabilidad de los muros de contención de suelos reforzados demostró mejores valores que el muro de concreto armado.

En cuanto al análisis a las deformaciones laterales, del análisis por elementos finitos se ha podido observar que en el caso de muros de contención con alturas de 5m, es el muro de suelo reforzado el que presenta menores deformaciones laterales asociadas a las cargas laterales, siendo este parámetro igual a 1.4 mm frente a los 2.3 mm de los muros en voladizo. Sin embargo, en el caso de muros de contención de alturas 4m, 3m y 2m, se ha observado que fueron los muros de contención de suelos reforzados los que presentaron deformaciones laterales ligeramente mayores a sus pares en voladizo. Con base en estos resultados se concluyen que en términos de desplazamientos los muros de suelos reforzados y los de voladizo presentan características similares, desde el punto de vista de esfuerzos se ha

podido observar que son los muros en voladizo los que tuvieron mayores niveles de esfuerzos yendo estos de 26.4 Ton/m², para el caso de muros de 2m de alto, hasta 308 Ton/m², para el caso de muros de 5 m; mientras que en el caso de muros de suelo reforzado, el valor máximo encontrado en el análisis fue de 6 Ton/m².

VII. RECOMENDACIONES

A la luz de los resultados obtenidos, se recomienda el uso de muros de suelo reforzado en el proyecto analizado, pues se encontraron menores deformaciones, en la mayoría de los casos, y menores esfuerzos internos.

Se recomienda realizar el análisis pseudoestático con el método de Mononobe y Okabe hasta alturas de 4m, realizar el estudio de Equilibrio Límite Generalizado para alturas mayores, también realizar estudios de alturas mayores a los 5m de altura para poder determinar si la tendencia mostrada en este trabajo de investigación se preserva o cambia. Si se quisiera extrapolar los resultados obtenidos, se formularía la siguiente pregunta para una posible investigación adicional.

Se recomienda el empleo de herramientas de análisis más sofisticadas como el método del elemento finito para la investigación de sistemas estructurales, ya que como se ha observado en este trabajo de investigación, permiten estudiar numerosos detalles de la distribución de los esfuerzos y deformaciones dentro del elemento estructural.

Se recomienda tener factores de seguridad al deslizamiento y al volteo de 1.8 y 2.0 tanto para el caso de muros de concreto armado en voladizo o muros de suelo reforzado. Esto con base en los resultados encontrados dentro del presente trabajo de investigación.

Se recomienda para este tipo de obras, en malecones en pendientes como taludes o acantilados, usar cualquier tipo de muro de contención, debido a que no es de carácter obligatorio actualmente en el Perú, por considerarse obras de baja importancia.

Se recomienda para estudios futuros considerar acelerogramas de sismos en el Perú, debido a que esta tesis no cuenta con ese estudio.

Se recomienda realizar un estudio de estabilidad del todo el talud para afirmar si el talud es estable.

REFERENCIAS

- Acero, V., & Moreno, A. (2018). *Diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360 - 2018*. Recuperado el 15 de Mayo de 2019, de Tesis para optar el título de Ingeniero Civil: Disponible en http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/26670/Acero_NVC-Moreno_HA.pdf?sequence=4&isAllowed=y
- Akhlaghi, T., & Nikkar, A. (27 de Enero de 2014). Evaluation of the Pseudostatic Analyses of Earth Dams Using FE Simulation and Observed Earthquake-Induced Deformations: Case Studies of Upper San Fernando and Kitayama Dams. (N. Hu, Ed.) *Hindawi Publishing Corporation The Scientific World Journal*, vol. 2014(ID 585462), 12. doi:<http://dx.doi.org/10.1155/2014/585462>
- Alva, J. (2016). *Diseño de muros de contención*. Sección de post grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de ingeniería civil, Lima. Obtenido de Disponible en: <http://www.jorgealvahurtado.com/files/Diseno%20de%20Muros%20de%20Contencion.pdf>
- Alva, J., & Escalaya, M. (04 de Octubre de 2016). *Muros y taludes reforzados con geosintéticos*. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Lima: Sección de postgrado. Recuperado el 2020, de Facultad de ingeniería civil sección de port grado: <http://www.jorgealvahurtado.com/files/Muros%20y%20Taludes%20con%20Geosinteticos.pdf>
- American Association of State Highway and Transportation Officials ©. (Septiembre de 2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* . doi:ISBN: 978-1 - 56051 -654-5
- Ayabaca, B., & Salazar, L. (enero de 2018). *Análisis comparativo técnico-económico entre muro de contención de hormigón armado y muro de contención de suelo mecánicamente estabilizado con el sistema TERRAMESH® para el proyecto urbanización Toscana*. Recuperado el 21

de Octubre de 2020, de Tesis para obtener el título de ingeniería civil en la Universidad Politécnica Salesina sede Quito: Disponible en <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/15070>

Baéz, L., & Echeverri, P. (Diciembre de 2015). *Diseño de estructuras de contención considerando interacción suelo-estructura*. Recuperado el 18 de Octubre de 2020, de Tesis para optar título de ingeniería civil en la Pontificia Universidad Javeriana Bogotá: Disponible en <https://repository.javeriana.edu.co/handle/10554/21408>

Ballón, A., & Echenique, J. (2017). *Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú*. Recuperado el 26 de Junio de 2019, de Tesis para optar el título de Ingeniero Civil: Disponible en https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/621687/ballon_ba.pdf?sequence=5&isAllowed=y

Borja, M. (2012). *Librería Favorita*. Recuperado el 2019, de Metodología de la Investigación Científica para ingenieros: Disponible en: https://libreriafavorita.blogspot.com/2017/09/metodologia-de-la-investigacion_20.html

Cai, Y. Y., Tu, B. X., Yu, J., Zhou, J. F., & Zhu, Y. L. (15 de Mayo de 2018). *Calculation of earth pressure on rigid retaining walls with considerations to the seismic load and soil stress-deflection*. doi:<https://doi.org/10.21595/jve.2017.19298>

Capcha, F., & Vera, J. (2019). *Análisis del nivel de confianza en la estabilidad del muro de concreto armado y suelo reforzado-Costa Verde: Escardó - Virú*. Recuperado el 18 de Octubre de 2020, de Tesis para obtener el título de ingeniero civil de la Universidad Ricardo Palma Lima Perú: Disponible en <http://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/2625/ANALISIS%20DEL%20NIVEL%20DE%20CONFIANZA%20EN%20LA%20ESTABILIDAD%20DEL%20MURO%20DE%20CONCRETO%20ARMADO%20Y%20SUELO%20REFORZADO.pdf?sequence=1>

- Castillo, J. (2016). *Biblioteca virtual de desarrollo sostenible y salud ambiental*. (J. Catillo, Editor, & O. P. Salud, Productor) Recuperado el 8 de Junio de 2019, de Peligro sísmico en el Perú: Disponible en: <http://www.bvsde.paho.org/bvsade/e/fulltext/uni/proy4.pdf>
- Cervera , J., Jaenicke, I., Ruiz, L., Sánchez, L., & Asenjo, J. (1982). *Introducción al comportamiento Estructural, Teoría de Barras*. Recuperado el Octubre de 2020, de Archivo Digital UPM: Disponible en http://oa.upm.es/9791/1/Intro_comp_estruct.pdf
- Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (Cuarta ed.). (S. Carvantes, Ed., & J. Cera, Trad.) México D.F., México: © D.R. 2015 por Cengage Learning Editores, S.A. de C.V., una Compañía de Cengage Learning, Inc. Recuperado el Noviembre de 2020, de Disponible en: <http://latinoamerica.cengage.com>
- Flores, K. (2017). *Eficiencia del diseño muro de contención de gran altura con técnica de tierra armada respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno*. Recuperado el 28 de Mayo de 2019, de Tesis para optar el título de Ingeniero Civil: Disponible en: http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/4860/Flores_Tapia_Ketty_Faride.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C. (2020). GeoTrel®. Lima, Lima, Perú. Recuperado el 2020
- Gonzales, M. (diciembre de 1998). *La corrosión del concreto en ambiente marino*. Recuperado el 2020, de conferencias magistrales del I Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción: Disponible en http://web.asocem.org.pe/asocem/bib_img/67826-8-1.pdf
- González, C., Rincón, M., & Vargas, W. (2018). *Topografía conceptos y aplicación*. Recuperado el 15 de Junio de 2019, de Disponible en: <https://www.ecoediciones.com/wp-content/uploads/2018/02/Topograf%C3%ADa-Conceptos-y-aplicaciones-ebook.pdf>

- Google, Maps. (2020). Recuperado el 16 de Mayo de 2019, de Disponible en: <https://www.google.com/maps/dir/-12.3144578,-76.8350172/-12.3189859,-76.8347747/@-12.3162991,-76.8431699,2875m/data=!3m1!1e3!4m2!4m1!3e2>
- Guzmán/Perú21, A. N. (17 de Marzo de 2017). Nelson Quispe: "Lluvia del año 70 en Lima podría repetirse". (R. PERÚ21, Ed.) *Perú21*, pág. 1. Obtenido de Disponible en <https://peru21.pe/opinion/nelson-quispe-lluvia-ano-70-lima-repetirse-69338-noticia/>
- Harmsen, T. (2017). *Diseño de estructuras de concreto armado* (Quinta ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú fondo editorial. doi:ISBN: 9786123172978
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la Investigación* (Sexta ed.). México D.F., México: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico. (2003). *INGEMMET*. Recuperado el 3 de Mayo de 2019, de Informe técnico N° A6905 Evaluación de peligros geológicos en el distrito de Punta Hermosa: Disponible en http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca//6692_informe-tecnico-n0-a6905-evaluacion-de-peligros-geologicos-en-el-distrito-de-punta-hermosa-provincia-lima-lima.pdf
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico. (2019). *Dirección de geología ambiental y riesgo geológico*. Obtenido de Evaluación de peligros geológicos e el distrito de Punta Hermosa: Disponibloe en https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/2232/1/A6905-Evaluacion_geologica_Punta_Hermosa-Lima.pdf
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (22 de Octubre de 2017). *INEI*. Recuperado el 5 de Mayo de 2019, de Disponible en: https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1539/cap01.pdf

- Kalathe, M., & Sarani, A. (Septiembre 2018 -Febreo de 2019). *Performance-based Optimal Design of Cantilever Retaining Walls*. doi:DOI: 10.3311/PPci.13201
- Kassimalli, A. (2015). *Structural Analysis, Fifth Edition* (Quinta ed.). Cengage Learning ©. doi:978-1-133-94389-1
- Kuroiwa, J. (2016). *Gestión del riesgo de desastres en las ciudades del Perú*. Recuperado el 18 de Julio de 2019, de Prof. emérito Universidad Nacional de Ingeniería: Disponible en: <http://ww3.vivienda.gob.pe/pnc/docs/GestionRD/3.-%20Julio%20Kuroiwa.pdf>
- Kuwano, J., Miyata, Y., & Koseki, J. (Junio de 2014). Performance of reinforced soil walls in the 2011 Tohoku earthquake. (p.-1. 1. Vol. 21 Issue 3, Ed.) *Geosynthetics International*. doi:10.1680/gein.14.00008
- Luque, J. (2019). *Muros de contención: Tipos, diseño, cargas y cálculo*. Recuperado el 17 de Julio de 2019, de Blog fdetonline.com: Disponible en <http://fdetonline.com/muros-contencion/>
- Marte, C. (Febrero de 2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal ("Push-Over")*. Recuperado el Octubre de 2020, de Tesis master en ingeniería estructural y de la construcción de la Universidad Politécnica de Catalunya: Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/21138/Tesis%20Celio.pdf>
- Mccormak, J., & Brown, R. (2018). *Diseño de Concreto Reforzado* (Décima Edición con el Código ACI 318-14 ed.). (A. G. Editor, Ed.) México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. Recuperado el 2020
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (20 de Diciembre de 2018). *Manual de Diseño de Puentes*. Recuperado el 1 de Junio de 2019, de MTC: Disponible en http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/13370.pdf

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (9 de Noviembre de 2012). *Norma Técnica CE. 020 Estabilización de suelos y taludes*. Recuperado el 5 de Junio de 2019, de 8.6 Método swl factor de seguridad global: Disponible en:

<http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20II%20Habilitaciones%20Urbanas/15%20CE.020%20SUELOS%20Y%20TALUDES%20DS%20N%C2%B0%20017-2012.pdf>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *E.030 Diseño Sismorresistente*. Recuperado el 13 de Junio de 2019, de Disponible en <http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/51%20E.030%20DISENO%20SISMORRESISTENTE.pdf>

Ministerio de Vivienda, construcción y saneamiento. (9 de Junio de 2018). *Norma E.050 Suelos y cimentaciones*. Recuperado el 2 de Junio de 2019, de Ley N° 27779: Disponible en: <http://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>

National Highway Institute. (Noviembre de 2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*. (R. Berg, C. Barry, & S. Naresh, Edits.) Recuperado el 2020, de FHWA-NHI-10-024 FHWA GEC 011-Vol I: Disponible en: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi10024/nhi10024.pdf>

Servicio de agua potable y alcantarillado de Lima. (Febrero de 1992). Actualización del estudio de factibilidad del proyecto de riego de las pampas de San Bartolo- Lima. *Estudios básicos, II*, 22. Lima, Perú. Recuperado el 2020, de Disponible en <http://repositorio.ana.gob.pe/handle/20.500.12543/1694>

Tavera, H. (2014). Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú. *Biblioteca Nacional del Perú*, 17. doi:ISBN: 978-612-45795-9-2

Ukritchon, B., Chea, S., & Keawsawasvong, S. (Noviembre de 2017). *Optimal Design of Reinforced Concrete Cantilever Retaining Walls Considering the*

Requirement of Slope Stability. (Springer, Ed.) doi:DOI: 10.1007 / s12205-017-1627-1

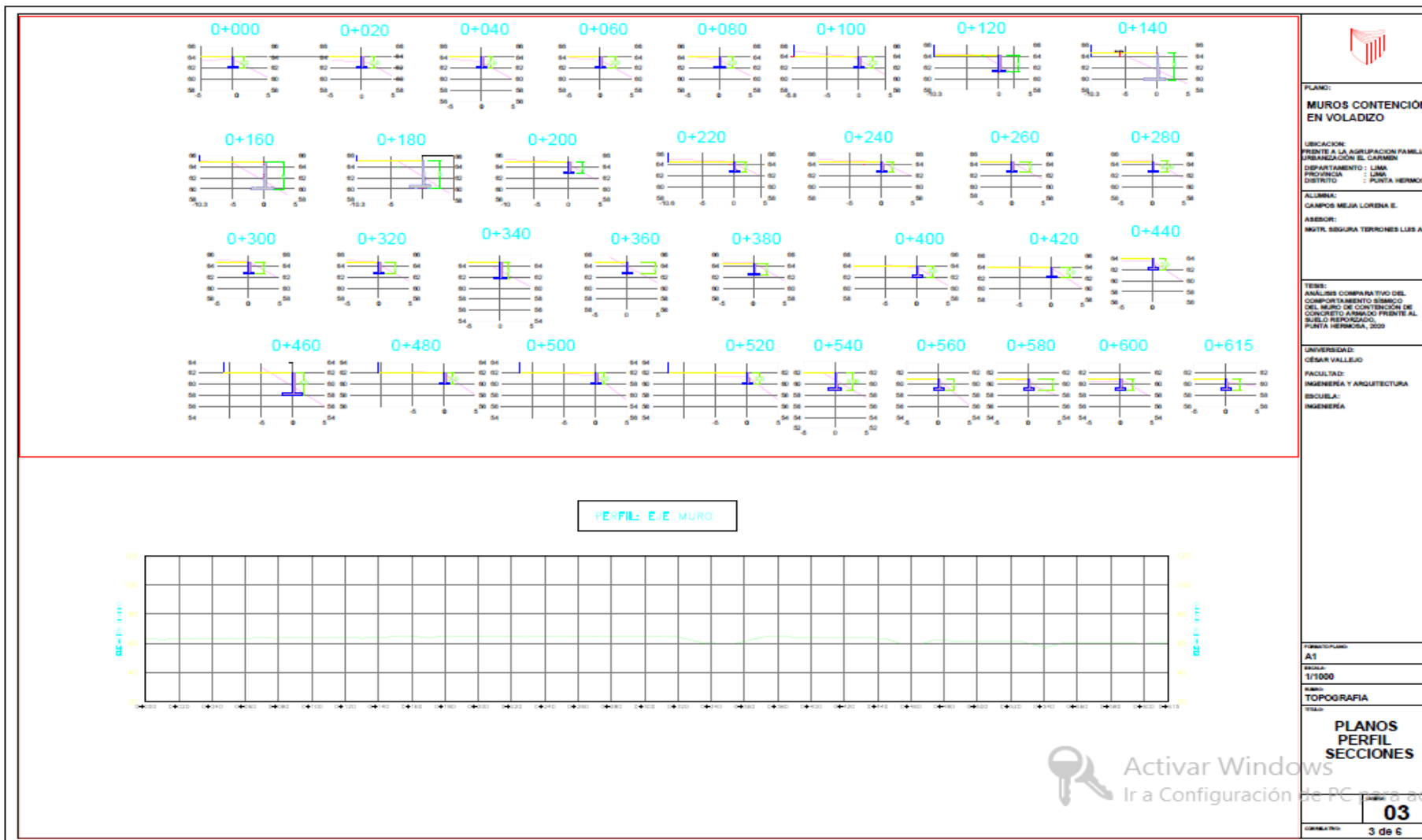
Valarino, E., Yáber, G., & Silvia, M. (2015). *Metodología de la Investigación: paso a paso* (Primera ed.). México D. F.: Trillas. Obtenido de Disponible en: <http://www.etrillas.mx/detalle.php?origen=busqueda&isbn=9786071705112>

ANEXOS

ANEXO N°1: PLANO DE UBICACIÓN

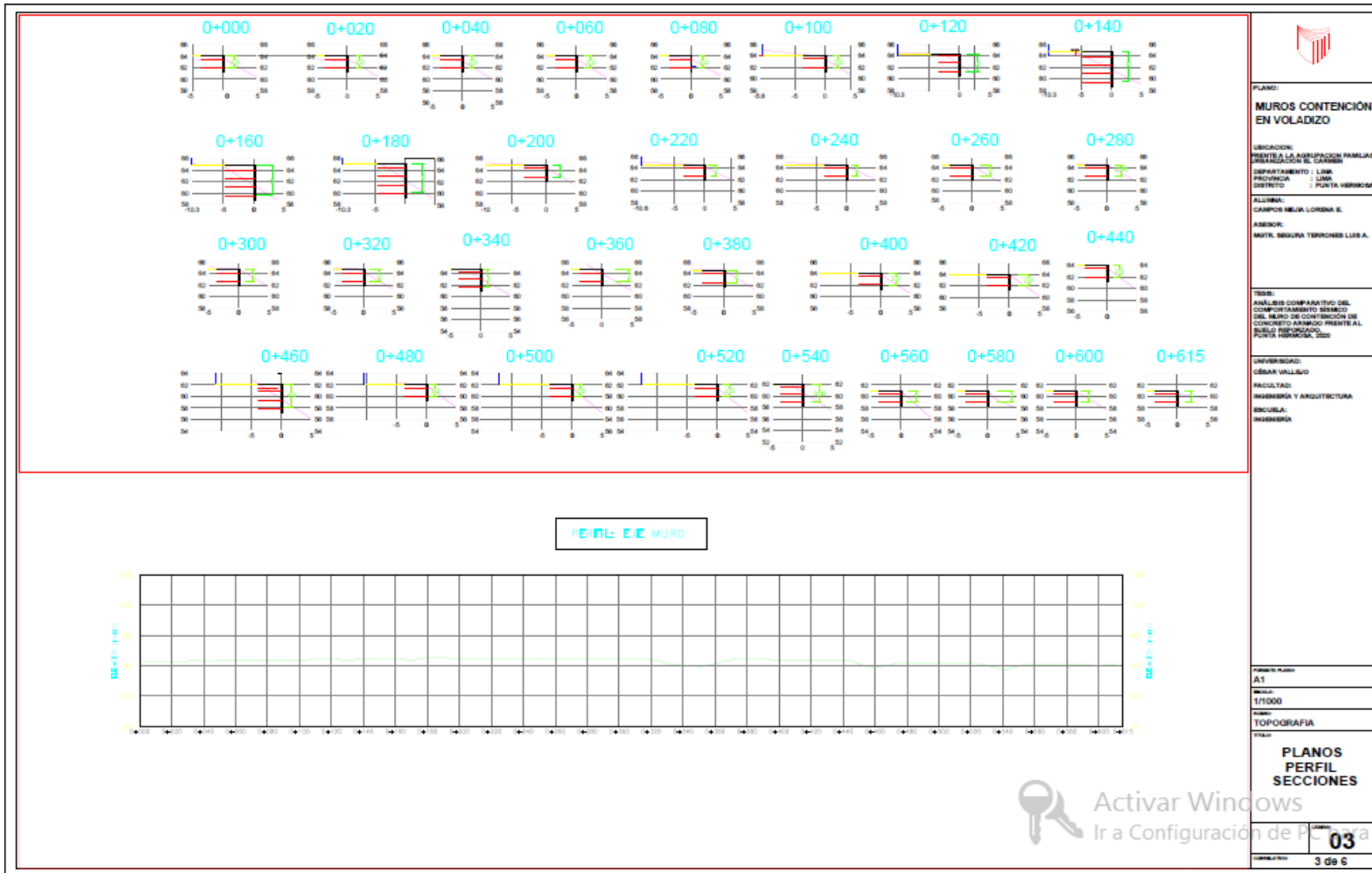


ANEXO N°2.2: SECCIONES CON MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

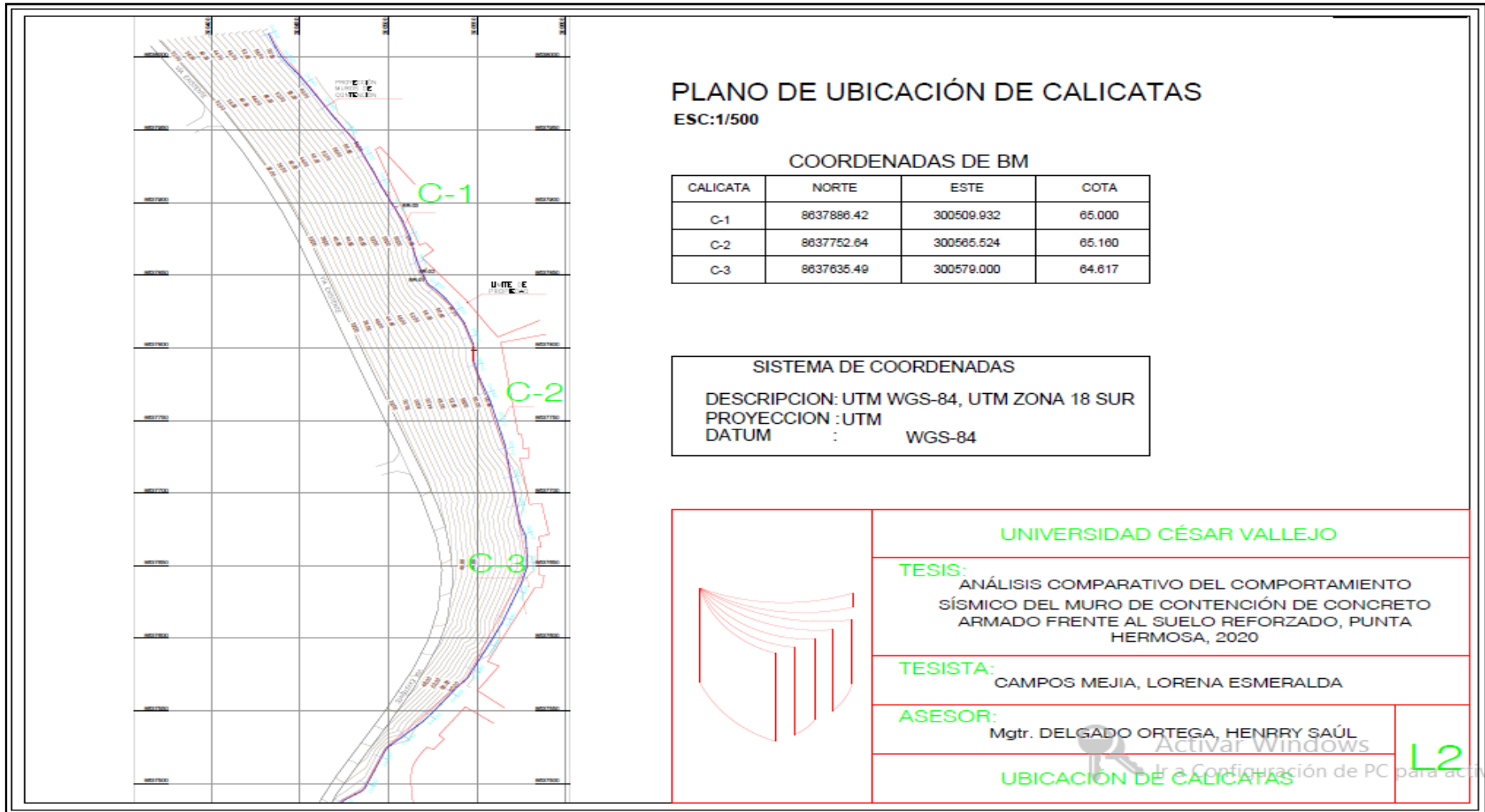


Activar Windows
Ir a Configuración de PC para activar

ANEXO N°2.2: SECCIONES CON MURO DE SUELO REFORZADO



ANEXO N°3: UBICACIÓN DE CALICATAS DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



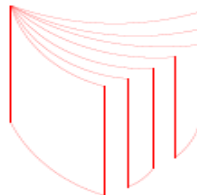
PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS ESC:1/500

COORDENADAS DE BM

CALICATA	NORTE	ESTE	COTA
C-1	8637886.42	300509.932	65.000
C-2	8637752.64	300565.524	65.160
C-3	8637635.49	300579.000	64.617

SISTEMA DE COORDENADAS

DESCRIPCION: UTM WGS-84, UTM ZONA 18 SUR
 PROYECCION :UTM
 DATUM : WGS-84



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

TESIS:
 ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO
 SÍSMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO
 ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA
 HERMOSA, 2020



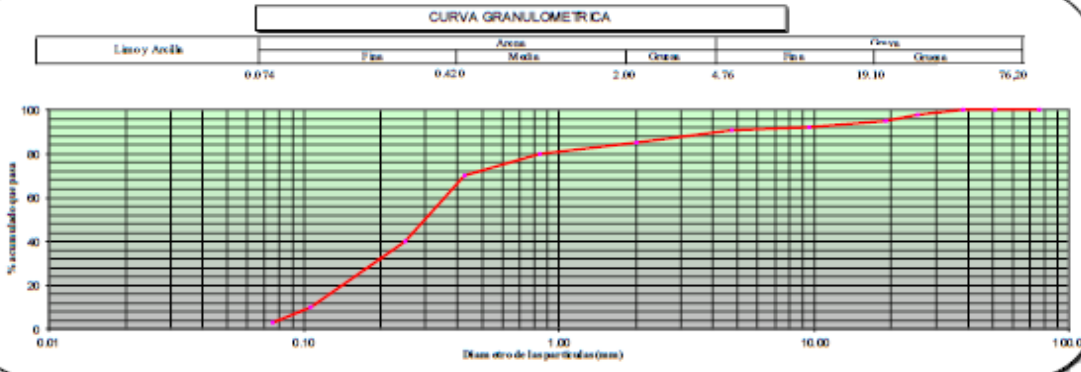
TESISTA:
 CAMPOS MEJIA, LORENA ESMERALDA

ASESOR:
 Mgtr. DELGADO ORTEGA, HENRRY SAÚL

UBICACIÓN DE CALICATAS

L2

ANEXO N°3.1: EMS

	MODELAND CONSULTORES	LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS																																																
ENSAYOS ESTANDAR (ASTM D2216:2010 - NTP 339.128 :2014 - ASTM D4318:2017 - ASTM D2487:2017 - AASHTO-M-145:2012)																																																		
INFORME DE ENSAYO: GS-F8-M-1																																																		
SOLICITUD N°: ML19224 PROYECTO: ANALISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA HERMOSA, 2020 Ubicación del Proyecto: Urbanización El Carmen km 43-punta hermosa - Lima - Lima Solicitante: LORENA CAMPOS MEJIA Dirección del Cliente: --- SONDAJE: C-01 MUESTRA: M-1 PROFUNDIDAD: 1.50 - 1.70		SECTOR: --- CANTERA: --- PROGRESIVA: ---																																																
DATOS DE LA MUESTRA																																																		
CODIGO MUESTRA:	M-1	TIPO:	SUELO	CONDICION:	ALTERADA	FECHA DE ENSAYO:	2019-12-15																																											
FORMA DE LA PARTICULA	SUBANGULAR	%RETENIDO 3 pulg	0	PREPARACIÓN LÍMITES:	HÚMEDA	MÉTODO HUMEDAD	A																																											
DATOS DEL ENSAYO																																																		
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3">Granulometría por Tamizado: NTP 339.128</th> </tr> <tr> <th>Tamiz</th> <th>Abertura (mm)</th> <th>% que pase</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>3"</td><td>76.200</td><td>100.0</td></tr> <tr><td>2"</td><td>50.800</td><td>100.0</td></tr> <tr><td>1 1/2"</td><td>38.100</td><td>100.0</td></tr> <tr><td>1"</td><td>25.400</td><td>98.0</td></tr> <tr><td>3/4"</td><td>19.100</td><td>95.0</td></tr> <tr><td>3/8"</td><td>9.520</td><td>92.0</td></tr> <tr><td>N° 4</td><td>4.750</td><td>91.0</td></tr> <tr><td>N° 10</td><td>2.000</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>N° 20</td><td>0.840</td><td>80.0</td></tr> <tr><td>N° 40</td><td>0.425</td><td>70.0</td></tr> <tr><td>N° 60</td><td>0.250</td><td>40.0</td></tr> <tr><td>N° 100</td><td>0.150</td><td>30.0</td></tr> <tr><td>N° 200</td><td>0.075</td><td>3.0</td></tr> </tbody> </table>				Granulometría por Tamizado: NTP 339.128			Tamiz	Abertura (mm)	% que pase	3"	76.200	100.0	2"	50.800	100.0	1 1/2"	38.100	100.0	1"	25.400	98.0	3/4"	19.100	95.0	3/8"	9.520	92.0	N° 4	4.750	91.0	N° 10	2.000	85.0	N° 20	0.840	80.0	N° 40	0.425	70.0	N° 60	0.250	40.0	N° 100	0.150	30.0	N° 200	0.075	3.0		
Granulometría por Tamizado: NTP 339.128																																																		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pase																																																
3"	76.200	100.0																																																
2"	50.800	100.0																																																
1 1/2"	38.100	100.0																																																
1"	25.400	98.0																																																
3/4"	19.100	95.0																																																
3/8"	9.520	92.0																																																
N° 4	4.750	91.0																																																
N° 10	2.000	85.0																																																
N° 20	0.840	80.0																																																
N° 40	0.425	70.0																																																
N° 60	0.250	40.0																																																
N° 100	0.150	30.0																																																
N° 200	0.075	3.0																																																
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3">Límites de Consistencia: ASTM D 4318</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Límite Líquido (LL)</td> <td>ASTM-D4318</td> <td>(%) -</td> </tr> <tr> <td>Límite Plástico (LP)</td> <td>ASTM-D4318</td> <td>(%) NP</td> </tr> <tr> <td>Índice Plástico (IP)</td> <td></td> <td>(%) -</td> </tr> </tbody> </table>				Límites de Consistencia: ASTM D 4318			Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318	(%) -	Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318	(%) NP	Índice Plástico (IP)		(%) -	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="4">Distribución Granulométrica</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">% Grava</td> <td>Grava Gruesa</td> <td>5.0</td> <td>9.0</td> </tr> <tr> <td>Grava Fina</td> <td>4.0</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="3">% Arena</td> <td>Arena Gruesa</td> <td>6.0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Arena Meda</td> <td>15.0</td> <td>88.0</td> </tr> <tr> <td>Arena Fina</td> <td>67.0</td> <td></td> </tr> <tr> <td>% Finos</td> <td></td> <td></td> <td>3.0</td> </tr> </tbody> </table>		Distribución Granulométrica				% Grava	Grava Gruesa	5.0	9.0	Grava Fina	4.0		% Arena	Arena Gruesa	6.0		Arena Meda	15.0	88.0	Arena Fina	67.0		% Finos			3.0								
Límites de Consistencia: ASTM D 4318																																																		
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318	(%) -																																																
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318	(%) NP																																																
Índice Plástico (IP)		(%) -																																																
Distribución Granulométrica																																																		
% Grava	Grava Gruesa	5.0	9.0																																															
	Grava Fina	4.0																																																
% Arena	Arena Gruesa	6.0																																																
	Arena Meda	15.0	88.0																																															
	Arena Fina	67.0																																																
% Finos			3.0																																															
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Clasificación: ASTM - D2487 / AASHTO M-145</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Clasificación (S.U.C.S.)</td> <td>SP</td> </tr> <tr> <td>Clasificación (AASHTO)</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Índice de Grupo</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Descripción</td> <td>Suelo arenoso pobremente gradado</td> </tr> </tbody> </table>				Clasificación: ASTM - D2487 / AASHTO M-145		Clasificación (S.U.C.S.)	SP	Clasificación (AASHTO)		Índice de Grupo		Descripción	Suelo arenoso pobremente gradado	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Contenido de Humedad (ASTM D-2216)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Wp</td> <td>6</td> </tr> </tbody> </table>		Contenido de Humedad (ASTM D-2216)		Wp	6																															
Clasificación: ASTM - D2487 / AASHTO M-145																																																		
Clasificación (S.U.C.S.)	SP																																																	
Clasificación (AASHTO)																																																		
Índice de Grupo																																																		
Descripción	Suelo arenoso pobremente gradado																																																	
Contenido de Humedad (ASTM D-2216)																																																		
Wp	6																																																	
CURVA GRANULOMÉTRICA																																																		
																																																		
