

**Maestría en Ingeniería Civil Con
Énfasis en Geotecnia**

**Curvas de Vulnerabilidad para Muros de Contención de
Concreto en Voladizo Bajo Carga Dinámica Debido a
Sismo.**

Daniel Francisco Patiño Sánchez

Bogotá diciembre de 2024

**Curvas de Vulnerabilidad para Muros de Contención de
Concreto en Voladizo Bajo Carga Dinámica Debido a
Sismo.**

**Trabajo de Grado para Optar al Título de Magíster en Ingeniería
Civil con Énfasis en Geotecnia.**

Carlos Eduardo Rodríguez Pineda, PhD

Director

Bogotá diciembre de 2024

El Trabajo de grado de maestría titulada “Curvas de Vulnerabilidad para Muros de Contención de Concreto en Voladizo Bajo Carga Dinámica Debido Sismo.”, presentada por Daniel Francisco Patiño Sánchez, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil Con Énfasis en Geotecnia.



Carlos Eduardo Rodríguez Pineda

Director de la tesis

Edgard Robert Barbosa Cruz

Jurado

José Vicente Amórtegui Gil.

Jurado

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios.

Agradezco a mis padres quienes siempre han estado a mi lado.

A mi familia por ser mi motivación diaria.

Al profesor Carlos Rodríguez, por su apoyo y paciencia, sus consejos han sido fundamentales para el desarrollo del trabajo.

A la Escuela por permitirme realizar mis estudios de posgrado.

RESUMEN

El presente documento contiene el trabajo realizado correspondiente al análisis de la vulnerabilidad sísmica de muros de contención de concreto en voladizo, con variables asociadas al tipo de suelo, altura del muro, inclinación en los taludes de rellenos y diferentes aceleraciones de sismos. La respuesta de los muros de contención bajo las cargas sísmicas permite realizar evaluación del riesgo teniendo en cuenta las cargas generadas por los movimientos del muro. En la primera parte del documento, se evidencia la metodología que fue considerada para el dimensionamiento de los muros de contención, teniendo en cuenta los mecanismos de falla por capacidad portante, deslizamiento y volcamiento, bajo condiciones pseudo estáticas usando la metodología propuesta por Mononobe Okabe. Se garantizó que el diseño cumpliera con las especificaciones de la NSR 10. Así mismo se definieron las variables y los estados límites sobre los cuales se evaluaría la probabilidad de excedencia para cada magnitud de aceleración pico de terreno.

La segunda parte del documento muestra el diseño estructural del muro de contención, teniendo en cuenta los empujes bajo los cuales estará sometida la estructura en su condición pseudo estática. Este proceso consideró el diseño de los refuerzos principales de los muros de contención.

Una vez conocido el dimensionamiento y el diseño de los aceros de refuerzo en el muro, fue necesario estimar los modos de daño en los muros de contención, y establecer los niveles de daños esperados en los muros cuando son sometidos a cargas dinámicas de tipo sísmicas (Admisible, Medio y Colapso). Establecidos los niveles de daño, se realizaron los análisis mediante un software de elementos finitos Midas GTS NX, que permite hacer un gran número de cálculos en términos de esfuerzos, deformaciones y deflexiones para los elementos en interacción suelo estructura. Una vez conocidos los resultados de los modelos matemáticos, se realizó el análisis de la información.

Los resultados obtenidos demuestran la importancia y la relación que hay entre la aceleración y los movimientos asociados con los muros de contención de concreto en voladizo y la generación de curvas de vulnerabilidad con el fin de contar con herramientas que permitan prevenir y mitigar las pérdidas ante un evento sísmico. Dentro del análisis realizado, se estimaron varias condiciones en las cuales fue posible estimar diferentes condiciones límite de los estados de daño, en este caso, desplazamiento horizontal y vertical del muro; así se presentan dos curvas de vulnerabilidad para cada caso de análisis de muros, allí es posible evaluar las variaciones y la importancia de determinar valores límites apropiados para cada tipo de caso de análisis.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	4
RESUMEN	5
ÍNDICE GENERAL	6
ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE IMÁGENES	11
1. INTRODUCCIÓN	14
PROBLEMA	17
2. OBJETIVOS	19
3. MARCO TEÓRICO: ESTADO DEL ARTE	19
3.1. CONCEPTOS GENERALES.	19
3.2. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	19
3.3. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN EN CONCRETO DE TIPO VOLADIZO	20
3.4. EVALUACIÓN DE RIESGO	25
3.5. ANTECEDENTES	32
4. METODOLOGÍA.	41
4.1. FASE 1: DEFINICIÓN DE VARIABLES PARA REPRESENTAR LA VULNERABILIDAD	41
4.1.1. Revisión Bibliográfica.	41
4.1.2. Definición de Mecanismos de Falla.....	42
4.2. FASE 2: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE ANÁLISIS	43
4.2.1. Definición Parámetros Geotécnicos.....	43

4.2.2.	Definición de Inclinações de Talud.	46
4.2.3.	Definición de Altura de Muros de Contención.	47
4.2.4.	Registros de aceleraciones en el tiempo.	47
4.3.	FASE 3: ESTABLECER TIPOS Y NIVELES DE DAÑO	51
4.4.	FASE 4: DESARROLLO DE MODELOS.....	55
4.4.1.	Geometría de los Muros.....	55
4.4.2.	Comprobación de Estabilidad.	56
4.4.3.	Diseño Estructural de los Muros.	57
4.4.4.	Análisis y Modelación Numérica.	58
5.	RESULTADOS Y CONTRIBUCIÓN.....	69
5.1.	ANÁLISIS DE DATOS OBTENIDOS DE LAS MODELACIONES:	69
5.1.1.	Arcillas de Alta plasticidad (CH).	69
5.1.3.	Limos (M).	75
5.1.4.	Grava (G).	78
5.1.5.	Arena (s).....	81
5.2.	MODOS DE FALLA.....	86
5.2.1.	Esfuerzos en Muro y Suelo para Arcilla de Alta plasticidad.	87
5.2.2.	Esfuerzos Muros de 5m En Diferentes Tipos De Suelo.	91
5.3.	CURVAS DE VULNERABILIDAD.	95
5.4.	APLICACIÓN EN ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS ECONÓMICAS.	101
6.	CONCLUSIONES.	104
7.	RECOMENDACIONES.	106
8.	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS.	108
9.	ANEXOS	112

9.1. VALORES LÍMITES PARA CADA TIPO DE SUELO	112
9.2. MEMORIA CÁLCULO MURO DE CONTENCIÓN CH_7m_0°_0g (GEO5). 119	
9.3. RESULTADOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES POR TIPO DE SUELO.....	139
9.3.1. Arcilla de Alta Plasticidad CH.	139
9.3.2. Arcilla de Baja Plasticidad (CL).....	153
9.3.3. Limos (M).	168
9.3.4. Grava (G).	182
9.3.5. Arenas (S).....	197
9.4. CURVAS DE VULNERABILIDAD.....	209
Arcillas de Alta Plasticidad (CH).	209
Arcillas de Baja Plasticidad (CL).....	221
Grava (G).....	233
Arena (S).....	245
Limos (M).....	256

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de seguridad indirectos.	22
Tabla 2. Factores de seguridad de capacidad portante indirectos mínimos.	25
Tabla 3. Elementos para considerar dentro del marco del análisis de riesgo.....	26
Tabla 4. Definición estados de daño de muros de contención.	33
Tabla 5. Valores de niveles de daño para desplazamiento horizontal en muros de contención (H: altura del muro).	36
Tabla 6. Definición de Parámetros de Suelos.....	45

Tabla 7. Información de eventos sísmicos.	50
Tabla 8. Estados límites de muros de contención propuestos S. Argyroudis, 2013	51
Tabla 9. Criterios para estados límite de muros de contención en voladizo.	52
Tabla 10. Definición de Límites en Función del Tipo de Suelo y Altura del Muro CH-7m.	53
Tabla 11. Definición de Límites en Función del Tipo de Suelo, Altura del Muro e Inclinación del Talud CH-7m-0°.	54
Tabla 12. Factores de Seguridad mínimos en condiciones pseudoestáticas NSR -10.	56
Tabla 13. Parámetros Modelo Hardening Soil	61
Tabla 14. Relación Entre la Altura y los Desplazamientos horizontales del Muro	85
Tabla 16. Valores para los límites horizontales y verticales arcillas alta plasticidad.	112
Tabla 17. Relación entre el desplazamiento vertical y horizontal con la altura del muro arcillas de alta plasticidad.....	112
Tabla 18. Valores para los límites horizontales y verticales arcillas baja plasticidad.	113
Tabla 19. Relación entre el desplazamiento vertical y horizontal con la altura del muro arcillas de baja plasticidad.....	114
Tabla 20. Valores para los límites horizontales y verticales limos.....	114
Tabla 21. Relación entre el desplazamiento vertical y horizontal con la altura del muro en Limos	115
Tabla 22. Valores para los límites horizontales y verticales arenas	116
Tabla 23. Relación entre el desplazamiento vertical y horizontal con la altura del muro en Arenas	116
Tabla 24. Valores para los límites horizontales y verticales gravas.	117
Tabla 25. Relación entre el desplazamiento vertical y horizontal con la altura del muro en Gravas	118
Tabla 26. Muros de 5 metros de altura con suelo de fundación arcilla de alta plasticidad CH_5m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	139

Tabla 27. Muros de 7 metros de altura con suelo de fundación arcilla de alta plasticidad CH_7m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	142
Tabla 28. Muros de 9 metros de altura con suelo de fundación arcilla de alta plasticidad CH_9m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	146
Tabla 29. Muros de 11 metros de altura con suelo de fundación arcilla de alta plasticidad CH_11m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	149
Tabla 30. Muros de 7 metros de altura con suelo de fundación arcilla de baja plasticidad CL_7m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	157
Tabla 31. Muros de 9 metros de altura con suelo de fundación arcilla de baja plasticidad CL_9m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	160
Tabla 32. Muros de 11 metros de altura con suelo de fundación arcilla de baja plasticidad CL_11m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	164
Tabla 33. Muros de 5 metros de altura con suelo de fundación tipo limo M_5m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	168
Tabla 34. Muros de 7 metros de altura con suelo de fundación tipo limo M_7m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	172
Tabla 35. Muros de 9 metros de altura con suelo de fundación tipo limo M_9m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	175
Tabla 36. Muros de 11 metros de altura con suelo de fundación tipo limo M_11m inclinaciones de talud 0°-15°-25°	179
Tabla 37. Muros de 5 metros de altura con suelo de fundación grava G_5m inclinaciones de talud 0°,15° y 25°	183
Tabla 38. Muros de 7 metros de altura con suelo de fundación grava G_7m inclinaciones de talud 0°,15° y 25°	186
Tabla 39. Muros de 9 metros de altura con suelo de fundación grava G_9m inclinaciones de talud 0°,15° y 25°	190
Tabla 40. Muros de 11 metros de altura con suelo de fundación grava G_11m inclinaciones de talud 0°,15° y 25°	193
Tabla 41. Muros de 5 metros de altura con suelo de fundación tipo arena SW_5m inclinaciones de talud 0°,15° y 25°	197

Tabla 42. Muros de 7 metros de altura con suelo de fundación tipo arena SW_7m inclinaciones de talud 0°,15° y 25°.....	199
Tabla 43. Muros de 9 metros de altura con suelo de fundación tipo arena SW_9m inclinaciones de talud 0°,15° y 25°.....	203
Tabla 44. Muros de 11 metros de altura con suelo de fundación tipo arena SW_11m inclinaciones de talud 0°,15° y 25°.....	206

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Árbol de Problemas	18
Imagen 2. Dimensiones aproximadas de muros de contención en voladizo.....	21
Imagen 3. Diagrama de presiones en muro de contención.....	23
Imagen 4. Metodología Para Estimar Vulnerabilidad, J. Corominas et al (2013).....	31
Imagen 5. Movimiento de muro de contención en puente.	34
Imagen 6 Curva de vulnerabilidad para muro de contención de un puente.	35
Imagen 7. Modelo de muro de contención en elementos finitos.	35
Imagen 8. Curvas de vulnerabilidad para estructuras de contención con diferentes tipos de suelo de relleno.	37
Imagen 9. Modelo general de Caisson.....	38
Imagen 10. Curvas de vulnerabilidad para Caisson como estructura de contención.....	38
Imagen 11. Modelación numérica de muro de contención	39
Imagen 12. Comparación con presiones calculadas e instrumentación en un muro de contención	40
Imagen 13. Inclinación de Taludes.....	46
Imagen 14. Combinación de variables de Muros de Contención.	47
Imagen 15. Registro Escalado (original Quetame 2008) $a=0.1g$	48
Imagen 16. Registro original $a=0.2g$	48
Imagen 17. Registro escalado (original Quetame 2008) $a=0.3g$	48

Imagen 18. Registro Escalado (original Quetame 2008) $a= 0.4g$	49
Imagen 19. Registro Escalado (original Quindío) $a= 0.5g$	49
Imagen 20. Registro Original Quetame 2008 $a= 0.6g$	49
Imagen 21. Nomenclatura Modelos.....	56
Imagen 22. Diseño Estructural Muros de Contención.....	57
Imagen 23. Perfil estratigráfico de los modelos.	58
Imagen 24. Curva esfuerzo – deformación hiperbólica.	62
Imagen 25. Importación Geometría SW_5m_25_0.2_0.2 Software Midas GTS NX	63
Imagen 26. Mallado General de los Modelos.....	64
Imagen 27. Asignación de materiales en el modelo.	64
Imagen 28. Definición caso de Análisis Estático.	65
Imagen 29. Definición caso de Análisis Dinámico.....	66
Imagen 30. Registro de aceleración en el tiempo en el Software Midas GTS NX	67
Imagen 31. Distribución de desplazamiento experimentados en el eje X (a) y en el eje Y (b)	68
Imagen 32. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en las Arcillas de Alta Plasticidad CH.....	70
Imagen 33. Desplazamientos en muros de 5m de altura en Arcillas de alta Plasticidad	70
Imagen 34. Desplazamientos en muros de 7m de altura en Arcillas de alta Plasticidad	71
Imagen 35. Desplazamientos en muros de 9m de altura en Arcillas de alta Plasticidad	71
Imagen 36.Desplazamientos en muros de 11m de altura en Arcillas de alta Plasticidad	72
Imagen 37. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en las Arcillas de Baja Plasticidad CL.....	73
Imagen 38. Desplazamientos en muros de 5m de altura en Arcillas de baja Plasticidad	73
Imagen 39. Desplazamientos en muros de 7m de altura en Arcillas de baja Plasticidad	74

Imagen 40. Desplazamientos en muros de 9m de altura en Arcillas de baja Plasticidad	74
Imagen 41. Desplazamientos en muros de 11m de altura en Arcillas de baja Plasticidad ..	75
Imagen 42. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en Limos (M).	76
Imagen 43. Desplazamientos en muros de 5m de altura en limos.....	76
Imagen 44. Desplazamientos en muros de 7m de altura en limos.....	77
Imagen 45. Desplazamientos en muros de 9m de altura en limos.....	77
Imagen 46. Desplazamientos en muros de 11m de altura en limos.....	78
Imagen 47. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en Gravas (G).	79
Imagen 48. Desplazamientos en muros de 5m de altura en gravas	79
Imagen 49. Desplazamientos en muros de 7m de altura en gravas	80
Imagen 50. Desplazamientos en muros de 9m de altura en gravas	80
Imagen 51. Desplazamientos en muros de 11m de altura en gravas	81
Imagen 52. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en arenas (SW).	82
Imagen 53. Desplazamientos en muros de 5m de altura en arenas	82
Imagen 54. Desplazamientos en muros de 7m de altura en arenas.....	83
Imagen 55. Desplazamientos en muros de 9m de altura en arenas.....	83
Imagen 56. Desplazamientos en muros de 11m de altura en arenas.....	84
Imagen 57. Evolución del daño con aceleración CH_7m_0°.....	97
Imagen 58. Curva de Vulnerabilidad CH_5m_15°.....	99
Imagen 59. Ejemplo Uso Curvas Vulnerabilidad.	102

1. INTRODUCCIÓN

A través de los años, el planeta ha experimentado diferentes cambios debidos a la ocurrencia de fenómenos naturales en los cuales nuestra especie ha logrado adaptarse a muchos de ellos, y por su carácter, en algunas ocasiones impredecibles, se han establecido metodologías para estimar un comportamiento posible ante algún tipo de amenaza natural con el fin de preservar las vidas y mitigar las pérdidas que un evento sísmico puede ocasionar. En general, la humanidad ha encaminado muchos esfuerzos para poder establecer condiciones de seguridad para la supervivencia, sin embargo, algunos han sido limitados teniendo en cuenta la incertidumbre en la ocurrencia de eventos naturales.

De acuerdo con Darnell (2020), la tectónica de placas en el planeta ha determinado en gran medida el desarrollo de la humanidad. El choque entre las placas permitió que se generaran las condiciones para que la especie humana se desarrollara y conquistara el planeta. Sin duda, y desde el punto de vista de la física, un choque entre placas tectónicas desencadena una liberación de energía que viaja por diferentes medios en forma de onda, por diferentes materiales con respuesta mecánica y condiciones diferentes. Además, la liberación de energía puede ser tan alta que llega a desencadenar varios fenómenos naturales.

Parte de la energía que se libera en la corteza terrestre genera ondas sísmicas que viajan a través de suelo y rocas, por lo que diversos sismos han sido experimentados a lo largo del tiempo, generando varios tipos de falla a las estructuras de contención, las fallas están asociadas con el deslizamiento, la capacidad portante y volcamiento. Las fallas en los muros de contención pueden ocasionar movimientos de importantes masas de suelo, falla de estructuras vecinas, daños en edificios residenciales, daños en hospitales, daños en las vías de comunicación, carreteras, aeropuertos entre otros, generando pérdidas humanas y económicas. Los muros de contención son considerados elementos fundamentales en la infraestructura vial, dado que mediante esta solución es posible brindar escenarios de seguridad tanto para las carreteras como para las estructuras adyacentes. Los muros de contención juegan un rol muy importante en la estabilización de taludes, donde contribuyen a la prevención de deslizamientos y otros procesos geotécnicos que podrían comprometer la integridad de carreteras, edificios y puentes, entre otros.

De acuerdo con K. Pitilakis et al. (2014) el riesgo sísmico, puede ser definido como la estimación de probabilidad de un daño y una pérdida esperada debido a la amenaza sísmica. La mayoría de los procesos que permiten estimar la probabilidad de las pérdidas se basan en la disponibilidad de curvas de fragilidad. Teniendo en cuenta los avances en el desarrollo de estos procesos es importante identificar que la manera de establecer la vulnerabilidad de una estructura se describe usando funciones de vulnerabilidad o funciones de fragilidad.

Según Hwanwoo Seo et al. (2022), las curvas de fragilidad son una medida probabilística que nos indica si un componente estructural experimentará cierto nivel de daño bajo una intensidad sísmica específica. Para estimar un procedimiento general en la evaluación del riesgo por sismos se pueden establecer tres partes; la primera que hace referencia al análisis de la amenaza sísmica, la evaluación de la vulnerabilidad o fragilidad de la estructura, y por último predecir las pérdidas económicas y las muertes que pueden generar ciertos movimientos del terreno.

De acuerdo con el Servicio Geológico Colombiano (2016), el país es activo sísmicamente, dado que está en contacto con las placas tectónicas, Nazca, Sudamérica y del Caribe, por lo que el territorio nacional es considerado como muy activo sísmicamente. Por lo que es considerado como una amenaza importante de alto impacto en Colombia. Así entonces se evidencia la importancia de realizar evaluaciones del riesgo a este tipo de estructuras geotécnicas con el fin de mitigar pérdidas humanas, sociales y económicas debidas a un evento sísmico. Los costos relacionados con la prevención de riesgos son menos que los costos de las consecuencias.

Dadas las condiciones de multi amenaza que pueden ser presentadas para la evaluación y gestión del riesgo, y para dar alcance al presente documento, se realizó la revisión de la amenaza asociada con movimientos que puedan generar presiones sobre un muro de contención determinado, dado que según Corominas et al. (2013), los deslizamientos son una causa significativa de pérdidas materiales y humanas en diferentes países, así mismo establece que las pérdidas humanas están concentradas en los países menos desarrollados y esto se debe a la falta de información disponible, falta de recursos disponibles que permitan que los entes territoriales tomen decisiones relacionadas con la prevención del riesgo, inversiones direccionadas a prevenir y realizar análisis y evaluación de riesgos. Por lo tanto, se considera necesario que las personas que toman decisiones tengan conocimiento mediante evaluaciones de riesgo, de los sectores que pueden sufrir mayores daños ante la ocurrencia de una eventual amenaza.

Existen varias metodologías para calcular la amenaza de deslizamiento y depende generalmente de la interpretación en cada país, según Heinimann (1999), la evaluación del riesgo puede presentarse de forma cualitativa y cuantitativa, dependiendo de los datos de entrada en los métodos de análisis y también de los resultados esperados.