Observaciones:																																																		
Fecha de Emisión: 2019-12-15 Fecha de Recepción: 2019-12-15 Lugar de Ensayo: Laboratorio de Suelos																																																		


MODELAND CONSULTORES E.I.R.L.
 RUC: 20604668469
 PIA LUDENA GUTIERREZ
 REPRESENTANTE LEGAL - GERENTE
 DNI: 43775305



**MODELAND
CONSULTORES**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYOS ESTANDAR

(ASTM D2216:2010 - NTP 339.128 :2014 - ASTM D4318:2017 - ASTM D2487:2017 - AASHTO-M-145:2012)

INFORME DE ENSAYO: GS-F8-M-1

SOLICITUD N° : ML192M
 PROYECTO : ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA HERMOSA, 2020
 Ubicación del Proyecto : Urbanización El Carmen km 43-punta hermosa - Lima - Lima
 Solicitante : LORENA CAMPOS MELIA
 Dirección del Cliente : --
 SONDAJE : C-02
 MUESTRA : M-1
 PROFUNDIDAD : 2.00 - 2.25

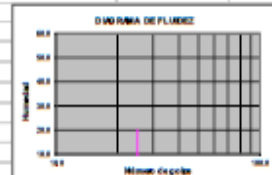
SECTOR :
 CANTERA : --
 PROGRESIVA : --

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	M-1	TIPO :	SUELO	CONDICION:	ALTERADA	FECHA DE ENSAYO:	2019-12-15
FORMA DE LA PARTICULA	SUBANGULAR	% RETENIDO 3 p.p.	0	PREPARACION LÍMITES :	HÚMEDA	MÉTODO HUMEDAD	A

DATOS DEL ENSAYO

Granulometría por Tamizado: NTP 339.128		
Malla	Abertura (mm)	% que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	99.0
3/4"	19.100	94.0
3/8"	9.520	91.0
N° 4	4.750	90.0
N° 10	2.000	87.0
N° 20	0.840	81.0
N° 40	0.425	70.8
N° 60	0.250	42.0
N° 140	0.106	15.0
N° 200	0.075	3.5

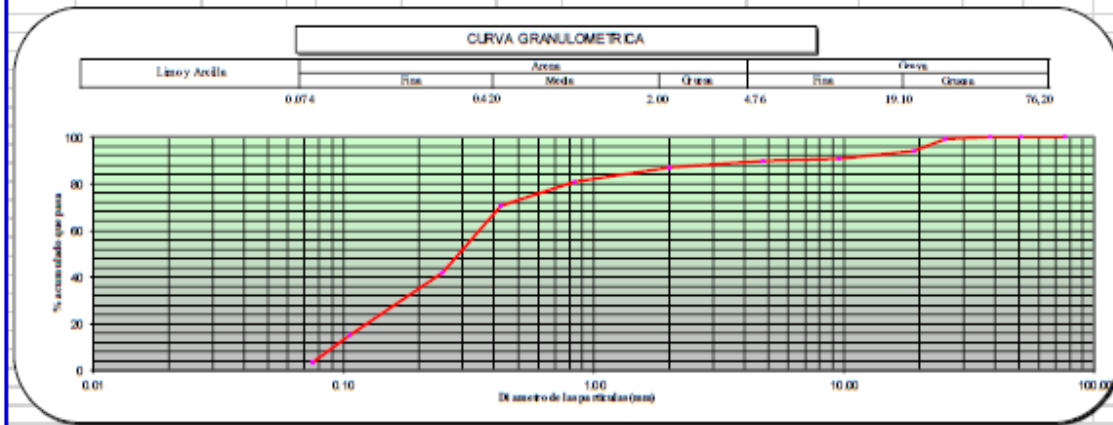


Límites de Consistencia: ASTM D-4318			
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318	(%)	-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318	(%)	NP
Índice Plástico (IP)		(%)	-

Distribución Granulométrica			
% Grava	Grava Gruesa	6.0	99.0
	Grava Fina	4.0	
% Arena	Arena Gruesa	3.0	
	Arena Media	16.2	86.5
	Arena fina	67.3	
% Finos			3.5

Clasificación: ASTM - D2487 / AASHTO M-145	
Clasificación (S.U.C.S.)	SP
Clasificación (AASHTO)	
Índice de Grupo	
Descripción	Suelo arenoso pobremente gradado

Contenido de Humedad (ASTM D-2219)	(%)	7.8
------------------------------------	-----	-----



Observaciones:

Fecha de Emisión : 2019-12-15
 Fecha de Recepción : 2019-12-15
 Lugar de Ensayo : Laboratorio de Suelos

MODELAND CONSULTORES E.I.R.L.
 RÚC: 20604668469
 PIA LUENA GUTIERREZ
 REPRESENTANTE LEGAL - GERENTE
 DNI: 43775305



ENSAYOS ESTANDAR

(ASTM D2216:2010 - NTP 338.128 :2014 - ASTM D4318:2017 - ASTM D2487:2017 - AASHTO-M-145:2012)

INFORME DE ENSAYO: GS-F8-M-1

SOLICITUD N° : ML19224
 PROYECTO : ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA HERMOSA, 2020
 Ubicación del Proyecto : Urbanización El Gamen km 43-punta hermosa - Lima - Lima
 Solicitante : LORENA CAMPOS MEJIA
 Dirección del Cliente : ---
 SONDAJE : C-03 SECTOR : ---
 MUESTRA : M-1 CANTERA : ---
 PROFUNDIDAD : 2.10 - 2.20 PROGRESIVA : ---

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	M-1	TIPO :	SUELO	CONDICION:	ALTERADA	FECHA DE ENSAYO:	2019-12-15
FORMA DE LA PARTICULA	SUBANGULAR	% RETENIDO 3 pulg.	0	PREPARACION LÍMITES:	HÚMEDA	MÉTODO HUMEDAD	A

DATOS DEL ENSAYO

Granulometría por Tamizado: NTP 338.128		
Malla		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	100.0
1"	25.400	97.0
3/4"	19.100	94.0
3/8"	9.520	93.0
N° 4	4.750	90.3
N° 60	2.500	86.0
N° 20	0.840	79.0
N° 40	0.425	71.0
N° 60	0.250	43.0
N° 140	0.106	11.5
N° 200	0.075	5.6

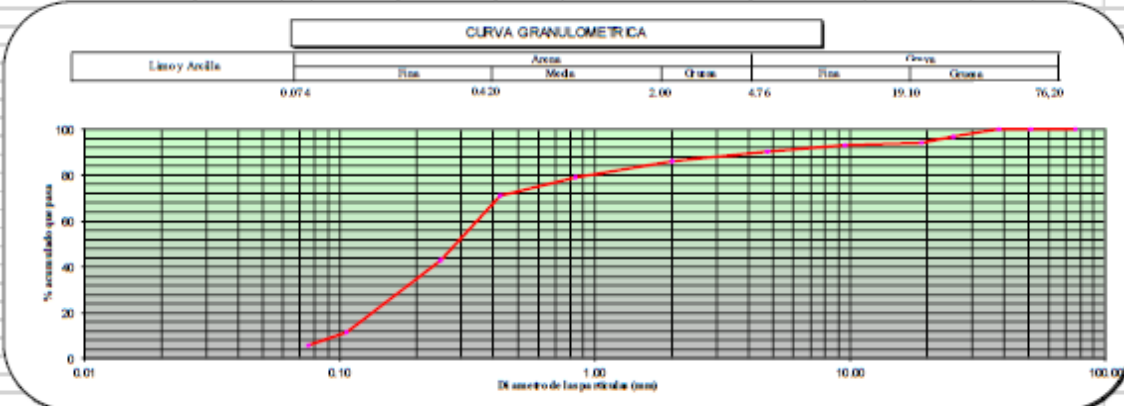
Clasificación: ASTM - D2487 / AASHTO M-145	
Clasificación (S.U.C.S.)	SP
Clasificación (AASHTO)	
Índice de Grupo	
Descripción	Suelo arenoso pobremente gradado



Límites de Consistencia: ASTM D 4318			
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318	(%)	-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318	(%)	NP
Índice Plástico (IP)		(%)	-

Distribución Granulométrica			
% Grava	Grava Gruesa	6.0	9.7
	Grava Fina	3.7	
% Arena	Arena Gruesa	4.3	94.7
	Arena Media	15.0	
	Arena fina	65.4	
% Fines			5.6

Contenido de Humedad (ASTM D-2216)	(%)	4
------------------------------------	-----	---



Observaciones:

Fecha de Emisión : 2019-12-15
 Fecha de Recepción : 2019-12-15
 Lugar de Ensayo : Laboratorio de Suelos

(Signature)
MODELAND CONSULTORES E.I.R.L.
 RÚC: 20604668469
 PIA LUDERA GUTIERREZ
 REPRESENTANTE LEGAL - GERENTE
 DNI: 43775305

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

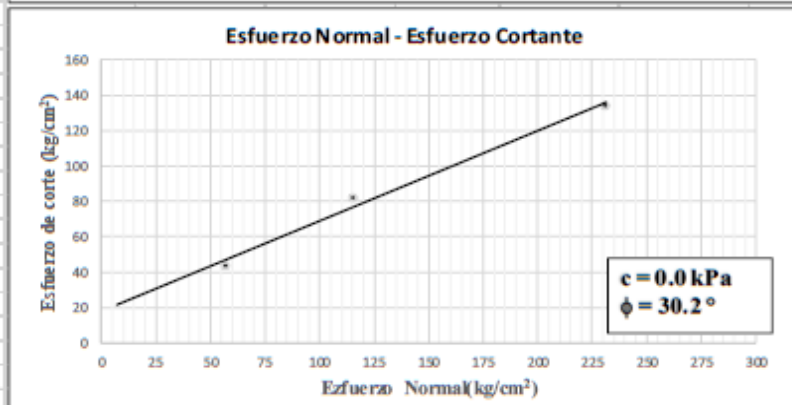
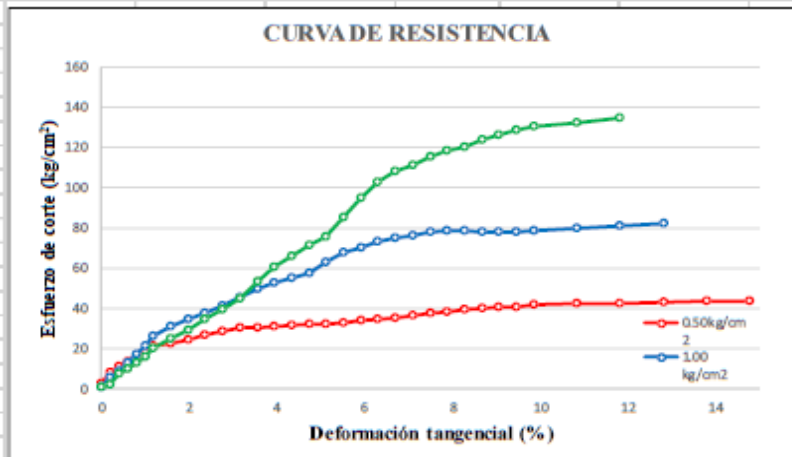
SOLICITUD N° : ML19224
 PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO DE TESIS:
 "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO
 ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA HERMOSA, 2020"
 UBICACIÓN : Urbanización El Carmen km 43-punta hermosa - Lima - Lima
 SONDAJE : C - 01
 MUESTRA : M - 01
 PROFUNDIDAD : -

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA	TIPO	SUELO	CONDICION	ALTERADA	FECHA DE ENSAYO	2019-12-18

GRAFICOS

MUESTRA : Mat < N°4
 SUCS : SP
 ESTADO : REMOLDEADO




 MODELAND CONSULTORES E.I.R.L.
 RUC: 20604668469
 PIA LUDENA GUTIERREZ
 REPRESENTANTE LEGAL - GERENTE
 DNI: 43775305

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

SOLICITUD N° : ML19224

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO DE TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO
ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA HERMOSA, 2020"

UBICACIÓN : Urbanización El Carmen km 43-punta hermosa - Lima - Lima

SONDAJE : C - 02

MUESTRA : M - 01

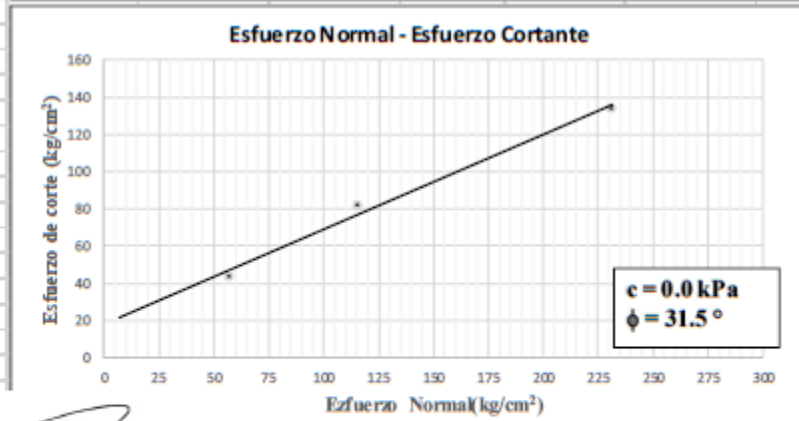
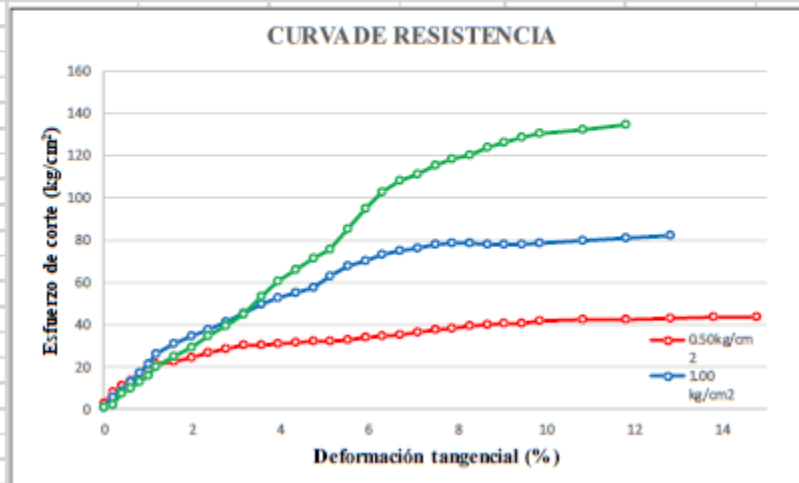
PROFUNDIDAD :

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	TIPO:	SUELO:	CONDICION:	ALTERADA:	FECHA DE ENSAYO:	2019-12-19
-----------------	-------	--------	------------	-----------	------------------	------------

GRAFICOS

MUESTRA : Mat < N°4
SUCS : SP
ESTADO : REMOLDEADO




MODELAND CONSULTORES E.I.R.L.
 RUC: 20504668469
 PIA LUDEÑA GUTIERREZ
 REPRESENTANTE LEGAL - GERENTE
 DNI: 43775305

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CORTE DIRECTO DE SUELOS

ASTM D-3080-11 Direct Shear Test of Soil Under Consolidated Drained Conditions

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA

SOLICITUD N° : ML19224

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION PARA EL PROYECTO DE TESIS:
"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COM PORTAMIENTO SÍSMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO
ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA HERMOSA, 2020"

UBICACIÓN : Urbanización El Carmen km 43-punta hermosa - Lima - Lima

SONDAJE : C - 03

MUESTRA : M - 01

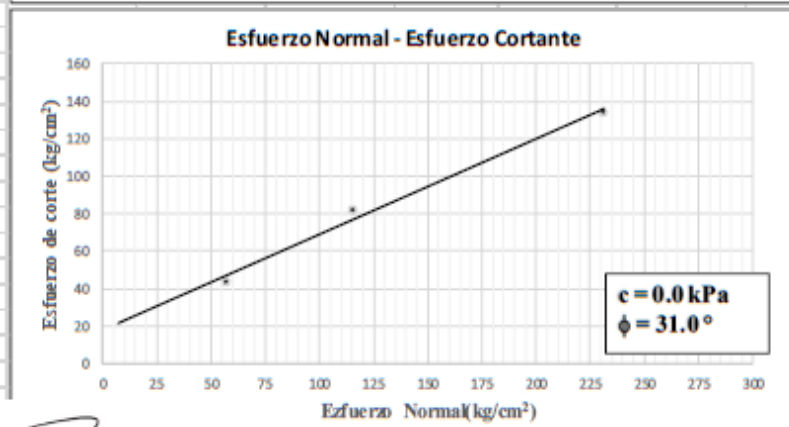
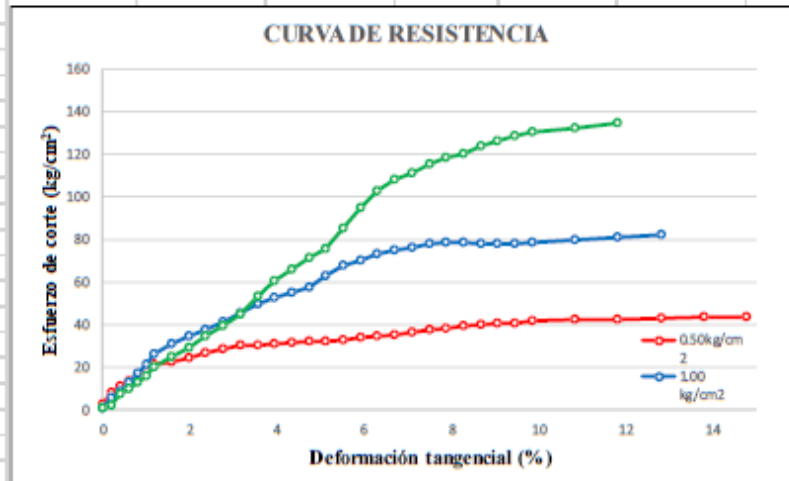
PROFUNDIDAD -

DATOS DE LA MUESTRA

CODIGO MUESTRA:	TIPO:	SUELO	CONDICION:	ALTERADA	FECHA DE ENSAYO:	2019-12-19

GRAFICOS

MUESTRA : Mat < N°4
SUCS : SP
ESTADO : REMOLDEADO




MODELAND CONSULTORES E.I.R.L.
 RÚC: 20604668469
 PIA LUDEÑA GUTIERREZ
 REPRESENTANTE LEGAL - GERENTE
 DNI: 43775305



LABORATORIO DE ANÁLISIS QUÍMICO

DETERMINACIONES QUÍMICAS EN SUELOS

Determinación de pH en suelos: NTP 330.176 : 2002 SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación de vapor de pH en suelos y agua subterránea.
suelos: Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 21st Edition : 2005 - CONDUCTIVITY, 2510 B. Laboratory Method
Contenido de sulfatos solubles: NTP 330.176 : 2002 SUELOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea.
Sales solubles totales: NTP 330.182 : 2002 SUELOS. Método de ensayo para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea.
Contenido de cloruros solubles: NTP 330.177 : 2002 SUELOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea.

IDENTIFICACIÓN DEL PROYECTO

SOLICITUD N°: ML19224
PROYECTO: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA EL PROYECTO DE TESIS: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA HERMOSA, 2020"
UBICACIÓN: Urbanización El Camen km 43-punta hermosa - Lima - Lima
SOLICITANTE: LORENA CAMPOS MEJIA

DATOS DE LA MUESTRA Y RESULTADOS

Código de la Muestra	Calicata	Progresiva	Muestra	Prof. (m)	Tipo de Material	pH (Unid pH)	C.E. (µS/cm)	Sulfatos (mg/Kg)	SST (mg/Kg)	Cloruros (mg/Kg)
1	C-1		M-1	-	SUELO	6.95	300	8	480	606


MODELAND CONSULTORES E.I.R.L.
RUC: 20604668469
PIA LUDENA GUTIERREZ
REPRESENTANTE LEGAL - GERENTE
DNI: 43775305

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

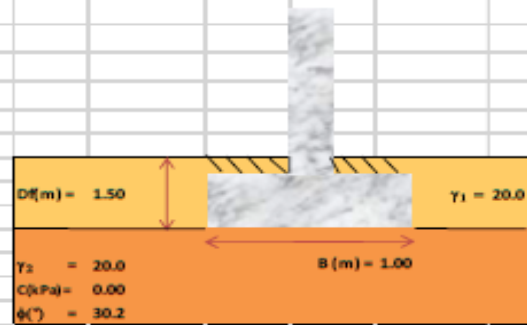
CAPA ESPESOR INFINITO

Cimiento Corrido 1 x 10 m

Proyecto:	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA EL PROYECTO DE TESIS "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO FRENTE AL SUELO REFORZADO, PUNTA HERMOSA, 2007"	Ejecutado por:	GMP
Ubicación:	Urbanización El Carmen km 43-punta hermosa - Lima - Lima	Revisado por:	LLG
		Fecha:	Diciembre 2019

1.0 DATOS GENERALES

Tipo de cimentación	:	Cimiento Corrido
Ángulo de Fricción Interna	ϕ :	30.2 °
Cohesión	c :	0.00 kPa
Clasificación	SUCS :	SP
Peso Específico nat (1)	γ_1 :	20.00 kN/m ³
Peso Específico sat (1)	γ^*_1 :	20.00 kN/m ³
Peso Específico nat (2)	γ_2 :	20.00 kN/m ³
Peso Específico sat (2)	γ^*_2 :	20.00 kN/m ³
Peso Específico agua	γ_w :	10.00 kN/m ³
Ancho de la Base	B :	1.00 m
Longitud de la Base	L :	10.00 m
Relación	B/L :	0.10
Profundidad de Cimentación	Df :	1.50 m
Factor de Seguridad	FS :	3.00
Inclinación de carga	α :	0.00 °
Profundidad de NF		NE
Sobrecarga efectiva	q :	30 kN/m ²



$$q_{ult} = 0.5\gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot D_\gamma \cdot I_\gamma + C \cdot N_c \cdot S_c \cdot D_c \cdot I_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot D_q \cdot I_q$$

2.0 FACTORES DE CORRECCIÓN

Factores de Capacidad de Carga	Factores de Forma	Factores de Profundidad	Factores de Inclinación del Terreno
Nc = 30.62	Sc = 1.06	Dc = 1.39	ic = 1.00
Nq = 18.82	Sq = 1.06	Dq = 1.28	iq = 1.00
N γ = 23.08	S γ = 0.96	D γ = 1.00	i γ = 1.00

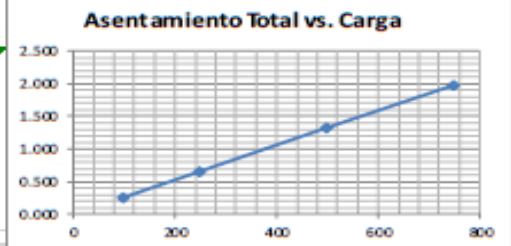
3.0 RESULTADOS

q_{ult} =	987.97 kPa	<->	10.08 kg/cm ²
q_{adm} =	329.32 kPa	<->	3.36 kg/cm ²

4.0 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Asentamiento Máximo Permissible = **2.5 cm**

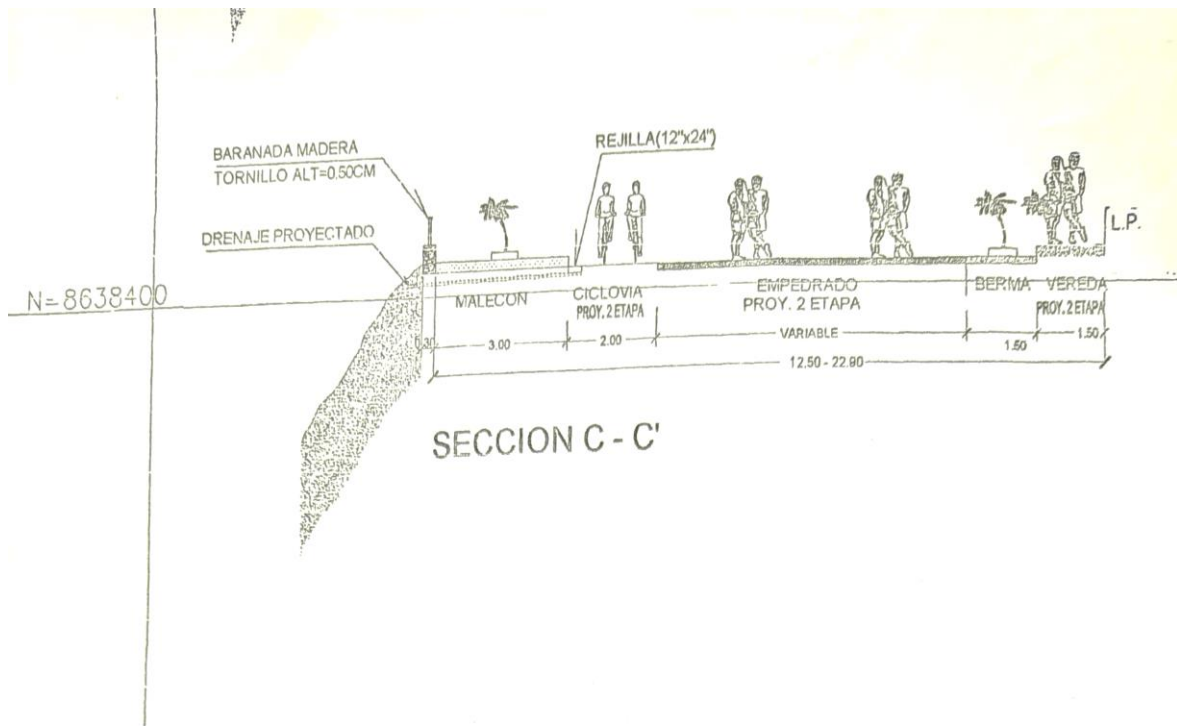
Tipo	Rectangular			
Δq (kPa)	100	250	500	750
B (cm)	100	100	100	100
L (cm)	1,000	1,000	1,000	1,000
Df (cm)	150	150	150	150
E' m (kPa)	90,000	90,000	90,000	90,000
v	0.25	0.25	0.25	0.25
H (cm)	---	---	---	---
α_1	2.5443			
Se (cm)	0.265	0.663	1.325	1.988
Se (m)	0.003	0.007	0.013	0.020




q_{adm} =	329.32 Kpa	=	3.36 kg/cm ²	s_1 =	0.873 cm	OK!!
q_{adm} =	117.69 Kpa	=	1.20 kg/cm ²	s_2 =	0.312 cm	OK!!

MODELAND CONSULTORES E.I.R.L.
 RUC: 20604668469
 PIA LUDEÑA GUTIERREZ
 REPRESENTANTE LEGAL - GERENTE
 DNI: 43775305

ANEXO N° 4



 MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PUNTA HERMOSA GERENCIA DE DESARROLLO URBANO Y CONTROL TERRITORIAL			
ALCALDE :			
DR. GUILLERMO FERNANDEZ OTERO			
GERENTE :	SUB GERENTE DE OBRAS PUBLICAS :		DEPARTAMENTO
ARQ. MARY RAMIREZ LAVADO	BACH. DAVID SUAREZ HIDALGO		LIMA
PLANO :	MEJORAMIENTO DEL ORNATO FRENTE AL JIRON SAN FRANCISCO DE LA AGRUP. DE FAMILIAS DE FAMILIAS EL CARMEN, DISTRITO DE PUNTA HERMOSA, LIMA, LIMA		
ELABORADO POR:	ESCALA:	FECHA :	DISTRITO
A.J.R.M.	INDICADA	ABRIL 2017	PUNTA HERMOSA
			A-01


RICARDO ROBERTO AYALA JARA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. del Colegio de Ingenieros 85520
 CONSULTOR DE OBRAS 43418

Plano de expediente técnico aledaño al área de estudio, Municipalidad de Punta Hermosa, 2017.

ANEXO N° 5 HOJAS DE CÁLCULO

DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE 2m

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Dimensiones del muro de contención

$$\begin{aligned} H_o &:= 2 \cdot m & C_o &:= 0.50 \cdot m \\ B_o &:= 1.40 \cdot m & h_o &:= 0.4 \cdot m \\ D_o &:= 30 \cdot cm & A_o &:= 40 \cdot cm \end{aligned}$$

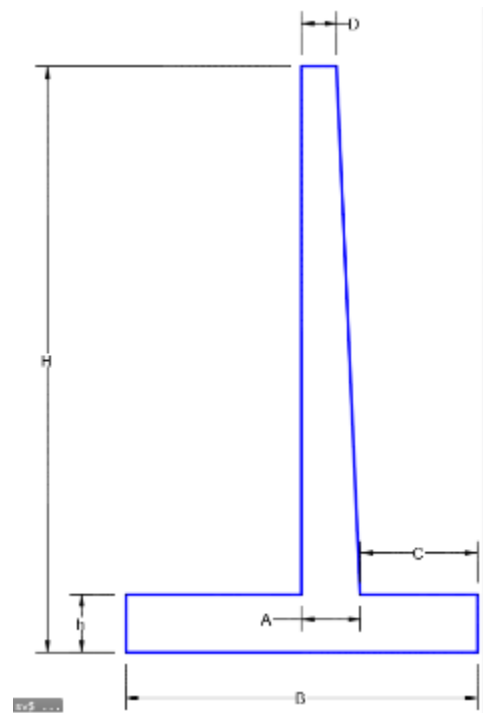
Propiedades de los materiales

$$f_{co} := 350 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \quad \gamma_{co} := 2400 \cdot \frac{kgf}{m^3}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \quad \gamma_{so} := 2039 \cdot \frac{kgf}{m^3}$$

$$\phi := 30^\circ$$

$$K_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.333$$



Coefficiente de empuje de mononobe Okabe

Aceleración de la gravedad $g = 9.807 \frac{m}{s^2}$

Aceleración esperada en roca $ag = 0.45 \cdot g$

Coefficiente dinámico horizontal $kh = \frac{ag}{g} = 0.45$

Coefficiente dinámico vertical $kv = \frac{1}{3} \cdot kh = 0.15$

Angulo de interacción $\theta := \text{atan} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 0.487$

Coefficiente de empuje dinámico

$$K_{ad} := \frac{0.5 (1 - kv) \cdot (\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}} \right)^2} = 0.415$$

Calculo de fuerzas actuantes y pasivas

Empuje lateral sísmico $E_s := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{so} \cdot H_o^2 \cdot (K_{ad} - K_a) \cdot 1 \text{ m} = 0.37 \text{ tonf}$

Brazo del empuje $Y_{Es} := \frac{2 \cdot H_o}{3} = 1.333 \text{ m}$

$W_1 := 1 \cdot \text{m} \cdot (B_o - C_o - A_o) \cdot (H_o - h_o) \cdot \gamma_{so} = 1.798 \text{ tonf}$

$X_1 := 0.5 \cdot (B_o - C_o - A_o) = 0.25 \text{ m}$

$W_2 := 1 \cdot \text{m} \cdot B_o \cdot h_o \cdot \gamma_{co} = 1.482 \text{ tonf}$

$X_2 := 0.5 \cdot B_o = 0.7 \text{ m}$

$W_3 := 1 \cdot \text{m} \cdot (H_o - h_o) \cdot D_o \cdot \gamma_{co} = 1.27 \text{ tonf}$

$X_3 := B_o - C_o - A_o + 0.5 \cdot D_o = 0.65 \text{ m}$

$W_4 := 0.5 \cdot (H_o - h_o) \cdot (A_o - D_o) \cdot \gamma_{co} \cdot 1 \text{ m} = 0.212 \text{ tonf}$

$X_4 := B_o - C_o - 2 \cdot \frac{(A_o - D_o)}{3} = 0.83 \text{ m}$

$W_5 := 1 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \cdot (B_o - C_o - A_o) \cdot 1 \text{ m} = 0.5 \text{ tonf}$

$X_5 := 0.5 \cdot (B_o - C_o - A_o) = 0.25 \text{ m}$

$E_o := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot H_o^2 \cdot 1 \text{ m} = 1.5 \text{ tonf}$ $Y_e := \frac{H_o}{3} = 0.67 \text{ m}$

Fuerza Normal

$N_o := W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 5.261 \text{ tonf}$

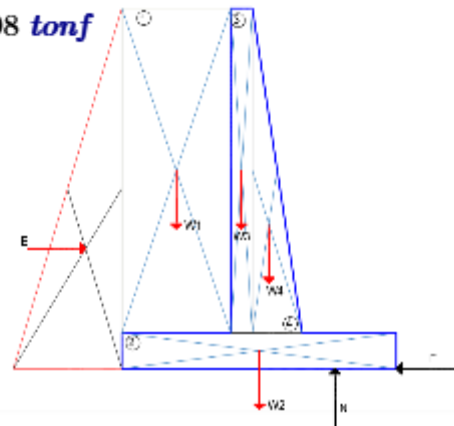
Fuerza de fricción

$\mu_o := \tan(\phi) = 0.577$ $F_o := \mu_o \cdot N_o = 3.04 \text{ tonf}$

Evaluacion del factor de seguridad al deslizamiento

$$Fsd := \frac{F_o}{E_o + E_s} = 1.628$$

if $Fsd \geq 1.5$	= "ok"
"ok"	
else	
"Verificar"	



Evaluación del factor de seguridad al volteo

$$Mr1 := W1 \cdot (Do - 0.5 \cdot (Do - Co - Ao)) = 1.08 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr2 := W2 \cdot (0.5 \cdot Bo) = 1.037 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr5 := W5 \cdot (Bo - Co - Ao) \cdot 0.5 = 0.13 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr3 := W3 \cdot (Co + Ao - 0.5 \cdot Do) = 0.95 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr4 := W4 \cdot \left(Co + \frac{2}{3} \cdot (Do - Ao) \right) = 0.09 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr := Mr1 + Mr2 + Mr3 + Mr4 + Mr5 = 3.29 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Ma := Eo \cdot Ye = 0.999 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mas := Es \cdot Yes = 0.49 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Fsv := \frac{Mr}{Ma + Mas} = 2.206$$

if $Fsv \geq 2$	= "ok"
"ok"	
else	
"Verificar"	

Evaluación de la presión admisible del terreno

$$MR := W1 \cdot X1 + W2 \cdot X2 + W3 \cdot X3 + W4 \cdot X4 + W5 \cdot X5 + Eo \cdot Ye + Es \cdot Yes = 4.1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$XN := \frac{MR}{No} = 0.78 \text{ m} \quad e_{omax} := \frac{Bo}{6} = 0.233 \text{ m}$$

$$eo := XN - 0.5 \cdot Bo = 0.08 \text{ m} \quad \text{Excentricidad}$$

$$\sigma_{c1} := \frac{-No}{Bo \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{eo}{Bo} \right) = -0.458 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Máximos esfuerzos de compresión} \\ \text{OK!!!} \end{array}$$

$$\sigma_{c2} := \frac{-No}{Bo \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{eo}{Bo} \right) = -0.22 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Mínimos esfuerzos de compresión} \\ \text{OK!!!} \end{array}$$

Diseño por resistencia de las partes del muro de contención en voladizo

Ya hecho el pre dimensionamiento, se puede diseñar a detalle el refuerzo del muro o placa, la punta y el talón. Cada parte se diseña individualmente y se comportan como voladizos.