Una de las razones principales para realizar un estudio de referencia del riesgo asociado con activos geotécnicos es la incertidumbre generada en el comportamiento de dichos activos ante carga sísmica, considerando que corresponden a la seguridad y a la inversión de recursos para la elaboración de las obras correspondientes. Según Fema (2020), tener herramientas que permitan estimar pérdidas generadas por sismos puede ayudar en anticipar la posible

respuesta a la emergencia en un escenario de sismo planteado, así mismo sirve para establecer planes de recuperación y reconstrucción y también permite mitigar las consecuencias de estos eventos.

En el marco del desarrollo del presente trabajo, se estableció el análisis para 5 tipos de suelo diferentes, Arenas (SW), Gravas (GW), Limos (M), Arcillas de alta Plasticidad (CH), Arcillas de Baja Plasticidad (CL), en 4 alturas de muro diferentes 5m, 7m, 9m y 11m. también se realizó el análisis para diferentes condiciones de inclinación de talud 0° , 15° y 25° . Se realizó el diseño en condición pseudo estática con 7 diferentes aceleraciones de 0 a 0.6 y luego cada uno de ellos se sometió a la evaluación dinámica mediante 6 registros tiempo historia con aceleraciones de 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g. mediante los cuales se llevaron a cabo los análisis en los modelos de elementos finitos en total $(5 \times 4 \times 3 \times 6 \times 7)$ 2.520 modelos fueron realizados para el presente análisis. Los resultados de los modelos permitieron identificar la magnitud de los desplazamientos y giros que puede tener un muro de contención de concreto en voladizo ante carga sísmica. Es importante tener en cuenta que los daños que se observan han sido generados para muros que cumplen con los parámetros normativos para cada caso. Con la información recolectada, fue posible establecer curvas de vulnerabilidad, que permitirán estimar la probabilidad de excedencia para que un muro de contención supere un estado de daño determinado, y a su vez permite calcular el riesgo.

PROBLEMA

La ocurrencia de fenómenos naturales como los sismos, aunque es inherentemente impredecible, ha motivado a lo largo del tiempo el desarrollo de esfuerzos para evaluar el riesgo en diversas tipologías de estructuras. Esta evaluación es crucial para proporcionar condiciones de seguridad y mitigar las consecuencias negativas de un sismo de gran magnitud. Según Sopna (2017), la falta de planeación y las construcciones mal diseñadas son principales factores para el incremento del riesgo sísmico.

En este contexto, las estructuras de contención emergen como elementos clave no sólo en el desarrollo de la infraestructura urbana, sino también en el ámbito rural donde su función es vital. Considerando las características geológicas y tectónicas de Colombia, un país con importante actividad sísmica, además de condiciones topográficas severas y variaciones en las propiedades del suelo, es esencial prestar atención al comportamiento de estas estructuras.

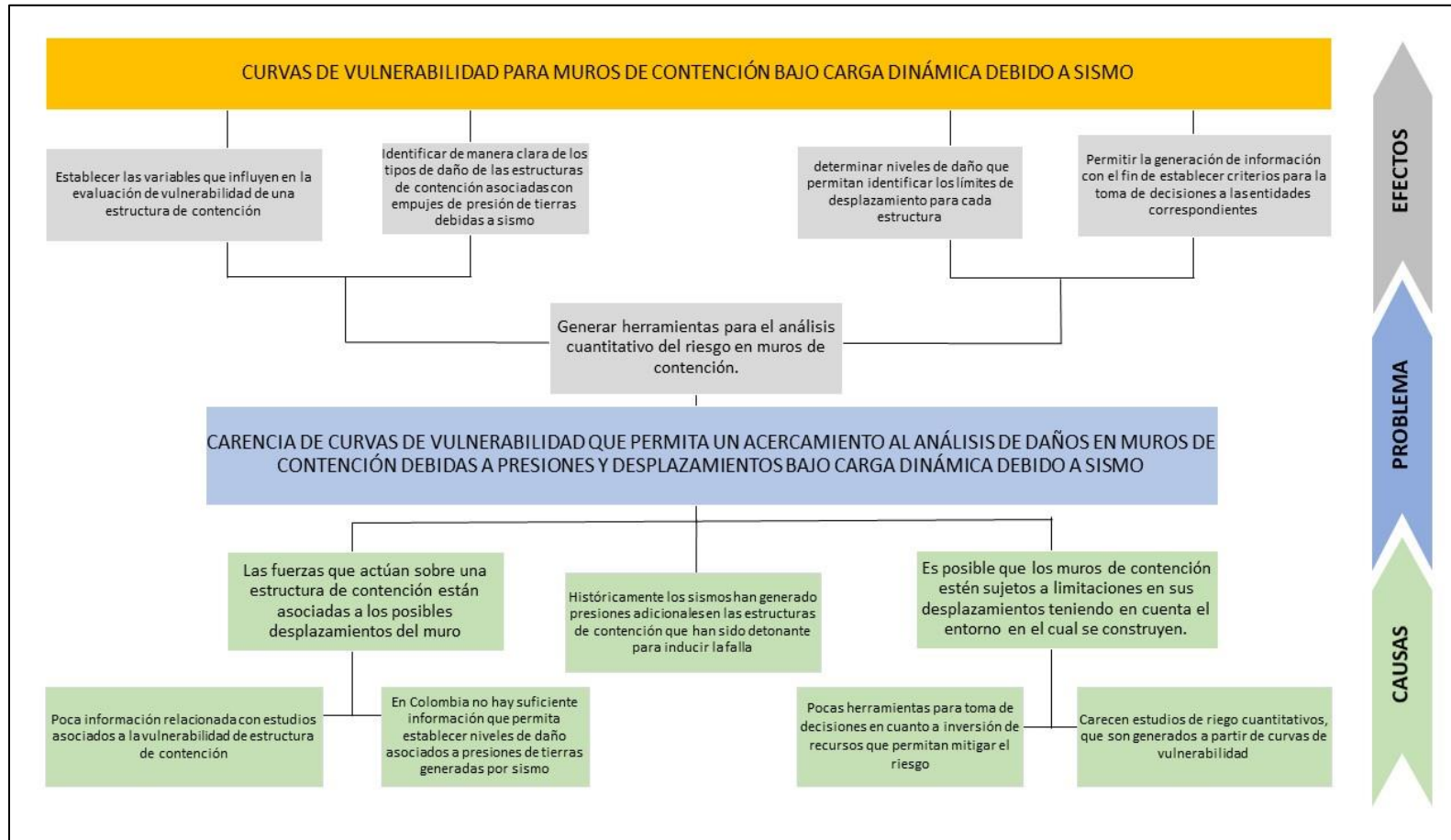
Las estructuras de contención, que incluyen muros de contención por gravedad, en voladizo, diques y otras configuraciones, están diseñadas para retener diversos materiales bajo la aplicación de cargas estáticas y dinámicas. Su correcto diseño y construcción no sólo garantizan la estabilidad de la infraestructura, sino que también tienen un impacto directo en la seguridad durante un sismo. La falla de un muro de contención puede generar la falla de un talud o de otras estructuras, potenciando las pérdidas económicas y humanas. Esto abarca dificultades en la atención inmediata a emergencias, el transporte seguro de heridos, el resguardo de las personas en viviendas adecuadas antes, durante y después de un evento sísmico, entre otras.

Por lo tanto, se hace necesario desarrollar curvas de vulnerabilidad sísmica que permitan identificar la importancia de las estructuras de contención en la infraestructura rural y urbana. Estas curvas, que representan la relación entre la intensidad del sismo y la respuesta o daño de la estructura, son herramientas fundamentales para la planificación y el diseño de infraestructuras más seguras, así como realizar acciones preventivas e incluso la evaluación de riesgo permite que la recuperación social y económica luego de un sismo, sea más rápida.

En la imagen 1 se presenta el árbol del problema teniendo en cuenta las condiciones asociadas con las causas y efectos alrededor de las curvas de vulnerabilidad sísmica para muros de contención de concreto debidos a carga sísmica.

En resumen, invertir esfuerzos en la evaluación y mejora de las estructuras de contención no solo fortalece la seguridad de las comunidades, sino que también contribuye al desarrollo económico y social de las mismas, promoviendo un entorno más resiliente frente a los desafíos que presentan los fenómenos naturales.

Imagen 1. Árbol de Problemas



Fuente: Elaboración Propia.

2. OBJETIVOS

Objetivo general:

Generar curvas de vulnerabilidad para muros de contención de concreto en voladizo bajo carga dinámica debido a sismos.

Objetivos específicos:

- Definir las variables para representar la vulnerabilidad de muros de contención.
- Identificar los tipos y niveles de daño asociados con presiones y desplazamientos sobre muros de contención debidos a cargas dinámicas debido a sismo.
- Establecer los efectos, en término de esfuerzos y deformaciones, sobre muros de contención debido a presiones por carga dinámica debido a sismo.
- Definir curvas de vulnerabilidad para muros de contención sometidos a esfuerzos y deformaciones generados por cargas dinámicas debidas a sismos.

3. MARCO TEÓRICO: ESTADO DEL ARTE

3.1. CONCEPTOS GENERALES.

La revisión bibliográfica se estructura en dos partes principales. La primera aborda los conceptos fundamentales relacionados con los muros de contención, la vulnerabilidad, el riesgo, entre otros aspectos clave. En esta sección, se establece un marco teórico básico para comprender los elementos involucrados en el análisis de estos sistemas estructurales.

La segunda parte de la revisión se centra en la construcción de curvas de vulnerabilidad física para muros de contención en voladizo. Este análisis se realiza a partir del estudio de registros históricos de sismos y su relación con las curvas de vulnerabilidad o fragilidad, que son esenciales para el cálculo del riesgo en escenarios de amenaza sísmica. A través de esta sección, se busca profundizar en cómo estos modelos permiten evaluar la respuesta de los muros de contención frente a sismos, contribuyendo a la comprensión del comportamiento estructural ante eventos sísmicos.

3.2. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

De acuerdo con Anderson (2012), un muro de contención hace referencia a una estructura que es capaz de contener una masa de suelo que por sus condiciones no puede ser contenida

por sí misma, así entonces los diferentes tipos de muros de contención existentes deben ser seleccionado de acuerdo con las necesidades asociadas a niveles de agua, resistencia, rigidez y procesos constructivos entre otros. Así entonces, la clasificación básica para muros de contención está dada como:

- Muros por gravedad
- Muros empotrados
- Muros híbridos

Según Das (2011), los muros de contención convencionales se pueden clasificar en general en 4 categorías:

- Muros de contención de gravedad
- Muros de contención de semigravedad
- Muro de contención en voladizo
- Muro de contención con contrafuertes.

Craig (2004) especifica que los tipos de muros de contención más usados son los muros de contención por gravedad, y muros de contención embebidos; teniendo en cuenta el alcance del proyecto, se realizó el análisis en muros de contención en voladizo.

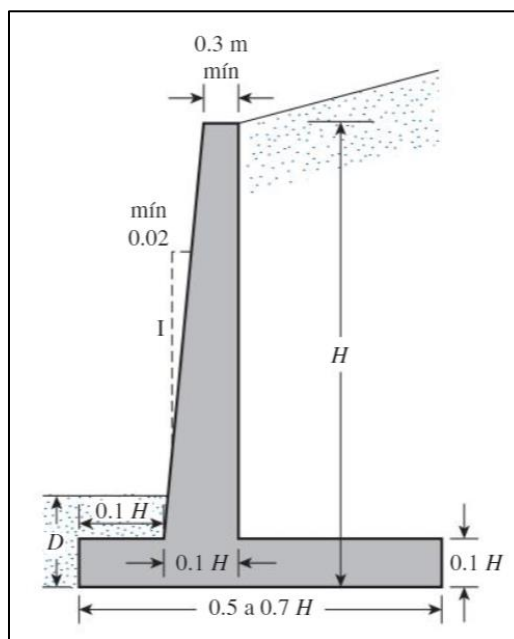
El muro de concreto en voladizo o en cantiléver consiste en un vástago delgado y una losa de base para contener la masa de suelo detrás de la pared, son de forma simple de L o T invertida. La estabilidad se logra a partir del peso del suelo en la parte del talón de la losa de base. En ocasiones es necesario adicionar un dentellón para aumentar la resistencia al deslizamiento, al igual que los muros de gravedad (Chris R.I et al, 2013).

3.3.DISEÑO GEOTÉCNICO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN EN CONCRETO DE TIPO VOLADIZO

Teniendo en cuenta las condiciones para el dimensionamiento de las estructuras de contención de acuerdo con Das (2011), establecer dimensiones permite realizar el análisis correspondiente a:

- Volcamiento
- Capacidad Portante
- Deslizamiento

Imagen 2. Dimensiones aproximadas de muros de contención en voladizo.



Una vez establecido el pre-dimensionamiento del muro se debe evaluar la estabilidad de este, por volcamiento capacidad portante y deslizamiento. Es así donde es necesario incorporar las teorías de presión de tierras, como las desarrolladas por Coulomb y Rankine, que permiten establecer las fuerzas que actúan en el muro debido a la masa de suelo que se pretende contener y la presión hidrostática en la espalda del muro, donde el objetivo es conocer las presiones en reposo, activas y pasivas, teniendo en cuenta las condiciones del muro, tipo de suelo, tipo de muro (en este caso serán en voladizo), condición de flujo de agua, inclinación del talud a contener, y condiciones adicionales de carga de estos. Será necesario entonces conocer las características base de información para la modelación de los muros de contención que permita las presiones activas, pasivas y en condición de reposo, las cuales se consideran como el insumo principal para la evaluación de la estabilidad local del muro (volcamiento, capacidad portante y deslizamiento).

21

que se encuentra en el Título H “ESTUDIOS GEOTÉCNICOS”, subcapítulo H.6. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN, en la tabla H.6.9-1 “Factores de seguridad indirectos mínimos”, por lo que los muros diseñados cumplieron con los criterios establecidos en la literatura y la norma en general.

Tabla 1. Factores de seguridad indirectos.

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≥ 3.00 $\leq 1/6$	≥ 3.00 $\leq 1/6$	Diseño Diseño	≥ 2.00 $\leq 1/4$
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema: Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

Fuente: Norma sismo resistente colombiana (2010)

Se tiene en cuenta que los factores de seguridad son la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes en la estructura regidas por las condiciones de cada modelación, el factor de seguridad indirecto esta dado por la siguiente ecuación:

$$F.S = \frac{fr}{fa}$$

Donde:

F. S= factor de seguridad

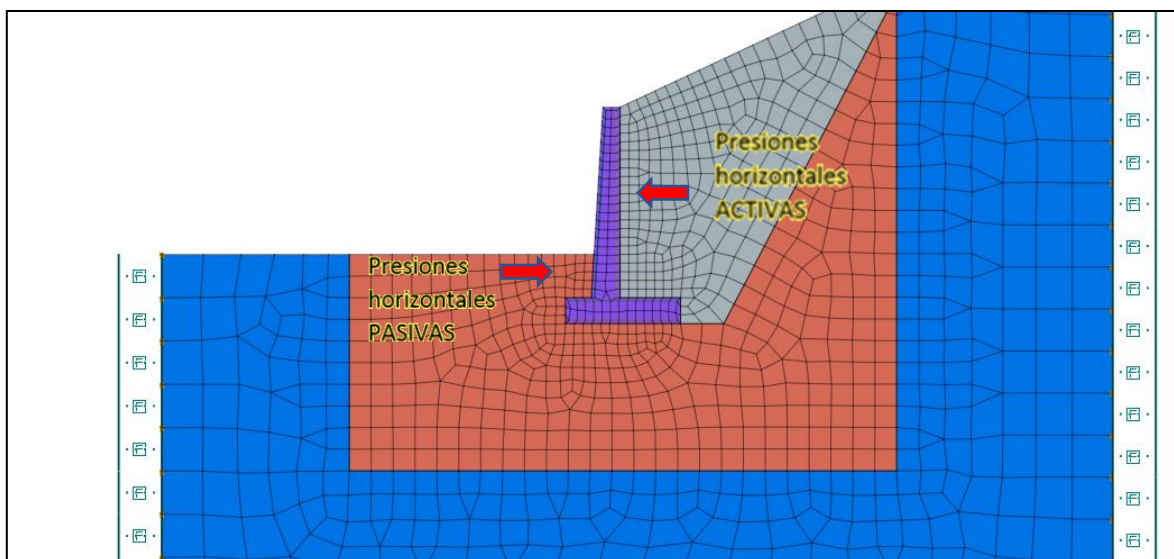
fr= fuerzas resistentes

fa= fuerzas actuantes

Según Das (2011), la revisión por *Volcamiento*, hace referencia a la interacción en las fuerzas que actúan en el elemento y se debe tener cuenta la teoría de presión de tierras para determinar dichas fuerzas, su aplicación y su incidencia en la estructura, para en análisis es necesario realizar sumatoria de momentos actuantes asociados con la presión de tierras activa en el talud que se quiere contener, y sumatoria de momentos resistentes asociado con la condición de presión de tierras pasiva obtenida por el tramo embebido del muro. Para este caso, la

presión activa tiende a hacer mover el muro en sentido de izquierda a derecha de acuerdo con la Imagen 3, donde se evidencia la presión activa y pasiva para el caso respectivo.

Imagen 3. Diagrama de presiones en muro de contención.



Fuente: Propia.

Para dicha evaluación de estabilidad del muro de contención analizado, es necesario realizar la verificación del factor de seguridad por *VOLCAMIENTO*, el cual hace referencia a la sumatoria de momentos actuantes y resistentes en el punto establecido como pivote, generalmente en el pie de la condición pasiva del muro como se muestra en la Imagen 3. A continuación se muestra la manera como debe ser calculado el factor de seguridad por *volcamiento*:

$$F.S_{volcamiento} = \frac{\sum Mr}{\sum Ma}$$

Donde:

F.S volcamiento: factor de seguridad por volcamiento

$\sum Mr$: sumatoria de momentos resistentes en el punto de pivote

$\sum Ma$: sumatoria de momentos actuantes en el punto de pivote

Así y teniendo en cuenta la Tabla 1, que corresponde a los factores de seguridad indirectos establecidos en la norma sismo resistente NSR-10 para Colombia, así entonces se tiene los siguientes valores para estabilidad por volcamiento:

Construcción: ≥ 3.0

Estático: ≥ 3.0

Seudo estático: ≥ 2.0

Para la evaluación de la estabilidad por *DESLIZAMIENTO* es necesario tener en cuenta las fuerzas horizontales que actúan en el sistema, y teniendo en cuenta la interacción entre la estructura y el suelo, por lo tanto, se establecen las fuerzas en sus componentes horizontales de la presión pasiva y activa estableciendo condiciones de equilibrio para mantener el sistema. La evaluación se realiza de la siguiente manera:

$$F.S = \frac{fr}{fa}$$

Donde:

F.S= factor de seguridad

fr= fuerzas resistentes horizontales

fa= fuerzas actuantes horizontales

Teniendo en cuenta la Tabla 2, que corresponde a los factores de seguridad indirectos establecidos en la norma sismo resistente NSR-10 para Colombia, así entonces se tiene los siguientes valores para estabilidad por deslizamiento:

Construcción: ≥ 1.6

Estático: ≥ 1.6

Seudo estático: ≥ 1.05

Para la evaluación por *CAPACIDAD PORTANTE* es necesario realizar la evaluación de la cimentación de la estructura de contención teniendo en cuenta las cargas y la capacidad de carga ante las solicitaciones impuestas por el peso de la estructura y el peso del suelo en la cimentación, así entonces el factor de seguridad se calcula conforme a lo siguiente:

$$F.S_{\text{capacidad de Portante}} = \frac{q_u}{q_{\max}}$$

Donde:

F.S capacidad de portate= factor de seguridad capacidad de carga

q_u = capacidad de carga última

$q_{\max}$ = capacidad de carga máxima

De esta manera la estructura del muro es evaluada como una cimentación, y de acuerdo con la Tabla 2 donde se especifican los valores para los factores de seguridad por *capacidad de portante*:

Tabla 2. Factores de seguridad de capacidad portante indirectos mínimos.

Condición	F _{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Fuente: NSR (2010)

3.4.EVALUACIÓN DE RIESGO

En el territorio nacional se encuentra vigente la ley 1523 de 2012, la cual nace a partir de desastres ocurridos a lo largo de la historia, y con el objetivo de establecer los lineamientos para evaluación y gestión del riesgo, “*Por la cual se adopta la política nacional de gestión del riesgo de desastres y se establece el Sistema Nacional de Gestión del Riesgo de Desastres y se dictan otras disposiciones*”, es allí donde se estructura la prevención y mitigación del riesgo asignando responsabilidades de carácter jerárquico y territorial donde establece la disposición de recursos para dichas medidas formuladas.

Dicha ley (1523 de 2012), define el riesgo como “Daños o pérdidas potenciales que pueden presentarse debido a los elementos físicos peligrosos en un periodo de tiempo específico que son determinados por la vulnerabilidad de los elementos expuestos, por consiguiente, el riesgo de desastres se deriva de la amenaza y vulnerabilidad”. Por su lado Fuchs (2008) define el riesgo como una función de probabilidad de ocurrencia de un proceso y la relación con los niveles de daño y la vulnerabilidad. Como se muestra en la Tabla 1, la evaluación del riesgo está dividida en tres aspectos principales correspondientes al análisis de la amenaza,

análisis de la vulnerabilidad de los elementos expuestos, y el costo asociado a los daños dichos elementos expuestos.