Diseño del muro

La fuerza cortante y el momento flector en la parte inferior del muro se calculan y se usan para determinar el espesor del muro y del refuerzo necesario. Los empujes laterales se consideran cargas vivas, se usa un factor de carga de 1.6 (McCormac *et al.*, 2011, p. 405).

Diseño del talón

La presión lateral del relleno tiende a hacer virar el muro de retención alrededor de su punta; esta acción tiende a alzar el talón contra el relleno. La mayor fuerza es la del relleno que empuja hacia abajo detrás del muro sobre el talón, provocando tensión en su parte superior; es en donde debe haber un refuerzo horizontal, el refuerzo vertical de la zapata permitirá que, debido a la presión del relleno que empuja al talón de la zapata hacia abajo, se mantenga unido al muro.

Diseño de la punta

Se considera como una viga en voladizo desde la cara de la pantalla. Las cargas que debe aguantar es el peso de la losa en voladizo y la presión hacia arriba del suelo bajo ella. Usualmente el relleno arriba de la punta se desprecia, porque al actuar hacia abajo y cancelar la presión hacia arriba, no produce cambios significantes en las fuerzas cortantes y los momentos en la punta; su refuerzo se ubicaría en la parte inferior.

Combinaciones de carga

Para el diseño de las estructuras de acero se utilizaron las siguientes combinaciones según la norma E-060 CONCRETO ARMADO:

Diseño del refuerzo de la pantalla

Verificación del cortante actuante en el muro

$$\text{Cortante} \quad V_{m1} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{H_o - h_o}{3} \right)^2 \cdot 1 \cdot m = 0.107 \text{ tonf}$$

$$\text{Cortante ultimo} \quad V_{u1} := 1.4 \cdot V_{m1} = 0.149 \text{ tonf}$$

Cortante del concreto

$$V_{c1} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left(\frac{A_o + 2 \cdot D_o}{3} \right) = 36.433 \text{ tonf}$$

$$V_{m2} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{2 \cdot (H_o - h_o)}{3} \right)^2 \cdot 1 \cdot m = 0.426 \text{ tonf}$$

$$V_{u2} := 1.4 \cdot V_{m2} = 0.597 \text{ tonf}$$

$$V_{c2} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left(\frac{2 \cdot A_o + D_o}{3} \right) = 40.076 \text{ tonf}$$

$$V_{m3} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o)^2 \cdot 1 \cdot m = 0.959 \text{ tonf}$$

$$V_{u3} := 1.4 \cdot V_{m3} = 1.343 \text{ tonf}$$

$$V_{c3} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot A_o = 43.719 \text{ tonf}$$

Diseño del refuerzo longitudinal al 1/3 de altura

$$M_{m1} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{H_o - h_o}{3} \right)^3 \cdot 1 \cdot m = 0.019 \text{ tonf} \cdot m$$

$$M_{u1} := 1.4 \cdot M_{m1} = 0.027 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := \frac{A_o + 2 \cdot D_o}{3} - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.258 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 365.972 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mu_1}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.025 \text{ cm}^2$$

Diseño del refuerzo a los 2/3 de altura

$$M_{m2} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{2 \cdot (H_o - h_o)}{3} \right)^3 \cdot 1 \cdot m = 0.152 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento ultimo

$$Mu_2 := 1.4 \cdot M_{m2} = 0.212 \text{ tonf} \cdot m$$

Peralte efectivo

$$d := \frac{2 \cdot A_o + D_o}{3} - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.292 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

Ancho considerado

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 413.194 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido $A_{s2} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mu_2}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.175 \text{ cm}^2$

Diseño del refuerzo longitudinal en la base del muro

$$M_{m3} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o)^3 \cdot 1 \cdot m = 0.511 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento ultimo

$$Mu_3 := 1.4 \cdot M_{m3} = 0.716 \text{ tonf} \cdot m$$

Peralte efectivo

$$d := A_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.325 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

Ancho considerado

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 460.417 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido $A_{s1} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mu_3}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.529 \text{ cm}^2$

Diseño del refuerzo del talón en trasdós

$$q1 := \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o) \cdot 1 \cdot m = 3.596 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$q2 := \text{abs}(\sigma_{c2}) \cdot 1 \cdot m = 2.473 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$w_i := q1 - q2 = 1.124 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$V_u := 1.4 \cdot w_i \cdot (B_o - C_o - D_o) = 0.944 \text{ tonf}$$

$$M_u := 1.4 \cdot w_i \cdot \frac{(B_o - C_o - D_o)^2}{2} = 0.283 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := h_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.325 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

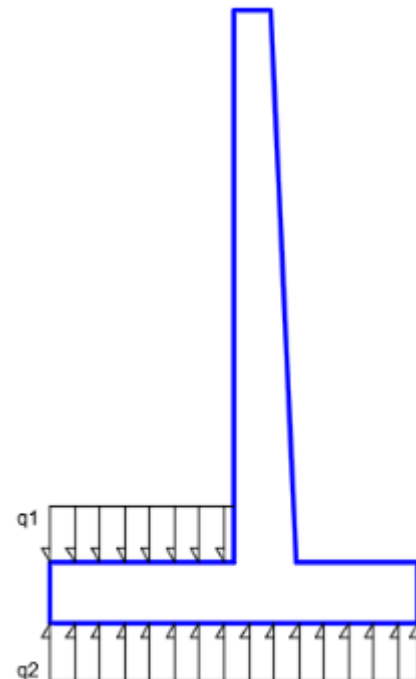
$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 460.417 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.209 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := 0.0018 \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot d = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} := \max(A_s, A_{smin}) = 5.85 \text{ cm}^2$$



Diseño del refuerzo del talón en intradós

$$q_2 := \text{abs}(\sigma c_2) \cdot 1 \cdot m = 2.473 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$w_i := q_2 = 2.473 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$V_u := 1.4 \cdot w_i \cdot C_o = 1.731 \text{ tonf}$$

$$M_u := 1.4 \cdot w_i \cdot \frac{C_o^2}{2} = 0.433 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := h_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.325 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

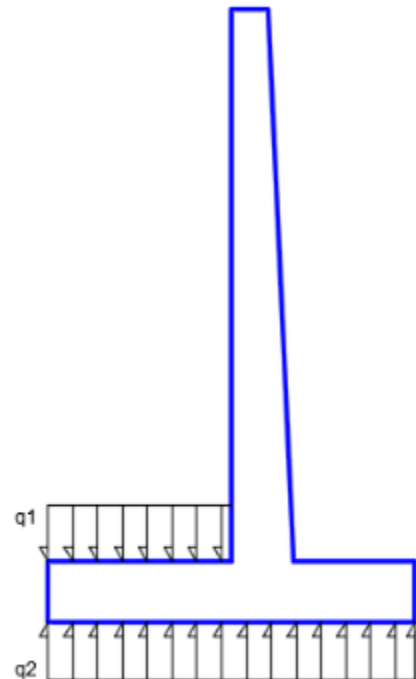
$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 460.417 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := 0.0018 \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot d = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} := \max(A_s, A_{smin}) = 5.85 \text{ cm}^2$$



DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE 3m

DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Dimensiones del muro de contención

$$\begin{aligned} H_o &:= 3 \cdot \text{m} & C_o &:= 0.50 \cdot \text{m} \\ B_o &:= 2.2 \cdot \text{m} & h_o &:= 0.5 \cdot \text{m} \\ D_o &:= 30 \cdot \text{cm} & A_o &:= 40 \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

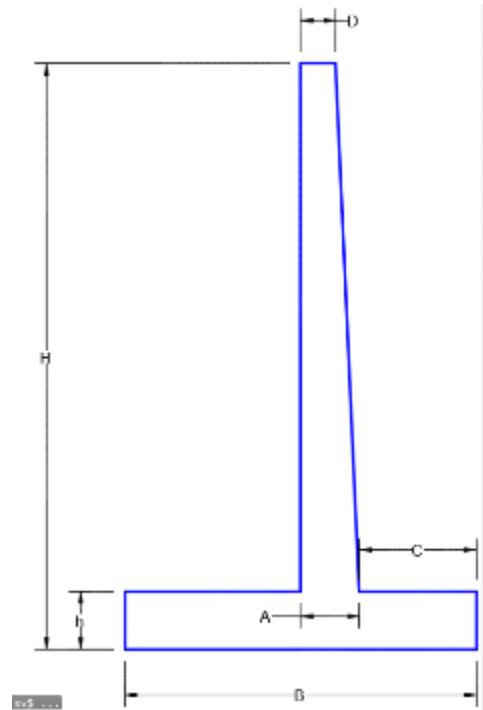
Propiedades de los materiales

$$f_{co} := 350 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{co} := 2400 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{so} := 2039 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\phi := 30^\circ$$

$$K_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.333$$



Coefficiente de empuje de mononobe Okabe

$$\text{Aceleración de la gravedad} \quad g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\text{Aceleración esperada en roca} \quad a_g := 0.45 \cdot g$$

$$\text{Coefficiente dinámico horizontal} \quad k_h := \frac{a_g}{g} = 0.45$$

$$\text{Coefficiente dinámico vertical} \quad k_v := \frac{1}{3} \cdot k_h = 0.15$$

$$\text{Angulo de interacción} \quad \theta := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 0.487$$

Coefficiente de empuje dinámico

$$K_{ad} := \frac{0.5 (1 - k_v) \cdot (\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}} \right)^2} = 0.415$$

Calculo de fuerzas actuantes y pasivas

Empuje lateral sísmico $E_s := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{so} \cdot H_o^2 \cdot (K_{ad} - K_a) \cdot 1 \text{ m} = 0.83 \text{ tonf}$

Brazo del empuje $Y_{es} := \frac{2 \cdot H_o}{3} = 2 \text{ m}$

$W_1 := 1 \cdot m \cdot (B_o - C_o - A_o) \cdot (H_o - h_o) \cdot \gamma_{so} = 7.305 \text{ tonf}$

$X_1 := 0.5 \cdot (B_o - C_o - A_o) = 0.65 \text{ m}$

$W_2 := 1 \cdot m \cdot B_o \cdot h_o \cdot \gamma_{co} = 2.91 \text{ tonf}$

$X_2 := 0.5 \cdot B_o = 1.1 \text{ m}$

$W_3 := 1 \cdot m \cdot (H_o - h_o) \cdot D_o \cdot \gamma_{co} = 1.98 \text{ tonf}$

$X_3 := B_o - C_o - A_o + 0.5 \cdot D_o = 1.45 \text{ m}$

$W_4 := 0.5 \cdot (H_o - h_o) \cdot (A_o - D_o) \cdot \gamma_{co} \cdot 1 \text{ m} = 0.331 \text{ tonf}$

$X_4 := B_o - C_o - 2 \cdot \frac{(A_o - D_o)}{3} = 1.63 \text{ m}$

$W_5 := 1 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \cdot (B_o - C_o - A_o) \cdot 1 \text{ m} = 1.3 \text{ tonf}$

$X_5 := 0.5 \cdot (B_o - C_o - A_o) = 0.65 \text{ m}$

$E_o := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot H_o^2 \cdot 1 \text{ m} = 3.37 \text{ tonf}$ $Y_e := \frac{H_o}{3} = 1 \text{ m}$

Fuerza Normal

$N_o := W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 13.83 \text{ tonf}$

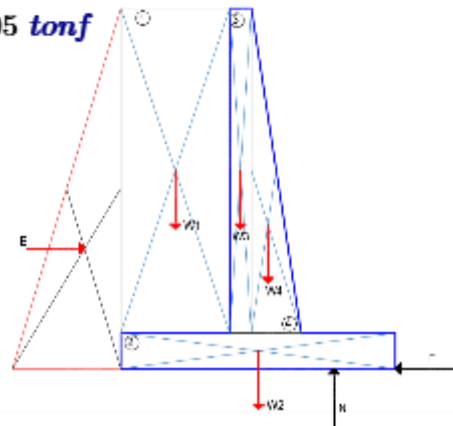
Fuerza de fricción

$\mu_o := \tan(\phi) = 0.577$ $F_o := \mu_o \cdot N_o = 7.98 \text{ tonf}$

Evaluación del factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{sd} := \frac{F_o}{E_o + E_s} = 1.902$$

if $F_{sd} \geq 1.5$	= "ok"
"ok"	
else	
"Verificar"	



Evaluación del factor de seguridad al volteo

$$Mr1 := W1 \cdot (Do - 0.5 \cdot (Do - Co - Ao)) = 4.38 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr2 := W2 \cdot (0.5 \cdot Bo) = 3.201 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr5 := W5 \cdot (Bo - Co - Ao) \cdot 0.5 = 0.85 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr3 := W3 \cdot (Co + Ao - 0.5 \cdot Do) = 1.49 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr4 := W4 \cdot \left(Co + \frac{2}{3} \cdot (Do - Ao) \right) = 0.14 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr := Mr1 + Mr2 + Mr3 + Mr4 + Mr5 = 10.06 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Ma := Eo \cdot Ye = 3.371 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mas := Es \cdot Yes = 1.655 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Fsv := \frac{Mr}{Ma + Mas} = 2.002$$

if $Fsv \geq 2$	= "ok"
"ok"	
else	
"Verificar"	

Evaluación de la presión admisible del terreno

$$MR := W1 \cdot X1 + W2 \cdot X2 + W3 \cdot X3 + W4 \cdot X4 + W5 \cdot X5 + Eo \cdot Ye + Es \cdot Yes = 17.24 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$XN := \frac{MR}{No} = 1.246 \text{ m} \quad eomax := \frac{Bo}{6} = 0.367 \text{ m}$$

$$eo := XN - 0.5 \cdot Bo = 0.146 \text{ m} \quad \text{Excentricidad}$$

$$\sigma c1 := \frac{-No}{Bo \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{eo}{Bo} \right) = -0.798 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Máximos esfuerzos de compresión} \\ \text{OK!!!} \end{array}$$

$$\sigma c2 := \frac{-No}{Bo \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{eo}{Bo} \right) = -0.34 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Mínimos esfuerzos de compresión} \\ \text{OK!!!} \end{array}$$

Diseño del refuerzo de la pantalla

Verificación del cortante actuante en el muro

$$\text{Cortante} \quad V_{m1} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{H_o - h_o}{3} \right)^2 \cdot 1 \cdot m = 0.26 \text{ tonf}$$

$$\text{Cortante ultimo} \quad V_{u1} := 1.4 \cdot V_{m1} = 0.364 \text{ tonf}$$

Cortante del concreto

$$V_{c1} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left(\frac{A_o + 2 \cdot D_o}{3} \right) = 36.433 \text{ tonf}$$

$$V_{m2} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{2 \cdot (H_o - h_o)}{3} \right)^2 \cdot 1 \cdot m = 1.041 \text{ tonf}$$

$$V_{u2} := 1.4 \cdot V_{m2} = 1.457 \text{ tonf}$$

$$V_{c2} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left(\frac{2 \cdot A_o + D_o}{3} \right) = 40.076 \text{ tonf}$$

$$V_{m3} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o)^2 \cdot 1 \cdot m = 2.341 \text{ tonf}$$

$$V_{u3} := 1.4 \cdot V_{m3} = 3.278 \text{ tonf}$$

$$V_{c3} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot A_o = 43.719 \text{ tonf}$$

Diseño del refuerzo longitudinal al 1/3 de altura

$$M_{m1} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{H_o - h_o}{3} \right)^3 \cdot 1 \cdot m = 0.072 \text{ tonf} \cdot m$$

$$M_{u1} := 1.4 \cdot M_{m1} = 0.101 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := \frac{A_o + 2 \cdot D_o}{3} - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.258 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 365.972 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.094 \text{ cm}^2$$

Diseño del refuerzo a los 2/3 de altura

$$M_{m2} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{2 \cdot (H_o - h_o)}{3} \right)^3 \cdot 1 \cdot m = 0.578 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento ultimo

$$M_{u2} := 1.4 \cdot M_{m2} = 0.809 \text{ tonf} \cdot m$$

Peralte efectivo

$$d := \frac{2 \cdot A_o + D_o}{3} - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.292 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

Ancho considerado

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 413.194 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido $A_{s2} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.667 \text{ cm}^2$

Diseño del refuerzo longitudinal en la base del muro

$$M_{m3} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o)^3 \cdot 1 \cdot m = 1.951 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento ultimo

$$M_{u3} := 1.4 \cdot M_{m3} = 2.731 \text{ tonf} \cdot m$$

Peralte efectivo

$$d := A_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.325 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

Ancho considerado

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 460.417 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido $A_{s1} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 2.026 \text{ cm}^2$

Diseño del refuerzo del talón en trasdós

$$q1 := \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o) \cdot 1 \cdot m = 5.619 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$q2 := \text{abs}(\sigma_{c2}) \cdot 1 \cdot m = 3.776 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$w_i := q1 - q2 = 1.843 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$V_u := 1.4 \cdot w_i \cdot (B_o - C_o - D_o) = 3.613 \text{ tonf}$$

$$M_u := 1.4 \cdot w_i \cdot \frac{(B_o - C_o - D_o)^2}{2} = 2.529 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$d := h_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.425 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

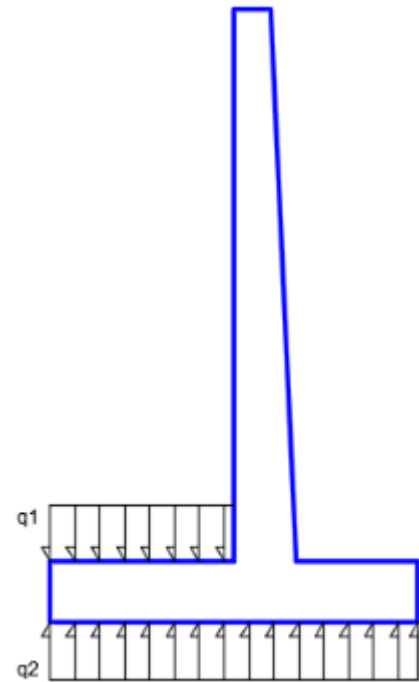
$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 602.083 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 1.431 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := 0.0018 \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot d = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} := \max(A_s, A_{smin}) = 7.65 \text{ cm}^2$$



Diseño del refuerzo del talón en intradós

$$q2 := \text{abs}(\sigma c2) \cdot 1 \cdot m = 3.776 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$wi := q2 = 3.776 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$Vu := 1.4 \cdot wi \cdot Co = 2.643 \text{ tonf}$$

$$Mu := 1.4 \cdot wi \cdot \frac{Co^2}{2} = 0.661 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$d := ho - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.425 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

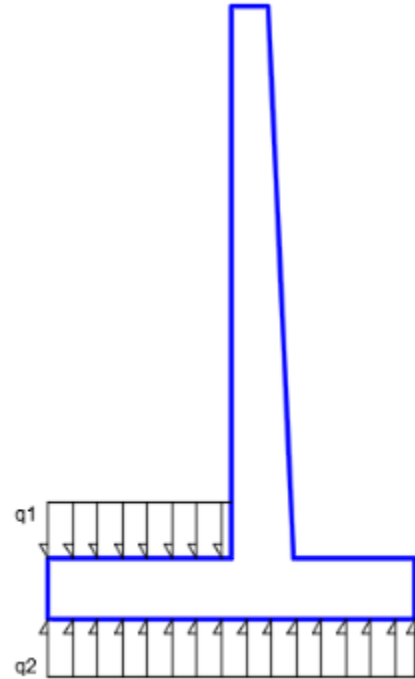
$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$ko := 1.7 \cdot \frac{fco}{fy} \cdot b \cdot d = 602.083 \text{ cm}^2$$

$$As := \frac{ko}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mu}{\phi \cdot fy \cdot d \cdot ko}} \right) = 0.373 \text{ cm}^2$$

$$Asmin := 0.0018 \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot d = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$Asc := \max(As, Asmin) = 7.65 \text{ cm}^2$$



DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE 4m

Dimensiones del muro de contención

$$\begin{aligned} H_o &:= 4 \cdot m & C_o &:= 1 \cdot m \\ B_o &:= 3.1 \cdot m & h_o &:= 0.6 \cdot m \\ D_o &:= 30 \cdot cm & A_o &:= 40 \cdot cm \end{aligned}$$

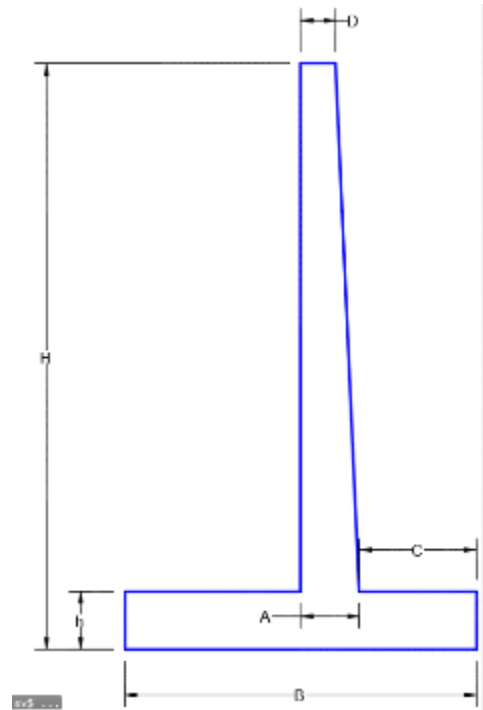
Propiedades de los materiales

$$f_{co} := 350 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \quad \gamma_{co} := 2400 \cdot \frac{kgf}{m^3}$$

$$f_{yo} := 4200 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \quad \gamma_{so} := 2039 \cdot \frac{kgf}{m^3}$$

$$\phi := 30^\circ$$

$$K_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.333$$



Coefficiente de empuje de mononobe Okabe

$$\text{Aceleración de la gravedad} \quad g = 9.807 \frac{m}{s^2}$$

$$\text{Aceleración esperada en roca} \quad ag := 0.45 \cdot g$$

$$\text{Coefficiente dinámico horizontal} \quad kh := \frac{ag}{g} = 0.45$$

$$\text{Coefficiente dinámico vertical} \quad kv := \frac{1}{3} \cdot kh = 0.15$$

$$\text{Angulo de interacción} \quad \theta := \text{atan} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 0.487$$

Coefficiente de empuje dinámico

$$K_{ad} := \frac{0.5 (1 - kv) \cdot (\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}} \right)^2} = 0.415$$

Calculo de fuerzas actuantes y pasivas

Empuje lateral sísmico $E_s := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{so} \cdot H_o^2 \cdot (K_{ad} - K_a) \cdot 1 \text{ m} = 1.47 \text{ tonf}$

Brazo del empuje $Y_{es} := \frac{2 \cdot H_o}{3} = 2.667 \text{ m}$

$W_1 := 1 \cdot m \cdot (B_o - C_o - A_o) \cdot (H_o - h_o) \cdot \gamma_{so} = 12.991 \text{ tonf}$

$X_1 := 0.5 \cdot (B_o - C_o - A_o) = 0.85 \text{ m}$

$W_2 := 1 \cdot m \cdot B_o \cdot h_o \cdot \gamma_{co} = 4.921 \text{ tonf}$

$X_2 := 0.5 \cdot B_o = 1.55 \text{ m}$

$W_3 := 1 \cdot m \cdot (H_o - h_o) \cdot D_o \cdot \gamma_{co} = 2.7 \text{ tonf}$

$X_3 := B_o - C_o - A_o + 0.5 \cdot D_o = 1.85 \text{ m}$

$W_4 := 0.5 \cdot (H_o - h_o) \cdot (A_o - D_o) \cdot \gamma_{co} \cdot 1 \text{ m} = 0.45 \text{ tonf}$

$X_4 := B_o - C_o - 2 \cdot \frac{(A_o - D_o)}{3} = 2.03 \text{ m}$

$W_5 := 1 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \cdot (B_o - C_o - A_o) \cdot 1 \text{ m} = 1.7 \text{ tonf}$

$X_5 := 0.5 \cdot (B_o - C_o - A_o) = 0.85 \text{ m}$

$E_o := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot H_o^2 \cdot 1 \text{ m} = 5.99 \text{ tonf}$ $Y_e := \frac{H_o}{3} = 1.33 \text{ m}$

Fuerza Normal

$N_o := W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 22.76 \text{ tonf}$

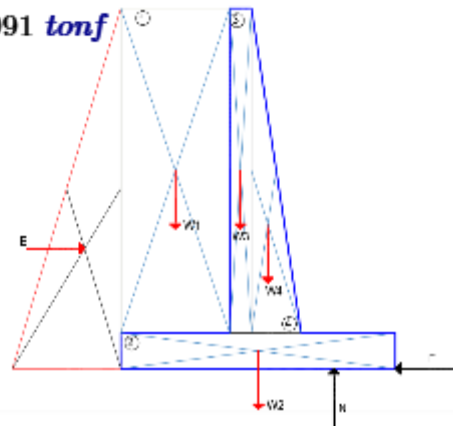
Fuerza de fricción

$\mu_o := \tan(\phi) = 0.577$ $F_o := \mu_o \cdot N_o = 13.14 \text{ tonf}$

Evaluación del factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{sd} := \frac{F_o}{E_o + E_s} = 1.76$$

if $F_{sd} \geq 1.5$	= "ok"
"ok"	
else	
"Verificar"	



Evaluación del factor de seguridad al volteo

$$Mr1 := W1 \cdot (Do - 0.5 \cdot (Do - Co - Ao)) = 11.04 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr2 := W2 \cdot (0.5 \cdot Bo) = 7.627 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr5 := W5 \cdot (Bo - Co - Ao) \cdot 0.5 = 1.45 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr3 := W3 \cdot (Co + Ao - 0.5 \cdot Do) = 3.37 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr4 := W4 \cdot \left(Co + \frac{2}{3} \cdot (Do - Ao) \right) = 0.42 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr := Mr1 + Mr2 + Mr3 + Mr4 + Mr5 = 23.91 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Ma := Eo \cdot Ye = 7.992 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mas := Es \cdot Yes = 3.923 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Fsv := \frac{Mr}{Ma + Mas} = 2.007$$

if $Fsv \geq 2$	= "ok"
"ok"	
else	
"Verificar"	

Evaluación de la presión admisible del terreno

$$MR := W1 \cdot X1 + W2 \cdot X2 + W3 \cdot X3 + W4 \cdot X4 + W5 \cdot X5 + Eo \cdot Ye + Es \cdot Yes = 37.94 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$XN := \frac{MR}{No} = 1.667 \text{ m} \quad e_{o\max} := \frac{Bo}{6} = 0.517 \text{ m}$$

$$eo := XN - 0.5 \cdot Bo = 0.117 \text{ m} \quad \text{Excentricidad}$$

$$\sigma_{c1} := \frac{-No}{Bo \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{eo}{Bo} \right) = -0.817 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Máximos esfuerzos de compresión} \\ \text{OK!!!} \end{array}$$

$$\sigma_{c2} := \frac{-No}{Bo \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{eo}{Bo} \right) = -0.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Mínimos esfuerzos de compresión} \\ \text{OK!!!} \end{array}$$

Diseño del refuerzo de la pantalla

Verificación del cortante actuante en el muro

$$\text{Cortante} \quad V_{m1} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{H_o - h_o}{3} \right)^2 \cdot 1 \cdot m = 0.481 \text{ tonf}$$

$$\text{Cortante ultimo} \quad V_{u1} := 1.4 \cdot V_{m1} = 0.674 \text{ tonf}$$

Cortante del concreto

$$V_{c1} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left(\frac{A_o + 2 \cdot D_o}{3} \right) = 36.433 \text{ tonf}$$

$$V_{m2} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{2 \cdot (H_o - h_o)}{3} \right)^2 \cdot 1 \cdot m = 1.925 \text{ tonf}$$

$$V_{u2} := 1.4 \cdot V_{m2} = 2.694 \text{ tonf}$$

$$V_{c2} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left(\frac{2 \cdot A_o + D_o}{3} \right) = 40.076 \text{ tonf}$$

$$V_{m3} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o)^2 \cdot 1 \cdot m = 4.33 \text{ tonf}$$

$$V_{u3} := 1.4 \cdot V_{m3} = 6.063 \text{ tonf}$$

$$V_{c3} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot A_o = 43.719 \text{ tonf}$$

Diseño del refuerzo longitudinal al 1/3 de altura

$$M_{m1} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{H_o - h_o}{3} \right)^3 \cdot 1 \cdot m = 0.182 \text{ tonf} \cdot m$$

$$M_{u1} := 1.4 \cdot M_{m1} = 0.254 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := \frac{A_o + 2 \cdot D_o}{3} - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.258 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 365.972 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.237 \text{ cm}^2$$

Diseño del refuerzo a los 2/3 de altura

$$M_{m2} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{2 \cdot (H_o - h_o)}{3} \right)^3 \cdot 1 \cdot m = 1.454 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento ultimo

$$M_{u2} := 1.4 \cdot M_{m2} = 2.036 \text{ tonf} \cdot m$$

Peralte efectivo

$$d := \frac{2 \cdot A_o + D_o}{3} - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.292 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

Ancho considerado

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 413.194 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido $A_{s2} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 1.682 \text{ cm}^2$

Diseño del refuerzo longitudinal en la base del muro

$$M_{m3} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o)^3 \cdot 1 \cdot m = 4.908 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento ultimo

$$M_{u3} := 1.4 \cdot M_{m3} = 6.871 \text{ tonf} \cdot m$$

Peralte efectivo

$$d := A_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.325 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

Ancho considerado

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 460.417 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido $A_{s1} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 5.131 \text{ cm}^2$

Diseño del refuerzo del talón en trasdós

$$q1 := \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o) \cdot 1 \cdot m = 7.642 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$q2 := \text{abs}(\sigma_{c2}) \cdot 1 \cdot m = 5.683 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$w_i := q1 - q2 = 1.959 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$V_u := 1.4 \cdot w_i \cdot (B_o - C_o - D_o) = 4.937 \text{ tonf}$$

$$M_u := 1.4 \cdot w_i \cdot \frac{(B_o - C_o - D_o)^2}{2} = 4.443 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := h_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.525 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

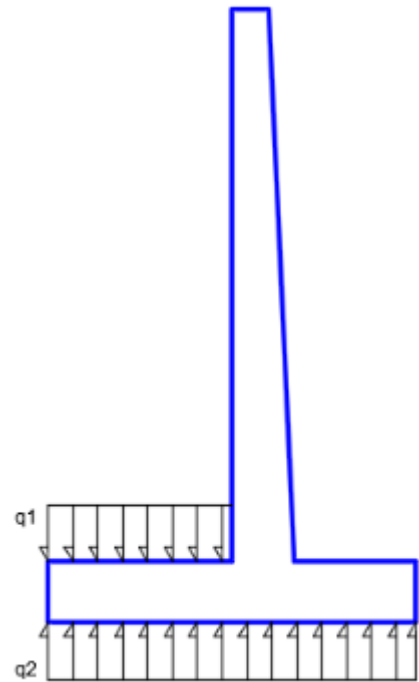
$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 743.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 2.037 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := 0.0018 \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot d = 9.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} := \max(A_s, A_{smin}) = 9.45 \text{ cm}^2$$



Diseño del refuerzo del talón en intradós

$$q2 := \text{abs}(\sigma c2) \cdot 1 \cdot m = 5.683 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$wi := q2 = 5.683 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$Vu := 1.4 \cdot wi \cdot Co = 7.956 \text{ tonf}$$

$$Mu := 1.4 \cdot wi \cdot \frac{Co^2}{2} = 3.978 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := ho - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.525 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

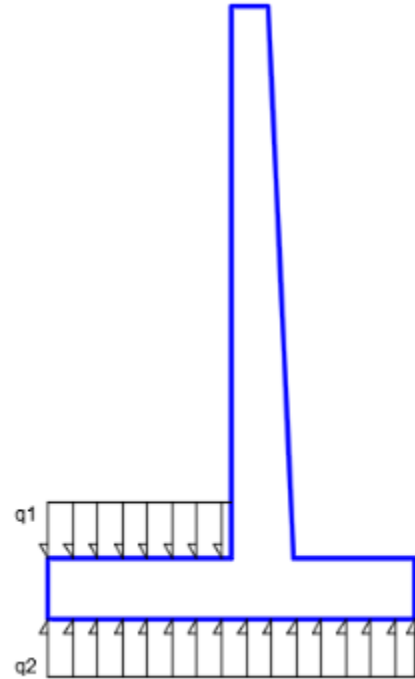
$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$ko := 1.7 \cdot \frac{fco}{fy} \cdot b \cdot d = 743.75 \text{ cm}^2$$

$$As := \frac{ko}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mu}{\phi \cdot fy \cdot d \cdot ko}} \right) = 1.823 \text{ cm}^2$$

$$Asmin := 0.0018 \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot d = 9.45 \text{ cm}^2$$

$$Asc := \max(As, Asmin) = 9.45 \text{ cm}^2$$



DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE 5m

Dimensiones del muro de contención

$$\begin{aligned} H_o &:= 5 \cdot \text{m} & C_o &:= 1.1 \cdot \text{m} \\ B_o &:= 3.8 \cdot \text{m} & h_o &:= 1 \cdot \text{m} \\ D_o &:= 30 \cdot \text{cm} & A_o &:= 60 \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

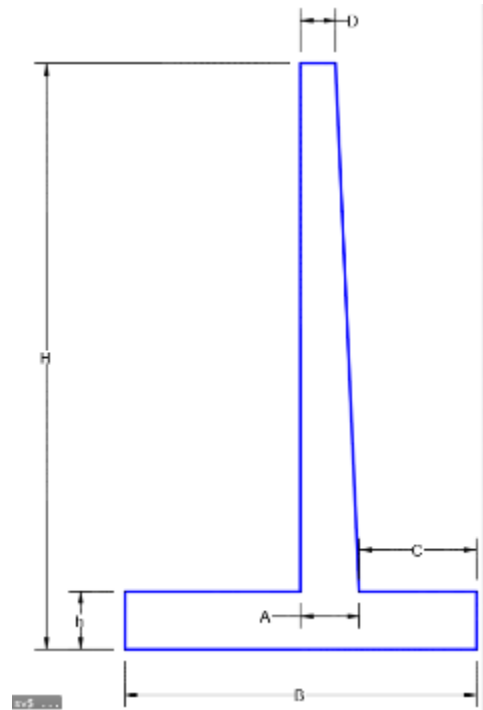
Propiedades de los materiales

$$f_{co} := 350 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{co} := 2400 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$f_{yo} := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{so} := 2039 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\phi := 30^\circ$$

$$K_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.333$$



Coefficiente de empuje de mononobe Okabe

Aceleración de la gravedad $g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

Aceleración esperada en roca $ag := 0.45 \cdot g$

Coefficiente dinámico horizontal $kh := \frac{ag}{g} = 0.45$

Coefficiente dinámico vertical $kv := \frac{1}{3} \cdot kh = 0.15$

Angulo de interacción $\theta := \text{atan} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 0.487$

Coefficiente de empuje dinámico

$$K_{ad} := \frac{0.5 (1 - kv) \cdot (\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}} \right)^2} = 0.415$$

Calculo de fuerzas actuantes y pasivas

Empuje lateral sísmico $E_s := \frac{1}{2} \cdot \gamma_{so} \cdot H_o^2 \cdot (K_{ad} - K_a) \cdot 1 \text{ m} = 2.3 \text{ tonf}$

Brazo del empuje $Y_{es} := \frac{2 \cdot H_o}{3} = 3.333 \text{ m}$

$W_1 := 1 \cdot m \cdot (B_o - C_o - A_o) \cdot (H_o - h_o) \cdot \gamma_{so} = 18.88 \text{ tonf}$

$X_1 := 0.5 \cdot (B_o - C_o - A_o) = 1.05 \text{ m}$

$W_2 := 1 \cdot m \cdot B_o \cdot h_o \cdot \gamma_{co} = 10.053 \text{ tonf}$

$X_2 := 0.5 \cdot B_o = 1.9 \text{ m}$

$W_3 := 1 \cdot m \cdot (H_o - h_o) \cdot D_o \cdot \gamma_{co} = 3.17 \text{ tonf}$

$X_3 := B_o - C_o - A_o + 0.5 \cdot D_o = 2.25 \text{ m}$

$W_4 := 0.5 \cdot (H_o - h_o) \cdot (A_o - D_o) \cdot \gamma_{co} \cdot 1 \text{ m} = 1.587 \text{ tonf}$

$X_4 := B_o - C_o - 2 \cdot \frac{(A_o - D_o)}{3} = 2.5 \text{ m}$

$W_5 := 1 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \cdot (B_o - C_o - A_o) \cdot 1 \text{ m} = 2.1 \text{ tonf}$

$X_5 := 0.5 \cdot (B_o - C_o - A_o) = 1.05 \text{ m}$

$E_o := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot H_o^2 \cdot 1 \text{ m} = 9.37 \text{ tonf}$ $Y_e := \frac{H_o}{3} = 1.67 \text{ m}$

Fuerza Normal

$N_o := W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 35.795 \text{ tonf}$

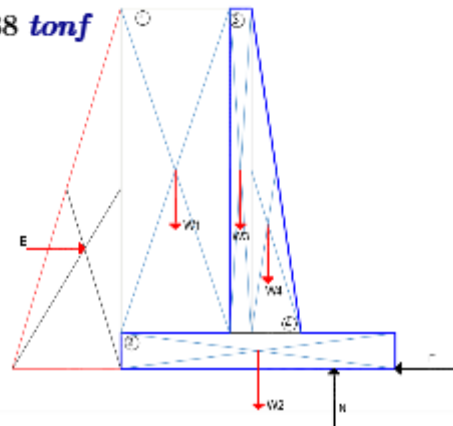
Fuerza de fricción

$\mu_o := \tan(\phi) = 0.577$ $F_o := \mu_o \cdot N_o = 20.67 \text{ tonf}$

Evaluación del factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{sd} := \frac{F_o}{E_o + E_s} = 1.772$$

if $F_{sd} \geq 1.5$	= "ok"
"ok"	
else	
"Verificar"	



Evaluación del factor de seguridad al volteo

$$Mr1 := W1 \cdot (Do - 0.5 \cdot (Do - Co - Ao)) = 18.88 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr2 := W2 \cdot (0.5 \cdot Bo) = 19.101 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr5 := W5 \cdot (Bo - Co - Ao) \cdot 0.5 = 2.21 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr3 := W3 \cdot (Co + Ao - 0.5 \cdot Do) = 4.92 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr4 := W4 \cdot \left(Co + \frac{2}{3} \cdot (Do - Ao) \right) = 1.43 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mr := Mr1 + Mr2 + Mr3 + Mr4 + Mr5 = 46.54 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Ma := Eo \cdot Ye = 15.608 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mas := Es \cdot Yes = 7.662 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Fsv := \frac{Mr}{Ma + Mas} = 2$$

if $Fsv \geq 2$	= "Verificar"
"ok"	
else	
"Verificar"	

Evaluación de la presión admisible del terreno

$$MR := W1 \cdot X1 + W2 \cdot X2 + W3 \cdot X3 + W4 \cdot X4 + W5 \cdot X5 + Eo \cdot Ye + Es \cdot Yes = 75.51 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$XN := \frac{MR}{No} = 2.11 \text{ m} \quad e_{max} := \frac{Bo}{6} = 0.633 \text{ m}$$

$$eo := XN - 0.5 \cdot Bo = 0.21 \text{ m} \quad \text{Excentricidad}$$

$$\sigma_{c1} := \frac{-No}{Bo \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{eo}{Bo} \right) = -1.137 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Máximos esfuerzos de compresión} \\ \text{OK!!!} \end{array}$$

$$\sigma_{c2} := \frac{-No}{Bo \cdot 1 \text{ m}} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{eo}{Bo} \right) = -0.57 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \begin{array}{l} \text{Mínimos esfuerzos de compresión} \\ \text{OK!!!} \end{array}$$

Diseño del refuerzo de la pantalla

Verificación del cortante actuante en el muro

$$\text{Cortante} \quad V_{m1} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{H_o - h_o}{3} \right)^2 \cdot 1 \cdot m = 0.666 \text{ tonf}$$

$$\text{Cortante ultimo} \quad V_{u1} := 1.4 \cdot V_{m1} = 0.932 \text{ tonf}$$

Cortante del concreto

$$V_{c1} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left(\frac{A_o + 2 \cdot D_o}{3} \right) = 43.719 \text{ tonf}$$

$$V_{m2} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{2 \cdot (H_o - h_o)}{3} \right)^2 \cdot 1 \cdot m = 2.664 \text{ tonf}$$

$$V_{u2} := 1.4 \cdot V_{m2} = 3.729 \text{ tonf}$$

$$V_{c2} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left(\frac{2 \cdot A_o + D_o}{3} \right) = 54.649 \text{ tonf}$$

$$V_{m3} := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o)^2 \cdot 1 \cdot m = 5.994 \text{ tonf}$$

$$V_{u3} := 1.4 \cdot V_{m3} = 8.391 \text{ tonf}$$

$$V_{c3} := 0.53 \cdot \sqrt{f_{co} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot 100 \text{ cm} \cdot A_o = 65.579 \text{ tonf}$$

Diseño del refuerzo longitudinal al 1/3 de altura

$$M_{m1} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{H_o - h_o}{3} \right)^3 \cdot 1 \cdot m = 0.296 \text{ tonf} \cdot m$$

$$M_{u1} := 1.4 \cdot M_{m1} = 0.414 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := \frac{A_o + 2 \cdot D_o}{3} - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.325 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 460.417 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u1}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 0.306 \text{ cm}^2$$

Diseño del refuerzo a los 2/3 de altura

$$M_{m2} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot \left(\frac{2 \cdot (H_o - h_o)}{3} \right)^3 \cdot 1 \cdot m = 2.368 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento ultimo

$$M_{u2} := 1.4 \cdot M_{m2} = 3.315 \text{ tonf} \cdot m$$

Peralte efectivo

$$d := \frac{2 \cdot A_o + D_o}{3} - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.425 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

Ancho considerado

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 602.083 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido $A_{s2} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u2}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 1.878 \text{ cm}^2$

Diseño del refuerzo longitudinal en la base del muro

$$M_{m3} := \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o)^3 \cdot 1 \cdot m = 7.992 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento ultimo

$$M_{u3} := 1.4 \cdot M_{m3} = 11.188 \text{ tonf} \cdot m$$

Peralte efectivo

$$d := A_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.525 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

Ancho considerado

$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = 743.75 \text{ cm}^2$$

Área de acero requerido $A_{s1} := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_{u3}}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 5.15 \text{ cm}^2$

Diseño del refuerzo del talón en trasdós

$$q1 := \gamma_{so} \cdot (H_o - h_o) \cdot 1 \cdot m = 8.99 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$q2 := \text{abs}(\sigma_{c2}) \cdot 1 \cdot m = 6.303 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$w_i := q1 - q2 = 2.687 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$V_u := 1.4 \cdot w_i \cdot (B_o - C_o - D_o) = 9.029 \text{ tonf}$$

$$M_u := 1.4 \cdot w_i \cdot \frac{(B_o - C_o - D_o)^2}{2} = 10.835 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := h_o - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.925 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

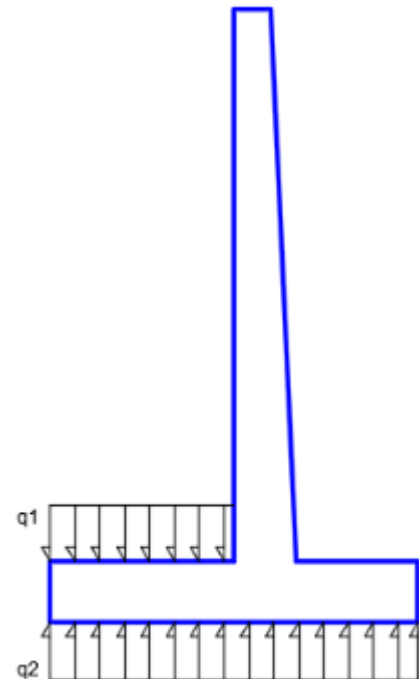
$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$k_o := 1.7 \cdot \frac{f_{co}}{f_y} \cdot b \cdot d = (1.31 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$A_s := \frac{k_o}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d \cdot k_o}} \right) = 2.817 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := 0.0018 \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot d = 16.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} := \max(A_s, A_{smin}) = 16.65 \text{ cm}^2$$



Diseño del refuerzo del talón en intradós

$$q2 := \text{abs}(\sigma c2) \cdot 1 \cdot m = 6.303 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$wi := q2 = 6.303 \frac{\text{tonf}}{m}$$

$$Vu := 1.4 \cdot wi \cdot Co = 9.707 \text{ tonf}$$

$$Mu := 1.4 \cdot wi \cdot \frac{Co^2}{2} = 5.339 \text{ tonf} \cdot m$$

$$d := ho - 7.5 \cdot \text{cm} = 0.925 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

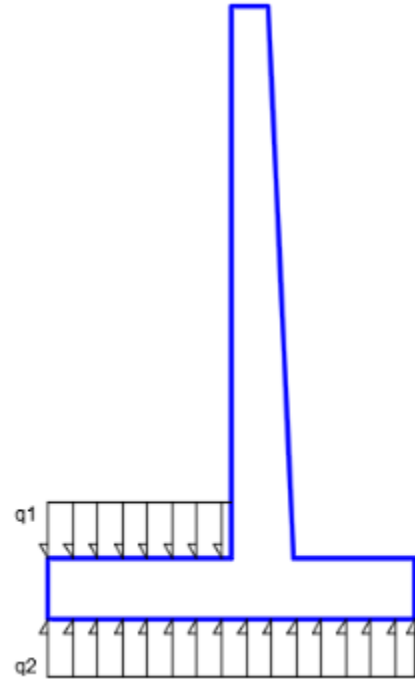
$$b := 100 \cdot \text{cm}$$

$$ko := 1.7 \cdot \frac{fco}{fy} \cdot b \cdot d = (1.31 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$As := \frac{ko}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot Mu}{\phi \cdot fy \cdot d \cdot ko}} \right) = 1.387 \text{ cm}^2$$

$$Asmin := 0.0018 \cdot 100 \cdot \text{cm} \cdot d = 16.65 \text{ cm}^2$$

$$Asc := \max(As, Asmin) = 16.65 \text{ cm}^2$$



DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE 2m

Altura $H_o := 2 \cdot m$

Ancho $B_o := 2 \cdot m$

Peso específico $\gamma := 2039 \cdot \frac{kgf}{m^3}$

Angulo de fricción $\phi := 30^\circ$

Coefficiente de empuje activo

$$K_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.333$$

Peso del muro

$$W_m := B_o \cdot H_o \cdot 1 \cdot m \cdot \gamma = 8.99 \text{ tonf}$$

$$x_m := \frac{1}{2} \cdot B_o = 1 \text{ m}$$

Fuerza de fricción

$$\mu := \tan(\phi) = 0.577 \quad Fr := \mu \cdot W_m = 5.191 \text{ tonf}$$

Empuje activo estático

$$E_a := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H_o^2 \cdot 1 \cdot m = 1.498 \text{ tonf} \quad y_a := \frac{1}{3} \cdot H_o = 0.667 \text{ m}$$

Coefficiente de empuje de mononobe Okabe

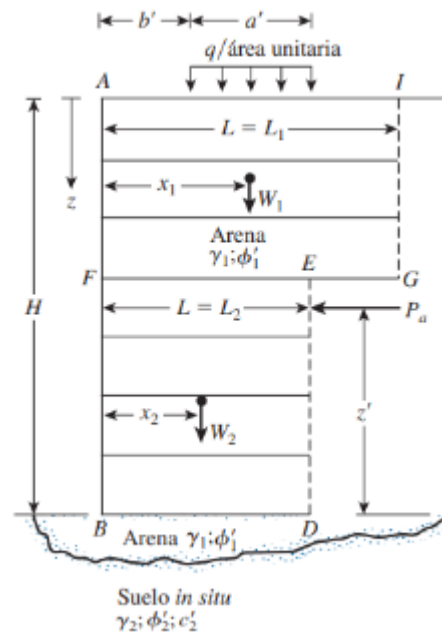
Aceleración de la gravedad $g = 9.807 \frac{m}{s^2}$

Aceleración esperada en roca $ag = 0.45 \cdot g$

Coefficiente dinámico horizontal $kh := \frac{ag}{g} = 0.45$

Coefficiente dinámico vertical $kv := \frac{1}{3} \cdot kh = 0.15$

Angulo de interacción $\theta := \text{atan} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 0.487$



Coeficiente de empuje dinámico

$$K_{ad} := \frac{0.5 (1 - kv) \cdot (\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}}\right)^2} = 0.415$$

Calculo de fuerzas actuantes y pasivas

Empuje lateral sísmico $E_s := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_o^2 \cdot (K_{ad} - K_a) \cdot 1 \text{ m} = 0.37 \text{ tonf}$

Brazo del empuje $Y_{es} := \frac{2 \cdot H_o}{3} = 1.333 \text{ m}$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{sd} := \frac{Fr}{E_a + E_s} = 2.781$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$F_{sv} := \frac{W_m \cdot x_m}{E_a \cdot y_a + E_s \cdot Y_{es}} = 6.037$$

sobrecarga $s := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Evaluación de la presión admisible del terreno

$$F2 := Ka \cdot s \cdot Ho \cdot 1 \text{ m} = 0.67 \text{ tonf}$$

$$e := \frac{Es \cdot \left(\frac{Ho}{3}\right) + F2 \cdot \left(\frac{Ho}{2}\right)}{Wm + s \cdot Bo \cdot 1 \text{ m}} = 0.083 \text{ m}$$

$$\frac{e}{Bo} = 0.041 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

$$\sigma := \frac{Wm}{((Bo)) - ((2 e))} = 0.445 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE 3m

Altura $H_o := 3 \cdot m$

Ancho $B_o := 3.5 \cdot m$

Peso específico $\gamma := 2039 \cdot \frac{kgf}{m^3}$

Angulo de fricción $\phi := 30^\circ$

Coefficiente de empuje activo

$$K_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.333$$

Peso del muro

$$W_m := B_o \cdot H_o \cdot 1 \cdot m \cdot \gamma = 23.6 \text{ tonf}$$

$$x_m := \frac{1}{2} \cdot B_o = 1.75 \text{ m}$$

Fuerza de fricción

$$\mu := \tan(\phi) = 0.577 \quad F_r := \mu \cdot W_m = 13.625 \text{ tonf}$$

Empuje activo estático

$$E_a := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H_o^2 \cdot 1 \cdot m = 3.371 \text{ tonf} \quad y_a := \frac{1}{3} \cdot H_o = 1 \text{ m}$$

Coefficiente de empuje de mononobe Okabe

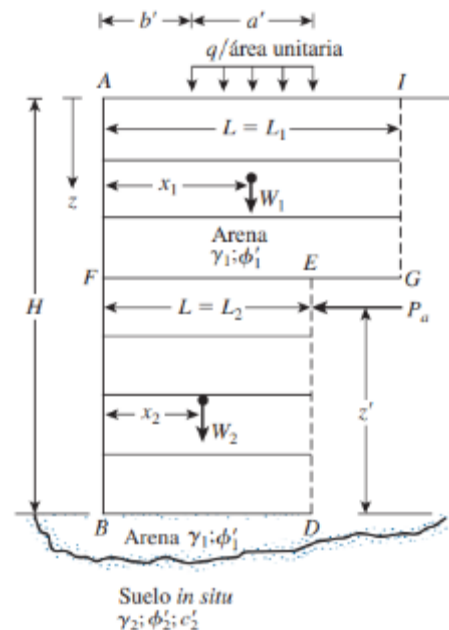
Aceleración de la gravedad $g = 9.807 \frac{m}{s^2}$

Aceleración esperada en roca $a_g := 0.45 \cdot g$

Coefficiente dinámico horizontal $k_h := \frac{a_g}{g} = 0.45$

Coefficiente dinámico vertical $k_v := \frac{1}{3} \cdot k_h = 0.15$

Angulo de interacción $\theta := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 0.487$



Coeficiente de empuje dinámico

$$K_{ad} := \frac{0.5 (1 - kv) \cdot (\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}}\right)^2} = 0.415$$

Calculo de fuerzas actuantes y pasivas

Empuje lateral sísmico $E_s := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_o^2 \cdot (K_{ad} - K_a) \cdot 1 \text{ m} = 0.83 \text{ tonf}$

Brazo del empuje $Y_{es} := \frac{2 \cdot H_o}{3} = 2 \text{ m}$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{sd} := \frac{Fr}{E_a + E_s} = 3.245$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$F_{sv} := \frac{W_m \cdot x_m}{E_a \cdot y_a + E_s \cdot Y_{es}} = 8.217$$

sobrecarga $s := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Evaluación de la presión admisible del terreno

$$F2 := Ka \cdot s \cdot Ho \cdot 1 \text{ m} = 0.67 \text{ tonf}$$

$$e := \frac{Es \cdot \left(\frac{Ho}{3}\right) + F2 \cdot \left(\frac{Ho}{2}\right)}{Wm + s \cdot Bo \cdot 1 \text{ m}} = 0.083 \text{ m}$$

$$\frac{e}{Bo} = 0.041 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

$$\sigma := \frac{Wm}{((Bo)) - ((2 e))} = 0.445 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE 4m

Altura $H_o := 4 \cdot m$

Ancho $B_o := 3.7 \cdot m$

Peso específico $\gamma := 2039 \cdot \frac{kgf}{m^3}$

Angulo de fricción $\phi := 30^\circ$

Coefficiente de empuje activo

$$K_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.333$$

Peso del muro

$$W_m := B_o \cdot H_o \cdot 1 \cdot m \cdot \gamma = 33.265 \text{ tonf}$$

$$x_m := \frac{1}{2} \cdot B_o = 1.85 \text{ m}$$

Fuerza de fricción

$$\mu := \tan(\phi) = 0.577 \quad F_r := \mu \cdot W_m = 19.205 \text{ tonf}$$

Empuje activo estático

$$E_a := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H_o^2 \cdot 1 \cdot m = 5.994 \text{ tonf} \quad y_a := \frac{1}{3} \cdot H_o = 1.333 \text{ m}$$

Coefficiente de empuje de mononobe Okabe

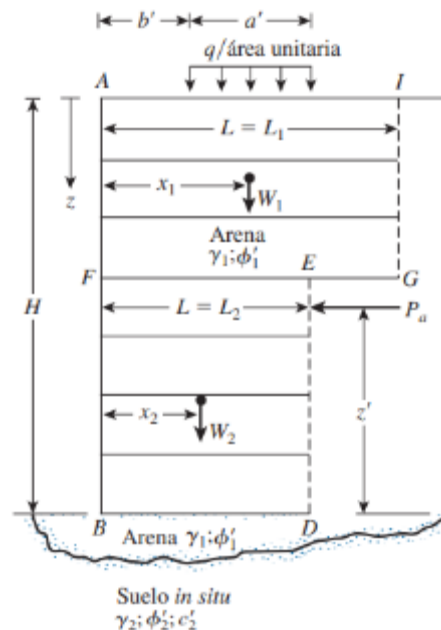
Aceleración de la gravedad $g = 9.807 \frac{m}{s^2}$

Aceleración esperada en roca $ag = 0.45 \cdot g$

Coefficiente dinámico horizontal $kh := \frac{ag}{g} = 0.45$

Coefficiente dinámico vertical $kv := \frac{1}{3} \cdot kh = 0.15$

Angulo de interacción $\theta := \text{atan} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 0.487$



Coeficiente de empuje dinámico

$$K_{ad} := \frac{0.5 (1 - kv) \cdot (\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}}\right)^2} = 0.415$$

Calculo de fuerzas actuantes y pasivas

Empuje lateral sísmico $E_s := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_o^2 \cdot (K_{ad} - K_a) \cdot 1 \text{ m} = 1.47 \text{ tonf}$

Brazo del empuje $Y_{es} := \frac{2 \cdot H_o}{3} = 2.667 \text{ m}$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{sd} := \frac{Fr}{Ea + Es} = 2.573$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$F_{sv} := \frac{W_m \cdot x_m}{Ea \cdot y_a + Es \cdot Y_{es}} = 5.165$$

sobrecarga $s := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Evaluación de la presión admisible del terreno

$$F2 := Ka \cdot s \cdot Ho \cdot 1 \text{ m} = 0.67 \text{ tonf}$$

$$e := \frac{Es \cdot \left(\frac{Ho}{3}\right) + F2 \cdot \left(\frac{Ho}{2}\right)}{Wm + s \cdot Bo \cdot 1 \text{ m}} = 0.083 \text{ m}$$

$$\frac{e}{Bo} = 0.041 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

$$\sigma := \frac{Wm}{((Bo)) - ((2 e))} = 0.445 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE 5m

Altura $H_o := 5 \cdot m$

Ancho $B_o := 4.6 \cdot m$

Peso específico $\gamma := 2039 \cdot \frac{kgf}{m^3}$

Angulo de fricción $\phi := 30^\circ$

Coefficiente de empuje activo

$$K_a := \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 0.333$$

Peso del muro

$$W_m := B_o \cdot H_o \cdot 1 \cdot m \cdot \gamma = 51.695 \text{ tonf}$$

$$x_m := \frac{1}{2} \cdot B_o = 2.3 \text{ m}$$

Fuerza de fricción

$$\mu := \tan(\phi) = 0.577 \quad F_r := \mu \cdot W_m = 29.846 \text{ tonf}$$

Empuje activo estático

$$E_a := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H_o^2 \cdot 1 \cdot m = 9.365 \text{ tonf} \quad y_a := \frac{1}{3} \cdot H_o = 1.667 \text{ m}$$

Coefficiente de empuje de mononobe Okabe

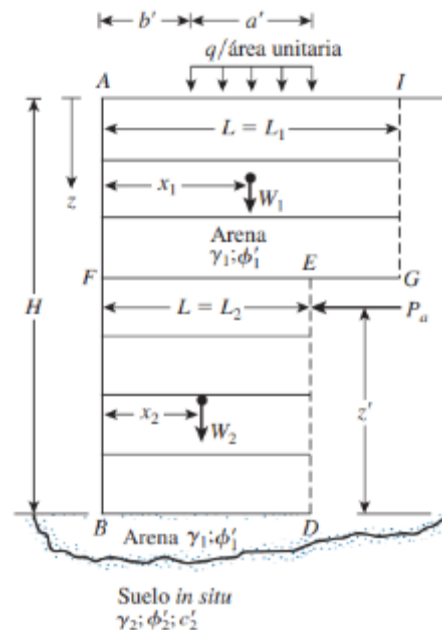
Aceleración de la gravedad $g = 9.807 \frac{m}{s^2}$

Aceleración esperada en roca $ag = 0.45 \cdot g$

Coefficiente dinámico horizontal $kh := \frac{ag}{g} = 0.45$

Coefficiente dinámico vertical $kv := \frac{1}{3} \cdot kh = 0.15$

Angulo de interacción $\theta := \text{atan} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 0.487$



Coeficiente de empuje dinámico

$$K_{ad} := \frac{0.5 (1 - kv) \cdot (\cos(\phi - \theta))^2}{(\cos(\theta))^2 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}}\right)^2} = 0.415$$

Calculo de fuerzas actuantes y pasivas

Empuje lateral sísmico $E_s := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_o^2 \cdot (K_{ad} - K_a) \cdot 1 \text{ m} = 2.3 \text{ tonf}$

Brazo del empuje $Y_{es} := \frac{2 \cdot H_o}{3} = 3.333 \text{ m}$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{sd} := \frac{Fr}{E_a + E_s} = 2.559$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$F_{sv} := \frac{W_m \cdot x_m}{E_a \cdot y_a + E_s \cdot Y_{es}} = 5.11$$

sobrecarga

$$s := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Evaluación de la presión admisible del terreno

$$F2 := Ka \cdot s \cdot Ho \cdot 1 \text{ m} = 1.67 \text{ tonf}$$

$$e := \frac{Es \cdot \left(\frac{Ho}{3}\right) + F2 \cdot \left(\frac{Ho}{2}\right)}{Wm + s \cdot Bo \cdot 1 \text{ m}} = 0.142 \text{ m}$$

$$\frac{e}{Bo} = 0.031 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

$$\sigma := \frac{Wm}{((Bo)) - ((2 e))} = 1.087 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

ANEXO N° 6 MODELAMIENTO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Análisis del comportamiento de los muros de contención en voladizo mediante el programa de análisis estructural SAP2000

En esta sección se muestra el análisis por elementos finitos del muro de contención en voladizo. Estos muros se encuentran sometidos a la acción de esencialmente tres cargas, el relleno en el trasdós, el empuje lateral debido al suelo, y el empuje sísmico, mismo que en este trabajo de investigación es determinado mediante el método de Mononobe Okabe.

La carga del relleno será modelada como presión vertical actuante sobre el talón de muro. El valor de la presión puede ser obtenida multiplicando el peso específico del suelo por la altura del muro, de la siguiente forma.

$$Pr = \text{peso específico del suelo} * \text{altura del muro}$$

Muro (m)	Pr(Ton/m ²)
2	3.26
3	5.30
4	7.34
5	9.16

El empuje lateral viene determinado por la presión del suelo, mismo que tiene una forma esencialmente triangular invertida y que depende del coeficiente de empuje lateral activo. De acuerdo con los cálculos mostrados anteriormente, este valor es de $K_a=0.333$. Entonces, la máxima presión en la base del muro es:

$$Pl = k_a * (\text{peso específico del suelo}) * (\text{altura del muro})$$

Muro (m)	Pi(Ton/m ²)
2	1.08
3	1.75
4	2.42
5	3.03

El análisis por elementos finitos requiere que se defina la distribución de presiones de manera espacial, por lo que es necesario el uso de alguna ecuación que defina esta distribución espacial. La distribución de presiones considerada será:

$$P = Ax + By + Cz + D$$

Considerando que la presión lateral depende únicamente de Z, los coeficientes B, C se hacen cero, obteniendo finalmente:

$$P = A + Dz$$

Si $z=0$, entonces $P=k\gamma H$ y si $Z=H$, entonces, $A=-k\gamma$

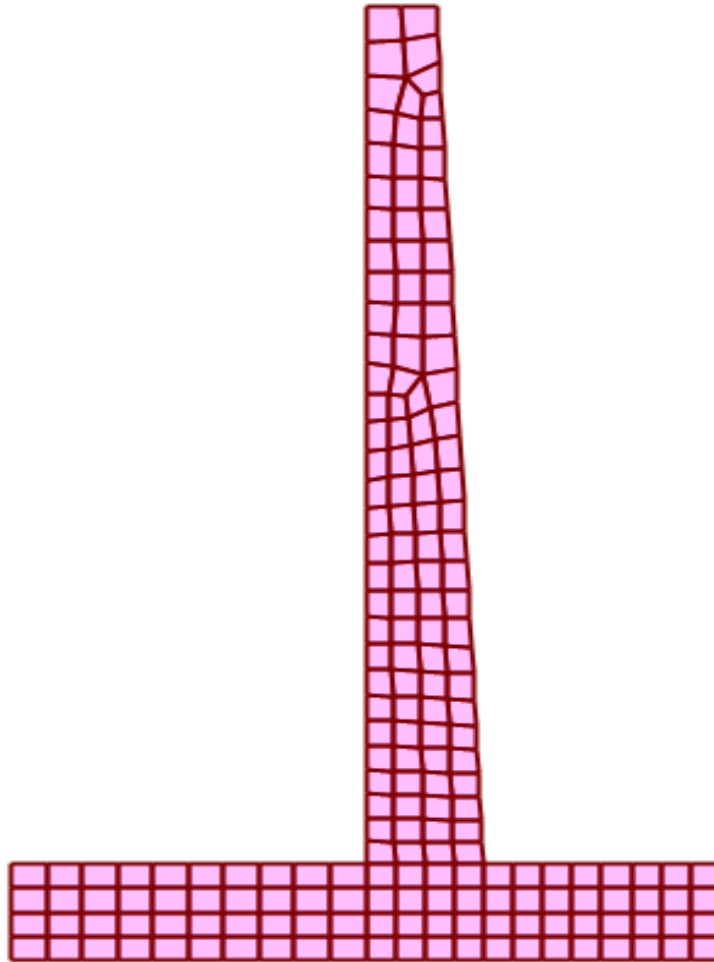
$$P = k\gamma H - k\gamma z$$

Con los datos considerados se tiene que:

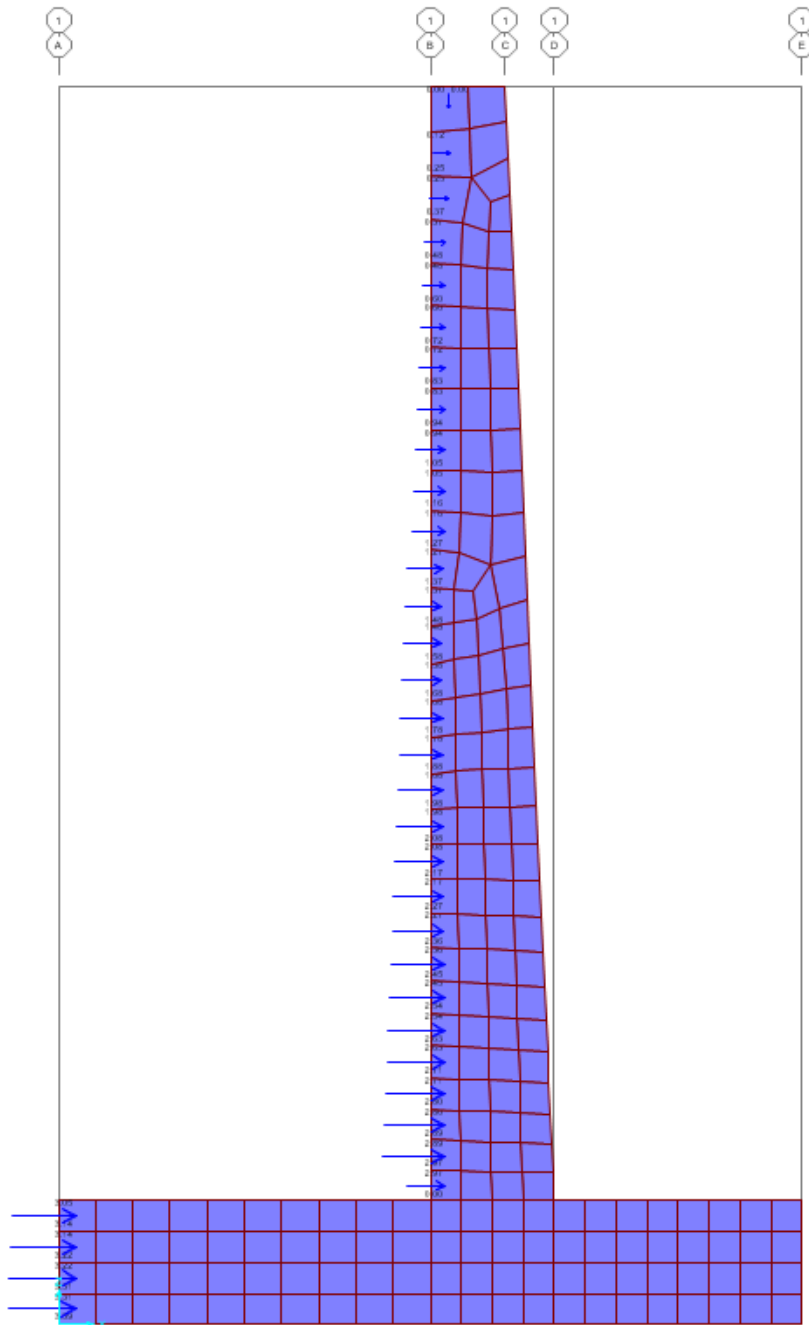
Muro (m)	P(Ton/m ²)
2	1.08-0.54z
3	1.75-0.58z
4	2.42-0.61z
5	3.03-0.68z