Tabla 3. Elementos para considerar dentro del marco del análisis de riesgo.

DEFINICIÓN DE ESCALA (ejemplo: tiempo, espacio...) Y LÍMITES DEL SISTEMAS		
ANÁLISIS DE AMENAZA	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD	ANÁLISIS DE VALORES EN RIESGO
Análisis de terreno y medio Ambiente	Análisis de consecuencias directas e indirectas	Análisis de categorías y número de personas
Definición de escenarios/eventos de diseño	Análisis de resistencia estructural	Análisis del número y valor de bienes tangibles
Modelación y Simulación	Análisis de resiliencia y capacidad de control	Análisis intangibles (monetariamente)

Fuente: Fuchs 2008.

De acuerdo con el Servicio Geológico Colombiano (2016), Colombia se encuentra en una zona activa sísmicamente debido a la interacción de las placas tectónicas del Caribe, Nazca y Suramericana, por lo que se hace necesario realizar la gestión asociada con el riesgo sísmico. Esto hace referencia a establecer políticas que, basadas en dichos análisis, contribuyan a la mitigación de pérdidas económicas, sociales y humanas. Gracias al conocimiento de los niveles de riesgo es posible diseñar acciones que permitan como sociedad, además de mitigar las pérdidas, una recuperación más rápida.

Según Fell et al. (2005), en la ingeniería de riesgos y evaluación de taludes, a lo largo de la historia se realizaba el cálculo del riesgo a partir del juicio de expertos, sin embargo, a partir de los años 70, se empezó a estudiar el tema de gestión del riesgo de manera formal, en los años 80 y 90, surgieron métodos para el cálculo de manera cuantitativa, y gestión del riesgo en diferentes componentes de infraestructura.

A lo largo del tiempo, se han desarrollado diversas metodologías para el análisis y la gestión del riesgo. Inicialmente, estas metodologías eran predominantemente cualitativas; sin embargo, con el tiempo, han evolucionado hacia enfoques cuantitativos (Heinimann, 1999). Los métodos cuantitativos utilizan modelos matemáticos para realizar los análisis de riesgo,

lo que permite representar la información de manera más precisa y confiable. Para el trabajo realizado, se adoptó un enfoque centrado en métodos cuantitativos, con el fin de asegurar una mayor confiabilidad en los resultados obtenidos.

De acuerdo con Corominas et al. (2013), las muertes causadas por movimientos en masa ocurren generalmente en los países menos desarrollados donde no cuentan con los insumos necesarios para realizar análisis cuantitativos de evaluación del riesgo, así pues, se evidencia la necesidad de que las entidades territoriales a cargo de formular y evaluar las acciones preventivas y correctivas tengan información suficiente que permita tomar decisiones acertadas. Por lo tanto, se recomienda generar mapas de riesgo donde se establezcan de manera clara las zonas en las cuales la probabilidad del riesgo sea mayor.

Según Hwanwoo et al. 2022, el análisis de riesgo sísmico consiste en tres pasos: el primero consiste en analizar la probabilidad de ocurrencia del evento, el segundo consiste en realizar el análisis de la vulnerabilidad y de los elementos expuestos, y la tercera es pronosticar las pérdidas económicas, sociales y de damnificados.

La evaluación del riesgo sísmico puede definirse como la estimación de la probabilidad de daños y pérdidas esperadas debido la amenaza sísmica. La mayoría de los enfoques disponibles actualmente para evaluar las pérdidas potenciales para un amplio grupo de elementos expuestos se basan en la disponibilidad de curvas de fragilidad (K. Pitilakis et al, 2014)

Gracias a los aprendizajes de eventos anteriores es posible reconocer que la vulnerabilidad de las diferentes estructuras es uno de los componentes fundamentales para la evaluación y mitigación del riesgo sísmico.

En el planeamiento de los proyectos de infraestructura, en los que se encuentran los muros de contención, es necesario conocer los métodos que permiten evaluar el riesgo con el fin de analizar la relación entre el costo y beneficio de alineamientos o priorizar actividades de mantenimiento que permitan mitigar las consecuencias negativas ante un evento sísmico (Brooks, 2015). La situación que se presenta en relación con las estructuras de contención tiene sentido si se puede identificar la funcionalidad que estas cumplen no sólo en el campo de la ingeniería, sino que cumplen una función social muy importante. Sin duda, los muros de contención existen por condiciones topográficas en el desarrollo de proyectos de infraestructura para brindar condiciones de seguridad para los habitantes de unidades residenciales, hospitales, entre otras. Eso quiere decir, que una falla en un muro de contención puede desencadenar otro tipo de eventos o peligros asociado con movimientos del suelo. Estas situaciones tienden a llevar a un punto donde se evidencia el rol que las estructuras de contención cumplen en la infraestructura urbana y rural.

Tener redes esenciales ante la ocurrencia de un evento sísmico, contar con edificios que presten servicios básicos de supervivencia, carreteras disponibles para el transporte de heridos, alimentos, ayudas, entre otras, se convierten en aspectos fundamentales para la mitigación de las pérdidas asociadas con estos eventos. Así mismo permite que las acciones que se tomen en la recuperación social sean acertadas y con resultados más rápidos.

Como señalan Perry et al. (2003a y 2003b), Kelly et al (2005), y Scott (2011), es crucial, al gestionar el potencial de fallas geotécnicas enfocar los recursos en las características que más afectan el desempeño o el riesgo. No basta sólo con tener inventario de los activos o bienes geotécnicos como muros de contención, si no se conoce el riesgo al que puede estar expuesto, y así diseñar políticas preventivas con el fin de mitigar daños.

El análisis de riesgo permite establecer condiciones y toma de decisiones alrededor del mantenimiento de una estructura geotécnica. La ejecución oportuna de acciones con respecto al estado de un muro de contención permite reducir consecuencias desafortunadas.

Así mismo, varios autores han definido el cálculo del riesgo de la siguiente manera:

Si bien Bell y Glade (2004) establecieron dicha metodología para avalanchas de nieve, es claro que su interpretación está asociada a los movimientos en masa, donde de acuerdo con lo anterior hacen referencia a los elementos de riesgo enfocados en la vulnerabilidad en dos aspectos enfocados a las personas y los elementos estructurales expuestos.

Corominas et al. (2013), plantea el cálculo del riesgo mediante la siguiente expresión:

$$R = P(M_i)P(X_j|M_i)P(T|X_j)V_{ij}C$$

Donde:

R: es el riesgo debido a la ocurrencia de un movimiento en masa de magnitud M en un elemento localizado a una distancia X del centro del deslizamiento

$P(M_i)$: es la probabilidad de ocurrencia de un deslizamiento de magnitud M_i

$P(X_j|M_i)$: es la probabilidad de que el deslizamiento alcance un punto localizado en un punto X de la fuente del deslizamiento con una intensidad j

$P(T|X_j)$: es la probabilidad del elemento se encuentre en el punto X al momento del deslizamiento.

V_{ij} : la vulnerabilidad del elemento al deslizamiento de ciertas características.

C: costo de los elementos en riesgo.

De acuerdo con las anteriores referencias bibliográficas se evidencian factores en general que se deben tener en cuenta para el cálculo del riesgo. Teniendo en cuenta dichas consultas bibliográficas, se resalta la importancia que tiene la Vulnerabilidad física en la evaluación cuantitativa del riesgo, lo cual es la base principal para el desarrollo del presente documento.

La vulnerabilidad física juega un papel muy importante en la evaluación cuantitativa del riesgo, dado que de acuerdo con el Servicio Geológico Colombiano (2016), la vulnerabilidad hace referencia a la fragilidad de los elementos expuestos, teniendo en cuenta la capacidad para resistir los posibles daños generados por la ocurrencia de la amenaza. Sólo los análisis de resistencia en las estructuras son llevados a cabo en el estudio de la vulnerabilidad (Fuchs 2008).

Según J. Corominas et al (2013), la vulnerabilidad es la relación que hay entre la intensidad de la amenaza y el tipo de elementos en riesgo, haciendo uso de las llamadas “Curvas de Vulnerabilidad”. Las investigaciones correspondientes a métodos de análisis cuantitativos del riesgo han crecido a lo largo del tiempo, sin embargo, se ha relegado el tema del estudio de la vulnerabilidad, por lo tanto, se presentan carencias en la información correspondiente a curvas de vulnerabilidad para ciertos tipos de estructuras las cuales pueden presentar riesgo en una condición de amenaza determinada.

La vulnerabilidad es el grado de pérdidas o daño de un elemento o serie de elementos dados, dada un área afectada por la amenaza, esto es una probabilidad condicional de que se dé la amenaza y que el elemento expuesto esté en el área afectada, por lo tanto, está expresada en una escala de 0 a 1, siendo 0 el menor daño y 1 daño total (Fell, 2005). Es importante identificar y diferenciar entre la vulnerabilidad física y vulnerabilidad a personas, las cuales no son objeto del presente estudio.

Para Fell (2005) los factores más importantes que afectan la vulnerabilidad en las estructuras son:

- El volumen del deslizamiento, relacionado con el elemento en riesgo.
- La ubicación del elemento expuesto con relación al deslizamiento.
- La magnitud del desplazamiento del deslizamiento, y los desplazamientos relativos de los elementos.
- La velocidad del movimiento.

De acuerdo con Fuchs (2008), la vulnerabilidad generalmente es considerada como una función de la intensidad de la amenaza hacia las estructuras expuestas, por lo tanto, es considerada como la probabilidad de daño o pérdida de un elemento expuesto causado por una amenaza.

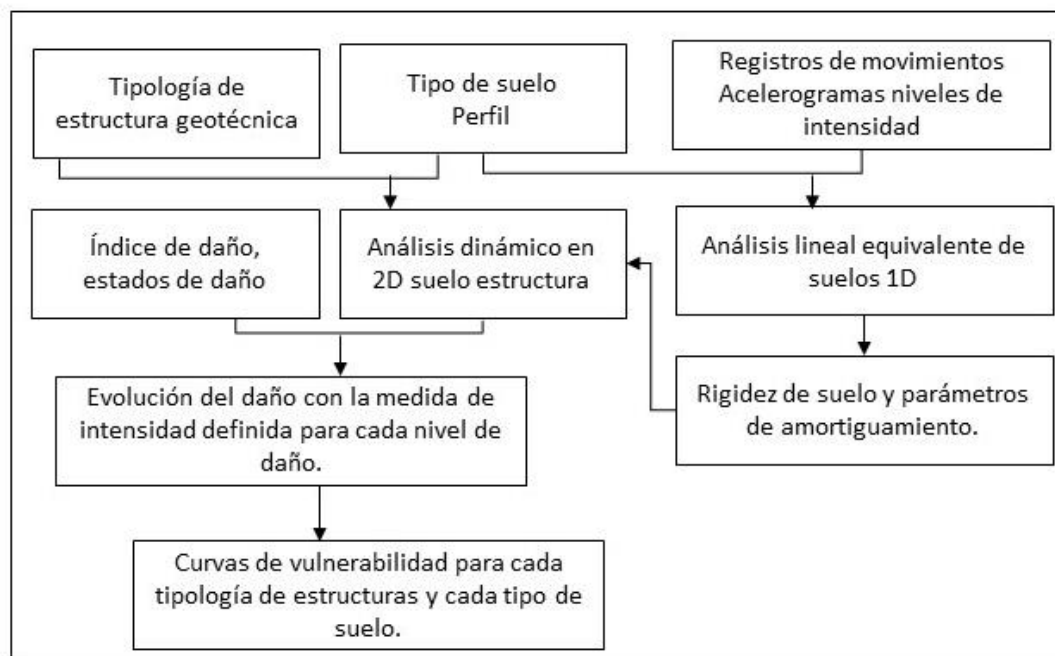
De acuerdo K. Pitilakis et al. (2014), existen varios métodos en la literatura que permite construir curvas de vulnerabilidad o fragilidad de diferentes tipos de estructuras. Generalmente se pueden clasificar en 4 categorías: empírica, juicio de expertos, analítica e híbrida. Todas encaminadas al desarrollo de curvas de vulnerabilidad que permitan realizar estimaciones del riesgo ante amenaza sísmica. En los últimos años se ha observado un aumento en la generación de curvas de vulnerabilidad utilizando métodos analíticos. Esto es debido a que con los métodos analíticos es posible tener comparaciones experimentales que permita ajustar los modelos. Además, el acceso a las herramientas tecnológicas y de ingeniería de software, facilita la generación de modelos planteado bajo condiciones analíticas.

En general para poder establecer criterios sobre la construcción de curvas de vulnerabilidad, se necesitan varios aspectos: Tipo y clasificación donde se evidencia el tipo de estructura que se va a evaluar, y así mismo características geométricas, materiales, cargas, entre otras. Parte del éxito en la construcción de curvas de vulnerabilidad, se debe a la correcta clasificación de las estructuras a evaluar, definición de niveles y estados de daño, generalmente está asociada con la forma mediante la cual ese tipo de estructuras experimenta o ha experimentado la falla a través de la historia, por lo tanto es necesario realizar un análisis que permita determinar cuáles son los mecanismos de falla debidas a sismo de la estructura que se analice, en este caso, los mecanismos de falla que se evalúan son para muros de contención en voladizo: deslizamiento, capacidad portante y giro.

La intensidad de medida de los sismos constituye un aspecto fundamental para poder construir curvas de vulnerabilidad sísmica. Cada medida de intensidad puede representar una característica diferente del movimiento. Para un análisis empírico de la vulnerabilidad de una estructura, toma valores de intensidad de medida asociadas con las escalas asociadas a las consecuencias que deja el movimiento en la superficie. Sin embargo, para llevar a cabo un estudio analítico es importante tener en cuenta que el criterio para seleccionar la intensidad de medida puede ser la aceleración pico del terreno, la velocidad pico del terreno o el desplazamiento pico del terreno, entre otras. Para el caso del presente estudio, se realizó la construcción por medio del método analítico usando como medida de intensidad la aceleración pico del terreno (PGA). Así entonces, es pertinente desarrollar una metodología que permita establecer la vulnerabilidad de los muros de contención en voladizo con cargas debidas a sismo, por lo que se realizó una consulta bibliográfica con el fin de establecer los límites y estados de daño asociados con los muros de contención de concreto en voladizo. En el caso del presente trabajo, fueron establecidos los mecanismos de falla por deslizamiento, capacidad de carga y giro, pero se podrían estimar otros mecanismos de falla como los esfuerzos a los que está sometida la estructura ante las cargas sísmicas.

J. Corominas et al (2013), Propone el desarrollo metodológico con el fin de establecer una guía que permite organizar el desarrollo y generación de curvas de vulnerabilidad debidas a sismos, el cual se puede observar en la Imagen 4.

Imagen 4. Metodología Para Estimar Vulnerabilidad, J. Corominas et al (2013).



Fuente: Corominas et al (2013)

De acuerdo con la metodología establecida por J. Corominas et al (2013), es necesario estimar las condiciones asociadas a los parámetros de suelo y geometría, selección de movimientos sísmicos de entrada por medio de registros de aceleración en el tiempo, definición de niveles y estados de daño, evaluación de daño en función de la aceleración y finalmente la construcción de las curvas de fragilidad.

Según Murat (2015), el propósito principal de las curvas de fragilidad es determinar el desempeño sísmico de sistemas estructurales nuevos o existentes. En el primer caso, la información de fragilidad se obtiene para un diseño óptimo y en el segundo caso para la evaluación de la condición o estado. Las curvas de fragilidad también se pueden emplear para evaluar la eficiencia de diferentes técnicas de intervención en sistemas estructurales existentes. Cuando las curvas se derivan para representar una cierta clase de sistemas estructurales, también se pueden utilizar para estudios regionales de estimación de daños y pérdidas sísmicas. Dichos estudios son muy populares hoy en día, ya que se pueden emplear para esfuerzos de mitigación previos al sismo y procesos de toma de decisiones posteriores.

Dentro de la metodología y basado en los antecedentes, se establece los percentiles asociado con el tipo de suelo, la altura de los muros y la inclinación del talud. la definición de los estados de daño, se establecieron 3 mecanismos de falla (deslizamiento, capacidad portante y giro) para evaluar el comportamiento de los muros de contención. De acuerdo con Ching-Chuan Huang (2005) es fundamental definir los valores límites para los niveles de falla, dado que a partir de ahí es posible conocer la probabilidad de excedencia de un modelo, así se establecieron las hipótesis para los estados de daño en función de la altura por lo que se plantearon niveles de daño: admisible, medio y colapso. Esos niveles de daño se analizaron tanto para deslizamiento, capacidad portante y giro.

Teniendo en cuenta el análisis es importante reconocer que para la evaluación de la vulnerabilidad es indispensable clasificar el tipo de estructura, nivel de servicio, estado de mantenimiento, materiales, entre otras cosas. Sin embargo, de acuerdo con los estudios que se han realizado a lo largo de la historia, resultan aún evidente las falencias que se encuentran en las ecuaciones para el cálculo de la vulnerabilidad, por esta razón es recomendado utilizar curvas de vulnerabilidad que permitan determinar de manera objetiva los daños con respecto a las estructuras expuestas ante la ocurrencia de un evento y su intensidad.

Una vez realizada la revisión bibliográfica relacionada con los estudios y construcción de curvas de vulnerabilidad para la evaluación del riesgo, es posible identificar carencia en dicha información, si bien se han encontrado curvas de vulnerabilidad para edificaciones, diques, y algunas para vías, dicha información no es considerada suficiente para realizar análisis de riesgo para estructura expuestas, y aún más para estructuras geotécnicas.

3.5. ANTECEDENTES

Una vez establecidos los modelos de los muros de contención, es necesario establecer las formas para realizar el cálculo de los desplazamientos que están asociados a los efectos del diseño y modelación de los muros de contención, mediante el uso de programas de elementos finitos. Así entonces se busca establecer niveles aceptables de daño que puedan estar asociados a los desplazamientos que puede sufrir el muro una vez esté sometido a presiones de tierras. Sin embargo, según Huang (2005) existen muchas razones por las cuales se presentan desplazamientos en los muros de contención asociados con las condiciones de cada uno de los escenarios, por lo tanto, concluye que la resistencia pasiva es casi insignificante en el cálculo de los desplazamientos horizontales del muro.

De acuerdo con el Eurocódigo (2004), se establecen valores para determinar el valor máximo del desplazamiento horizontal de un muro frente a eventos sísmicos. Este valor sirve como

referencia para la evaluación y el límite de daño de la estructura. De esta manera, la estructura se define por:

Desplazamiento máximo horizontal en mm: $300 \times \alpha_b$

Donde:

α_b : máxima aceleración pico (recomendada 0.33g)

Por lo tanto, el valor recomendado como desplazamiento máximo es de 0.099 m

Así mismo en el Código De Prácticas De Estructuras De Contención BS 8002 (1994), se ha establecido que, dependiendo las condiciones generales, se puede establecer que el máximo desplazamiento horizontal del muro se da por el 0.5% de la altura del muro, sin embargo, este valor está asociado con muros de más de 15 metros de altura, pero aun así es referencia para establecer valores límites.

Según S. Argyroudis et al. (2013), es indispensable establecer los niveles de daño que puede experimentar un muro de contención, considerando el asentamiento de los rellenos. En dicho estudio, es posible analizar las características de los asentamientos generados por las cargas sísmicas inducidas. A partir de este análisis, el autor clasifica distintos niveles de daño como se observa en la Tabla 4.

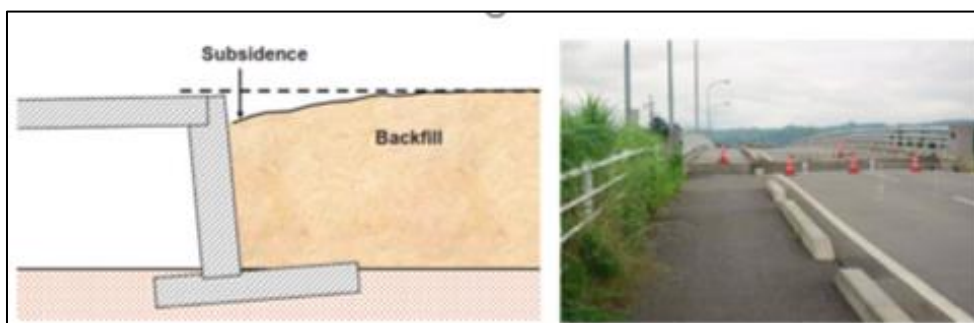
Tabla 4. Definición estados de daño de muros de contención.