MURO EN VOLADIZO H=5m

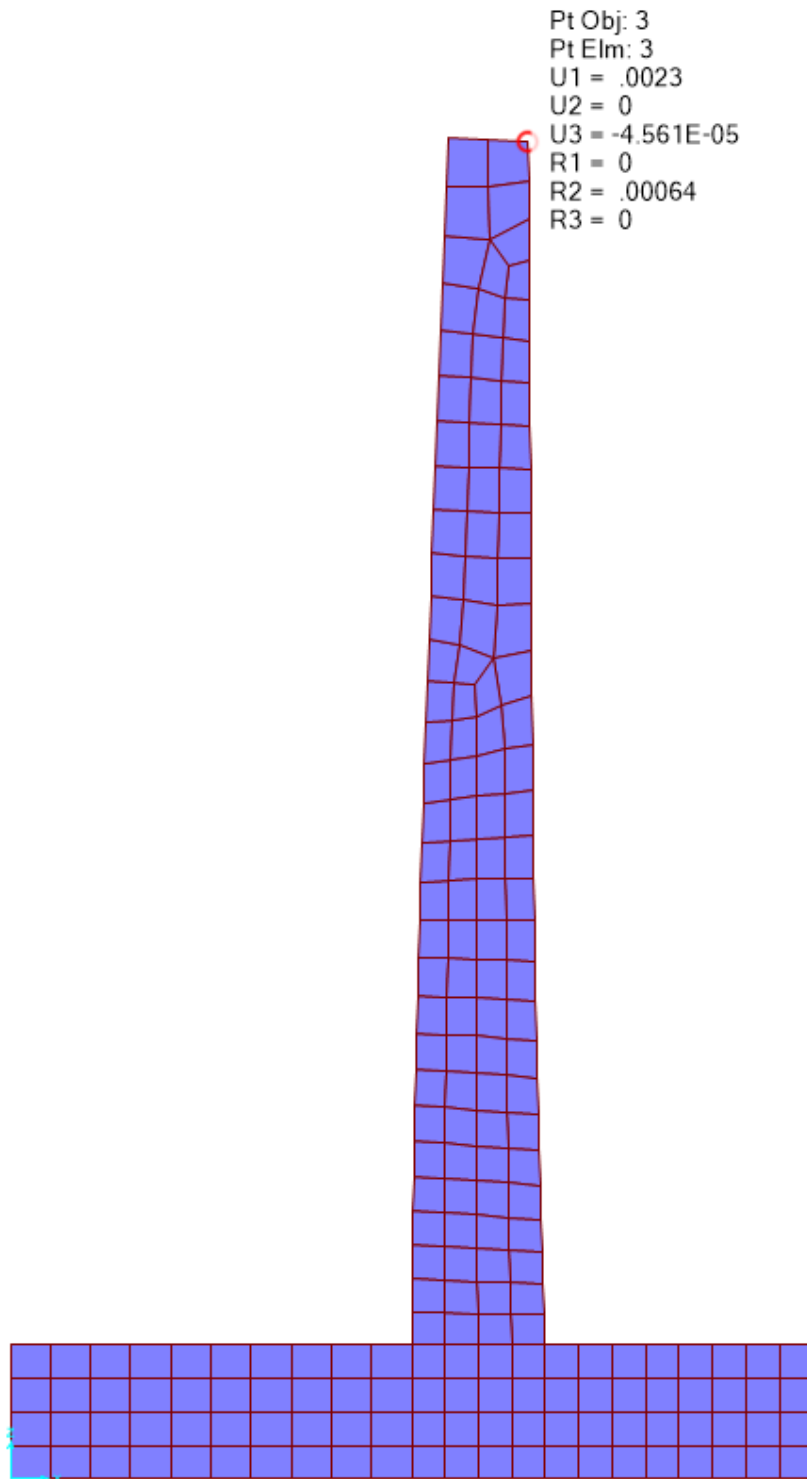
Malla de elementos finitos del modelo del muro en voladizo usando elementos Plane strain



. Fuente: Elaboración propia.

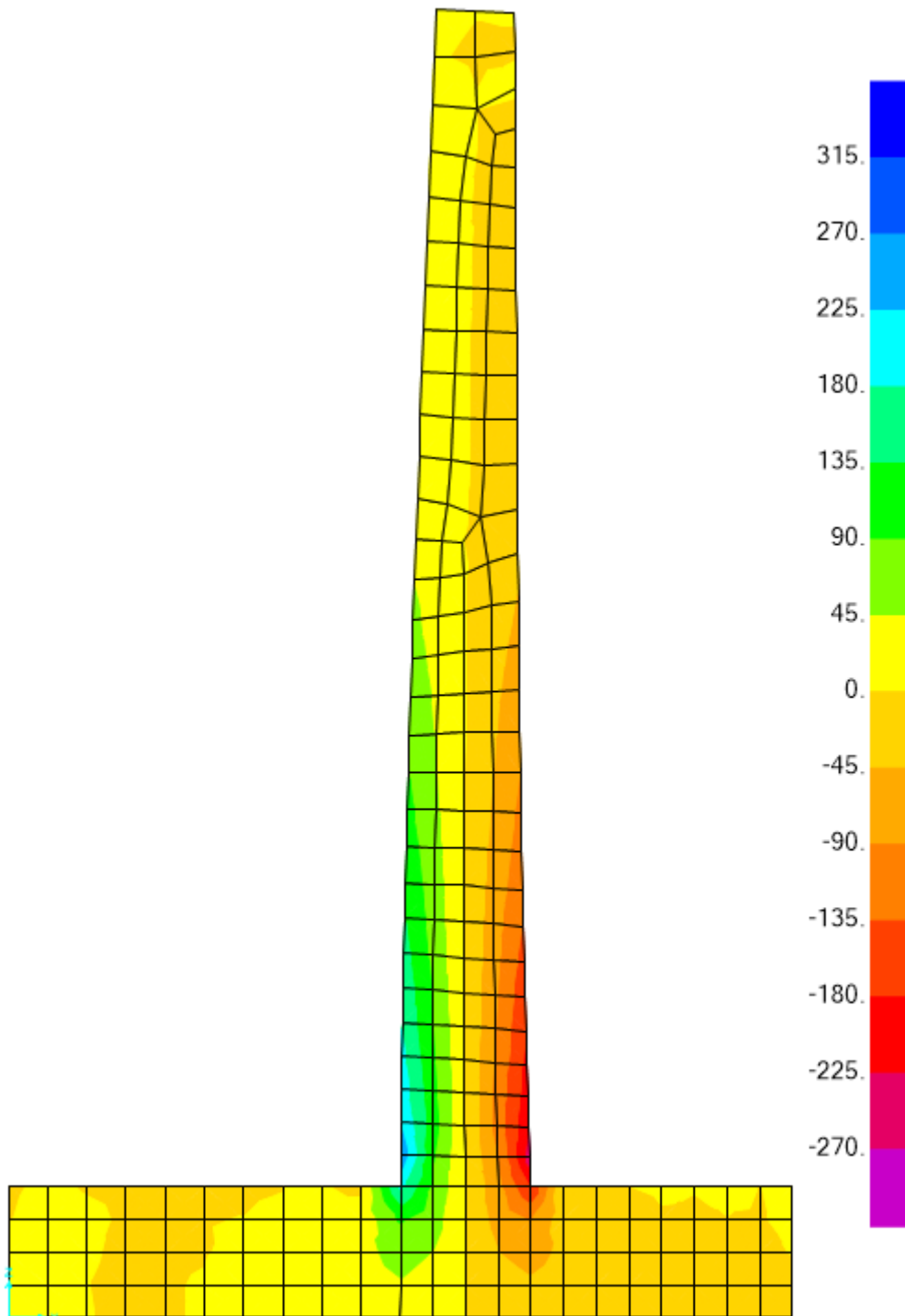


Cargas laterales debidas al empuje del suelo. Fuente: Elaboración propia.

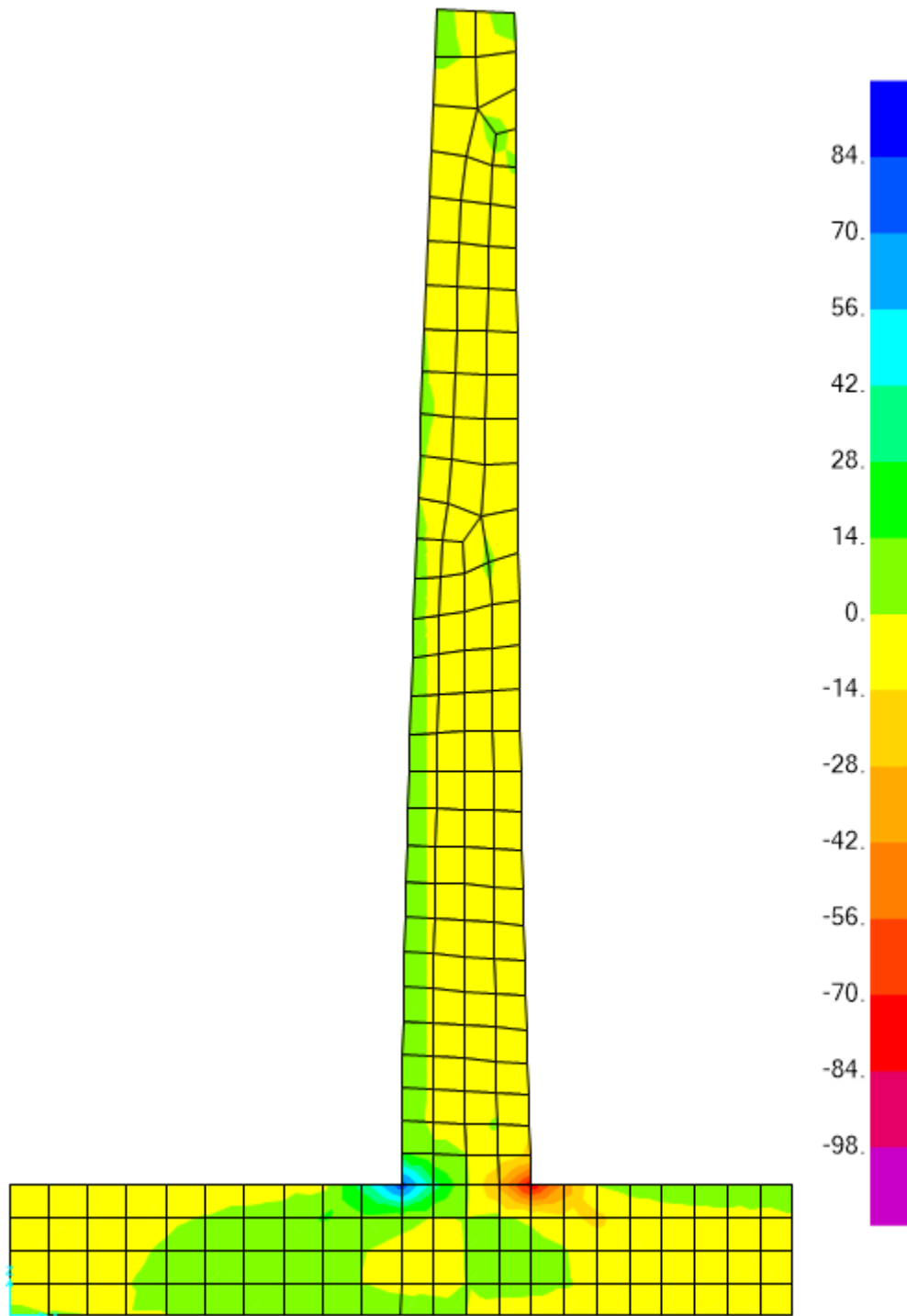


Desplazamientos laterales del muro en cantiliver usando elementos *Plane strain*.

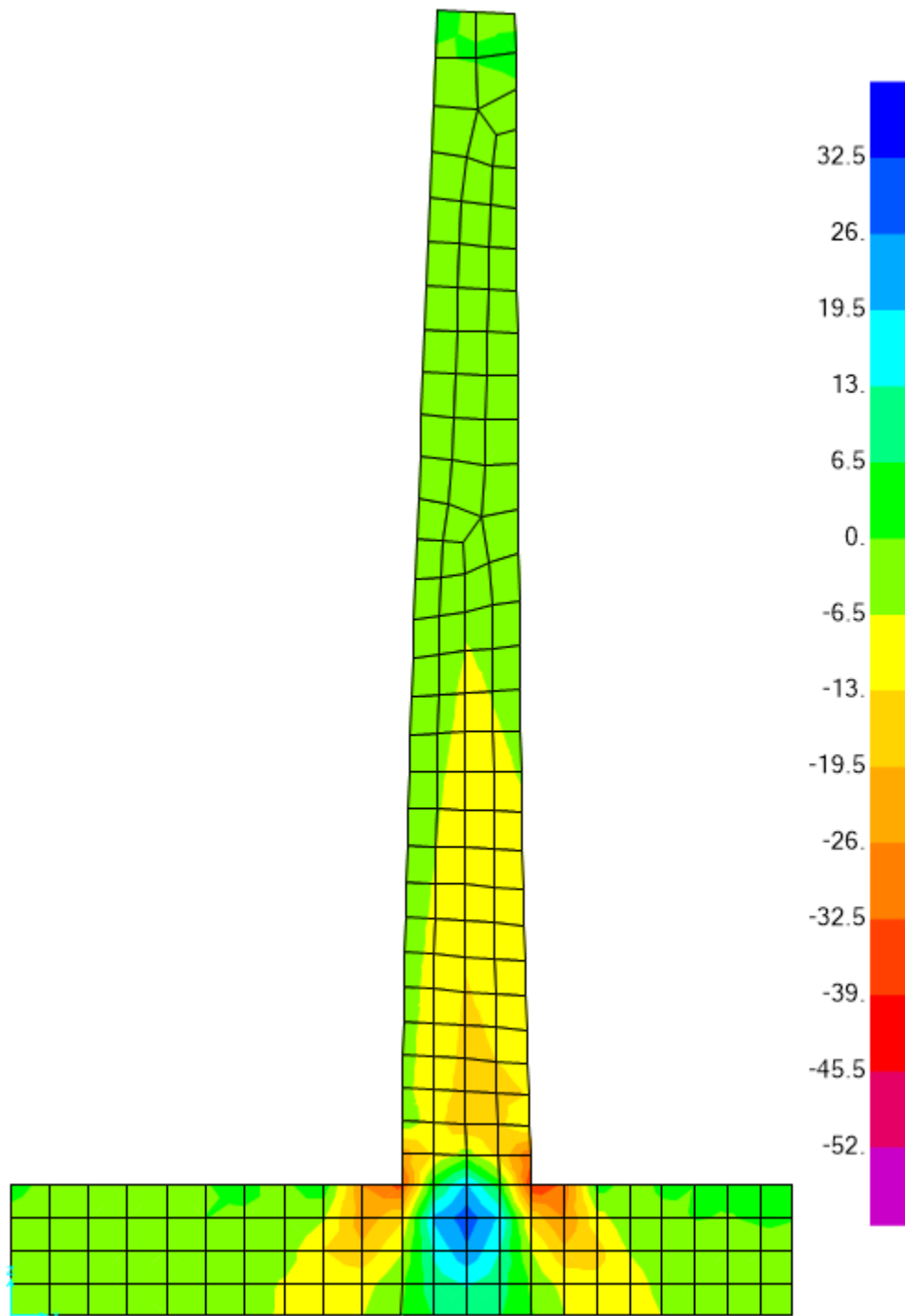
Fuente: Elaboración propia.



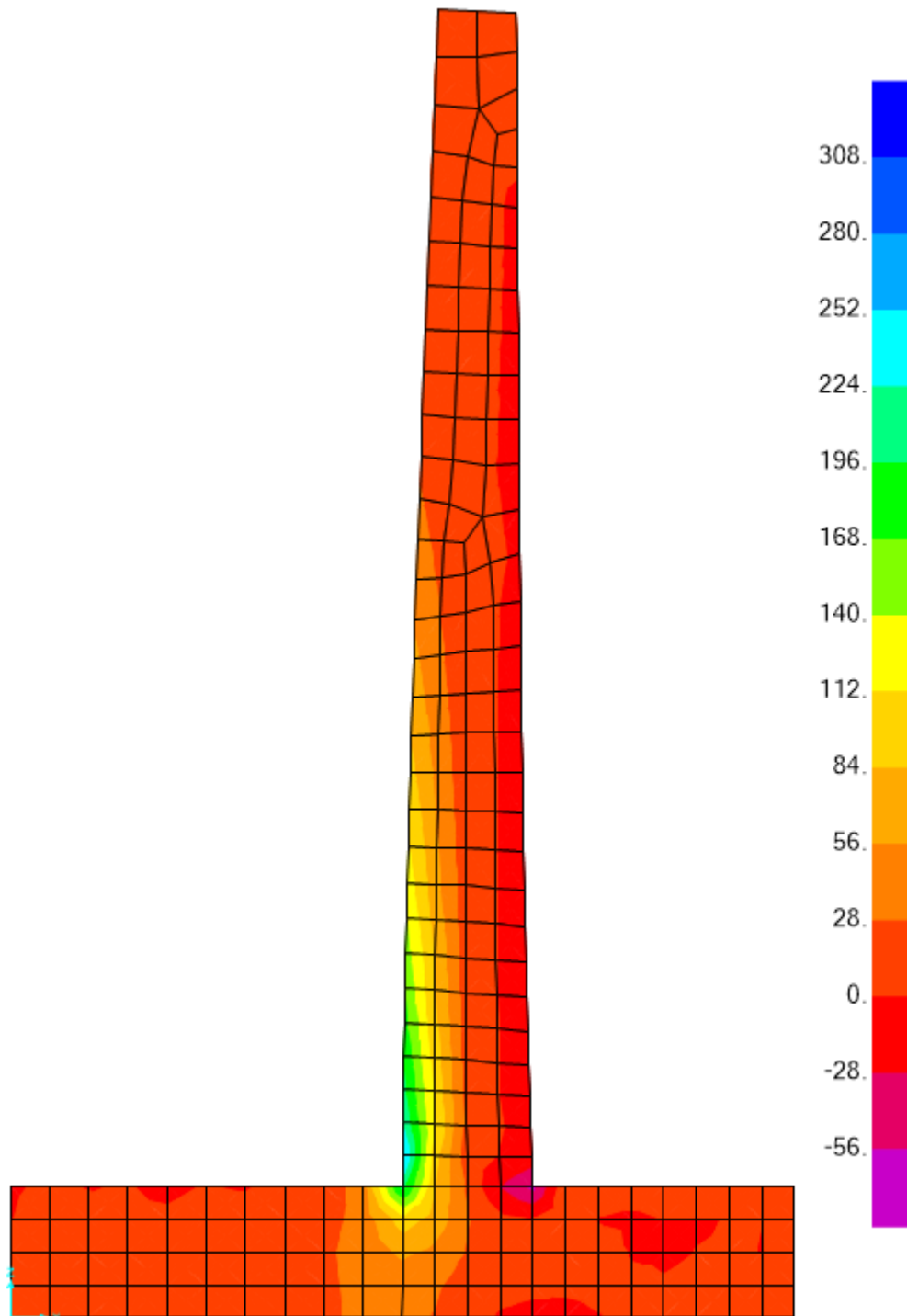
Esfuerzos S22 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.



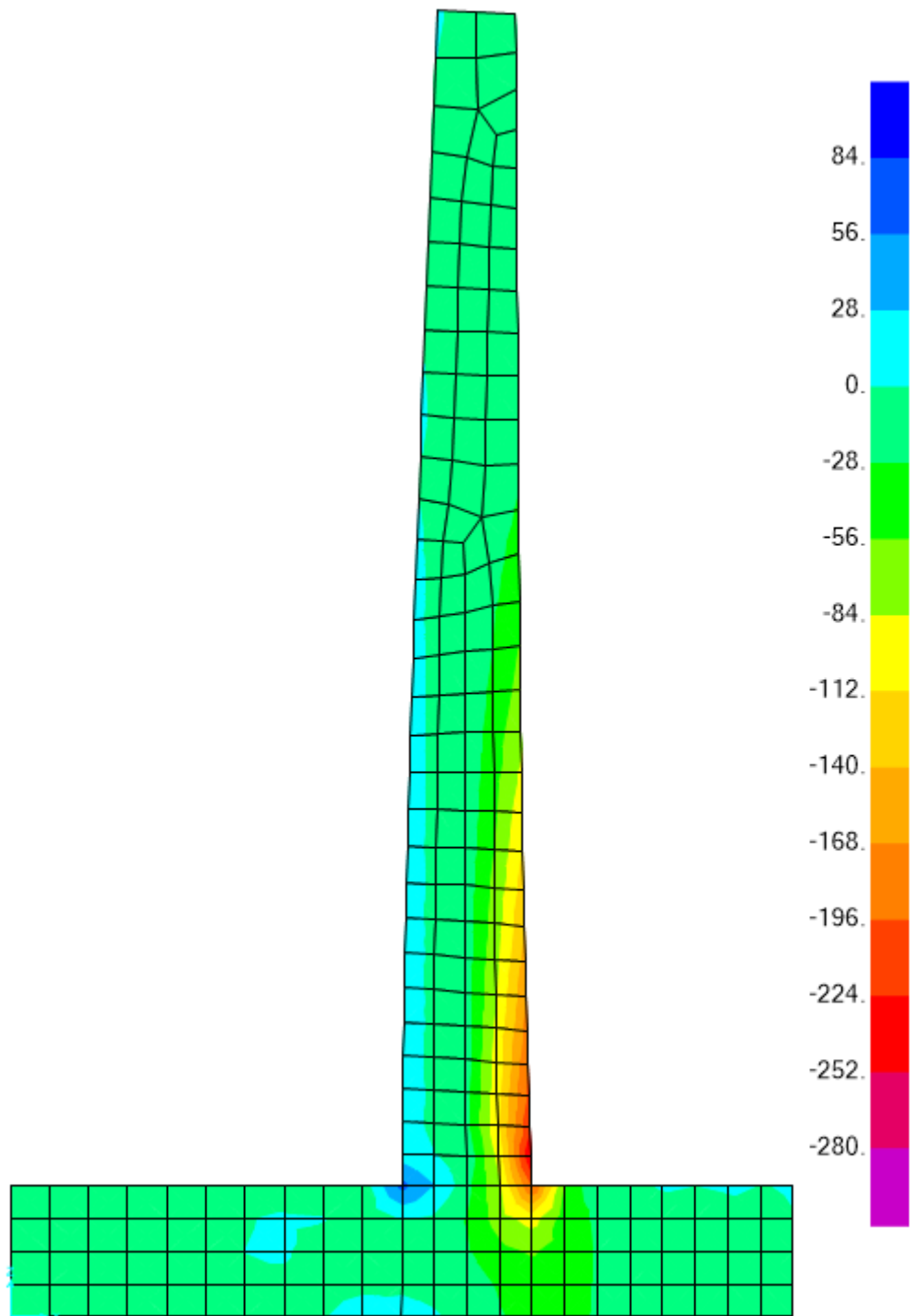
Esfuerzos S11 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.