DEFINICIÓN DE ESTADOS DE DAÑO				
ESTADO DE DAÑO, ed.	DEFORMACIÓN PERMANENTE VERTICAL DEL RELLENO (m)			SERVICIABILIDAD
	mín	máx	promedio	
ed1: Menor	0,02	0,08	0,05	Abierto con reducción de velocidad o parcialmente cerrado durante reparaciones
ed2: Moderado	0,08	0,22	0,15	Cerrado parcialmente durante reparaciones
ed3: Completo	0,22	0,58	0,4	Cierre durante reparaciones

Fuente: S. Argyroudis, (2013)

Si bien los valores y niveles de daño establecidos en la Tabla 4, son para desplazamientos verticales dado que el muro en voladizo que ha sido analizado hace parte de la estructura de un puente, sirve como referencia de la evaluación de daños a los cuales puede estar sometido un muro de contención y la importancia de este para construir las curvas de vulnerabilidad que permitan la evaluación del riesgo. Así entonces S. Argyroudis et al (2013) relacionan el incremento en los niveles de daño, teniendo en cuenta la variación en la intensidad del sismo. Dichas curvas fueron verificadas de acuerdo con los daños reportados en el sismo Niigata-Chuetsu Oki de 2007.

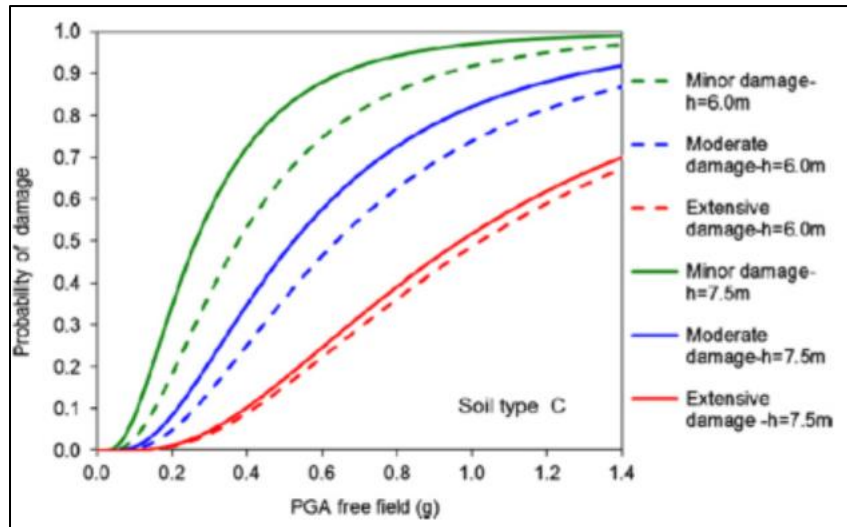
Imagen 5. Movimiento de muro de contención en puente.



Fuente: S. Argyroudis, (2013).

En la Imagen 5 se puede observar la forma como es posible que se genere el movimiento en el muro de contención y la posible afectación sobre los niveles de servicio de la vía, y en el estudio se puede observar la variación de los diferentes comportamientos teniendo en cuenta el material de relleno del talud. S. Argyroudis (2013) estableció dos tipos de suelo para realizar la modelación, clasificados según el autor como suelo tipo C y suelo tipo D, de acuerdo con la clasificación del Eurocódigo. Como se observa en la imagen 6, se realizó la modelación de la interacción suelo – estructura, mediante el programa de elementos finitos en dos dimensiones Plaxis. El resultado principal de dicho estudio fue la construcción de las curvas de vulnerabilidad asociadas con los asentamientos verticales en el relleno del muro, como se observa en la Imagen 6. Donde se encuentran asociadas las curvas de daño en función de la intensidad del sismo representada en aceleración y el desplazamiento vertical.

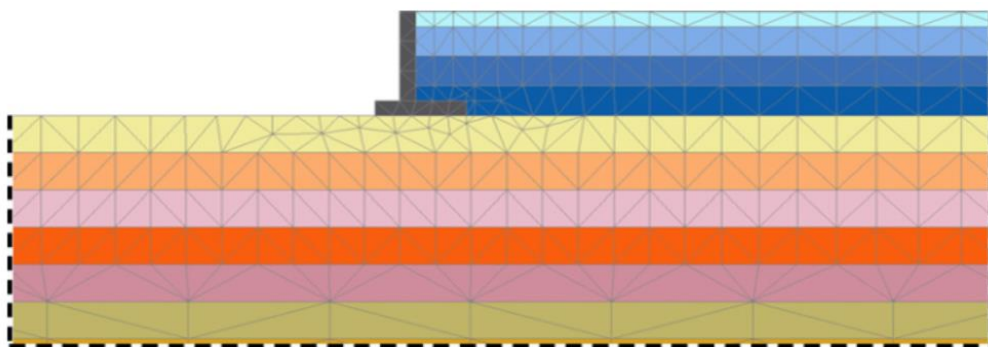
Imagen 6 Curva de vulnerabilidad para muro de contención de un puente.



Fuente: S. Argyroudis, (2013).

Según S. Argyroudis (2013), la disponibilidad de modelos de fragilidad para la evaluación de la vulnerabilidad, sobre todo para estructuras geotécnicas, es muy limitado, donde se realizan análisis con datos empíricos y sin tener en cuenta las condiciones de los suelos, las condiciones de las estructuras ni la interacción entre ellas. Por lo tanto, la propuesta de los autores, presentada a través de los programas de elementos finitos, se ilustra en la Imagen 7. Es importante destacar que las condiciones de la malla deben ser ajustadas de acuerdo con las condiciones y la necesidad de la información que deseamos conocer. Por lo tanto, en el modelo realizado en el presente trabajo, se contempló un refinamiento de la malla en el contorno del muro de contención.

Imagen 7. Modelo de muro de contención en elementos finitos.



Fuente: S. Argyroudis, (2013).

De acuerdo con S. Zamiran et al (2018), no existe suficiente información para clasificar los niveles de daño en estructuras de contención que permitan tener un orden de magnitud de los desplazamientos horizontales. Sin embargo, S. Zamiran et al. (2018) presenta una tabla con las propuestas de varios autores, y basado en eso presenta una propuesta para clasificarla en niveles, dado que generalmente en la escasa literatura que se encuentra, se establecen condiciones mínimas y máximas de desplazamientos, pero no se establecen como tal niveles que permitan realizar un análisis más particular al respecto, dicha información se encuentra en la Tabla 5, y el desplazamiento está asociado con la altura del muro. Las zonas de daño se pueden identificar en la Imagen 8, estas zonas representan el intervalo que separa cada estado límite en el modo de falla evaluado.

Tabla 5. Valores de niveles de daño para desplazamiento horizontal en muros de contención (H: altura del muro).

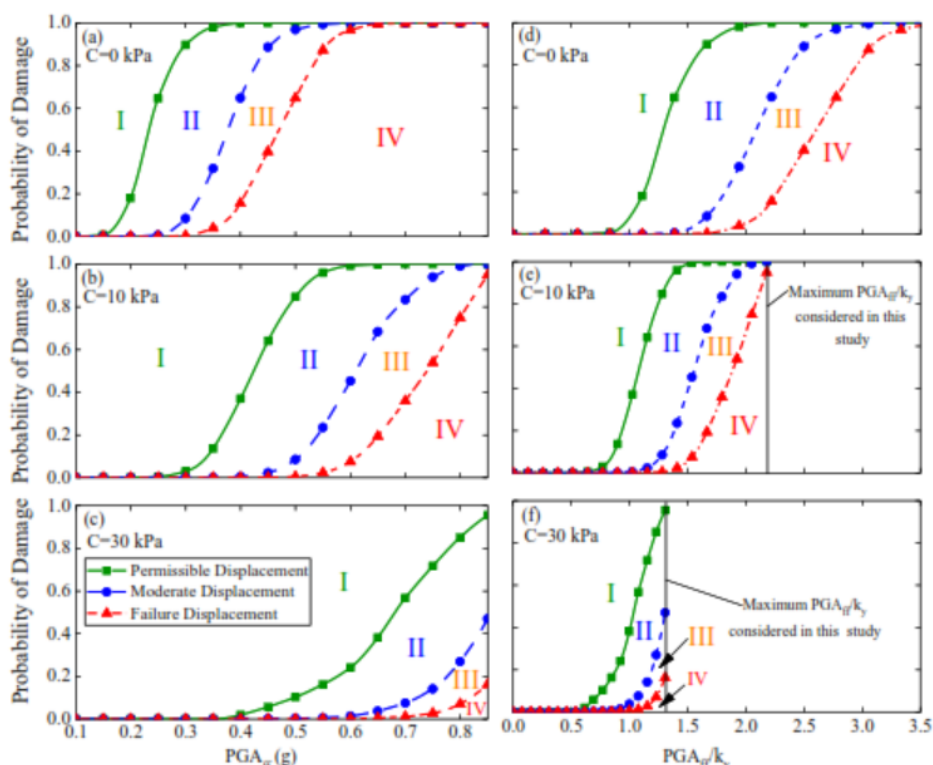
LÍMITES DE DAÑOS	DESPLAZAMIENTO PRMISIBLE		DESPLAZAMIENTO MODERADO	DESPLAZAMIENTO DE FALLA
Wu and Prakash	0,02H			0,1H
Huang et al	0,02H			0,05H
Zamiran et al	0,02H		0,05H	0,08H
Zonas de daño	ZONA (I)	ZONA (II)	ZONA (III)	ZONA (IV)

Fuente: S. Zamiran et al (2018)

Los autores realizaron las modelaciones teniendo en cuenta un análisis dinámico completo, en el cual fueron usados 7 sismos diferentes, y tres condiciones diferentes de relleno en la espalda del muro de contención. Así determinaron que un aumento en la cohesión del relleno genera menos desplazamientos horizontales, y también genera una probabilidad de falla menor. Las curvas de vulnerabilidad generan una gran ayuda para los ingenieros ya que permite establecer las condiciones de niveles de daño para los diseños de muros de contención teniendo en cuenta los niveles de aceptación de riesgo. En la Imagen 8 se puede establecer el resultado de las modelaciones en curvas de vulnerabilidad que permiten evidenciar el comportamiento en la probabilidad de daño asociado con la aceleración pico del terreno a la izquierda y a la derecha el valor normalizado con la aceleración de fluencia, y establece los niveles de acuerdo con la clasificación propuesta en la Tabla 5. Así también establecen que los resultados del estudio pueden ser usados para estructuras de contención de 9 metros de altura. Las curvas de la izquierda representan la probabilidad de excedencia con distinto valor de cohesión en el relleno del talud, versus la aceleración máxima en campo libre del terreno, y las de la derecha representan la probabilidad de excedencia con distinto valor de cohesión en el relleno del talud, versus la aceleración de campo libre normalizada

con la aceleración de fluencia, la cual estima el nivel de aceleración dónde la estructura o material empieza a experimentar deformaciones plásticas.

Imagen 8. Curvas de vulnerabilidad para estructuras de contención con diferentes tipos de suelo de relleno.

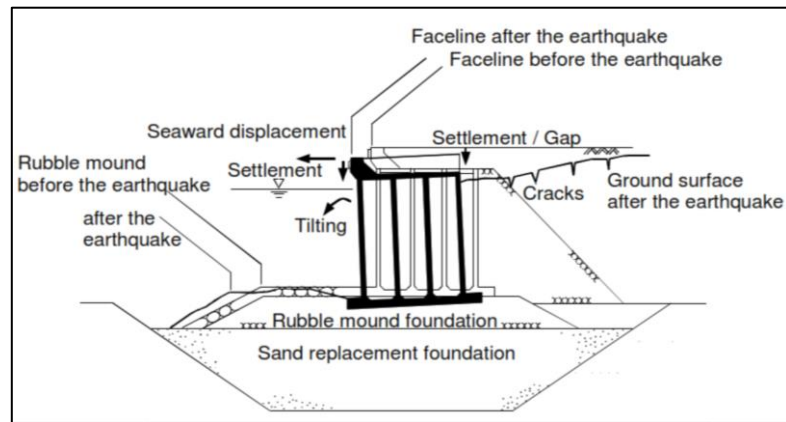


Fuente: S. Zamiran et al (2018)

De acuerdo con Koji (2004), uno de los grandes problemas para establecer el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos, es que se genera gran incertidumbre en el resultado de los modelos tradicionales. Por lo tanto, considera que las curvas de vulnerabilidad establecen un acercamiento a las condiciones reales de comportamiento. Por lo tanto, Koji (2004) desarrolló un modelo para la elaboración de curvas de fragilidad, basado en modelación con elementos finitos y la revisión de casos históricos.

En el estudio de Koji (2004) construyó curvas de fragilidad para Caisson ubicados en muelles que sirven como estructuras de contención y una de las características importantes hace referencia a la evaluación de la capacidad de carga del elemento.

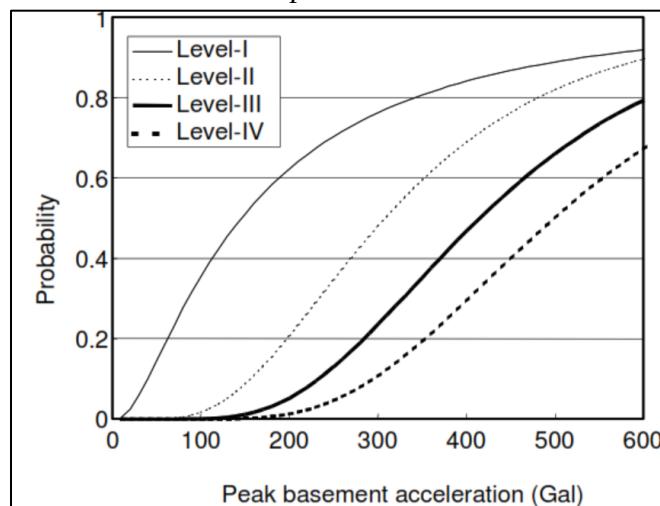
Imagen 9. Modelo general de Caisson



Fuente: Koji (2004)

En la Imagen 9, se evidencia la característica general de las modelaciones realizada Koji (2004) con relación a la respuesta sísmica de los elementos. Sin embargo, en dicho documento no es clara la manera como establecieron los niveles de daño que se observan en las curvas de fragilidad para la estructura de contención, Imagen 10. La selección de los estados y niveles de daño es lo que va a permitir establecer las condiciones en las que se da la evaluación de la respuesta de la estructura ante las cargas sísmicas, es decir que se debe realizar un análisis detallado para establecer los límites, de las curvas de vulnerabilidad que en general se basan en la evaluación de la respuesta de una estructura con ese valor límite.

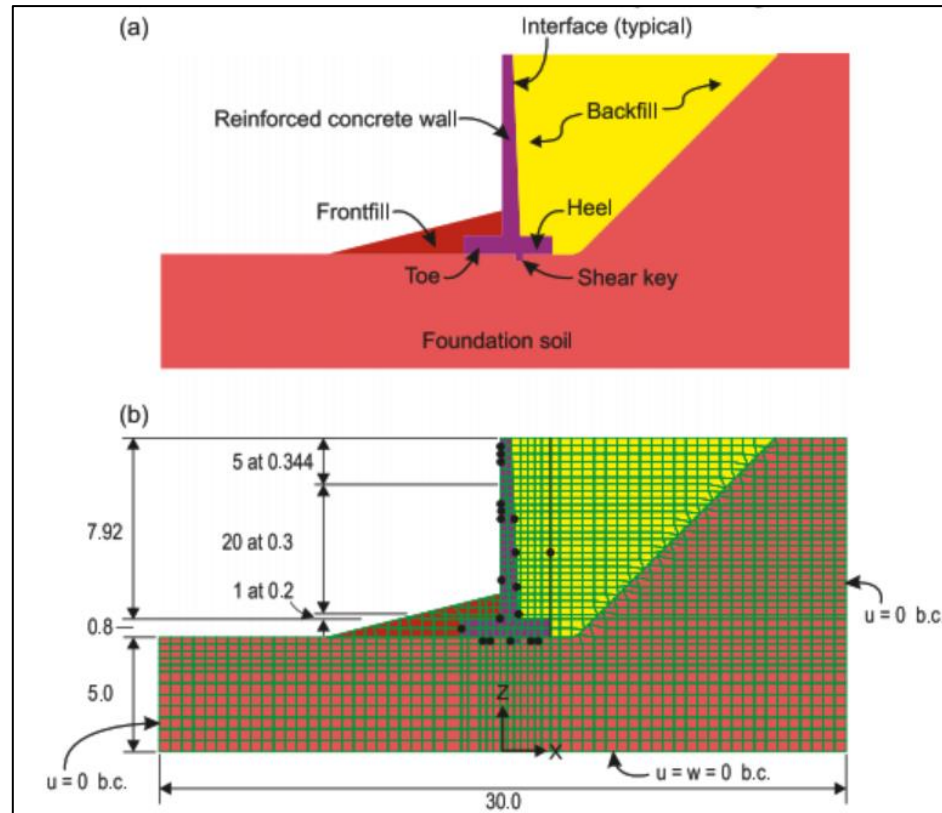
Imagen 10. Curvas de vulnerabilidad para Caisson como estructura de contención.



Fuente: Koji (2004)

Ashok K et al. (2011) realizaron una modelación numérica de una estructura de contención con un muro, el cual fue instrumentado para medir los movimientos de este en términos de translación, deflexión y rotación. Con el fin de simular el comportamiento del suelo, utilizaron el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, mientras que para el concreto se usó el modelo elástico lineal. Este enfoque permite obtener una buena aproximación de los desplazamientos de la estructura. En la Imagen 11, se puede observar la modelación numérica realizada por Ashok K. et al. (2011).

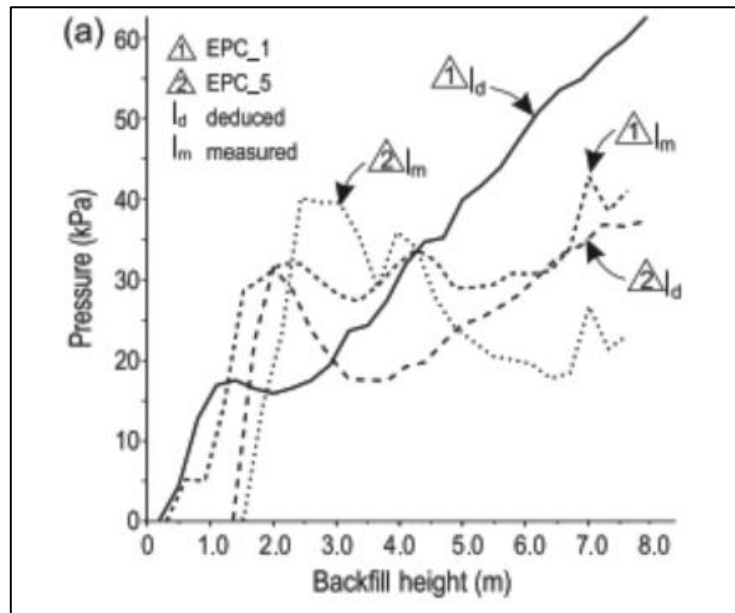
Imagen 11. Modelación numérica de muro de contención



Fuente: Ashok K et al (2011).

En la Imagen 12 se puede comprobar la diferencia entre la presión calculada con los métodos clásicos y los valores registrados por las celdas de carga colocadas en el muro de contención para la instrumentación, en la imagen se puede observar que si bien no son los mismos valores, resulta un acercamiento aceptable, teniendo en cuenta las condiciones de suelo y materiales que se utilizan al momento de la modelación, basta con decir que se han partido de supuestos que han permitido que las prácticas se realicen de manera más sencilla.

Imagen 12. Comparación con presiones calculadas e instrumentación en un muro de contención



Fuente: Ashok K et al (2011).

Estudios más recientes demostraron que existe una influencia en los desplazamientos de los muros de contención, debido a los cambios en la inclinación que tiene el talud. Hwanwoo et al. (2022) realizaron la construcción de curvas de vulnerabilidad sísmica para muros de contención en voladizo. Los muros contaban con 3 inclinaciones diferentes de talud 0° , 10° , 20° (en el presente trabajo de tesis se realizaron con 0° , 15° , 25°), así mismo se realizó con 4 tipo de suelos diferentes, 7 registros de historia de tiempo para el análisis dinámico, solamente para una altura de 4m de muro. Los autores seleccionaron 7 registros de sismos ocurridos en diversas partes del mundo. Estos sismos fueron escalados en función aceleración, con el fin de tener valores de aceleración que permitieran mostrar una mejor tendencia. En el mismo estudio realizado por Hwanwoo et al. (2022), fueron definidos los límites en los niveles de daño, asociando los valores a la altura del muro de contención donde los desplazamientos menores al 2% de la altura del muro corresponden a daño menor, desplazamientos del 2% H hasta el 5% H se consideran a daño moderado, cuando los desplazamientos están entre el 5%H y el 10%H corresponde a daño extensivo y los mayores al 10% H corresponden al colapso.

4. METODOLOGÍA.

De acuerdo con el desarrollo del presente trabajo de tesis, se estableció una metodología con el fin de dar cumplimiento a los objetivos planteados, los cuales se encuentran registrados en el capítulo 2 del presente documento. La metodología usada por el autor se basó en los diferentes estudios encontrados en la literatura, y permitió establecer un criterio a seguir para el desarrollo de las actividades.