Esfuerzos S12 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

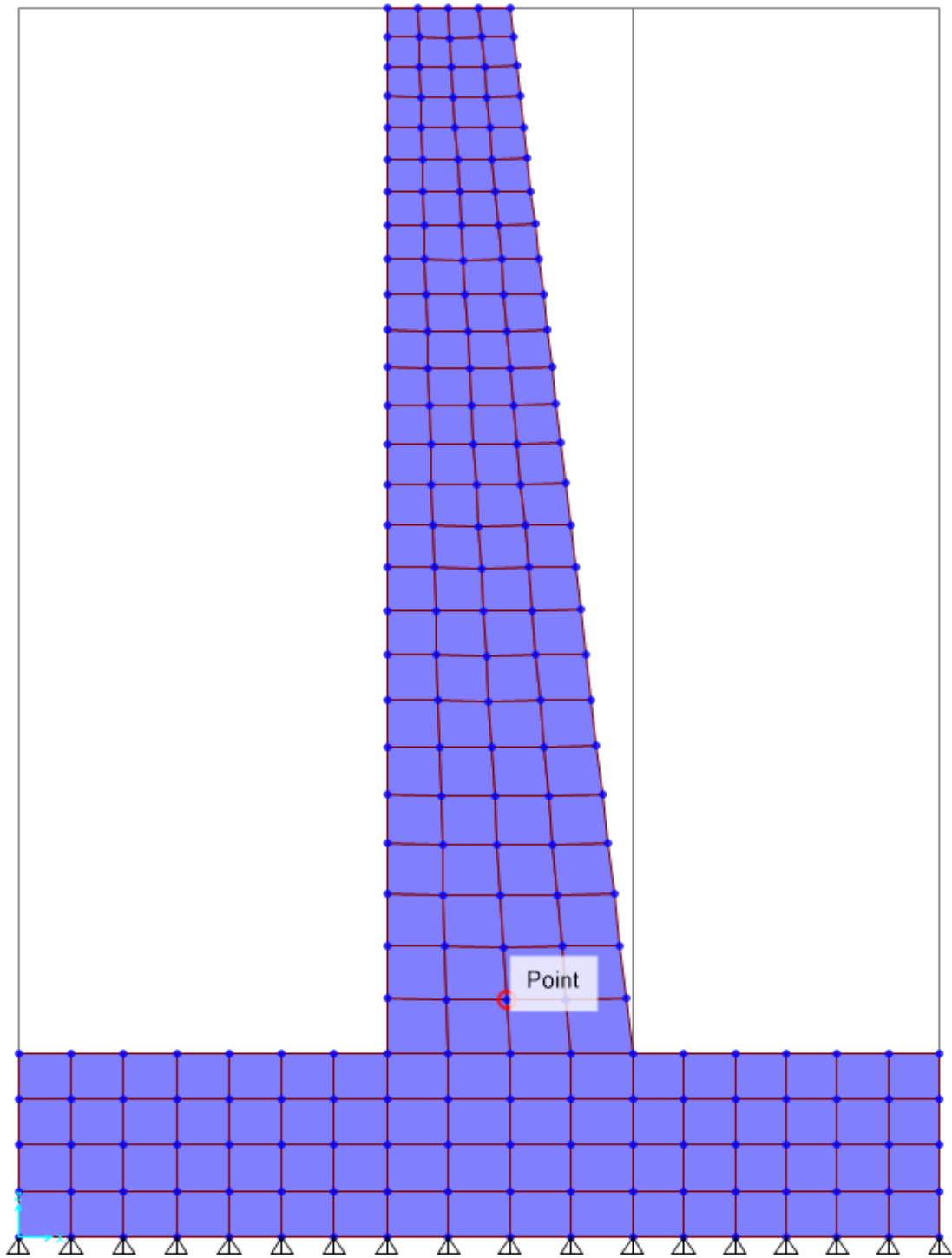


Esfuerzos S_{max} presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

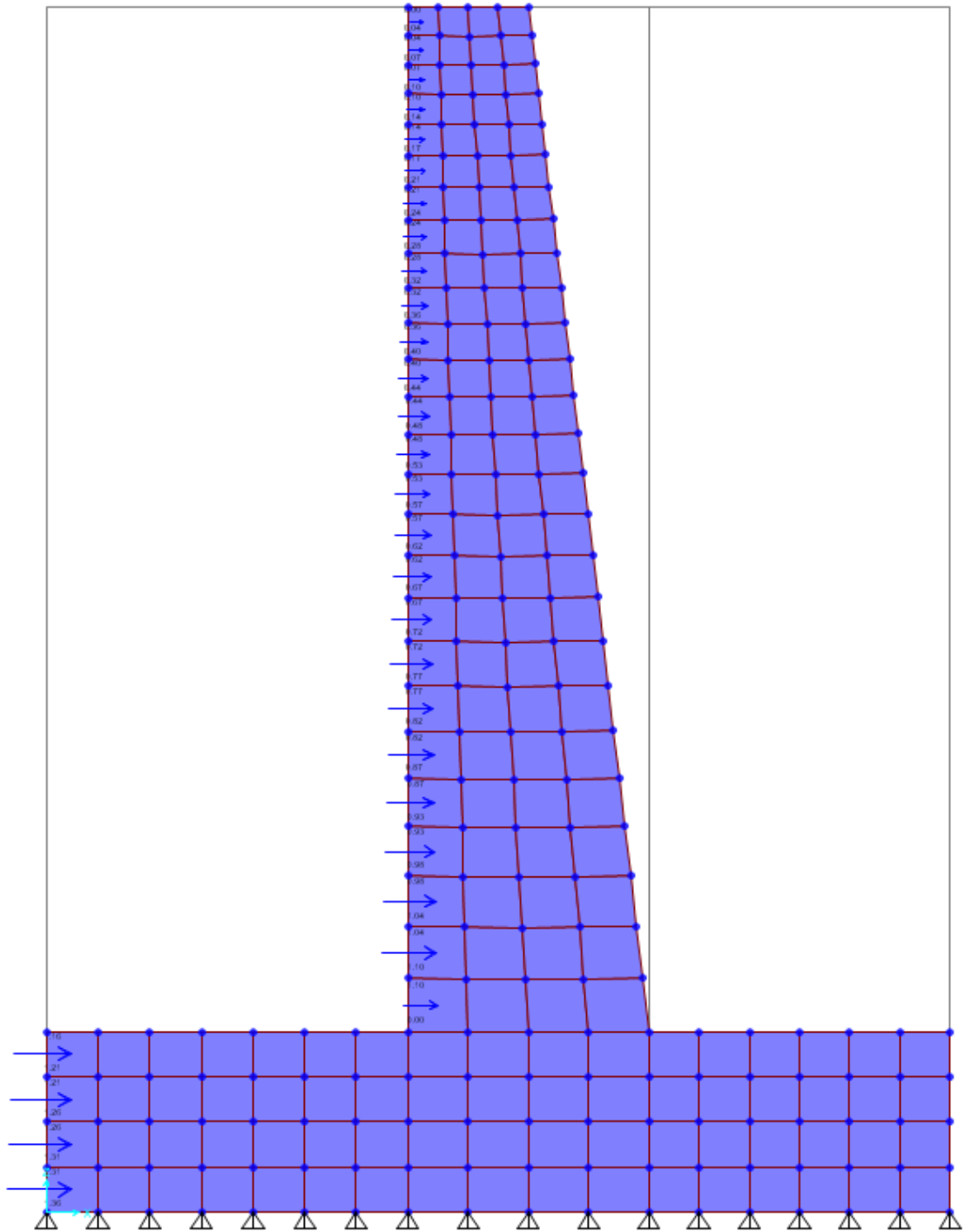


Esfuerzos S_{min} presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

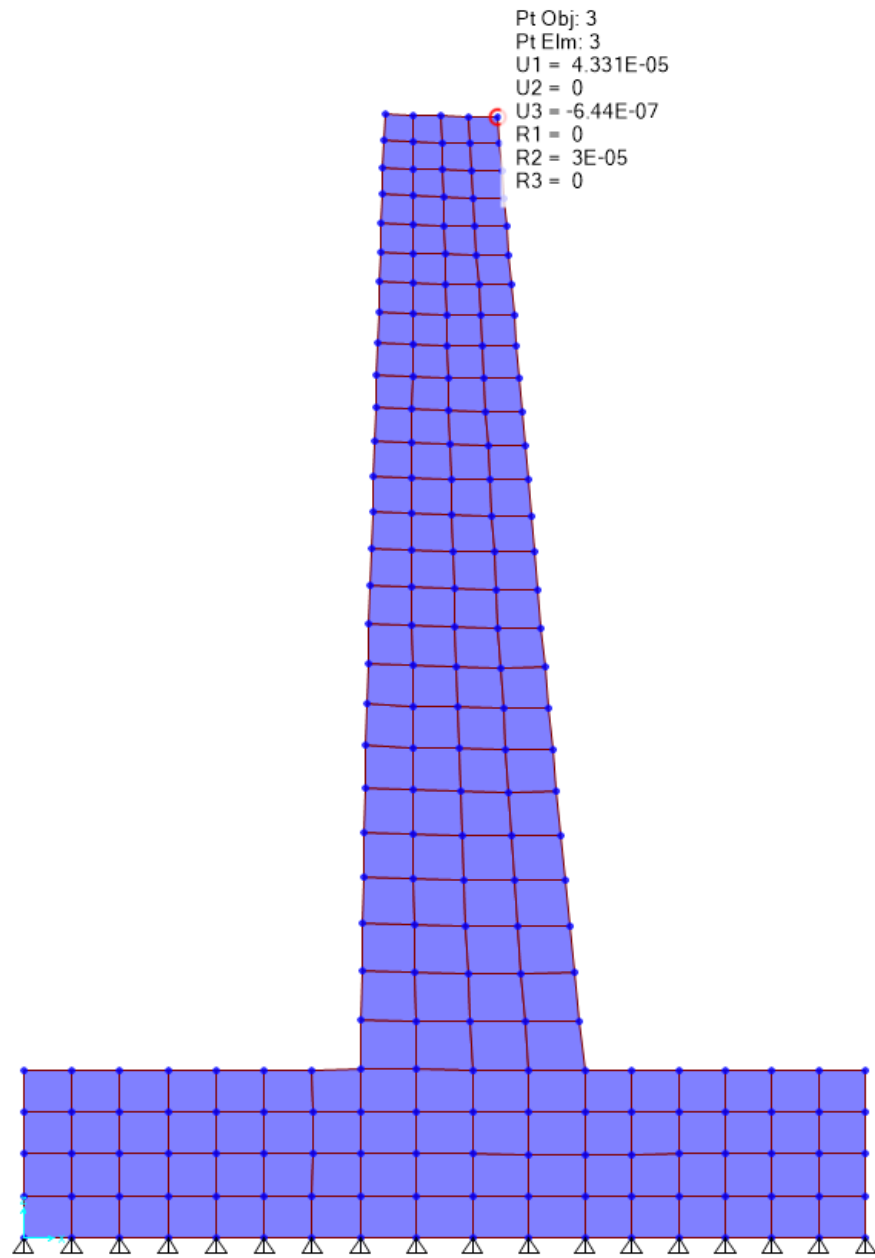
MURO EN VOLADIZO H=4m



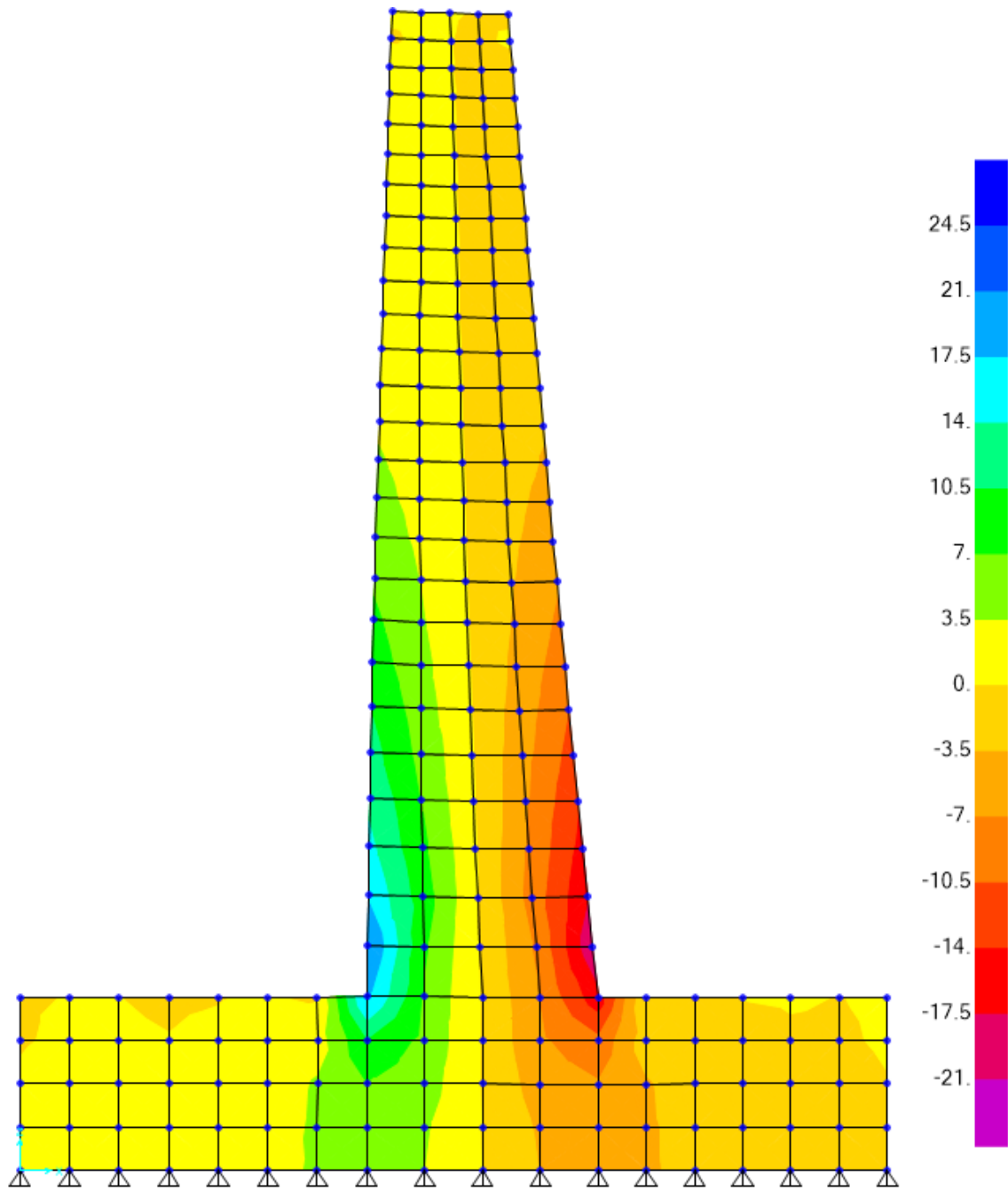
Mallado de elementos finitos generado para el muro de 4m. Fuente: Elaboración propia.



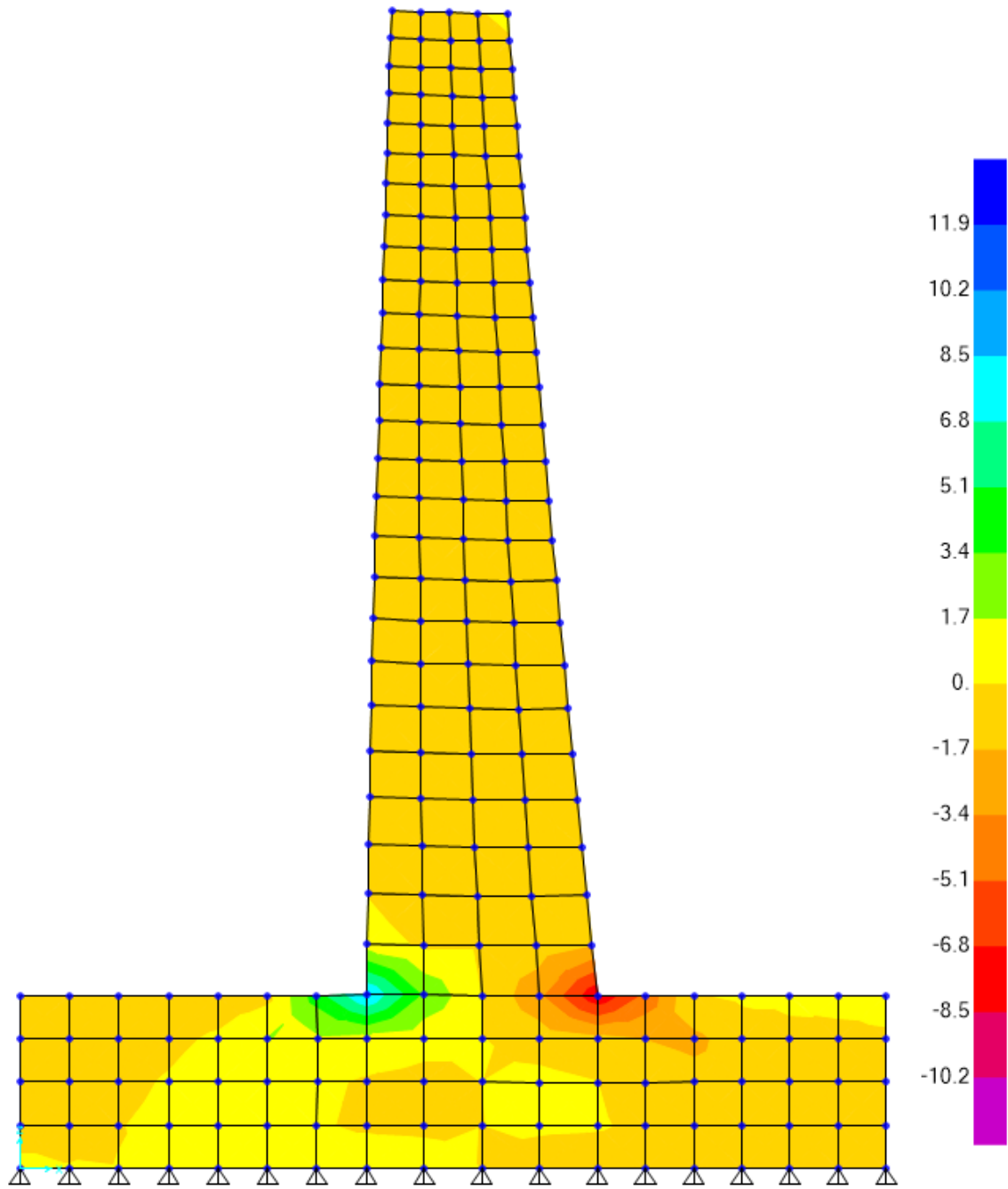
Presión lateral debido al empuje del relleno. Fuente: Elaboración propia.



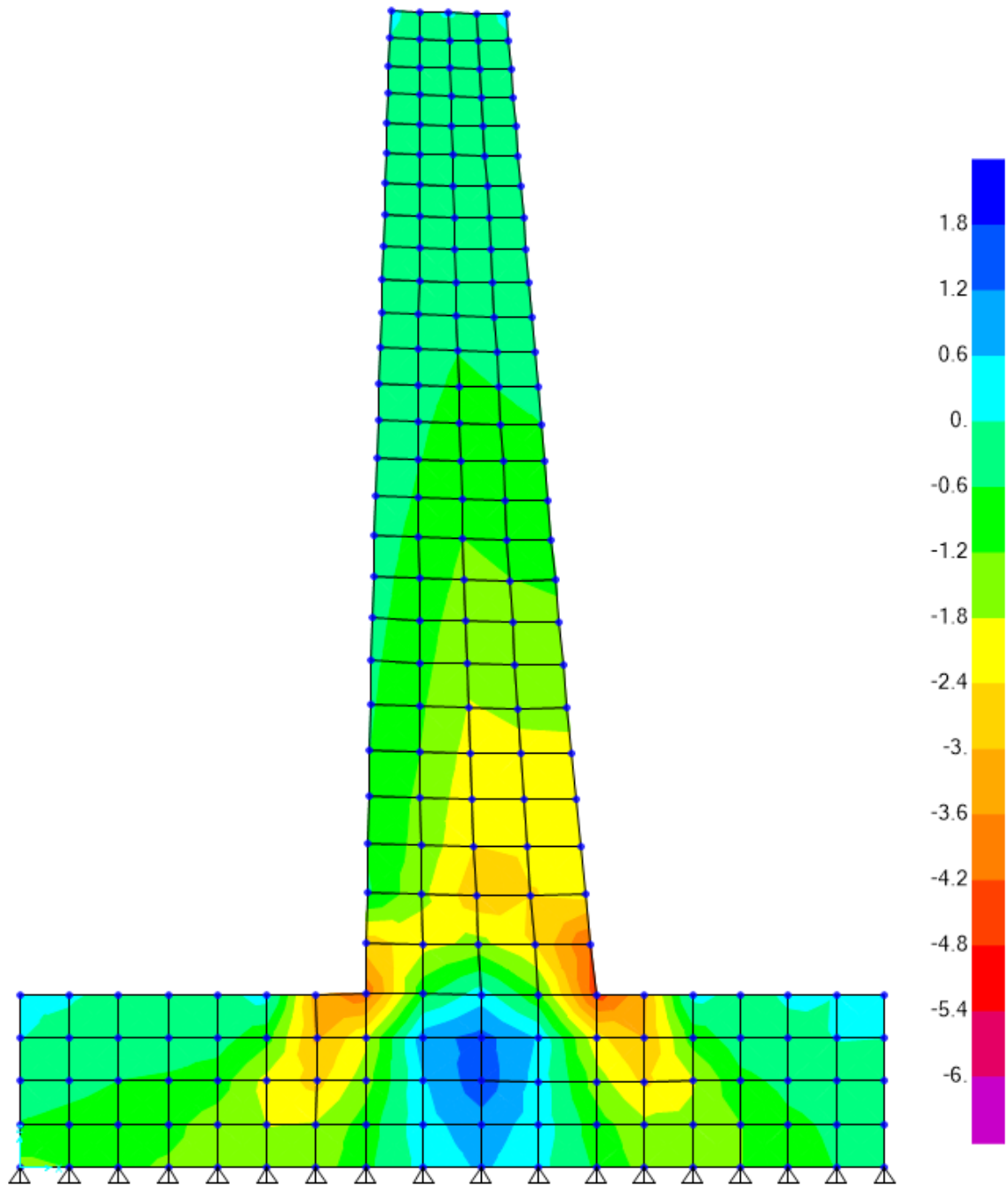
Máximos desplazamientos laterales debidos al relleno. Fuente: Elaboración propia.



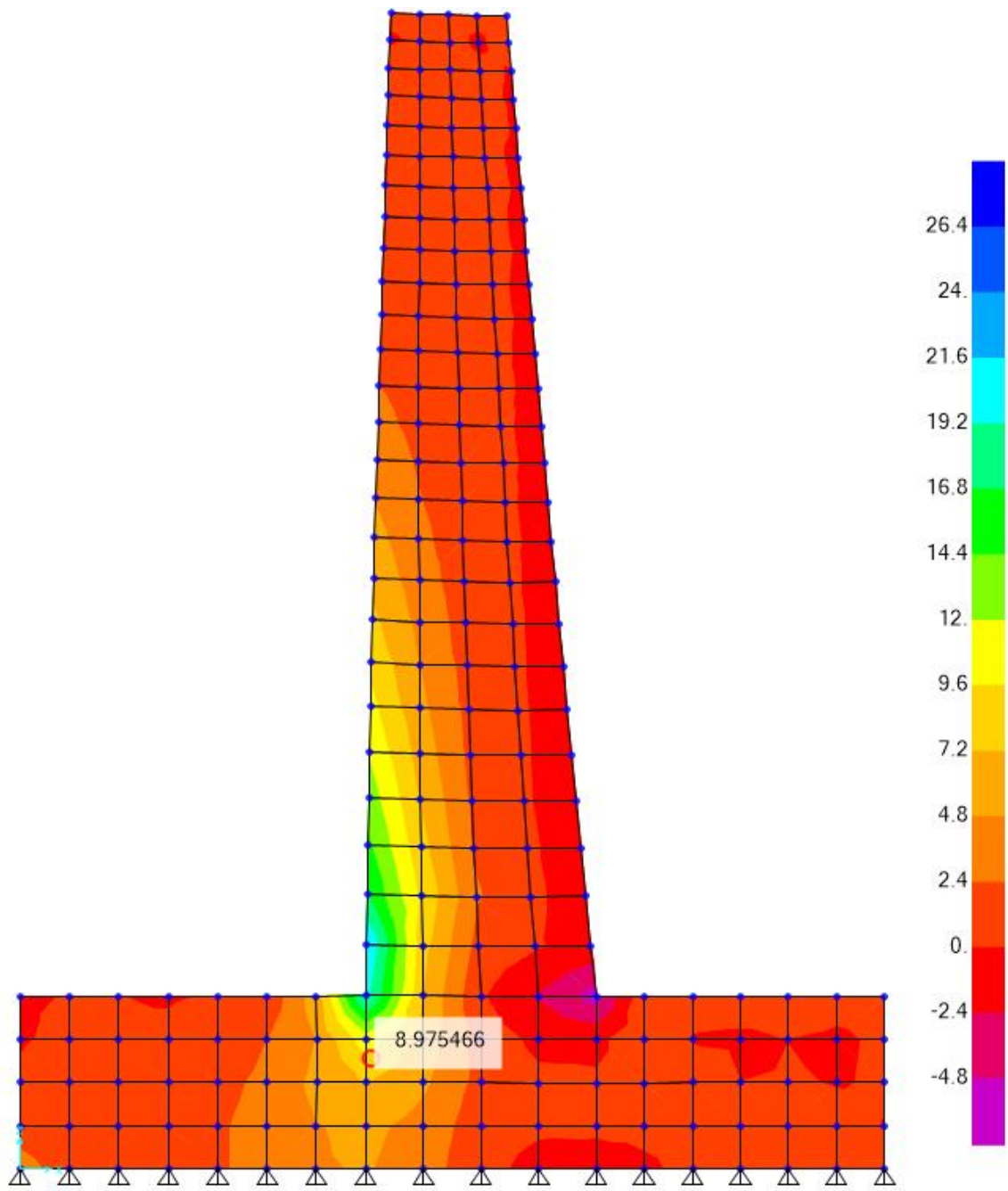
Esfuerzos S22 debidos al empuje lateral. Fuente: Elaboración propia.



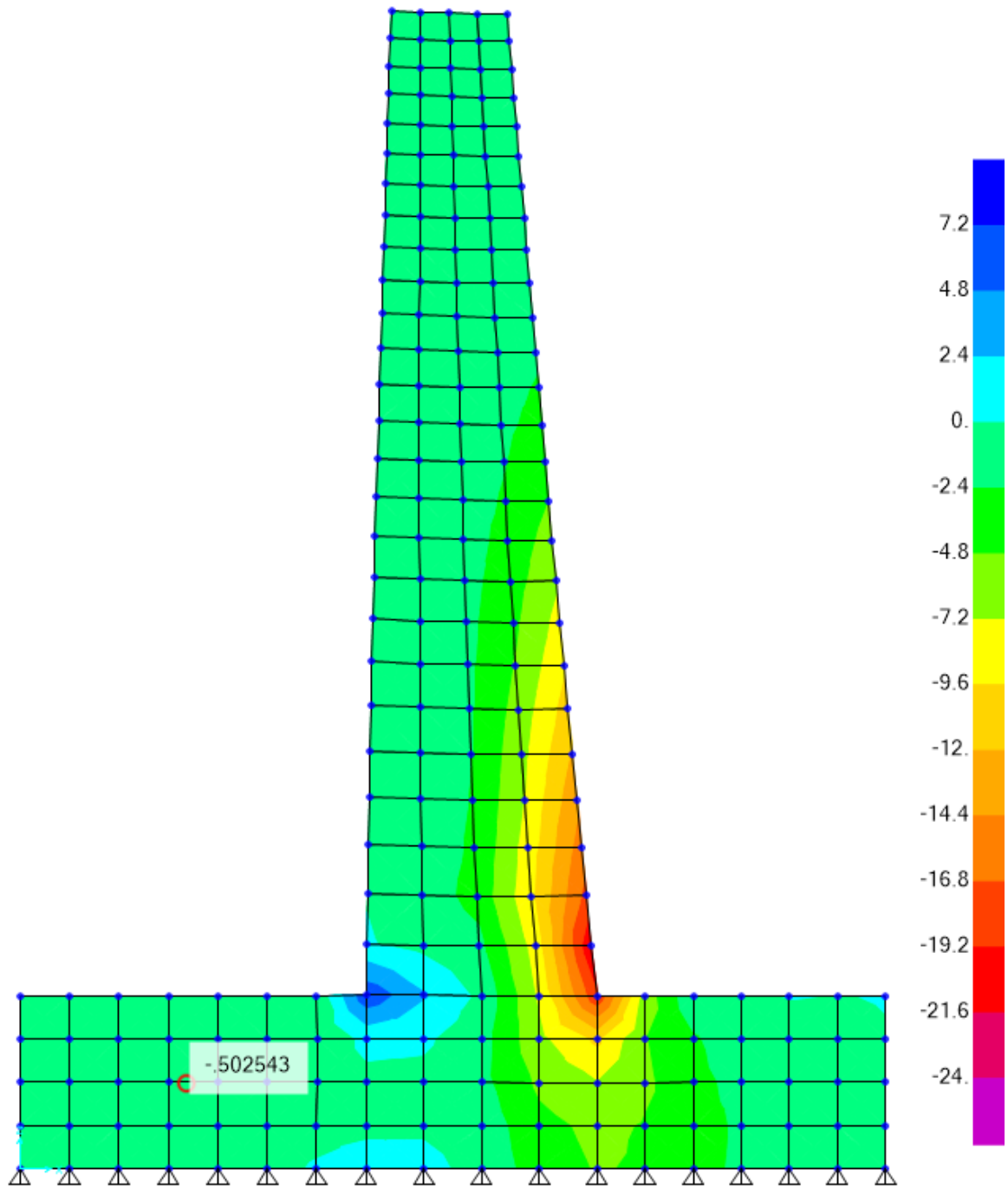
Esfuerzos S11 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.



Esfuerzos S12 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

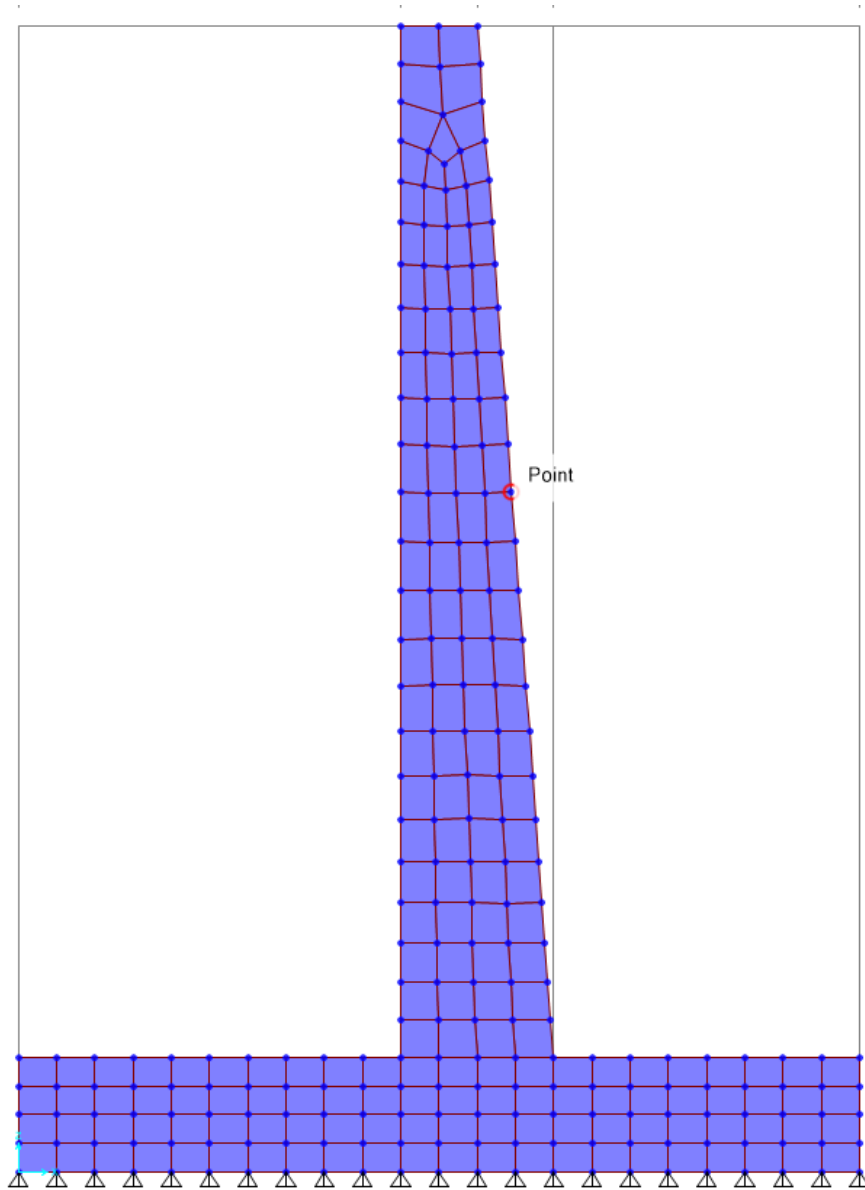


Esfuerzos Smax presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

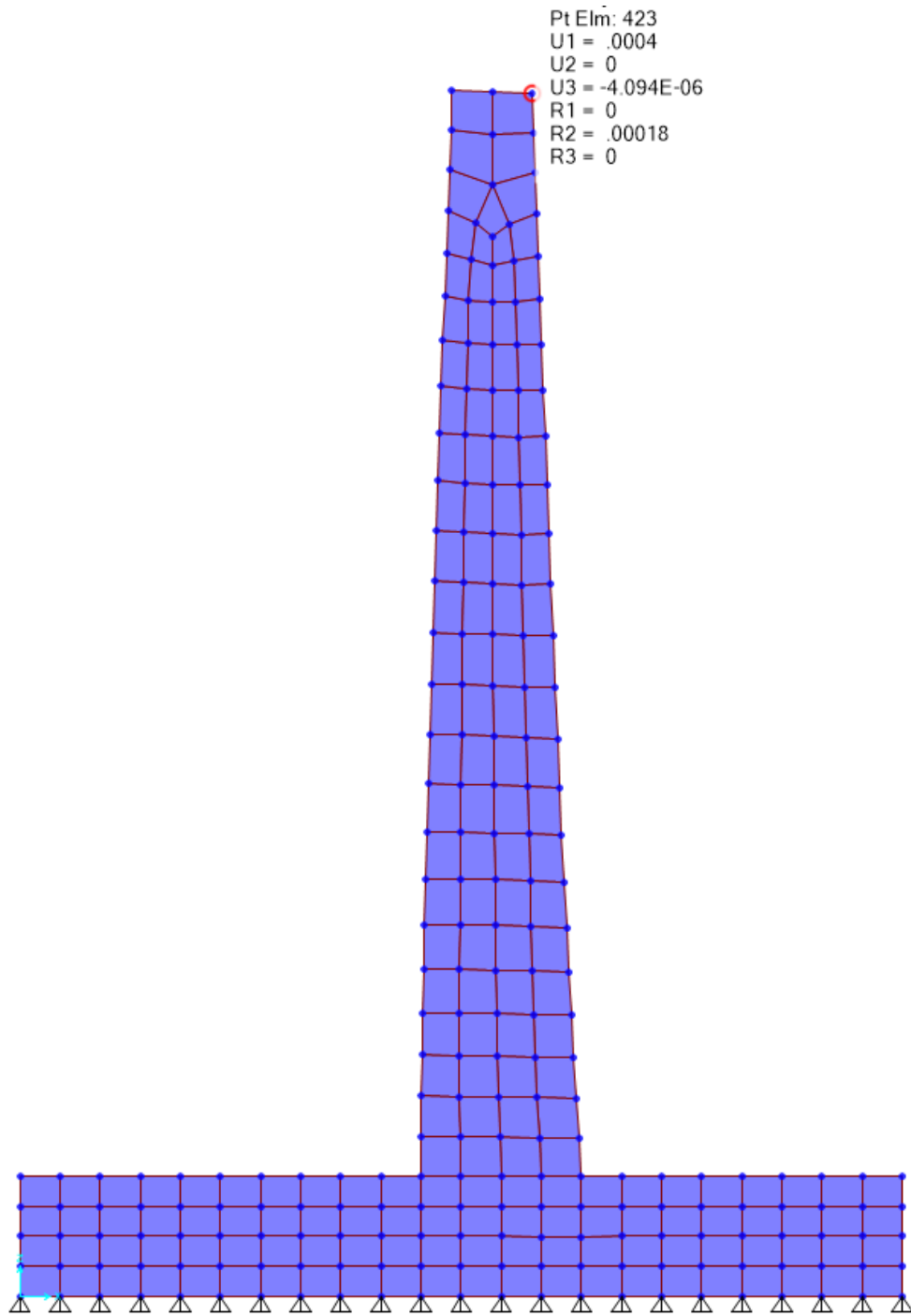


Esfuerzos S_{min} presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente: Elaboración propia.

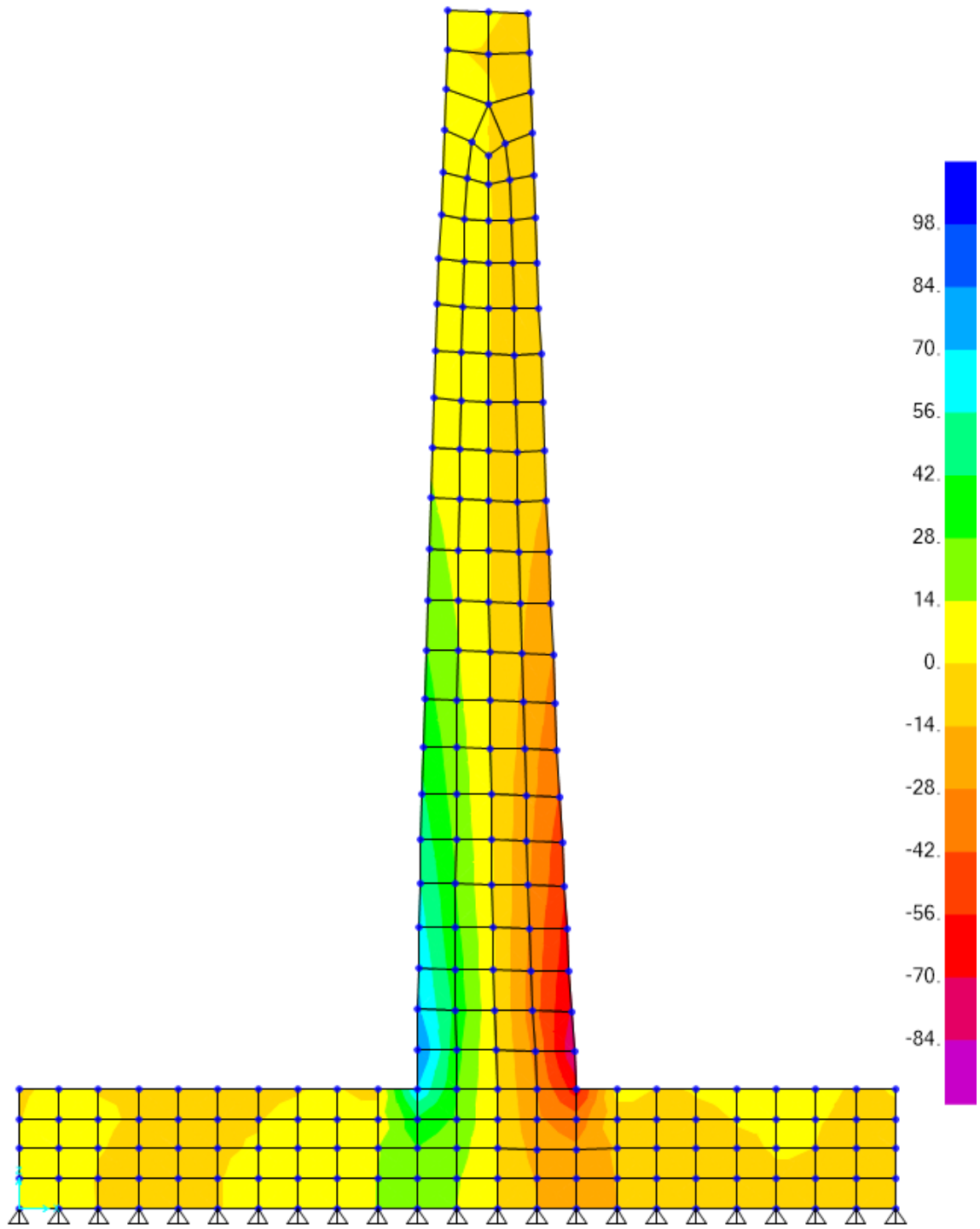
MURO EN VOLADIZO H=3m



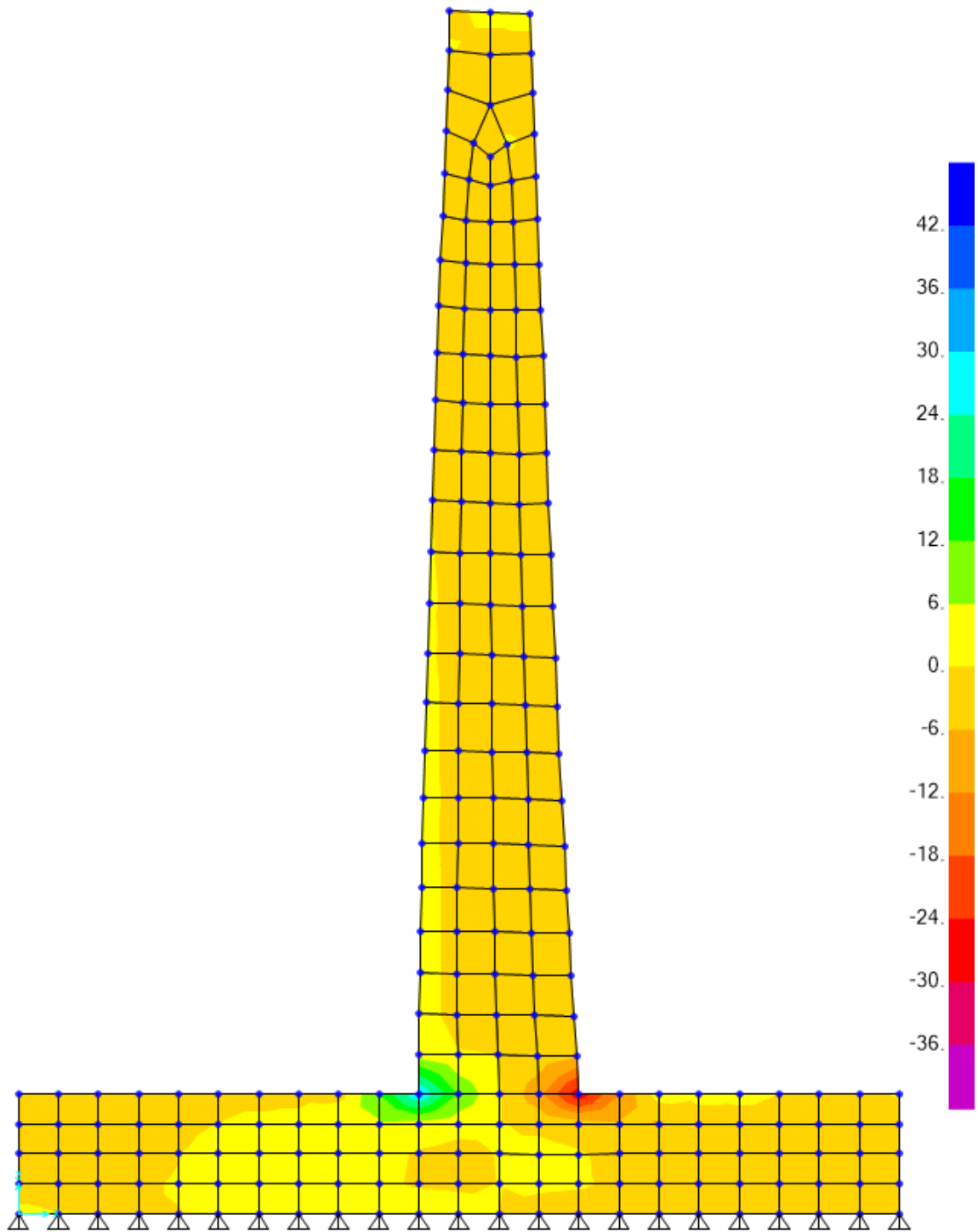
Mallado de elementos finitos para el muro de 3m de altura. Fuente: Elaboración propia.



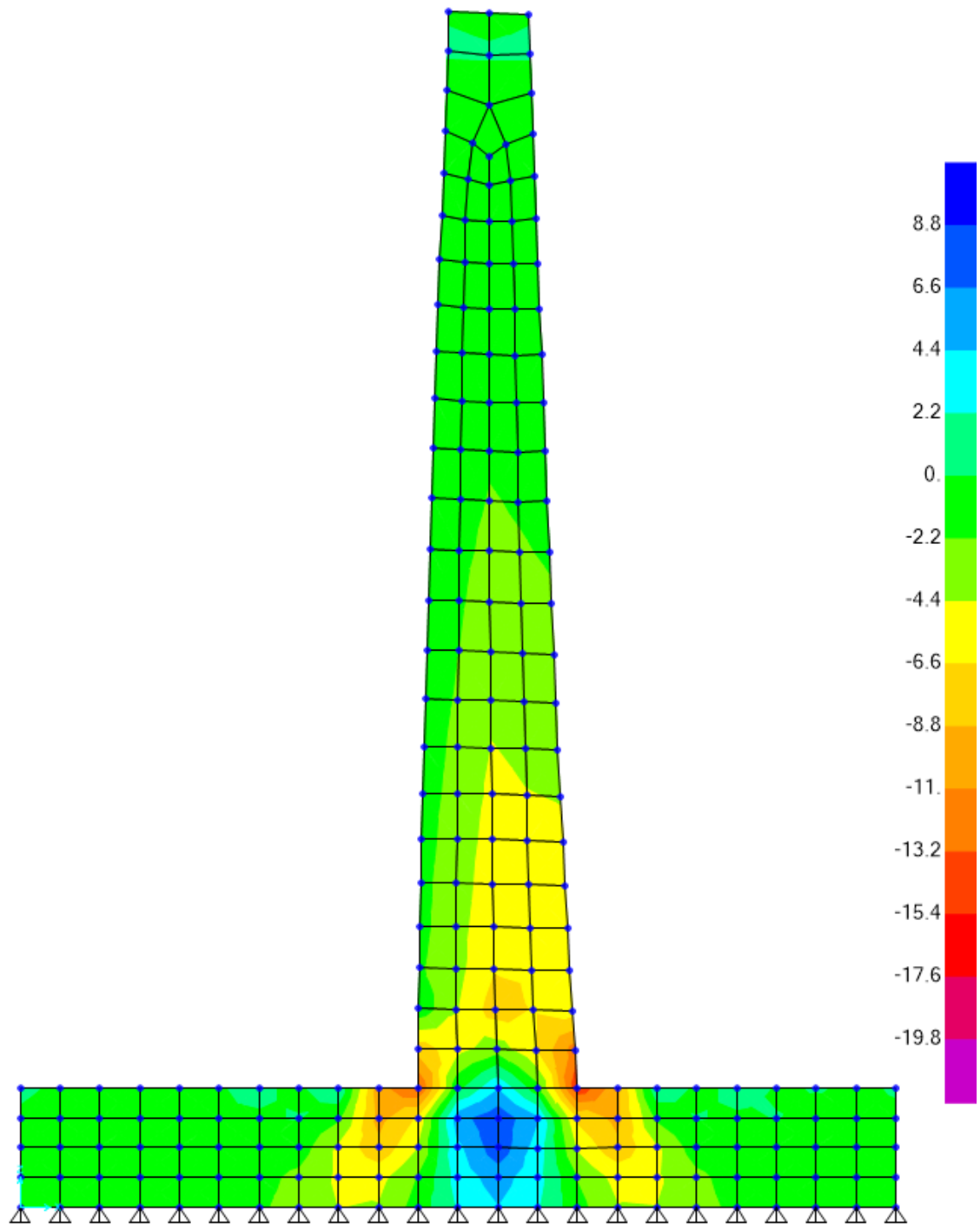
Máximos desplazamientos laterales debido al empuje lateral. Fuente: Elaboración propia.



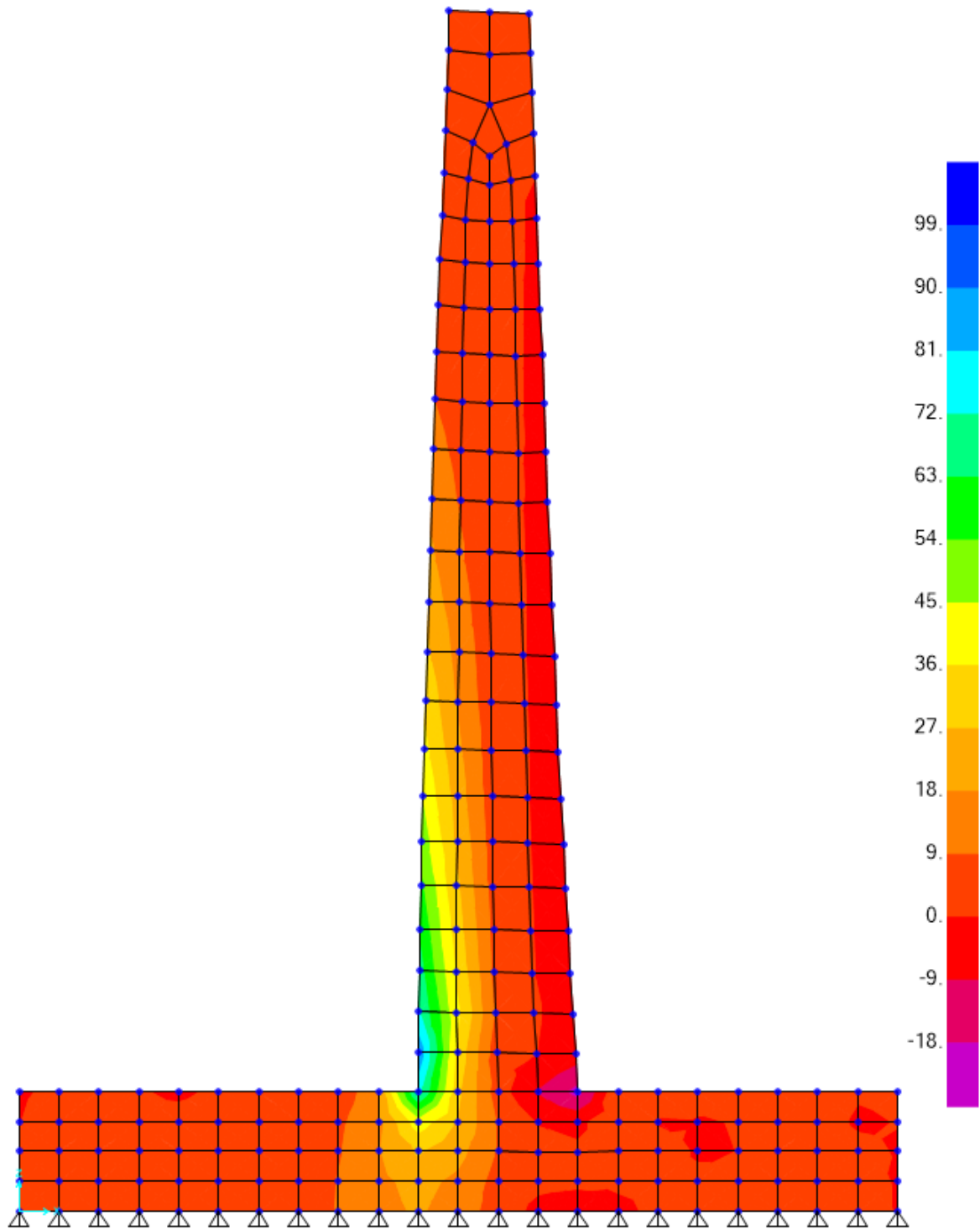
Esfuerzos s22 debidos al empuje lateral. Fuente: Elaboración propia.



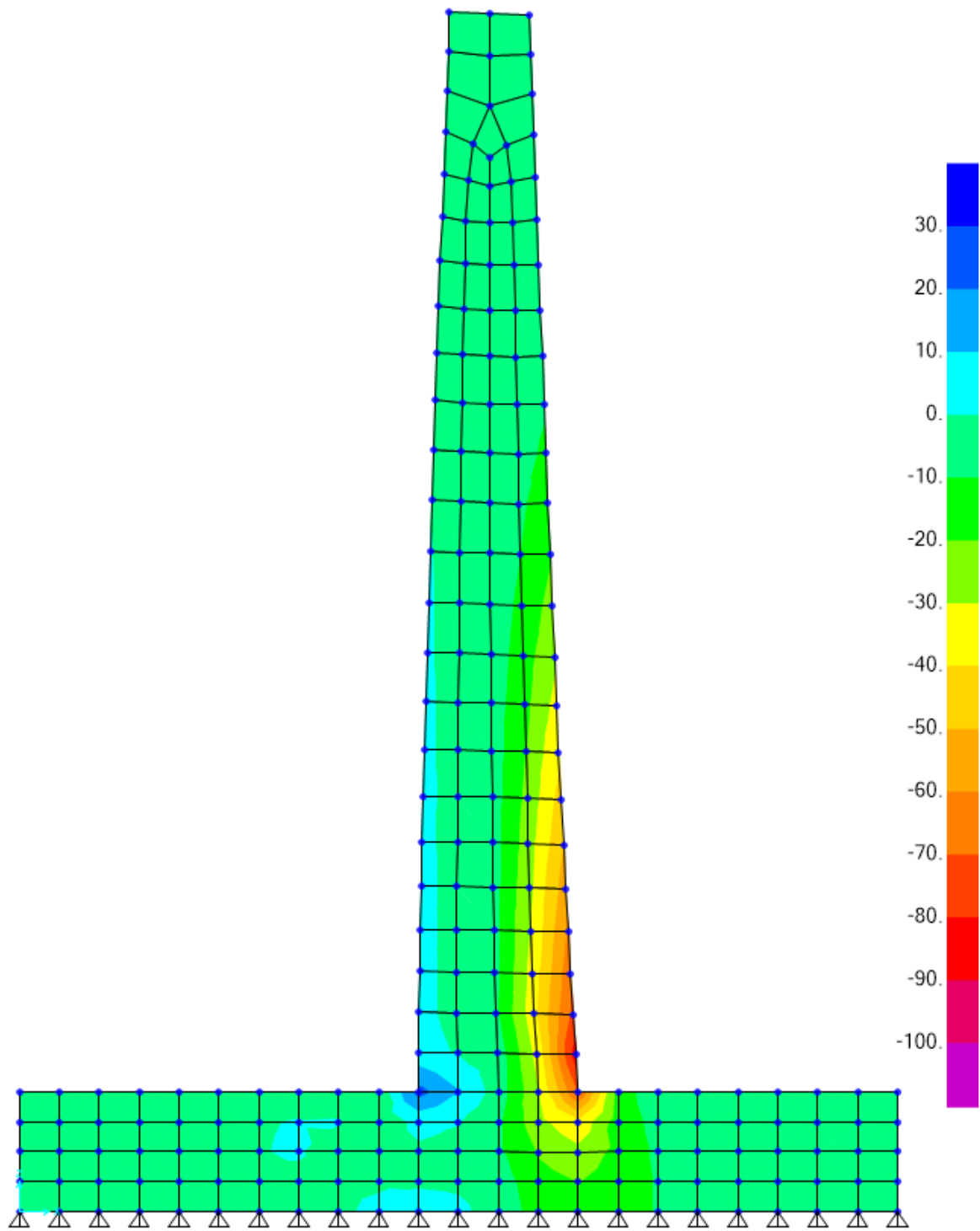
Esfuerzos S11 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.



Esfuerzos S12 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

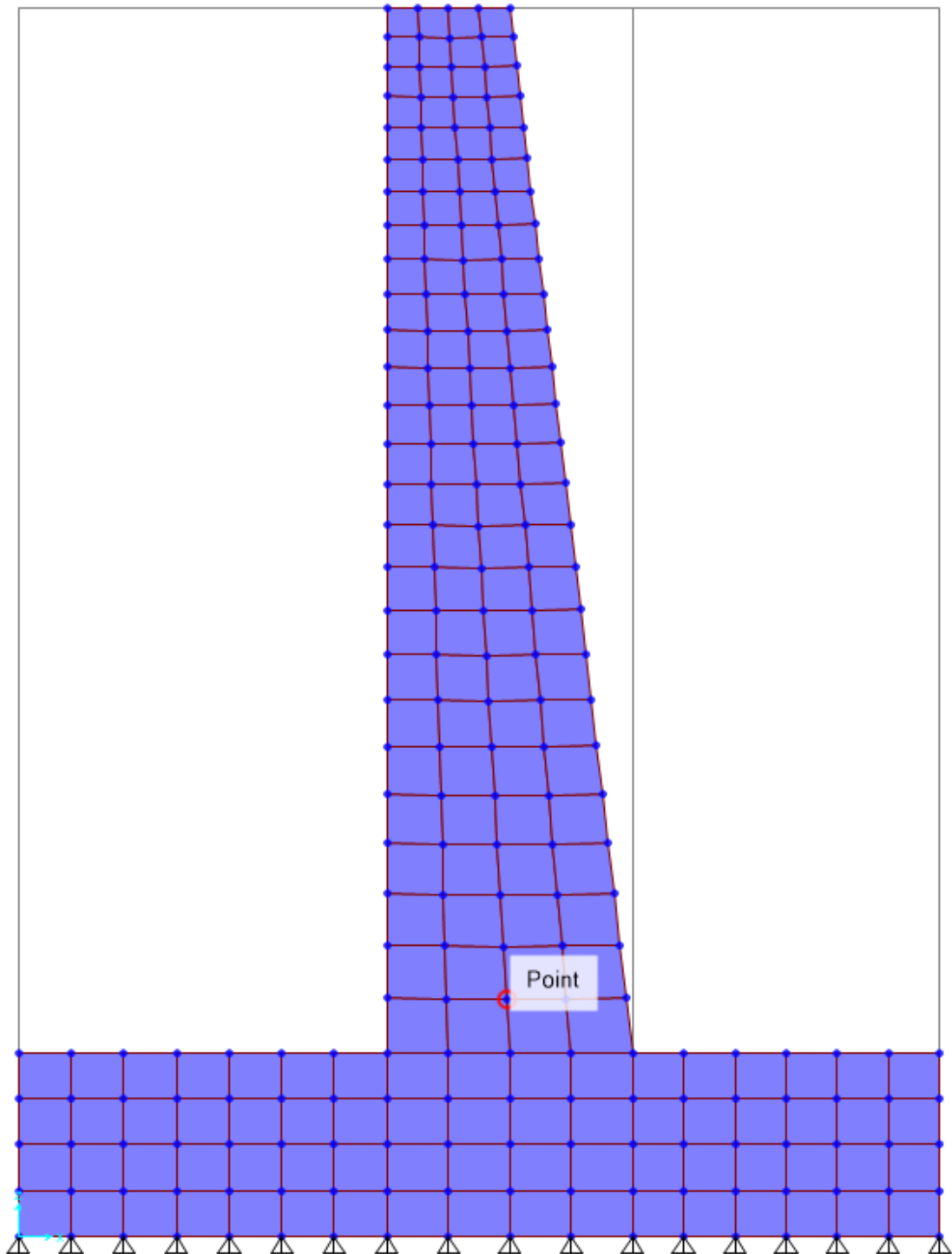


Esfuerzos S_{max} presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

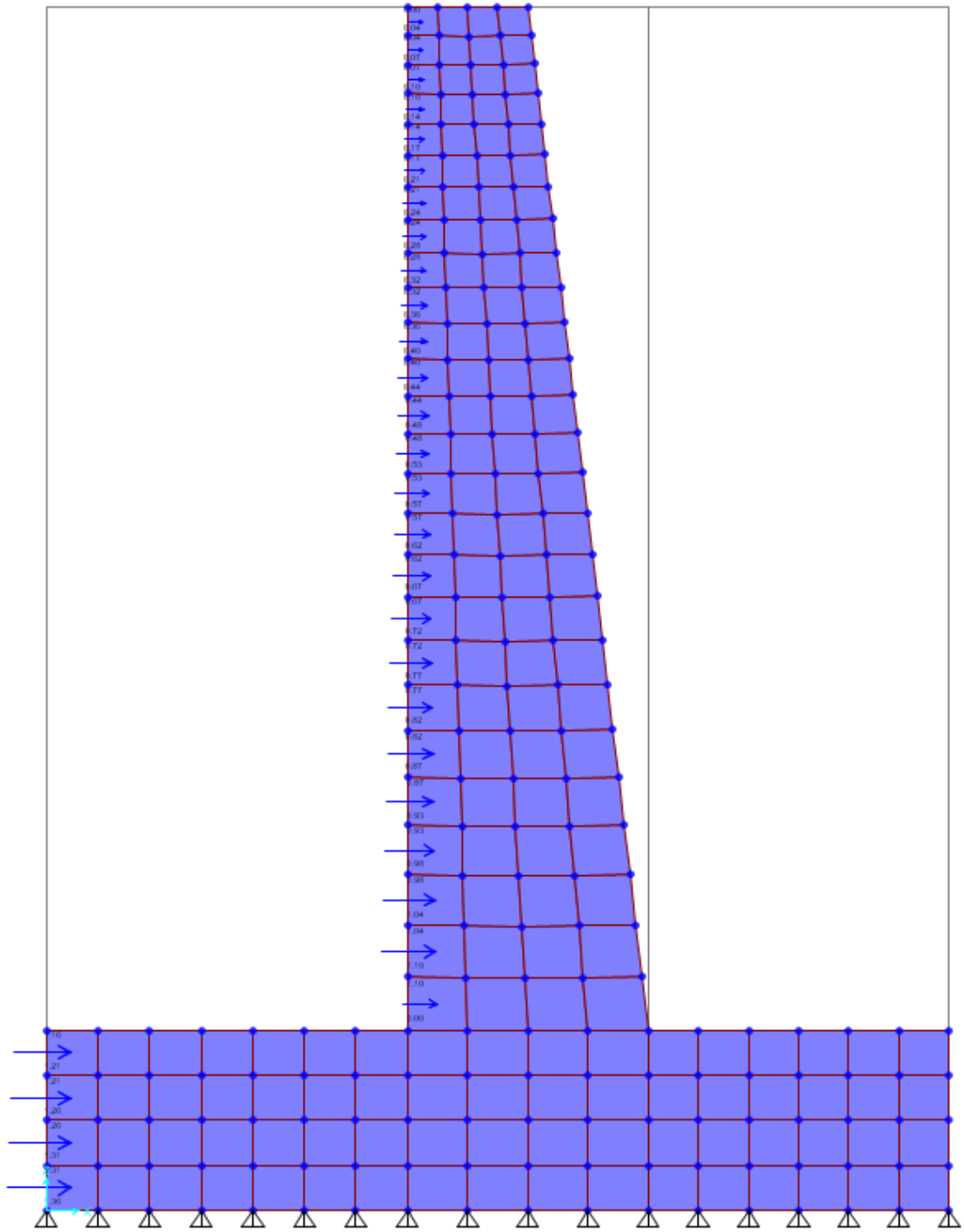


Esfuerzos S_{min} presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente: Elaboración propia.

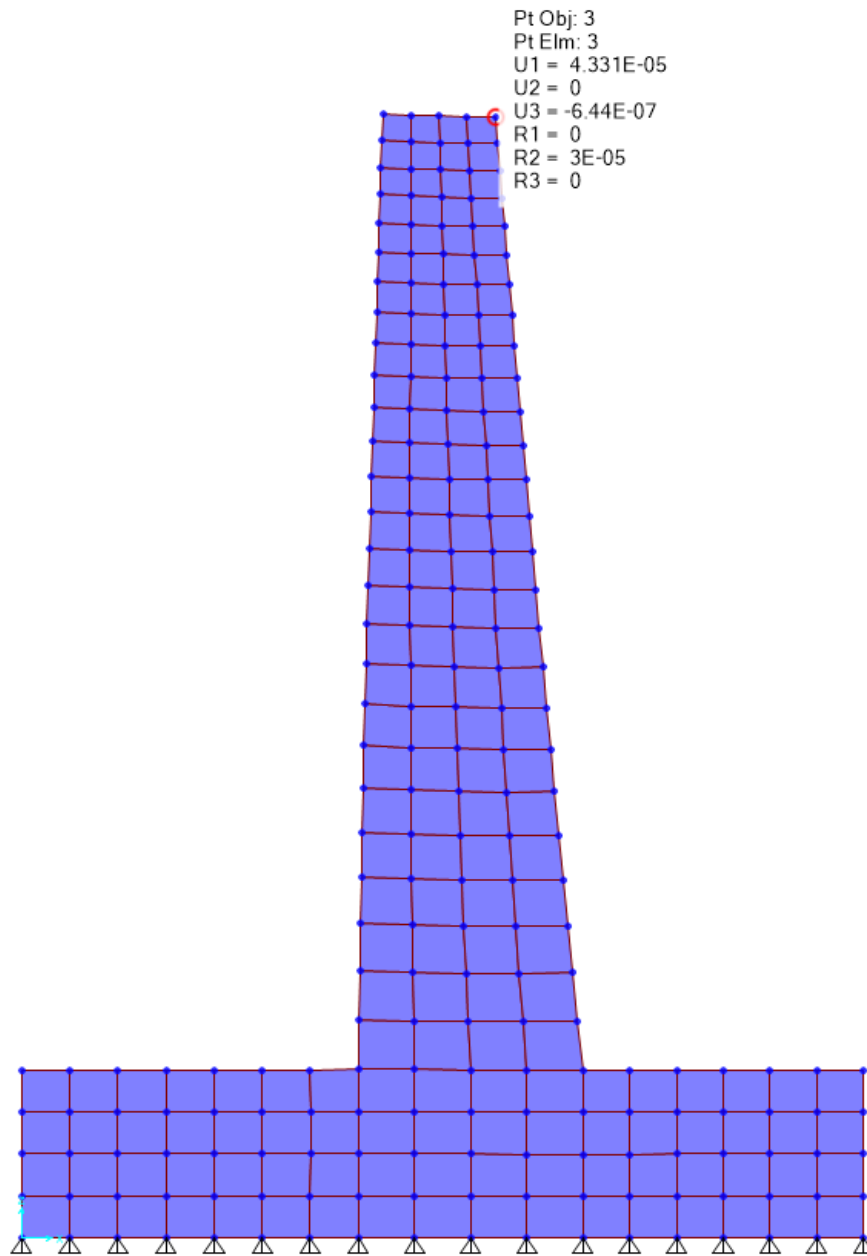
MURO EN VOLADIZO H=2m



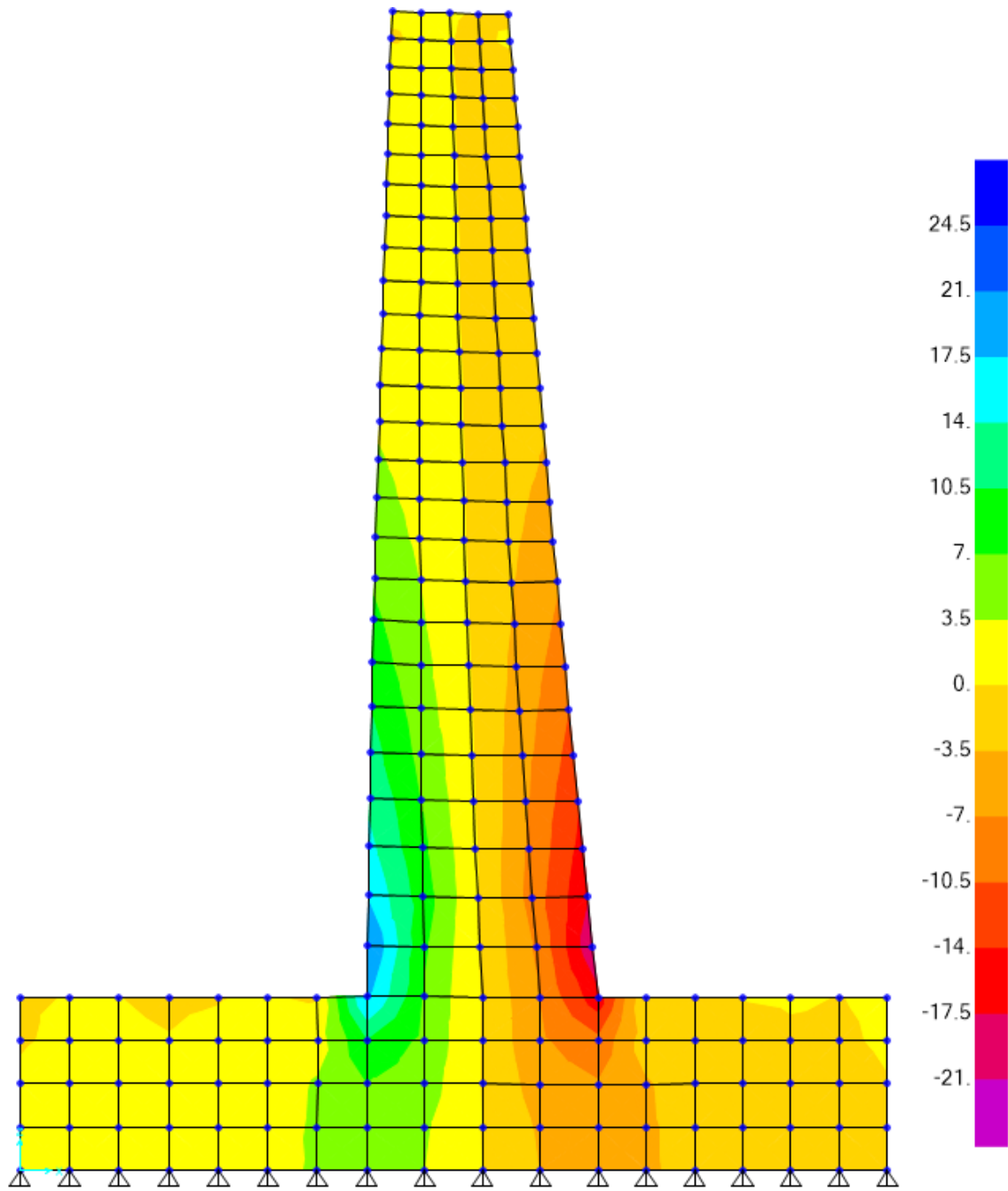
Mallado de elementos finitos generado para el muro de 3m. Fuente: Elaboración propia.



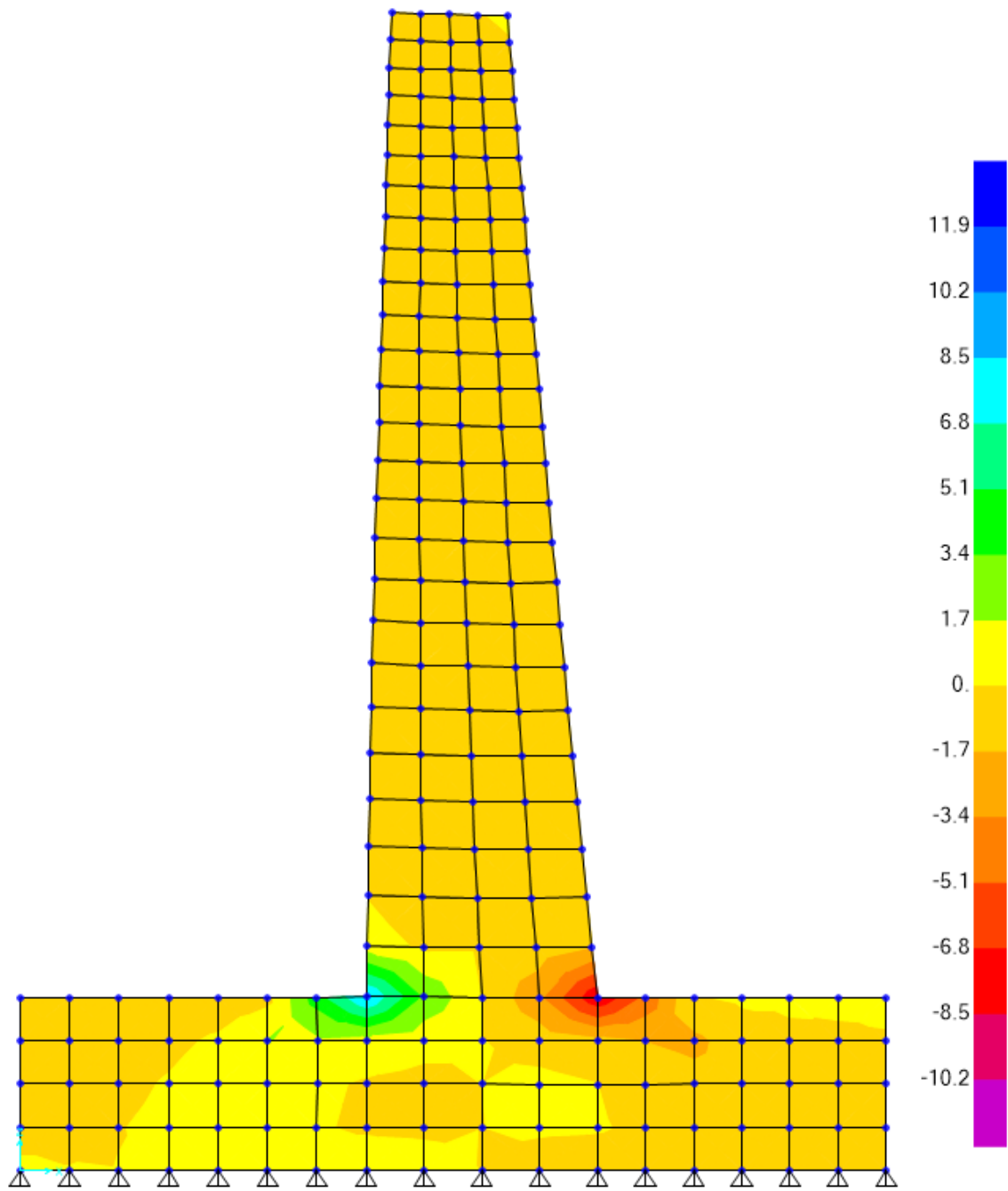
Presión lateral debido al empuje del relleno. Fuente: Elaboración propia.



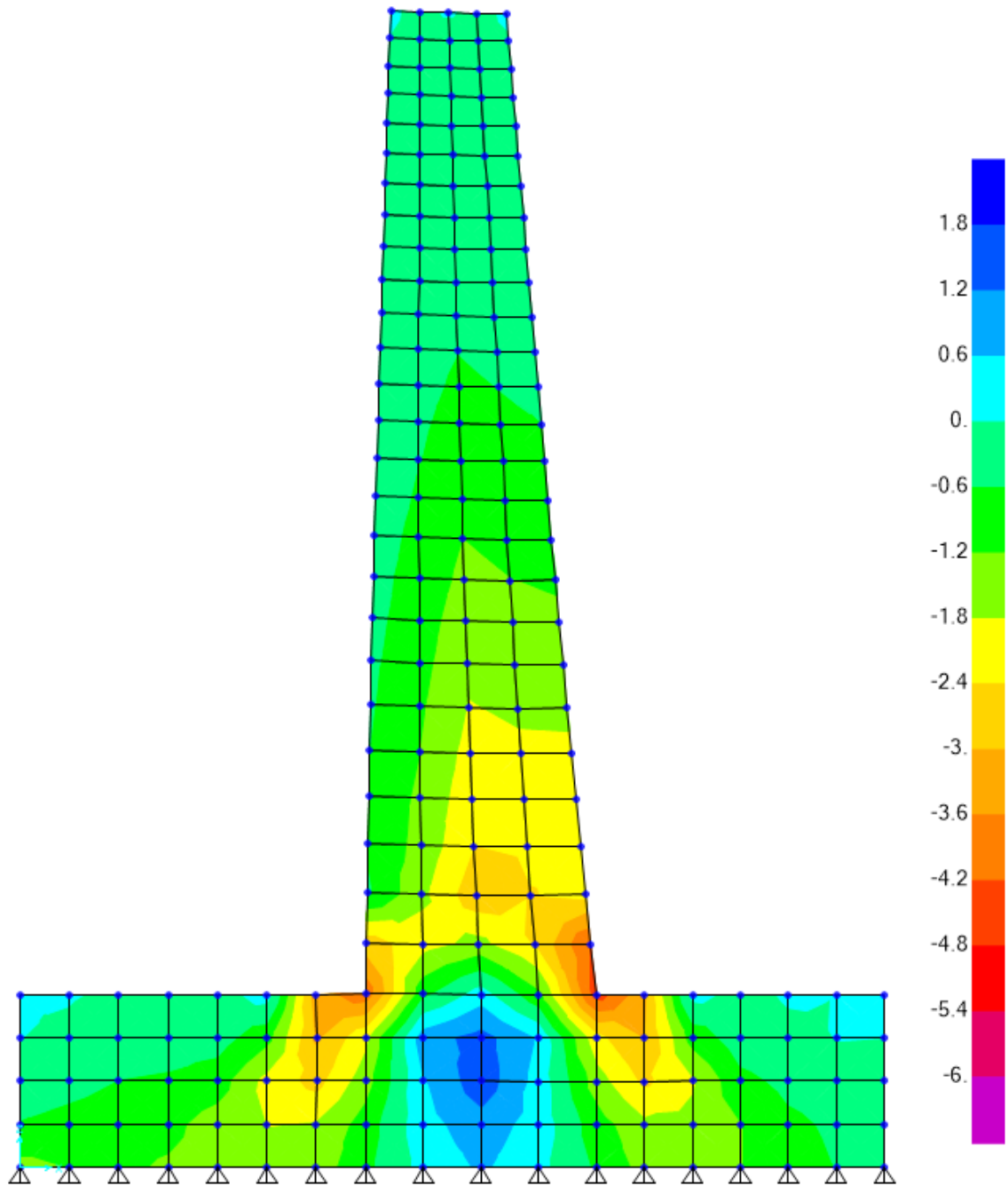
Máximos desplazamientos laterales debidos al relleno. Fuente: Elaboración propia.