La metodología se divide en 4 fases, en la primera fase se definieron las variables para representar la vulnerabilidad evaluando los mecanismos de falla del tipo de estructura evaluada en este caso muros de contención en voladizo. En la segunda fase se definieron los parámetros para el análisis como las propiedades de los suelos, altura de los muros a evaluar, inclinación del talud de contención y los registros de aceleraciones en el tiempo. En la Fase 3 se establecieron los tipos y niveles de daño para cada configuración de muros de contención teniendo en cuenta la altura y el tipo de suelo principalmente. En la fase 4 se realizó el pre-dimensionamiento de los muros de contención, se realizó la revisión de factores de seguridad en función de deslizamiento, capacidad de carga y volcamiento además se realizó el diseño de los muros de contención en función de las alturas 5m, 7m, 9m y 11m, para cada tipo de suelo (CH, CL, M, S, y G). Así mismo cada muro de contención se diseñó en condición estática y condición pseudo estática con la metodología propuesta por Monobe Okabbe (1929). En este análisis se tuvieron en cuenta 6 aceleraciones de terreno (0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g) y se realizó la variación de la inclinación del talud en 3 ángulos diferentes (0°, 15° y 25°). Como resultado de este proceso, se obtuvo un número de 420 diseños de muros de contención. Luego de esto se realizaron los modelos mediante la herramienta Midas GTS NX para conocer la respuesta dinámica de cada estructura simulando 6 registros de aceleraciones en el tiempo definidos en la fase 2. Teniendo en cuenta que cada muro fue analizado por los 6 registros de aceleración, se llevaron a cabo 2.520 modelos en total para la construcción de las curvas de vulnerabilidad para muros de contención de concreto en voladizo ante carga debida a sismo. No se consideró nivel freático en las modelaciones. No se consideró en análisis por etapas constructivas.

4.1. FASE 1: DEFINICIÓN DE VARIABLES PARA REPRESENTAR LA VULNERABILIDAD

4.1.1. Revisión Bibliográfica.

Durante la ejecución del proyecto, se realizó seguimiento a las fuentes bibliográficas con el fin de documentar información que permitiera establecer condiciones que aportaran al avance del trabajo, en este sentido, se consultaron fuentes asociadas con el registro de casos históricos donde se identificaron los mecanismos de falla más comunes de los muros de contención en voladizo debidos a cargas sísmicas, fuentes asociadas con los códigos, normas y demás reglamentos existentes asociados con los muros de contención, estudios de vulnerabilidad sísmica para infraestructura y en particular para muros de contención, modelación en elementos finitos, modelos constitutivos, entre otros.

4.1.2. Definición de Mecanismos de Falla.

De acuerdo con la permanente revisión bibliográfica, se definieron 3 mecanismos de falla asociados con los muros de contención en voladizo, deslizamiento, capacidad portante y giro baja carga sísmica.

Para el proyecto se establecieron como valores a evaluar, el desplazamiento horizontal en la corona del muro (D_x) y asentamiento del muro medido en la corona del muro (D_y).

Los desplazamientos en los muros de contención durante sismos no dependen exclusivamente de la aceleración máxima del suelo. Además de esta, los desplazamientos están influenciados por varios factores, que incluyen:

- **Duración del sismo:** Un sismo con duración mayor, puede provocar mayores desplazamientos en los muros de contención. La energía del sismo se disipa a lo largo de su duración, lo que puede generar una acumulación de desplazamientos más significativa en comparación con sismos más cortos.
- **Frecuencia del sismo:** el contenido frecuencial tiene un papel importante. Los muros de contención pueden ser más vulnerables a ciertos rangos de frecuencia, especialmente si la frecuencia del sismo coincide con la frecuencia natural del muro, lo que puede amplificar los desplazamientos.
- **Tipo de suelo:** La naturaleza del suelo donde se encuentra el muro de contención es crucial. En suelos blandos o inestables, los efectos de amplificación sísmica pueden aumentar los desplazamientos, mientras que, en suelos más firmes, los desplazamientos pueden ser menores.
- **Forma y geometría del muro de contención:** El diseño y la geometría del muro (altura, espesor, forma, etc.) afectan su capacidad para resistir desplazamientos. Muros más altos o con formas inestables son más propensos a sufrir desplazamientos importantes durante un sismo.
- **Tipo de movimiento del terreno:** Los muros pueden experimentar diferentes tipos de desplazamientos dependiendo del tipo de movimiento sísmico. Por ejemplo, si el sismo genera deslizamientos o fallas en el terreno adyacente al muro, estos movimientos pueden generar desplazamientos adicionales en los muros de contención.
- **Comportamiento plástico y no lineal del material:** Los materiales del muro de contención, como el concreto o la mampostería, tienen un comportamiento no lineal durante un sismo. Esto significa que las deformaciones no se producen de manera proporcional a las fuerzas aplicadas, lo que puede llevar a mayores desplazamientos a medida que el muro alcanza su capacidad de deformación plástica.
- **Interacción suelo-estructura:** La interacción entre el muro de contención y el terreno circundante influye en cómo se distribuyen las fuerzas sísmicas. El muro y el suelo se afectan mutuamente durante el sismo, lo que puede alterar los desplazamientos de manera significativa.

En resumen, los desplazamientos en los muros de contención no dependen únicamente de la aceleración máxima, sino también de factores como la duración y frecuencia del sismo, las características del suelo, el diseño del muro, la presión hidrostática, el tipo de movimiento del terreno, el comportamiento del material y la interacción suelo-estructura. Todos estos factores se deben tener en cuenta en el análisis y diseño de muros de contención resistentes a sismos.

Se definió como parámetro de intensidad de medida del sismo, la aceleración pico del terreno PGA. En función de esta medida de intensidad se seleccionaron 6 registros de aceleración en el tiempo, con aceleraciones de 0.1g a 0.6g.

4.2. FASE 2: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE ANÁLISIS

4.2.1. Definición Parámetros Geotécnicos.

Para el desarrollo del objeto del proyecto fue necesario establecer las condiciones geotécnicas con las cuales se realizarían los modelos de los muros de contención. En ese sentido fue necesario definir los parámetros característicos de los diferentes tipos de suelos.

Con el fin de realizar un análisis general, se definieron 5 tipos de suelos como material natural de cimentación para el muro de contención. Se definieron arcillas de alta plasticidad (CH), arcilla de baja plasticidad (CL), limos (M), arenas (S) y gravas (G). además, se estableció la condición del relleno de los muros de contención con un material granular para todos los modelos los parámetros pueden ser evidenciados en la Tabla 6. De acuerdo con el alcance del trabajo realizado, no se establecieron diferentes estratos de suelo en los modelos, sino que se estableció un solo estrato para cada análisis, con cada tipo de suelo.

A lo largo de tiempo se han establecido diferentes tecnologías que permiten establecer condiciones más confiables en aspectos relacionados con la geotecnia, en este sentido podemos contar cada día con nuevos avances en las técnicas de exploración, en las técnicas de análisis, etc. Por esta razón se hace necesario establecer modelos constitutivos con el fin de establecer un modelo que se ajuste al comportamiento del suelo en análisis. Varios investigadores han establecido modelos que permiten de alguna manera estimar el comportamiento de los suelos ante las cargas que se le imponen, en este sentido es posible contar con diferentes modelos de comportamiento asociados a diferentes propiedades. Dentro de un estudio geotécnico es importante identificar cual modelo constitutivo se ajusta a los requerimientos tanto técnicos, económicos, tipo de suelo, disposición de ensayos etc.

Los suelos inician los procesos de deformación plástica en las primeras etapas de carga, por lo que los modelos más usados que responden a un comportamiento elástico con plasticidad perfecta resultan insuficientes (Plaxis, 2014). Una vez los suelos empiezan a experimentar algún tipo de cargas, se generan deformaciones plásticas, esto teniendo en cuenta el cambio a través de los niveles de esfuerzo a los que es sometido el suelo, dado que la relación entre

los esfuerzos y las deformaciones no representan comportamientos perfectos de elasticidad ni plasticidad.

Basado en estas condiciones, se eligió para la modelación de los muros de contención en el proyecto, el modelo Hardening Soil, el cual según Nieto A. et al (2018), es un modelo constitutivo versátil que permite modelar de manera acertada el comportamiento tanto de suelos blandos cohesivos como suelos friccionantes. Dado el alcance del proyecto, fue necesario buscar en la literatura valores necesarios para la modelación de arcillas de alta plasticidad (CH), arcilla de baja plasticidad (CL), limos(M), arenas (S) y gravas (G). obteniendo así los parámetros de la Tabla 6.

Tabla 6. Definición de Parámetros de Suelos.

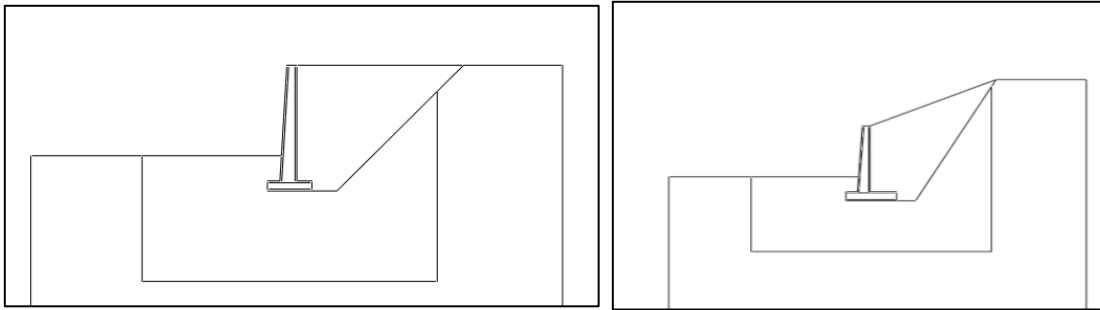
P A R Á M E T R O S	D E S C R I P C I Ó N	AUTORES					
		Andrés Nieto Leal /Javier Fernando Camacho Tauta/Edwin Fernando Ruiz Blanco	Chanaton Suraraka, SuchedLikitlersuangb,n, DariuszWanatowskic,	Wang et al	Samadhiya	Morneni et al.	J. M. Duncan, Peter Byrne, Kai S. Wong
		DOCUMENTO					
		Determinación De Parámetros Para Los Modelos Elastoplásticos Mohr-Coulomb Y Hardening Soil En Suelos Arcillosos Bogotá	Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays	Numerical modeling of installation of steel- reinforced high-density polyethylene pipes in soil	Numerical analysis of anchored granular pile (AGP) under tensile loads. In: 19th international conference on soil mechanics and geotechnical	Comparative study on prediction of axial bearing capacity of driven piles in granular materials. J Teknol (Sciences Eng)	Strength Stress-Strain And Bulk Modulus Parameters For Finite Element Analyses Of Stresses And Movements In Soil Masses
		Arcilla (CL)	Arcilla (CH)	Arenas (S)	Grava (G)	Limo (M)	Relleno
E_{ref50}	Rigidez secante triaxiales kPa	15714	800	17500	70000	12060	80000
E_{refOED}	carga primaria Edométrica kPa	7857	850	17500	70000	6031	80000
m	rigidez al estado de esfuerzos	1	1	0.336	0.3	1	0.5
E_{refUR}	recarga kPa	47144	8000	70000	210000	36190	240000
C'	Cohesión efectiva kPa	1	50	8.6	1	10.41	0
Φ	interna	10	21	35	40	12	39
Ψ	Ángulo de Dilatancia	0	0	5.6	10	0	9
ν_{UR}	Relación de Poisson descarga recarga	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.34
p_{ref}	kPa	100	100	100	100	100	100
$k0_{nc}$	de tierras	0.826	0.74	2.17	0.79	0.79	0.8
Rf	Relación de Falla	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.64

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Definición de Inclinaciones de Talud.

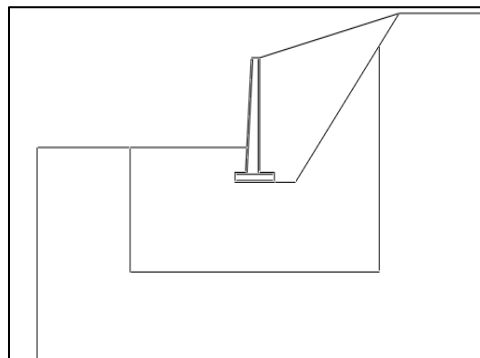
De acuerdo con las condiciones constructivas se estableció un rango que permitió identificar la variación en la respuesta del muro de contención en función de la inclinación del talud que contiene. En este sentido, se establecieron 3 inclinaciones de talud: 0° , 15° y 25° . En cuanto a las propiedades del relleno de los taludes se estimaron de acuerdo con Duncan (1970), se puede identificar en la Tabla 6.

Imagen 13. Inclinación de Taludes.



a) Inclinación de talud 0°

b) Inclinación de talud 15°

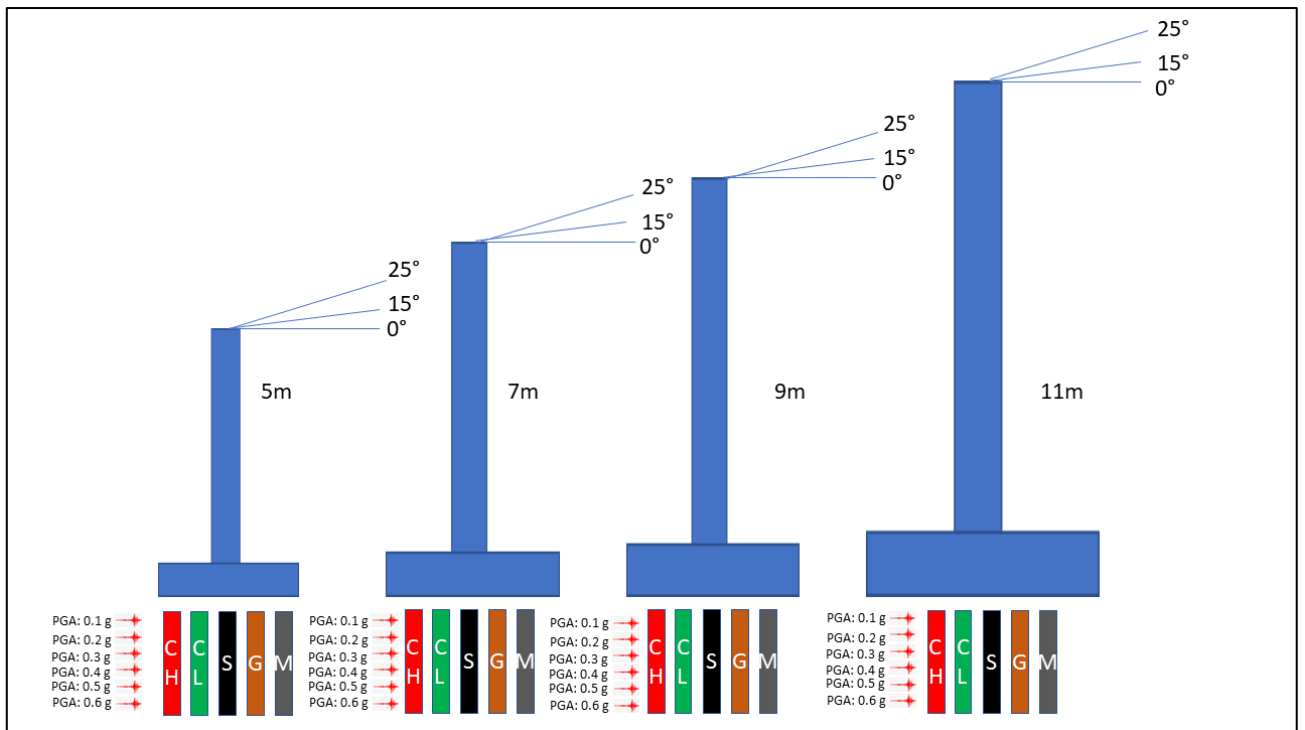


c) Inclinación de talud 25°

4.2.3. Definición de Altura de Muros de Contención.

Con el fin de realizar un análisis general se estimaron alturas de muros de contención de 5, 7, 9 y 11 metros. En la imagen 14 es posible evidenciar las combinaciones de los modelos realizados en función de la altura de los muros.

Imagen 14. Combinación de variables de Muros de Contención.

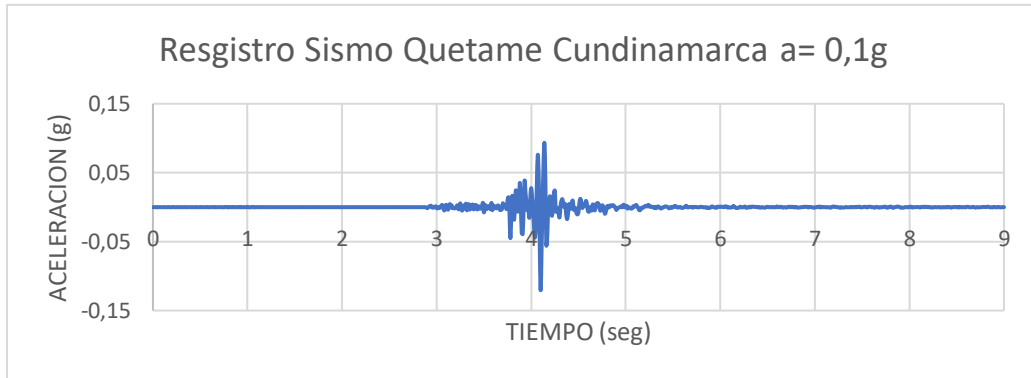


Fuente: Elaboración Propia.

4.2.4. Registros de aceleraciones en el tiempo.

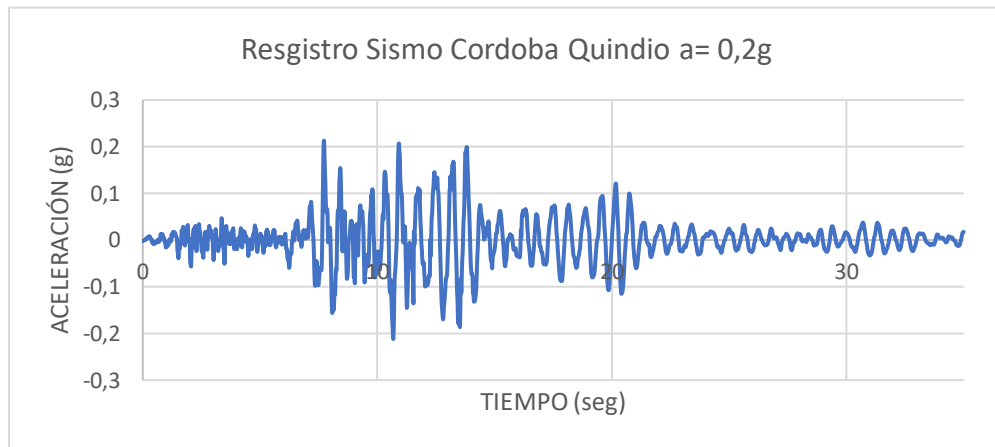
Para realizar los modelos, se estimaron registros de aceleraciones en el tiempo con el fin de determinar las condiciones para las aceleraciones máximas del terreno PGA. Se consultaron registros de aceleraciones en el tiempo de sismos ocurridos en Colombia, sin embargo, el país no cuenta con movimientos de algunas magnitudes por lo que fue necesario escalar en registro sísmico existente en función de la aceleración máxima. Los sismos cuentan con registros en intervalos de 0.01segundos, y fue necesario escalarlos en función de la aceleración con el fin de encontrar registros que permitieran el análisis de los desplazamientos en función de la aceleración.