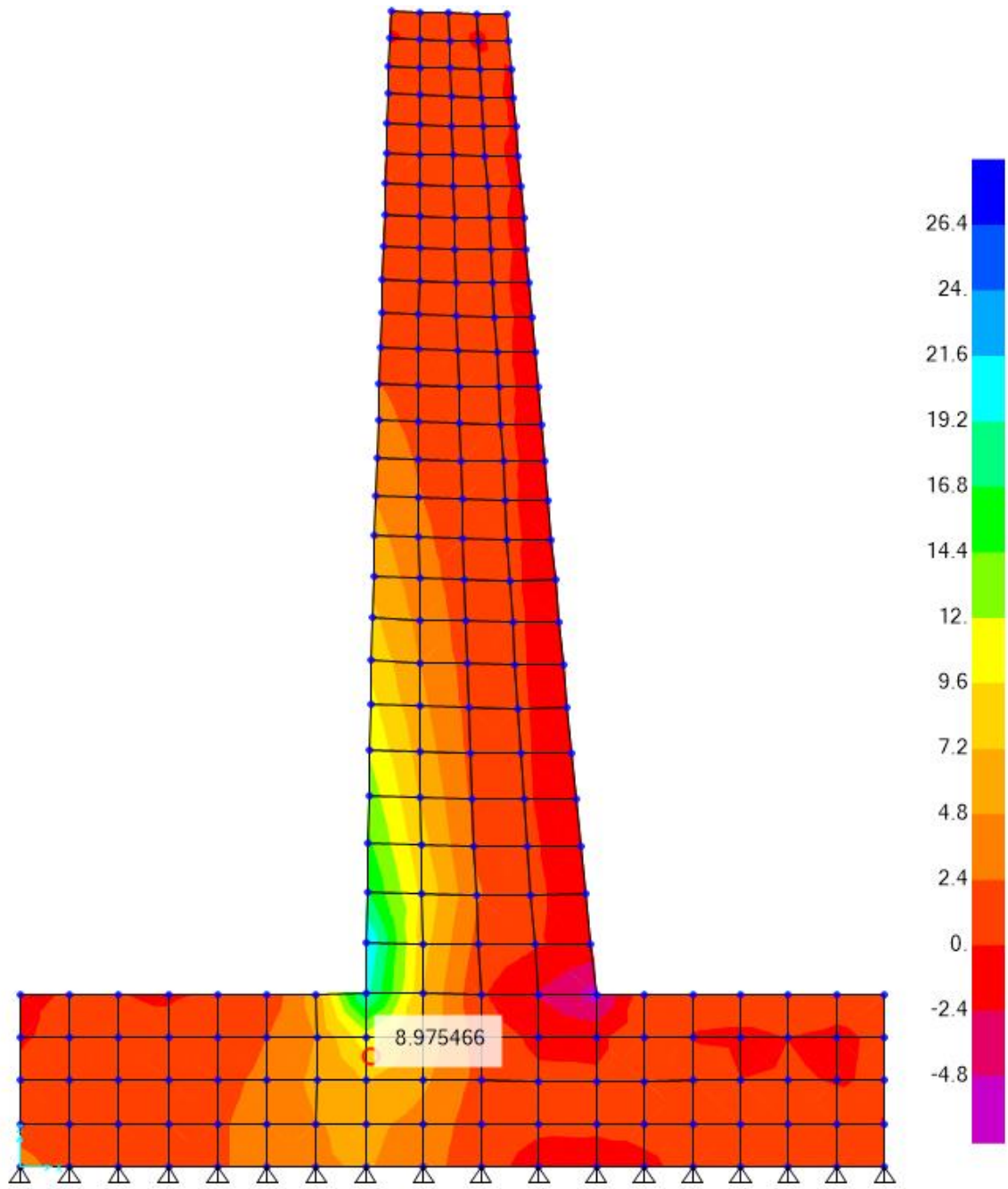
Esfuerzos S11 debidos al empuje lateral. Fuente: Elaboración propia.



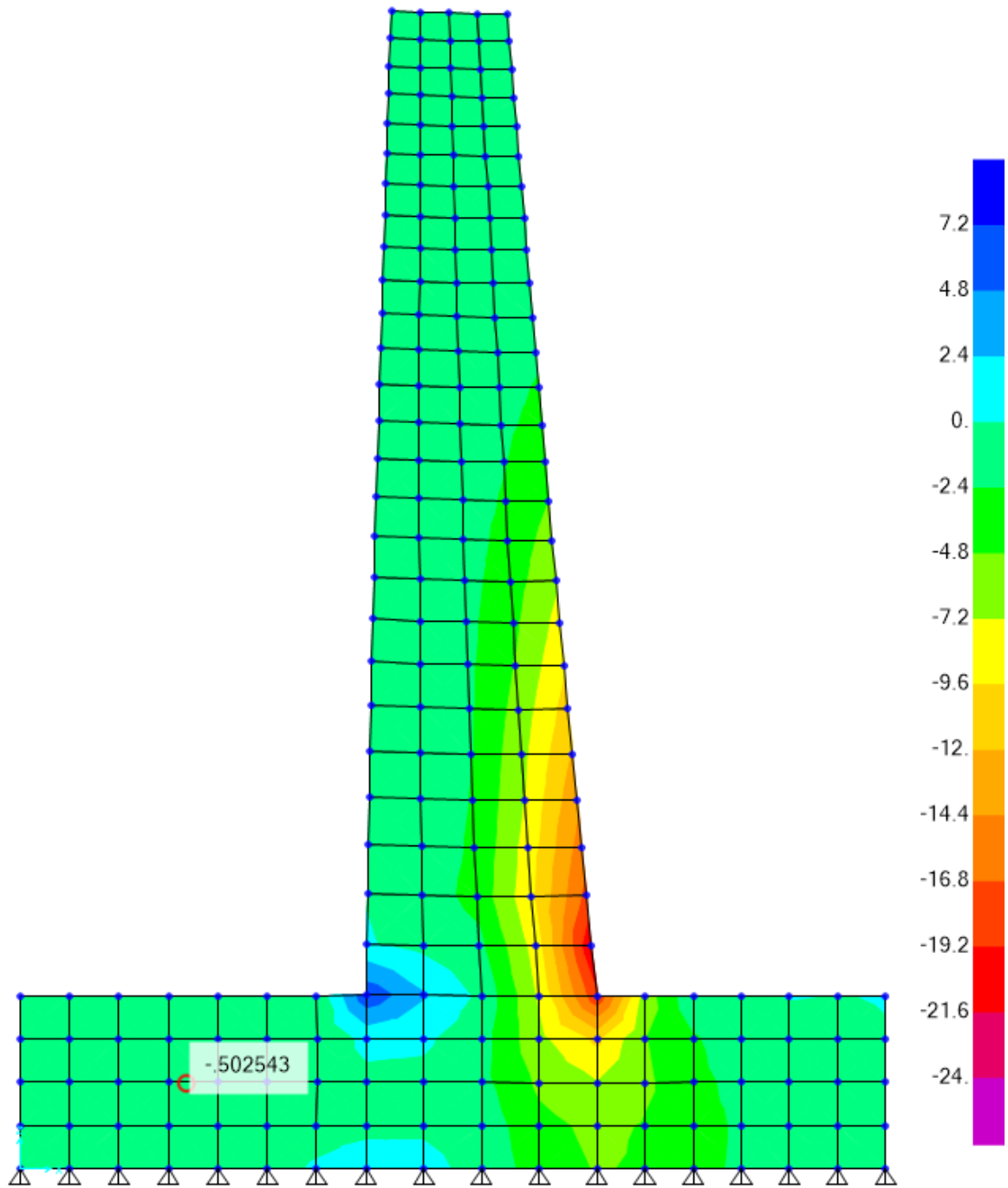
Esfuerzos S11 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.



Esfuerzos S12 presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.



Esfuerzos S_{max} presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

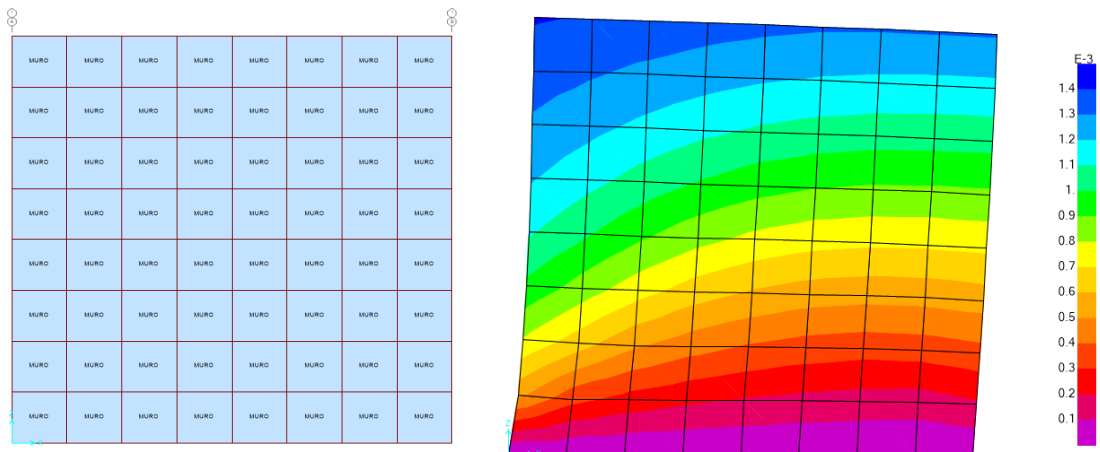


Esfuerzos Smin presentes en la estructura debido a las fuerzas laterales. Fuente:
Elaboración propia.

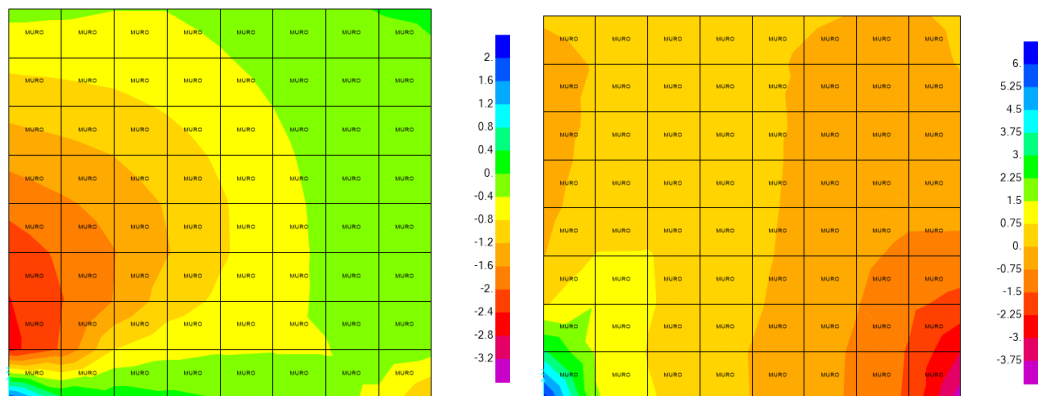
ANEXO N° 6.1 MODELAMIENTO DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO

MURO DE SUELO REFORZADO H=5m

Distribución de esfuerzos en la masa del suelo

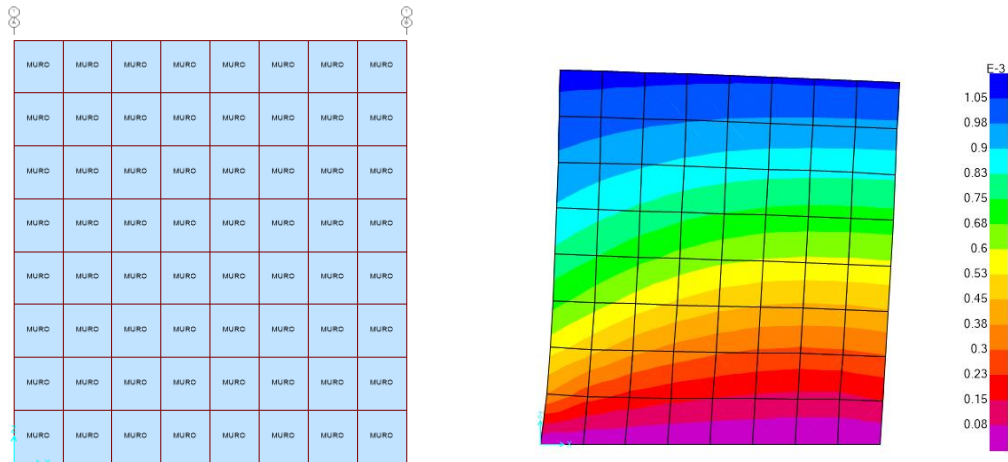


Malla de elementos finitos y máximos desplazamientos muro 5m.

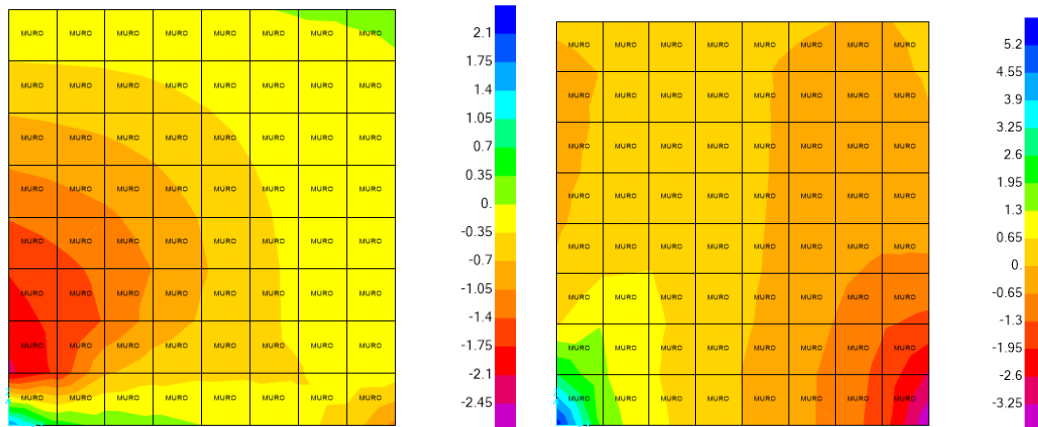


Esfuerzos S11 y S22.

MURO DE SUELO REFORZADO H=4m

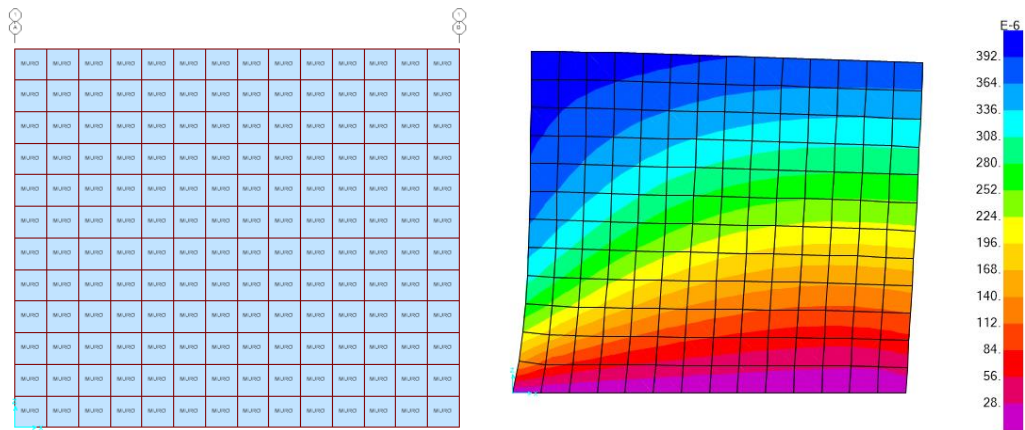


Malla de elementos finitos y máximos desplazamientos muro 4m.

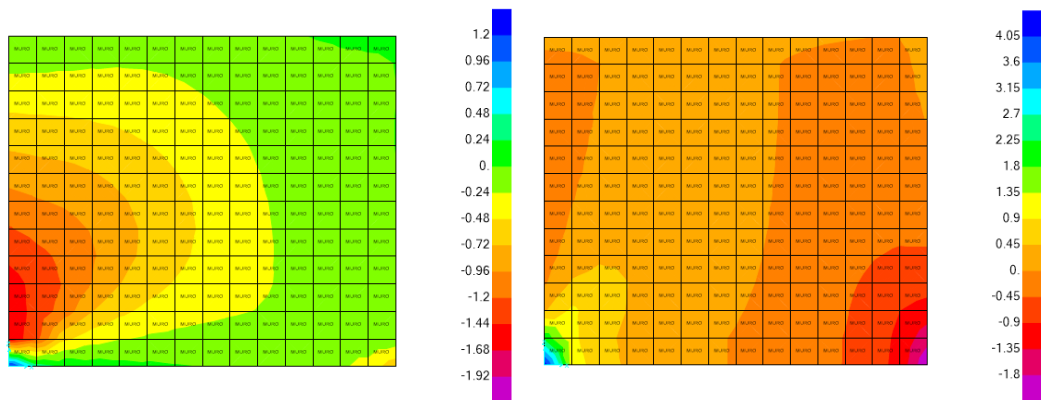


Esfuerzos S11 y S22.

MURO DE SUELO REFORZADO 3m

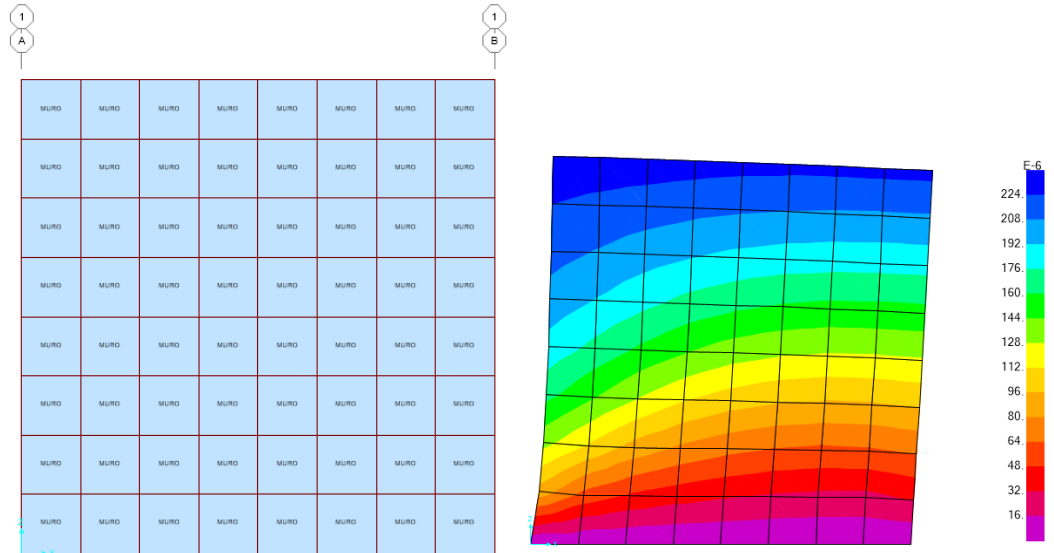


Malla de elementos finitos y máximos desplazamientos muro 3m.

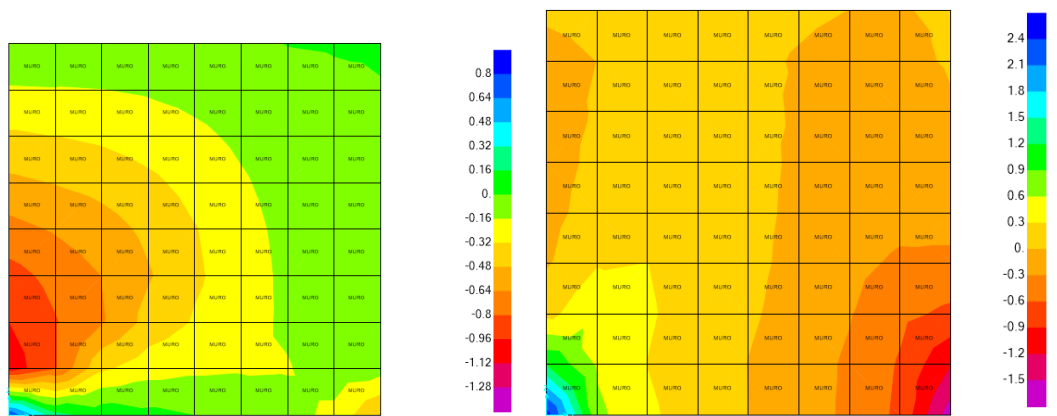


Esfuerzos S11 y S22.

MURODE SUELO REFORZADO DE 2m



Malla de elementos finitos y máximos desplazamientos muro 2m.



Esfuerzos S11 y S22.

ANEXO N° 7 PANEL FOTOGRÁFICO

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO



ESTUDIO MECÁNICA DE SUELOS




ANEXO N° 8 MATRIZ DE CONSISTENCIA Y OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Análisis comparativo del comportamiento sísmico del muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, Punta Hermosa, 2020

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN	INSTRUMENTO	METODOLOGÍA
Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Independientes							
¿Cuáles son los resultados del comportamiento sísmico de muro de contención de concreto armado en voladizo frente al muro de contención de suelo reforzado, que influirá en la mejor elección de diseño ante un evento sísmico en Punta Hermosa, Lima, 2020?	Realizar el análisis comparativo del comportamiento sísmico de muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, utilizando un modelo sísmico, mediante el programa SAP2000, el cual entregará resultados para elegir la mejor opción de diseño ante un evento sísmico en Punta Hermosa, Lima, 2020.	El muro de contención de concreto armado frente al muro de suelo reforzado tendría desventajas en un análisis comparativo del comportamiento sísmico en Punta Hermosa, 2020	Muro de contención de concreto armado en voladizo	Para McCormac et al. (2018): "El diseño detallado del vástago, la zapata y su refuerzo, se determinan con el método de diseño por resistencia" (p. 400).	Un muro de contención de concreto armado en voladizo es aquel que tiene una geometría basada en su altura y base, fabricada de concreto armado y que se encuentra sometida a empujes laterales.	Geometría	Altura (m) Base (m)	Numérico continuo	Hoja de cálculo MS Excel y Mathcad	TIPO DE INVESTIGACIÓN: Aplicada
				El muro de contención de suelo reforzado consiste en la implementación de capas de suelo compactado, que forman una masa de gravedad la cual actúa como estructura de contención o contrapeso para la estabilización del deslizamiento (Das, 2015).	Un muro de contención de suelo reforzado es aquel que tiene una geometría basada en su altura y base, fabricada de suelo reforzado con geo sintéticos y que se encuentra sometida a empujes laterales.	Geometría	Altura (m) Base (m)			
¿Cuáles son los resultados del análisis estático y pseudoestático del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020?	Realizar el análisis estático y pseudoestático del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020.	El análisis estático y pseudoestático otorgará resultados significativos tanto para el muro de contención de concreto armado frente al muro de suelo reforzado en Punta Hermosa, 2020	Muro de contención suelo reforzado			Dimensionamiento	Partes del MSR			NIVEL DE INVESTIGACIÓN: Descriptiva Comparativa
¿Cuáles son los resultados del análisis de estabilidad del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020?	Realizar el análisis de estabilidad del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020	El análisis de estabilidad otorgará resultados significativos tanto para el muro de contención de concreto armado frente al muro de suelo reforzado en Punta Hermosa, 2020	Dependiente	Según Marte (2014), "Entender el comportamiento estructural es fundamental para poder caracterizar de manera más adecuada a el nivel de daño que pueda presentar una estructura producto de un evento sísmico".	Es la forma en que un muro de contención responde ante acciones externas. Se mide en términos de deformaciones, esfuerzos y presiones admisibles en el terreno y estabilidad del muro.	Análisis estático y pseudoestático	Empuje activo Empuje pasivo Coeficiente sísmico de presión activa Coeficiente sísmico de presión pasiva Sobrecarga	Numérico continuo	Hoja de cálculo MS Excel, Mathcad SAP2000	MÉTODO DE INVESTIGACIÓN: Análisis y comparación
			Análisis del Comportamiento sísmico de las estructuras			Estabilidad	Deslizamiento Vuelco Capacidad portante Excentricidad			
¿Cuáles son los resultados de las deformaciones máximas del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020?	Realizar el análisis de las deformaciones máximas del muro de contención de concreto armado frente al muro de contención de suelo reforzado en Punta Hermosa, Lima, 2020	El análisis comparativo de las deformaciones máximas otorgará resultados significativos tanto para el muro de contención de concreto armado frente al muro de suelo reforzado en Punta Hermosa, 2020				Deformaciones máximas	Desplazamientos laterales Esfuerzos máximos de tensión y compresión Distorsión			ENFOQUE: Cuantitativa

ANEXO N° 9 INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	
INSTRUMENTO DE RECOLECCION DE DATOS: FICHA DE REGISTRO DE DATOS PROYECTO: Análisis comparativo del comportamiento sísmico del muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, Punta Hermosa, 2020	
AUTOR: Campos Mejia Lorena Esmeralda UBICACIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN: AA.HH Agrup. De familias Urb. El Carmen, Distrito: Punta Hermosa Departamento: Lima	EVALUACIÓN DE EXPERTO
PARTE A: TIPO DE MURO	
Muro de contención de concreto armado en voladizo (MCV) Muro de contención de suelo reforzado con geo sintéticos (MSRG)	
PARTE B: GEOMETRÍA (MCV) Y (MSRG)	
Sección transversal (m) Altura (m) Base (m)	
PARTE C: ANÁLISIS ESTÁTICO Y PSEUDOESTÁTICO (MCV) Y (MSRG)	
Coefficiente del empuje activo Coefficiente del empuje pasivo Coefficiente sísmico de presión activa Coefficiente sísmico de presión pasiva Sobrecarga	
PARTE D: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (MCV) Y (MSRG)	
Deslizamiento (cm) Vuelco (Tn.m) Excentricidad (m) Capacidad portante (Kg/cm ²) Global Interna	
PARTE E: DEFORMACIONES MÁXIMAS (MCV) Y (MSRG)	
Deformaciones máximas	

DATOS:		
Nombres y Apellidos:	EVALUACIÓN DEL EXPERTO Rango de evaluación por parámetro <div style="display: flex; justify-content: space-around; width: 100%;"> 0 0.5 1 </div> <hr style="width: 80%; margin: 0 auto;"/>	
Especialidad:		
Firma:	Promedio	

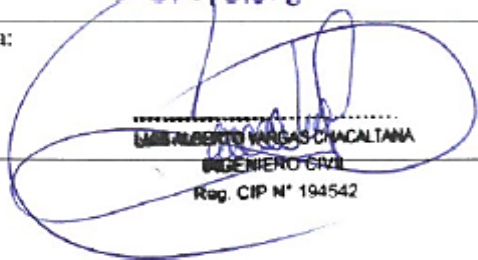



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**INSTRUMENTO DE RECOLECCION DE DATOS: FICHA DE REGISTRO DE DATOS
PROYECTO:**

Análisis comparativo del comportamiento sísmico del muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, Punta Hermosa, 2020

AUTOR: Campos Mejia Lorena Esmeralda UBICACIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN: AA.HH Agrup. De familias Urb. El Carmen, Distrito: Punta Hermosa Departamento: Lima	EVALUACIÓN DE EXPERTO
PARTE A: TIPO DE MURO	1
Muro de contención de concreto armado en voladizo (MCV) Muro de contención de suelo reforzado con geosintéticos (MSRG)	
PARTE B: GEOMETRÍA (MCV) Y (MSRG)	1
Sección transversal (m) Altura (m) Base (m)	
PARTE C: ANÁLISIS ESTÁTICO Y PSEUDOESTÁTICO (MCV) Y (MSRG)	1
Coefficiente del empuje activo Coefficiente del empuje pasivo Coefficiente sísmico de presión activa Coefficiente sísmico de presión pasiva Sobrecarga	
PARTE D: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (MCV) Y (MSRG)	1
Deslizamiento (cm) Vuelco (Tn.m) Excentricidad (m) Capacidad portante (Kg/cm ²) Global Interna	
PARTE E: DEFORMACIONES MÁXIMAS (MCV) Y (MSRG)	1
Deformaciones máximas (cm)	

DATOS:			
Nombres y Apellidos: <i>Luis A. Vargas Chacaltana</i>	EVALUACIÓN DEL EXPERTO Rango de evaluación por parámetro		
Especialidad: <i>TRANSPORTE</i>	0	0.5	1
Firma: 	Promedio		5
			



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**INSTRUMENTO DE RECOLECCION DE DATOS: FICHA DE REGISTRO DE DATOS
PROYECTO:**

Análisis comparativo del comportamiento sísmico del muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, Punta Hermosa, 2020

AUTOR: Campos Mejia Lorena Esmeralda UBICACIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN: AA.HH Agrup. De familias Urb. El Carmen, Distrito: Punta Hermosa Departamento: Lima	EVALUACIÓN DE EXPERTO
PARTE A: TIPO DE MURO	1
Muro de contención de concreto armado en voladizo (MCV) Muro de contención de suelo reforzado con geosintéticos (MSRG)	
PARTE B: GEOMETRÍA (MCV) Y (MSRG)	1
Sección transversal (m) Altura (m) Base (m)	
PARTE C: ANÁLISIS ESTÁTICO Y PSEUDOESTÁTICO (MCV) Y (MSRG)	1
Coefficiente del empuje activo Coefficiente del empuje pasivo Coefficiente sísmico de presión activa Coefficiente sísmico de presión pasiva Sobrecarga	
PARTE D: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (MCV) Y (MSRG)	1
Deslizamiento (cm) Vuelco (Tn.m) Excentricidad (m) Capacidad portante (Kg/cm ²) Global Interna	
PARTE E: DEFORMACIONES MÁXIMAS (MCV) Y (MSRG)	1
Deformaciones máximas (cm)	

DATOS:		
Nombres y Apellidos: Díaz Barrios, Raúl Antonio	EVALUACIÓN DEL EXPERTO Rango de evaluación por parámetro	
Especialidad:	0	0.5
Firma: 	1	
	Promedio	5

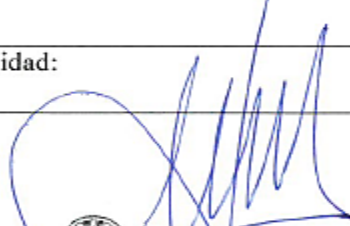


UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**INSTRUMENTO DE RECOLECCION DE DATOS: FICHA DE REGISTRO DE DATOS
PROYECTO:**

Análisis comparativo del comportamiento sísmico del muro de contención de concreto armado frente al suelo reforzado, Punta Hermosa, 2020

AUTOR: Campos Mejia Lorena Esmeralda UBICACIÓN DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN: AA.HH Agrup. De familias Urb. El Carmen, Distrito: Punta Hermosa Departamento: Lima	EVALUACIÓN DE EXPERTO
PARTE A: TIPO DE MURO	1
Muro de contención de concreto armado en voladizo (MCV) Muro de contención de suelo reforzado con geosintéticos (MSRG)	
PARTE B: GEOMETRÍA (MCV) Y (MSRG)	1
Sección transversal (m) Altura (m) Base (m)	
PARTE C: ANÁLISIS ESTÁTICO Y PSEUDOESTÁTICO (MCV) Y (MSRG)	1
Coefficiente del empuje activo Coefficiente del empuje pasivo Coefficiente sísmico de presión activa Coefficiente sísmico de presión pasiva Sobrecarga	
PARTE D: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD (MCV) Y (MSRG)	1
Deslizamiento (cm) Vuelco (Tn.m) Excentricidad (m) Capacidad portante (Kg/cm ²) Global Interna	
PARTE E: DEFORMACIONES MÁXIMAS (MCV) Y (MSRG)	1
Deformaciones máximas (cm)	

DATOS:	EVALUACIÓN DEL EXPERTO Rango de evaluación por parámetro		
Nombres y Apellidos: SAMIR AREVALO VIDAL	0	0.5	1
Especialidad:	_____		
Firma: 	Promedio	5	



Ing. Samir Arevalo Vidal
INGENIERO CIVIL
REG. C# 177295