Imagen 15. Registro Escalado (original Quetame 2008) $a = 0.1g$



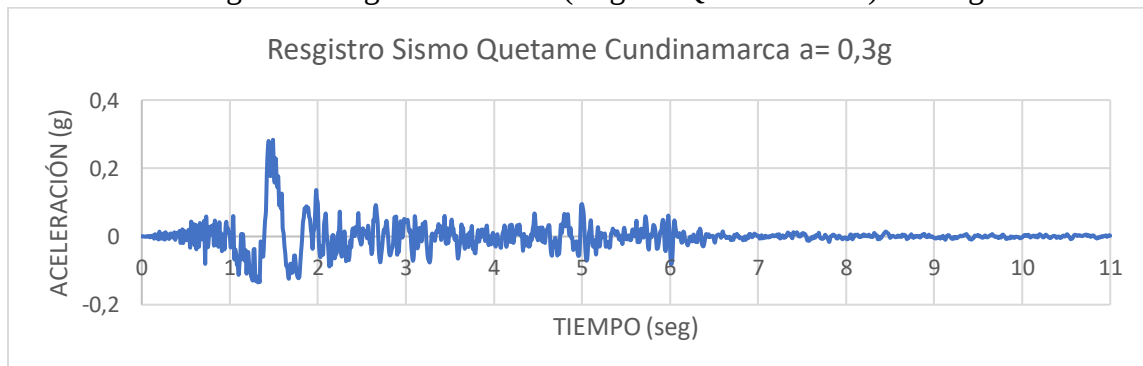
Fuente: SGC: 2024

Imagen 16. Registro original $a = 0.2g$



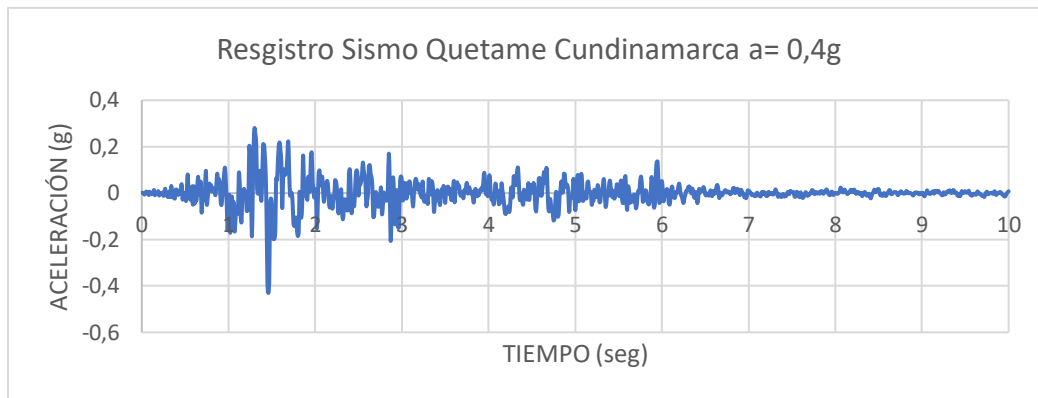
Fuente: SGC: 2024

Imagen 17. Registro escalado (original Quetame 2008) $a = 0.3g$



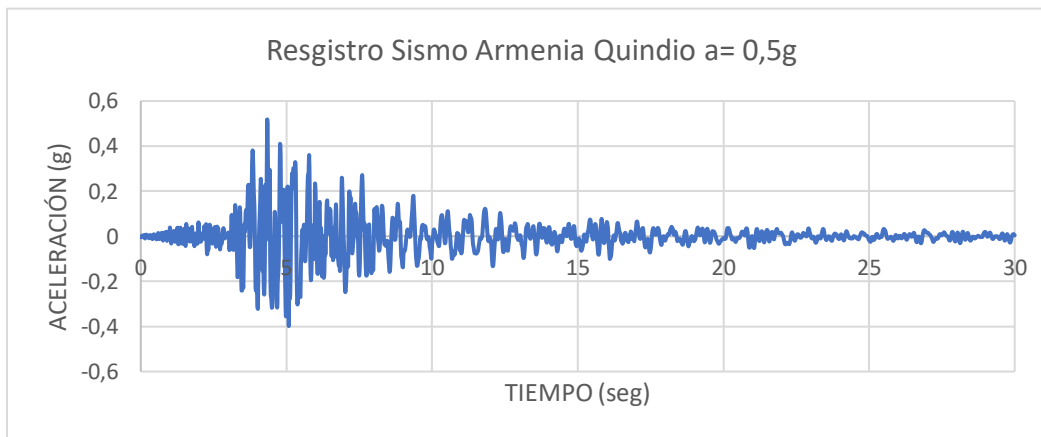
Fuente: SGC: 2024

Imagen 18. Registro Escalado (original Quetame 2008) $a = 0.4g$



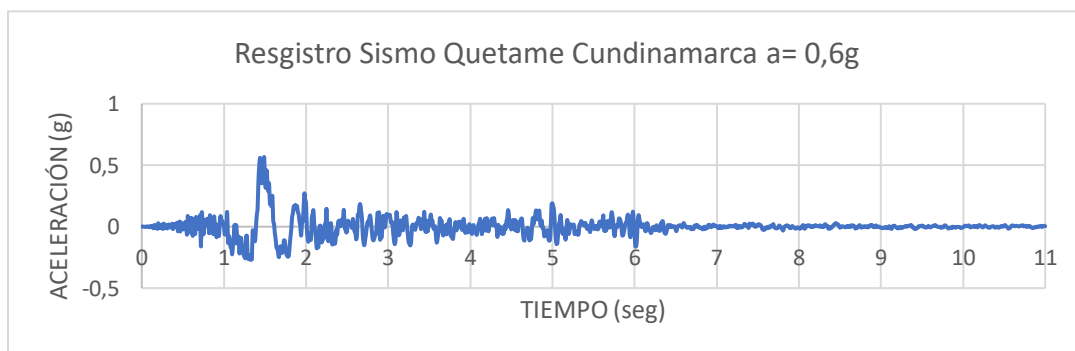
Fuente: SGC: 2024

Imagen 19. Registro Escalado (original Quindío) $a = 0.5g$



Fuente: SGC: 2024

Imagen 20. Registro Original Quetame 2008 $a = 0.6g$



Fuente: SGC: 2024.

Tabla 7. Información de eventos sísmicos.

SISMO # 1
SERVICIO GEOLOGICO COLOMBIANO- RED NACIONAL DE ACELEROGRAFOS DE COLOMBIA
SISMO DE CORDOBA (QUINDIO) 1999/01/25 18:19:17 ML=6.3
LATITUD DEL EVENTO(GRADOS): 4.439
LONGITUD DEL EVENTO(GRADOS): -75.698
PROFUNDIDAD DEL EVENTO (Km): 0
CODIGO DE LA ESTACION: CCAST
Estación: CASTAÑARES, PEREIRA (RISAR) Geol: RELLENO Topo: PLANA
LATITUD DE LA ESTACION (GRADOS): 4.792
LONGITUD DE LA ESTACION (GRADOS): -75.687
DISTANCIA EPICENTRAL: 39.202 km
DISTANCIA HIPOCENTRAL: 39.202 km
INTERVALO DE MUESTREO (SEGUNDOS): 0.005
NUMERO DE DATOS: 18176
DURACION (SEGUNDOS): 90.88
UNIDADES: cm/s ²
TIPO DE EQUIPO: SSA
ESCALA MAXIMA (G): 2

SISMO # 2
SERVICIO GEOLOGICO COLOMBIANO- RED NACIONAL DE ACELEROGRAFOS DE COLOMBIA
SISMO DE QUETAME (CUNDINAMARCA) 2008/05/24 19:34:05 ML=3.6
LATITUD DEL EVENTO(GRADOS): 4.395
LONGITUD DEL EVENTO(GRADOS): -73.82
PROFUNDIDAD DEL EVENTO (Km): 4
CODIGO DE LA ESTACION: CQUET
Estación: QUETAME Geol: ROCA Topo: ONDULADA
LATITUD DE LA ESTACION (GRADOS): 4.3285
LONGITUD DE LA ESTACION (GRADOS): -73.8612
DISTANCIA EPICENTRAL: 8.683 km
DISTANCIA HIPOCENTRAL: 9.56 km
INTERVALO DE MUESTREO (SEGUNDOS): 0.005
NUMERO DE DATOS: 5200
DURACION (SEGUNDOS): 26
UNIDADES: cm/s ²
TIPO DE EQUIPO: ETNA
ESCALA MAXIMA (G): 2

De acuerdo con la información entregada por el servicio geológico, mediante respuesta a solicitud realizada:

Radicado No: SGC-2-2024-008261
Tipo de Solicitud: Derecho de Petición - Solicitud de información/Documentación
PQRSD:
Respuesta: Se adjunta respuesta al radicado y dos anexos (tabla Excel y carpeta comprimida).
Radicado de Salida: SGC-1-2024-010334

Indican que no se encontraron registros con aceleraciones en el rango solicitado (es decir, de 0.1g a 0.6g), por lo que fue necesario realizar el escalado de los registros en función de la aceleración máxima del registro. Por lo tanto, se utilizaron dos sismos representativos, los cuales se pueden observar en la Tabla 7. Estos sismos entonces fueron escalados para completar un conjunto de registros que permitiera evaluar el comportamiento de los desplazamientos en el rango desde 0.1g hasta 0.6g

4.3. FASE 3: ESTABLECER TIPOS Y NIVELES DE DAÑO

Una vez establecidos los modos de falla de los muros de contención, se realizó una revisión bibliográfica encaminada a determinar los niveles de daño que son establecidos para los análisis de los desplazamientos en los muros de contención. Sin embargo, no hay suficiente información en la literatura que permita estimar de manera acertada un valor límite para un tipo de daño particular, a continuación, se evidencian algunas recomendaciones:

- S. Argyroudis, (2013):

En este estudio realizaron las curvas de vulnerabilidad sísmica para un muro de contención en voladizo, esto para modelar el comportamiento de los estribos de un puente, por lo que la vulnerabilidad estaba asociada con los asentamientos sufridos por el relleno en la espalda del muro, lo que podría impedir el paso de los vehículos. Así entonces evalúan el daño en el relleno, estableciendo 3 límites:

Tabla 8. Estados límites de muros de contención propuestos S. Argyroudis, 2013

Estados de daño	Desplazamiento Vertical Permanente del Relleno (m)
Menor	0.02
Moderado	0.05
Completo	0.08

Fuente: Elaboración propia

- Huang S.-H. (2009):

Los autores en el estudio presentaron una evaluación de los desplazamientos del muro de contención bajo carga sísmica, teniendo en cuenta el criterio de esfuerzo movilizado. Presentando varios niveles de daño esta clasificación se puede ver en la Tabla 9. De acuerdo con el criterio establecido por el eurocodigo (1994), el desplazamiento vertical permisible está en función únicamente de la aceleración.

Tabla 9. Criterios para estados límite de muros de contención en voladizo.

Criterio	Eurocodigo (1994)	Wu and Prkash (1996)	AASHTO (2002)
Desplazamiento Horizontal: Permisible	$300 \times a_{\max}$ (mm)	2% altura del muro	$250 \times a_{\max}$ (mm)
Desplazamiento Horizontal: Falla	-	10% altura del muro	-

Fuente: Elaboración propia

Los estados límites basados únicamente en función de la altura del muro no fueron tenidos en cuenta debido a las condiciones observadas en los modelos desarrollados. Como se detallará en el Capítulo 5, los valores de los desplazamientos horizontales y verticales se encontraron fuera del rango definido para los estados límites por altura. En términos generales, esto se debió a la cantidad de información disponible en los modelos, lo que impidió asociar de manera adecuada los límites de las deformaciones con la altura de los muros. Además, se debe considerar que los modelos analizados fueron diseñados bajo condiciones pseudo-estáticas. Por lo tanto, no fue posible establecer una relación clara entre los estados límites de daño y la altura de los muros.

En este contexto, y siguiendo a Z. Zhong et al. (2020), se pueden establecer los valores límites de los desplazamientos en función de los percentiles obtenidos de los datos de análisis. Esto se debe a que el comportamiento de los desplazamientos de las estructuras sobre el suelo depende de una amplia gama de variables. Por lo tanto, no se consideró adecuado definir los niveles de daño en función de la altura de los muros, especialmente dado que los muros de contención analizados fueron diseñados bajo condiciones pseudo-estáticas. De acuerdo con esto, se evaluaron 3 percentiles 15, 50 y 85 que representan los estados límites admisible, medio y colapso como lo recomiendan B. Borzi et al. (2015). Así mismo el comportamiento y desarrollo de la resistencia de los suelos está fuertemente influenciado por las pequeñas deformaciones que ocurren durante la carga, en este sentido, no se consideró apropiado definir los límites en función de la altura de los muros dado que el comportamiento de un muro de 5 metros de altura comparado con el comportamiento de 11 metros de altura, representa un cambio significativo en lo que podía ser la definición un estado límite como colapso, dónde el muro de 5 metros de altura experimentaría una condición de colapso si su desplazamiento horizontal es del 10% de la altura, es decir que llega al colapso cuando el desplazamiento es de 50cm. Por otro lado el muro de 11 metros de altura experimenta el colapso cuando su desplazamiento vertical es de 1.1m. lo que representa más del doble del valor de colapso en un muro más pequeño, por lo que se consideró que para el presente

trabajo de tesis no es aplicable este criterio (el promedio encontrado en la literatura 2%H, 5%H, 10% respectivamente), por esta razón, y en función de la amplia disposición de datos con la que se realizó el proyecto, se definieron los valores límites a partir del conjunto de datos resultado de las modelaciones.

Teniendo en cuenta las condiciones del proyecto, se establecieron los límites para la evaluación de la vulnerabilidad teniendo en cuenta el conjunto de datos asociados con cada tipo de suelo, cada altura de muro y cada inclinación de talud. Con el fin de ampliar el espectro de análisis en la determinación de la vulnerabilidad, fueron evaluados los mecanismos de falla definidos (desplazamiento vertical y horizontal en la corona del muro) con dos criterios límite.

El primer criterio (límite 1) consistió en la evaluación del conjunto de datos para cada tipo de suelo y cada altura de muro. Como se puede observar en la Tabla 10, se definieron los límites para evaluar la probabilidad de excedencia en función del conjunto de datos obtenido de las modelaciones discriminado por tipo de suelo y altura de muro. En este caso se evaluaron 120 modelos que corresponden a arcillas de alta plasticidad de 7m, los datos fueron organizados de mayor a menor (tanto los desplazamientos verticales, como los horizontales) y de acuerdo con el criterio de los percentiles, se definieron los valores de límite admisible para el valor que se ubica en el percentil 15, medio para el valor que se ubica en el percentil 50 (mediana), colapso para el valor que se ubica en el percentil 85. cómo se puede evidenciar en la Tabla 10.

De acuerdo con los modelos realizados se tiene la definición de límites para Arcillas (CH y CL), Limos, Arenas y Gravas de 5m, 7m 9m y 11m, para un total de 20 análisis que se encuentran en el Anexo 9.1.

Tabla 10. Definición de Límites en Función del Tipo de Suelo y Altura del Muro CH-7m.

Arcilla Alta Plasticidad CH 7m			
Límite deformación horizontal en la corona del muro (dx)		Límite deformación vertical en la corona del muro (dy)	
PERCENTIL	0.15	PERCENTIL	0.15
NUMERO DE DATOS	120	NUMERO DE DATOS	120
INDICE	18	INDICE	18
DATO #	18	DATO #	18
dx Límite	-0.032	dx Límite	-0.461
dx Límite (m)	0.032	dy Límite	0.461
PERCENTIL	0.5	PERCENTIL	0.5
NUMERO DE DATOS	120	NUMERO DE DATOS	120
INDICE	60	INDICE	60
DATO #	60	DATO #	60
dx Límite	-0.158077	dy Límite	-
			0.4945

Arcilla Alta Plasticidad CH 7m			
Límite deformación horizontal en la corona del muro (dx)		Limite deformación vertical en la corona del muro (dy)	
dx Límite	0.158	dy Límite	0.495
PERCENTIL	0.85	PERCENTIL	0.85
NUMERO DE DATOS	120	NUMERO DE DATOS	120
INDICE	102	INDICE	102
DATO #	102	DATO #	102
dx Límite	-0.505685	dy Límite	-
dx Límite	0.506	dy Límite	0.522

Fuente: Elaboración propia

El segundo criterio (límite 2) consistió en un análisis más específico gracias a los datos disponibles estableciendo el conjunto de datos entre el tipo de suelo, altura de muro e inclinación del talud a contener. los datos fueron organizados de mayor a menor (tanto los desplazamientos verticales, como los horizontales) y de acuerdo con el criterio de los percentiles, se definieron los valores de límite admisible para el valor que se ubica en el percentil 15, medio para el valor que se ubica en el percentil 50 (mediana), colapso para el valor que se ubica en el percentil 85. Para este análisis se utilizaron 42 datos de muros de contención de 7 metros de altura, en arcilla de alta plasticidad y con una inclinación del talud de 0° como se puede evidenciar en la Tabla 11.

Tabla 11. Definición de Límites en Función del Tipo de Suelo, Altura del Muro e Inclinación del Talud CH-7m-0°.

Arcilla Alta Plasticidad CH 7m 0°			
Límite deformación horizontal en la corona del muro (dx)		Limite deformación vertical en la corona del muro (dy)	
PERCENTIL	0.15	PERCENTIL	0.15
NUMERO DE DATOS	42	NUMERO DE DATOS	42
INDICE	6.3	INDICE	6.3
DATO #	7	DATO #	7
dx Límite	0.0135669	dy Límite	0.4493
dx Límite	0.0136	dy Límite	0.449
PERCENTIL	0.5	PERCENTIL	0.5
NUMERO DE DATOS	42	NUMERO DE DATOS	42
INDICE	21	INDICE	21
DATO #	21	DATO #	21
dx Límite	0.0370005	dy Límite	0.4639
dx Límite	0.037	dy Límite	0.464
PERCENTIL	0.85	PERCENTIL	0.85
NUMERO DE DATOS	42	NUMERO DE DATOS	42

Arcilla Alta Plasticidad CH 7m 0°			
Límite deformación horizontal en la corona del muro (dx)		Limite deformación vertical en la corona del muro (dy)	
INDICE	35.7	INDICE	35.7
DATO #	36	DATO #	36
dx Límite	0.0751156	dy Límite	0.4904
dx Límite	0.075	dy Límite	0.490

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los dos criterios definidos para la determinación de los límites, se construyeron dos versiones de curvas de vulnerabilidad, tomando para cada caso de análisis el criterio de límite 1 y criterio de límite 2.

4.4.FASE 4: DESARROLLO DE MODELOS

En el desarrollo de la fase 4, es necesario realizar el pre-dimensionamiento de los muros de contención que se harán en función de la altura. Seguido del pre-dimensionamiento se establece la evaluación de los mecanismos de falla, deslizamiento, capacidad portante y volcamiento. Una vez evaluados los mecanismos de falla, se realiza el diseño estructural del muro estimando los aceros de refuerzo principal para cada modelación. En la penúltima etapa se realiza el modelo mediante el uso de una herramienta de software Midas GTS NX, donde se estimarán los desplazamientos del muro asociado con los mecanismos de falla evaluados. Finalmente, y mediante un modelo estadístico se realiza la construcción de las curvas de vulnerabilidad.

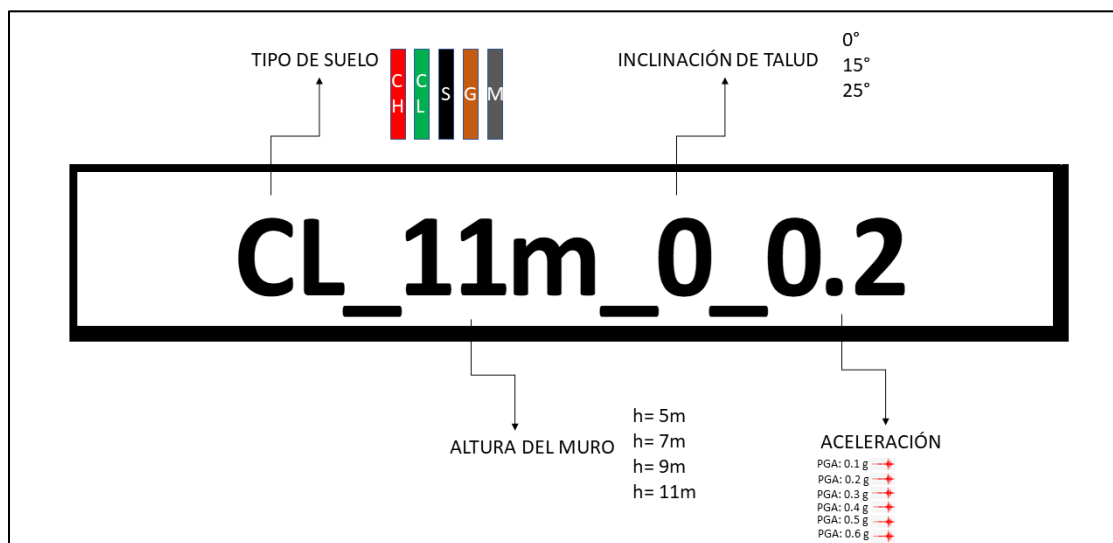
4.4.1. Geometría de los Muros.

Las dimensiones de los muros de contención se obtienen en función de la altura, según Das (2011), basta con tener en cuenta el procedimiento descrito en el numeral 3.3 para determinar las dimensiones para cualquier altura de muro de, sin embargo, estas dimensiones están sujetas a cambios debido a los análisis geotécnicos realizados en función de la presión de tierras y demás condiciones de contención. Estos análisis corresponden a los factores de seguridad y evaluación del volcamiento, deslizamiento y capacidad portante de la estructura. Donde una de las variables más importante es el tipo de carga en este caso estática y dinámica.

Se realizó el diseño y el dimensionamiento de 420 muros de contención en voladizo, los cuales fueron evaluados cumpliendo los factores de seguridad definidos en el numeral 3.3. en las Tablas 1 y 2. Y fueron diseñados en condiciones estáticas y pseudo estáticas antes de llevar a cabo el análisis dinámico con el uso de los registros de aceleraciones en el tiempo.

Con el fin de identificar los diferentes muros de contención, se propuso una forma para codificarlos teniendo en cuenta la información del muro, la nomenclatura puede ser observada en la Imagen 21.

Imagen 21. Nomenclatura Modelos



Fuente: Elaboración Propia.

4.4.2. Comprobación de Estabilidad.

Una vez realizado el pre-dimensionamiento de los muros de contención, se realizó la evaluación de la estabilidad de cada muro teniendo cuenta el deslizamiento, volcamiento y capacidad portante. La revisión de la estabilidad obedeció a lo establecido en la Norma Colombiana Sismo Resistente NSR 10 como se observa en la Tabla 12.

Tabla 12. Factores de Seguridad mínimos en condiciones pseudoestáticas NSR -10.

Factores de seguridad en Condición Pseudo Estática NSR 10		
Volcamiento	Tabla 6.9-1	2.00
Deslizamiento	Tabla 6.9-1	1.05
Capacidad Portante.	Tabla 4-7.1	1.50

Fuente: Norma Sismo Resistente, 2010.

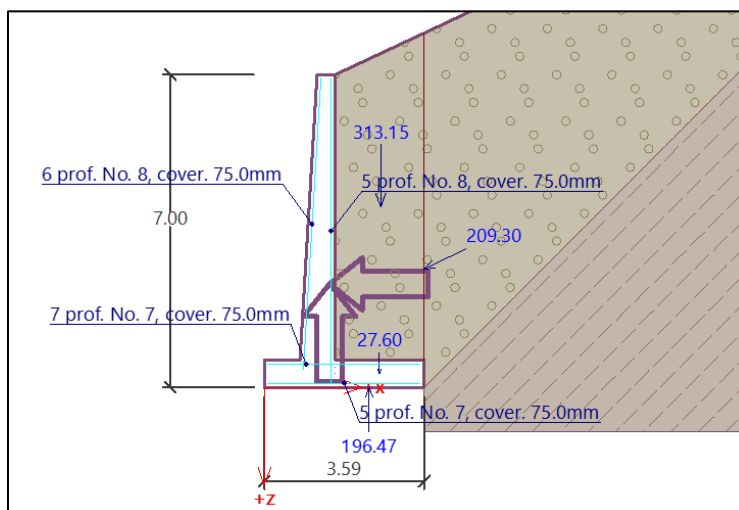
En este sentido, los muros fueron diseñados en condición pseudo estática. Esta condición permite establecer fuerzas horizontales y verticales adicionales a las evaluadas en condición estática, y puede ser una aproximación importante al comportamiento dinámico de los muros. Para la verificación del comportamiento de los muros ante deslizamiento, volcamiento y capacidad portante, se utilizó la herramienta de cómputo GEO5. En el Anexo 9.2 se presenta

la memoria de cálculo del diseño del muro de contención CH_7m_0°_0g. este proceso se realizó para los 420 muros de contención diseñados.

4.4.3. Diseño Estructural de los Muros.

Se realizó el diseño estructural de los muros, considerando las fuerzas estáticas y pseudoestática analizadas. En este sentido se realizaron los diseños del acero principal en el cuerpo del muro (frontal y posterior), así como las cuantías de acero superior e inferior de la zapata. Se utilizó la herramienta de cómputo GEO5. En el Anexo 9.2 se presenta la memoria de cálculo del diseño del muro de contención CH_7m_0°_0g. este proceso se realizó para los 420 muros de contención diseñados. Como se muestra en la Imagen 22, gracias a la herramienta de cómputo utilizada fueron calculados los aceros de refuerzo principales en a estructura.

Imagen 22. Diseño Estructural Muros de Contención



Fuente: elaboración propia.

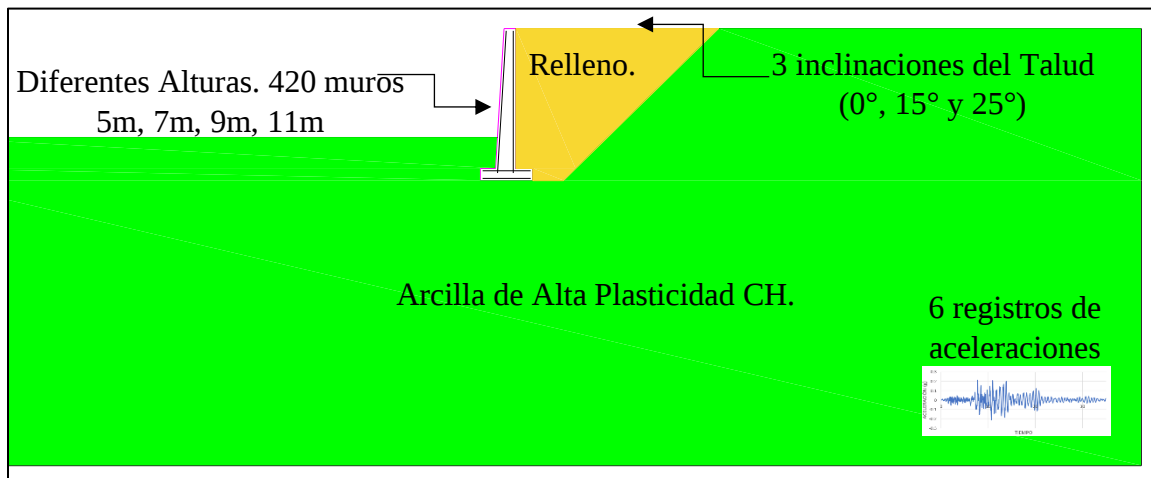
Los muros de contención fueron diseñados cumpliendo con las condiciones requeridas en el reglamento colombiano de construcción. En este estudio el comportamiento del concreto y del refuerzo se consideró como elástico – lineal el muro se desplazó como un cuerpo rígido. Se realizó el modelo del muro de contención en concreto con una resistencia a la compresión de 21MPa (3.000 psi), el módulo de elasticidad fue obtenido siguiendo la recomendación de la NSR, 2010 ($E = 4700 * \sqrt{f'_c}$). El peso unitario de 24 kN/m³ y la relación de Poisson 0.3. El módulo de elasticidad del acero fue establecido como 210.000 MPa.

4.4.4. Análisis y Modelación Numérica.

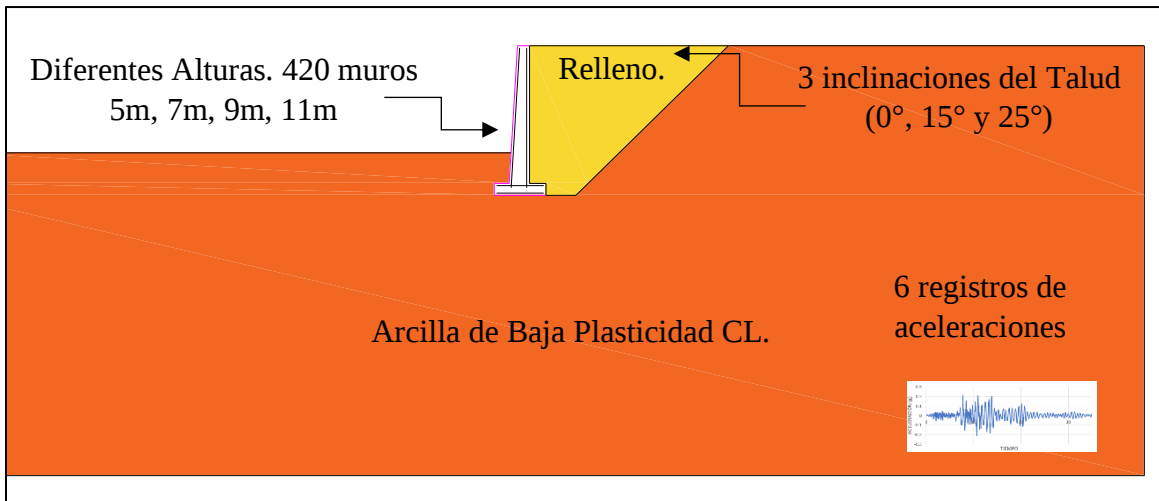
La respuesta del comportamiento sísmico de los muros de contención y la relación con el suelo de relleno y de fundación, en la Imagen 23 se presenta el perfil estratigráfico para cada uno de los suelos. Se modeló mediante el uso de la herramienta computacional Midas GTS NX, con el uso de elementos finitos. Cada modelo fue evaluado con dos propiedades geotécnicas, una que corresponde al suelo de fundación (CH, CL, M, G y S) y otra con respecto al material de relleno. Las propiedades del relleno se mantienen para los 2.520 modelos. Se realizaron los modelos correspondientes a los 420 muros de contención, los cuales fueron el resultado del análisis de estabilidad y dimensionamiento de los muros. Cada muro de contención diseñado fue evaluado por 6 registros sísmicos con aceleraciones máximas de 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.6g, esos registros se tomaron de los canales oficiales del Servicio Geológico Colombiano <https://saeprod.sgc.gov.co/catalogo>. Así entonces cada muro fue evaluado bajo 6 registros sísmicos lo que corresponde a un total de 2.520 modelaciones.

De acuerdo con los modelos presentados en la imagen 23, se tuvo en cuenta una profundidad de cimentación de los muros de contención en 1m para todos los modelos. La altura de los rellenos fue de 0m a 10m.

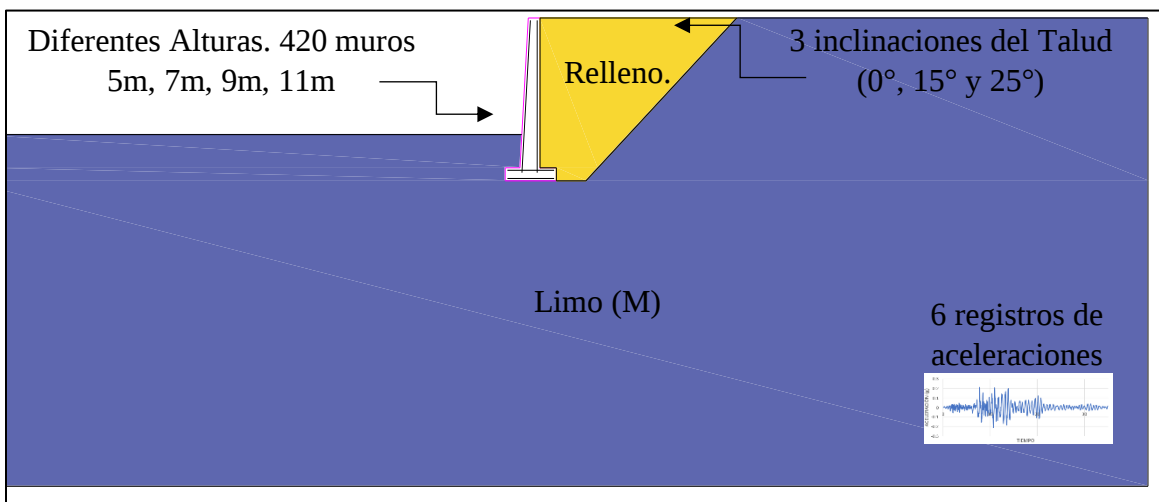
Imagen 23. Perfil estratigráfico de los modelos.



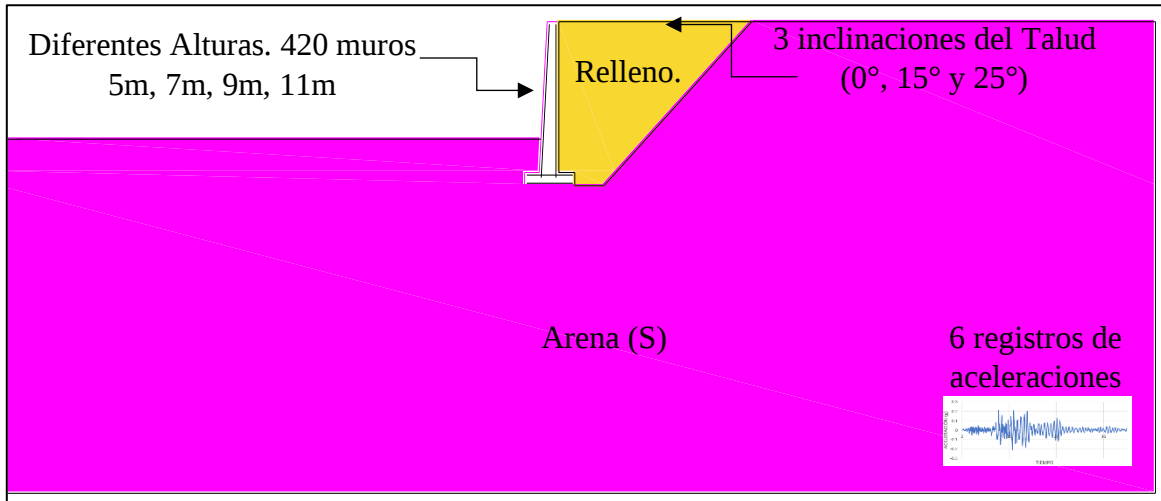
a) Arcilla CH



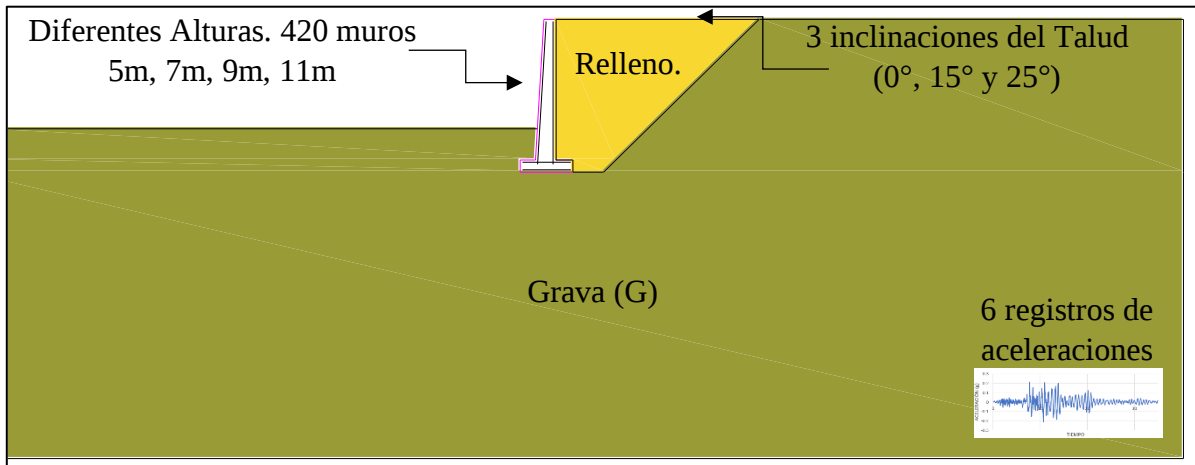
b) Arcilla CL



c) Limo (M).



d) Arena(S)



e) Grava (G)

El suelo fue representado mediante un modelo constitutivo de endurecimiento Hardening Soil, el cual fue postulado por Schanz T. et al. (1999), dado que este modelo permite realizar análisis de carga y descarga, es un método versátil que sirve para modelar el comportamiento de cualquier tipo de suelo, cohesivos y friccionantes. Los modelos constitutivos toman importancia dado la falta de conocimiento sobre el comportamiento del suelo, el cual a través del tiempo ha sido modelado de diferentes maneras. Las modelaciones han estado en función de los datos disponibles para realizar cualquier tipo de análisis, esto hace referencia a una relación importante entre los modelos constitutivos y los ensayos de laboratorio que se

realizan a las muestras, y corresponde al costo. En este sentido, realizar ensayos que permitan obtener valores precisos sobre la rigidez de un suelo, puede resultar muy costoso. Es por eso, que varios modelos están fundamentados solamente en el comportamiento mecánico de los suelos asociados con la resistencia, y no con los parámetros de rigidez, como es el caso del modelo Mohr Coulomb, Donde a partir de los datos utilizados para la implementación de los modelos, es posible evidenciar que no representan el comportamiento real del suelo, en el caso particular, experimentando un comportamiento elástico y perfectamente plástico, sin embargo si representan aproximaciones que pueden ser usadas en los análisis requeridos.

Teniendo en cuenta la relación que existe entre el módulo de elasticidad de los suelos con el estado de esfuerzos al cual está sometido, se desarrollaron modelos que variaban a través de los estados de esfuerzo, por lo que el módulo de elasticidad o módulo de Young también varia conforme a esto. Así es posible representar el comportamiento del suelo mediante un modelo constitutivo como el de J.M. Duncan (1980), también conocido como modelo hiperbólico. En este modelo se combina el comportamiento elástico de la ley de Hooke, con el comportamiento perfectamente plástico que es representado por el modelo de Mohr Coulomb. Este modelo hiperbólico utiliza dos parámetros de rigidez y es ampliamente usado por consultores geotécnicos. Sin embargo, la mayor inconsistencia de este modelo es que no es posible distinguir entre cargas y recargas (Schanz T. et al, 1999). Los parámetros que se deben tener en cuenta para el uso del modelo constitutivo Hardening Soil, se presentan en la Tabla 13:

Tabla 13. Parámetros Modelo Hardening Soil

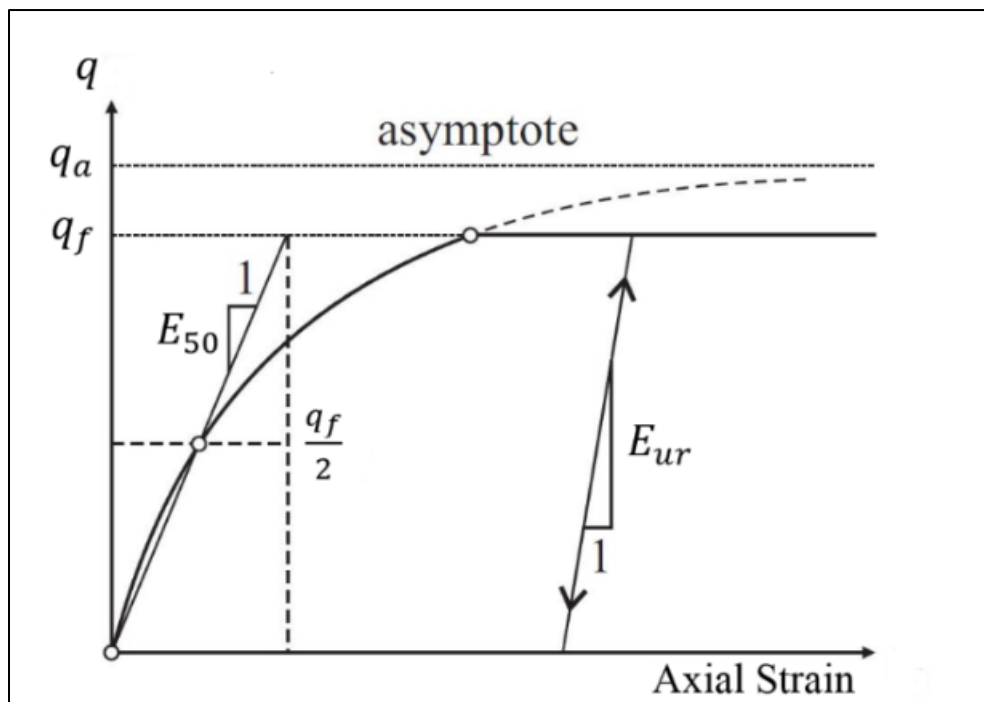
Parámetro	Descripción
E_{50}	Rigidez Secante para describir las deformaciones plásticas debido a la carga desviadora primaria debida a una presión de referencia seleccionada
E_{oed}	Rigidez Secante para describir las deformaciones plásticas debido a la compresión primaria a una presión de referencia seleccionada
E_{ur}	Rigidez para describir el comportamiento elástico de carga/recarga a una presión de referencia seleccionada.
c	Cohesión efectiva
ψ	Ángulo de Dilatancia
ϕ	Ángulo de Fricción
u	Relación de Poisson
m	Ley de potencia utilizada para describir el nivel de dependencia del esfuerzo de la rigidez del suelo.
R_f	Relación de Falla

Fuente: Elaboración Propia.

Los parámetros de suelo estimados se pueden ver en la Tabla 6 en el capítulo 4.3.1. estos valores fueron consultados en la literatura, con el fin de tener un conjunto de datos que permitiera realizar las modelaciones de los suelos CH, CL, M, GW, SW y Relleno.

Dentro de los datos de entrada para el modelo, se encuentran parámetros de rigidez plástica del suelo E_{50} y E_{ur} . Estos parámetros son establecidos y calculados para una presión de confinamiento de referencia este valor es de 100 kPa. Así mismo los parámetros de rigidez elástica del suelo E_{oed} . De acuerdo con Wu y Tung (2020), este parámetro puede asumirse igual a E_{50} y a su vez el parámetro E_{ur} puede ser estimado como $3 E_{50}$. Por otro lado, se cuenta con los parámetros para relacionados con la relación de Poisson y el ángulo de dilatancia, asociando el cambio de volumen obtenido de ensayos triaxiales. En la Imagen 24 es posible identificar una curva hiperbólica de un ensayo triaxial que ha sido simulado usando el modelo Hardening Soil.

Imagen 24. Curva esfuerzo – deformación hiperbólica.

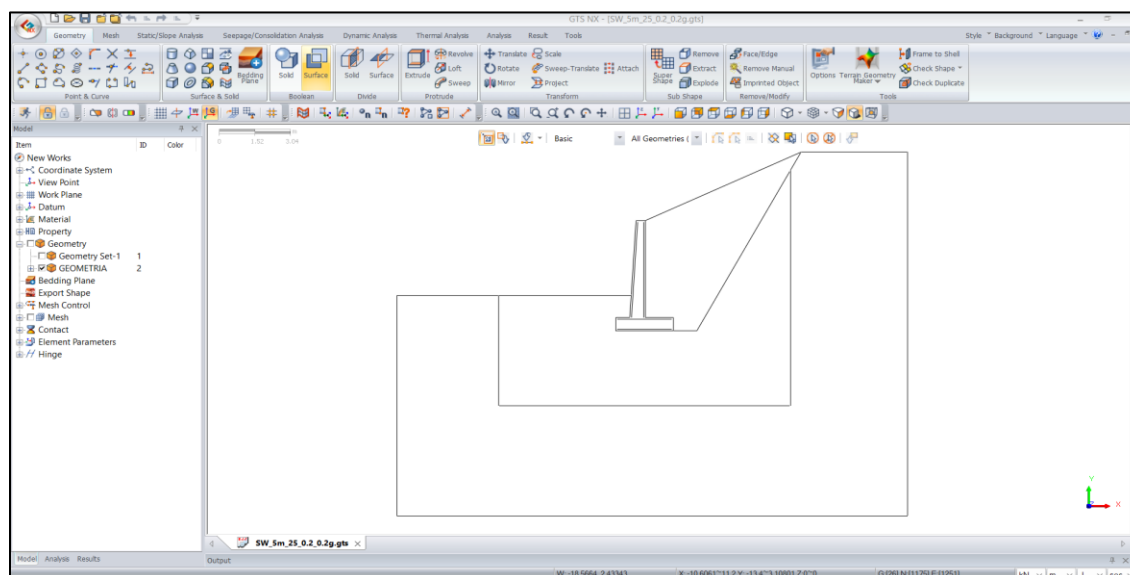


Fuente: Plaxis (2014).

Una vez establecidos los parámetros del suelo, la geometría de los muros de contención, definido el modelo constitutivo, los registros sísmicos, se realiza la modelación mediante la ayuda de la herramienta Midas GTS NX, el cual es un software que permite realizar la evaluación del comportamiento de estructuras geotécnicas mediante elementos finitos bajo carga sísmica.

Para realizar la modelación fue necesario realizar la importación de la geometría desde un archivo con extensión .dxf. el modelo se construye teniendo en cuenta la geometría del muro de contención, la inclinación del talud y los límites en las condiciones del suelo. Dentro de las condiciones geométricas se estableció la zona del muro de contención y el contorno más cercano al muro con una malla refinada. En la Imagen 25 se evidencia la importación de la geometría de un muro de contención de 5m de altura y una inclinación de talud de 25°.

Imagen 25. Importación Geometría SW_5m_25_0.2_0.2 Software Midas GTS NX

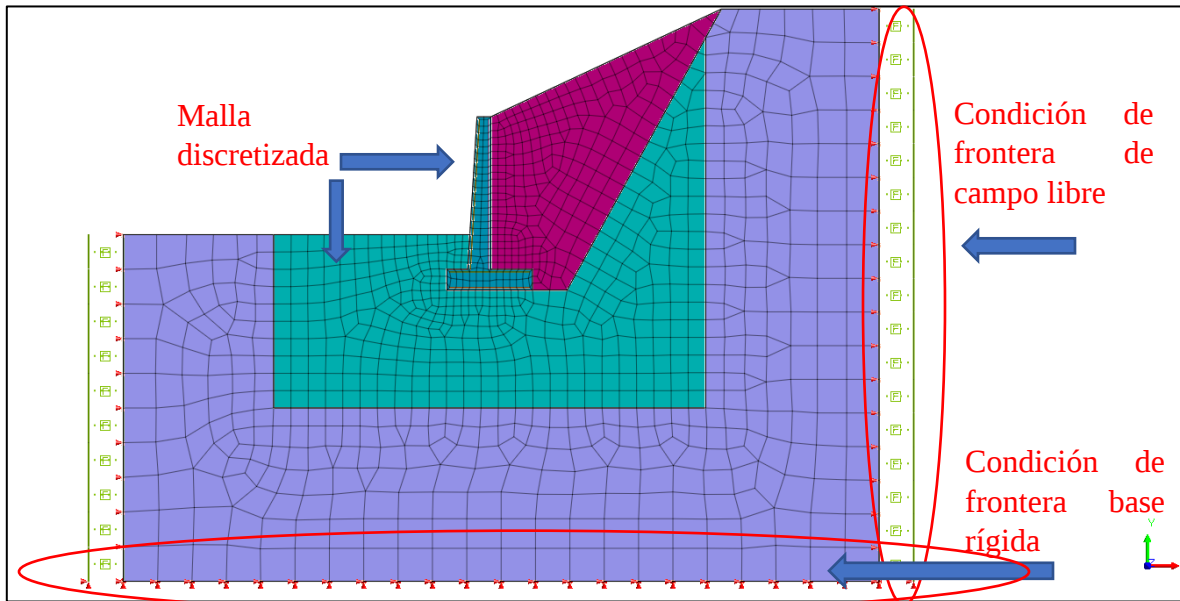


Fuente: Elaboración Propia.

Una vez establecida la geometría del modelo, fue necesario realizar el mallado con el fin de establecer las condiciones mediante las cuales se realizó el análisis. De acuerdo con S. Argyduris (2012), se generaron mallas rectangulares de 0.2m X 0.2m en el muro de contención y su contorno, dado que es ahí donde se buscaba mayor precisión en los datos. En el resto de modelo se realizaron mallas de hasta 0.5m x 0.5m. en la imagen 26 se puede evidenciar el refinamiento de la malla en el contorno del muro. Así mismo como se distribuye la malla a lo largo del talud. Realizado el mallado para las condiciones de geometría mostrada, se realizó la asignación de las propiedades de los materiales. Las propiedades de los materiales pueden ser consultadas en el capítulo 4.3.1. dónde se definieron los parámetros del suelo con los que fueron llevadas a cabo las modelaciones. Una vez establecidas las propiedades de los materiales, fue necesario realizar la definición de las condiciones de frontera en los modelos, ya que esto puede generar unos resultados confiables ante la aplicación de las cargas debidas a sismo. Para esto se establecieron condiciones de frontera en bordes de absorción de campo libre que consiste en resortes amortiguadores, que nos permite generar condición de suelo infinito y además se estableció la longitud del modelo para evitar la reflexión de las ondas en los bordes y que esto afecte la aplicación de las cargas sísmicas en el muro de contención. por lo tanto, se establecieron condiciones de frontera en

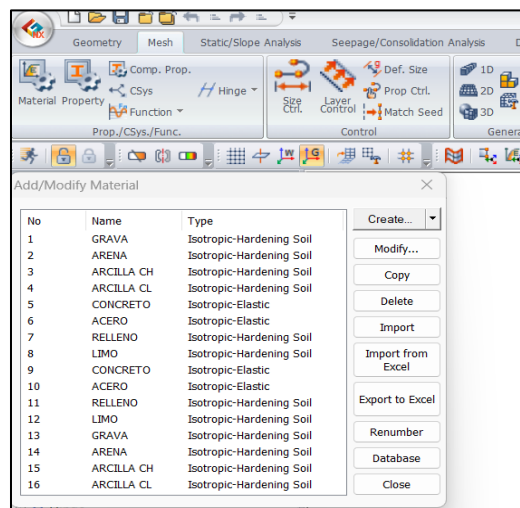
la base rígida y los laterales mediante fronteras absorbentes. En la condición general, los modelos tienen en promedio 4.000 nodos, los cuales están en función de dimensionamiento y el espaciamiento que hay entre las mallas, que va desde 0.2m hasta 0.5m. el ancho de los modelos tiene un promedio de 22 metros, y puede tener altura hasta de 20 metros. Para el material de concreto y acero de refuerzo de los muros de contención, se definió el modelo constitutivo elástico lineal. El análisis se realizó en condición estática y dinámica.

Imagen 26. Mallado General de los Modelos.



Fuente Elaboración propia.

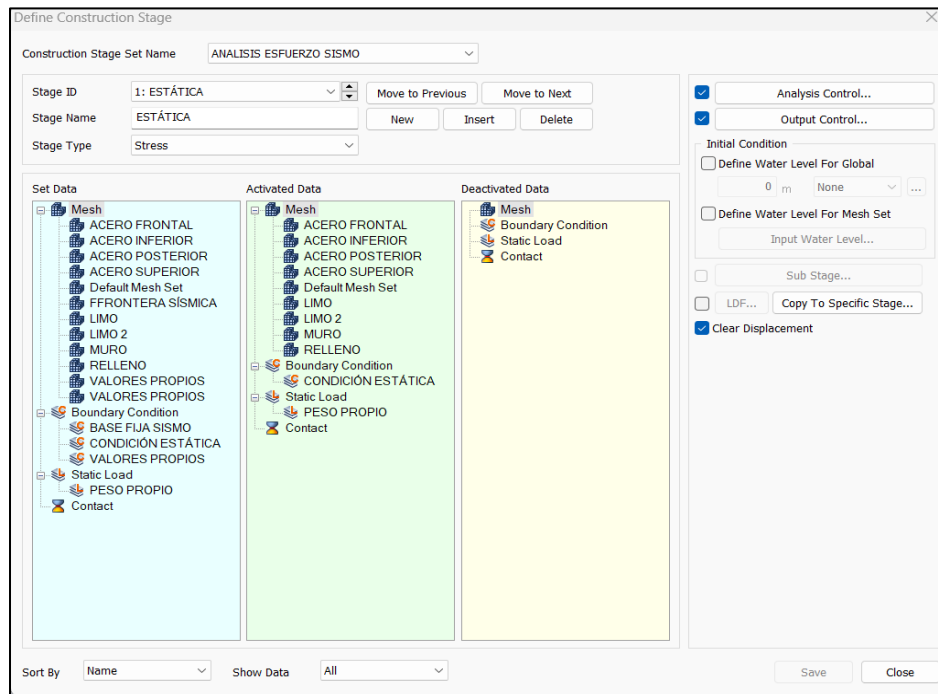
Imagen 27. Asignación de materiales en el modelo.



Fuente: Elaboración Propia

Una vez asignadas las propiedades de los materiales, teniendo en cuenta la condición que se pretende evaluar (sea para M, CH, CL, SW o GW), se procedió a realizar el análisis en condición estática, donde se evalúan las cargas como el peso propio del muro, y las condiciones de empujes estáticos del terreno sobre la estructura de contención.

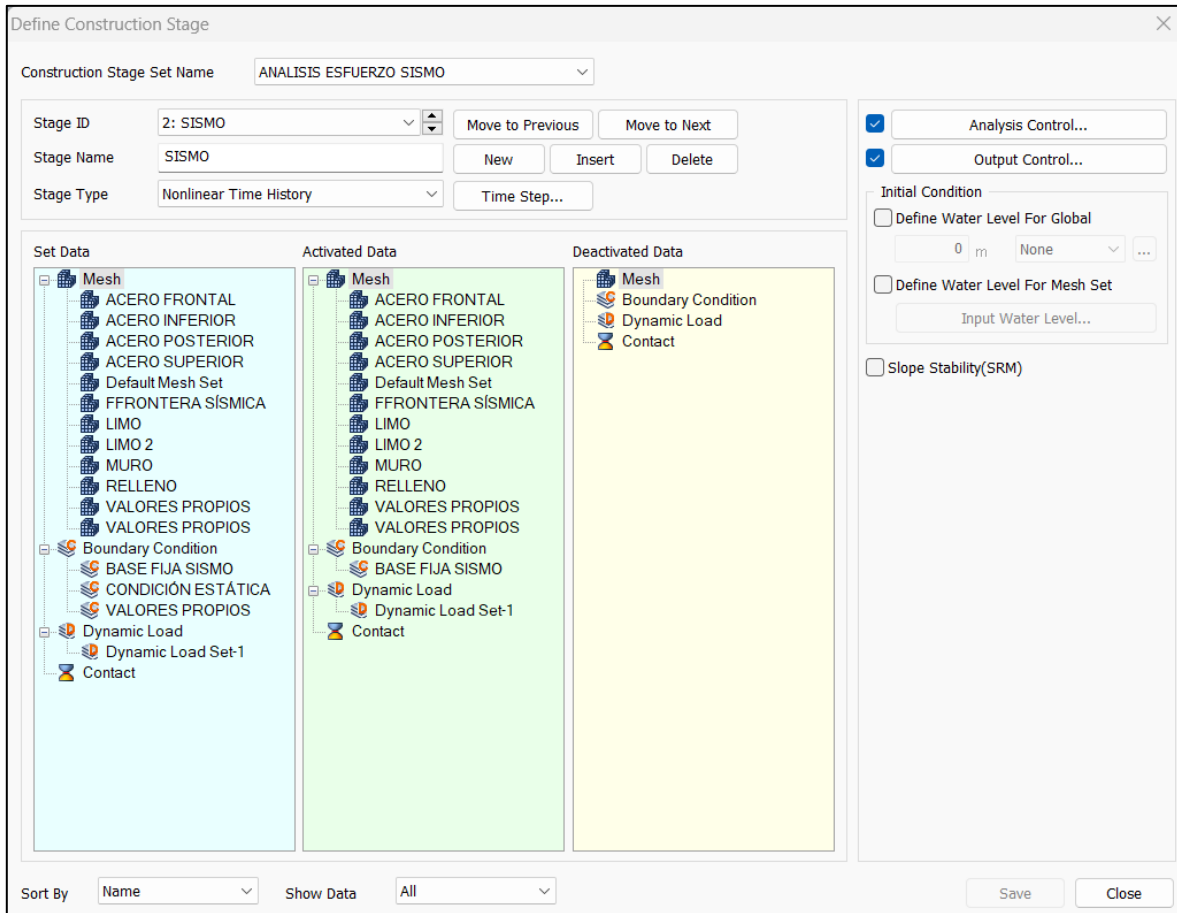
Imagen 28. Definición caso de Análisis Estático.



Fuente: Elaboración Propia.

En la Imagen 28 se evidencia la definición del caso de análisis estático del modelo. Así mismo en la Imagen 29 es posible evidenciar las condiciones para el análisis dinámico de la estructura.

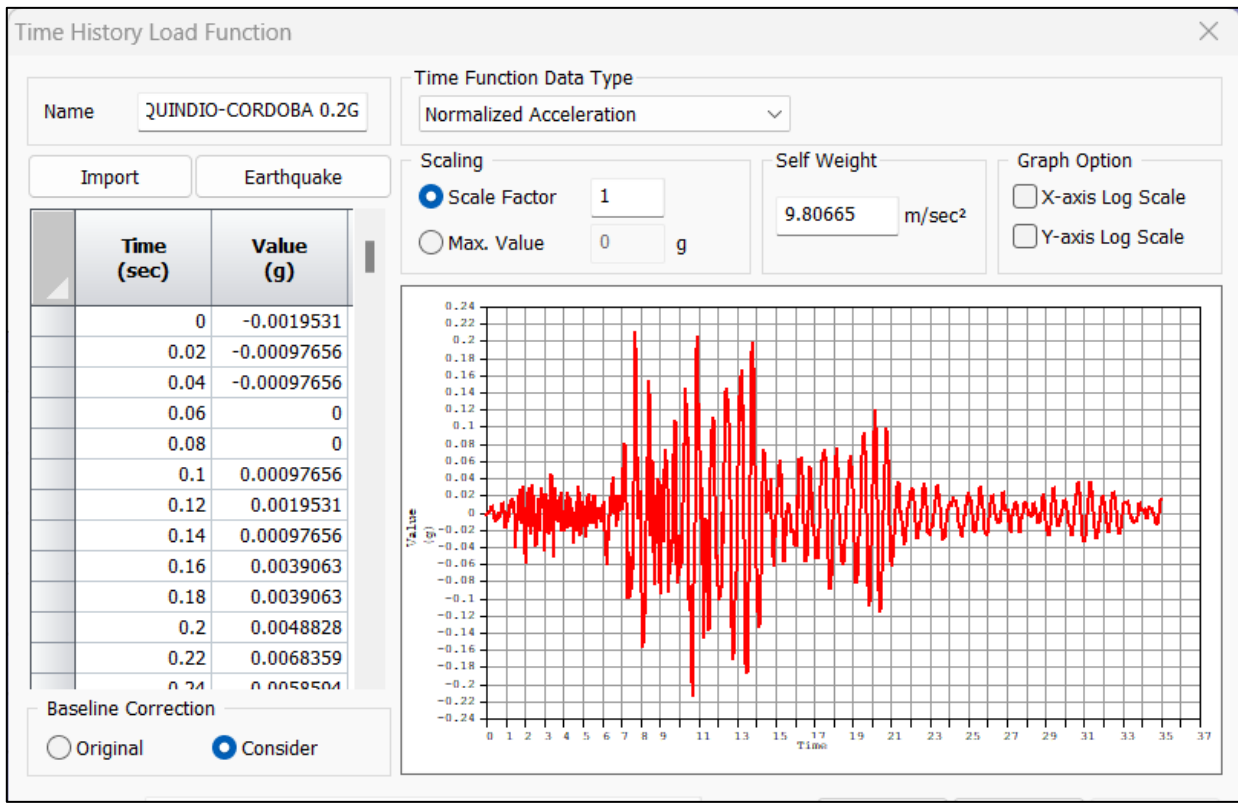
Imagen 29. Definición caso de Análisis Dinámico.



Fuente: Elaboración Propia.

Para llevar a cabo el análisis dinámico, fueron cargados los 6 registros de sismos colombianos descritos en el numeral 4.3.4. *Registros de aceleración en el tiempo*, donde se establecieron los registros con 6 niveles de aceleración máxima diferentes. Para 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, y 0.6g estos registros fueron cargados en el software usado de apoyo para el desarrollo de los modelos, como se puede ver en la Imagen 29. Se realizó un análisis de los modos de vibración de cada muro de contención con el fin de estimar el porcentaje de participación de masa en el modo de vibración con la frecuencia más baja (mayor periodo). Se realizó el análisis de los modos de vibración hasta llegar al 90% de participación de masa, esto asegurando obtener los periodos naturales de baja frecuencia. Esto evalúa la condición en la cual la estructura entra en el mismo periodo de vibración del suelo generando resonancia siendo la condición más crítica durante el evento sísmico. Por esto es necesario determinar el comportamiento en los modos de vibración de la estructura con el suelo.

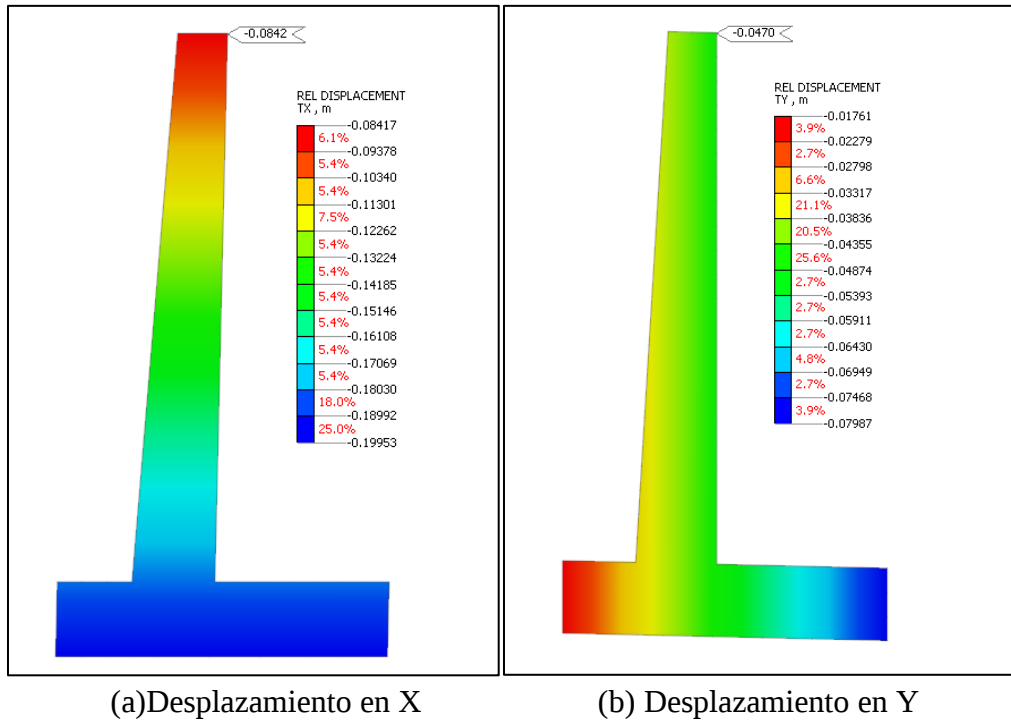
Imagen 30. Registro de aceleración en el tiempo en el Software Midas GTS NX



Fuente: Elaboración propia.

Una vez establecidos los componentes necesarios para las modelaciones, se procedió a realizar el caso de análisis en el software, donde se inició con la modelación en condición estática, donde se evalúan las condiciones en las cuales se encuentra el muro de contención antes de la ocurrencia del sismo. Luego de esto, se realiza la configuración para el análisis dinámico, indicando cuales son los datos que se requieren como respuesta de cada modelación. El amortiguamiento es usualmente asignado con un valor del 5% considerado como un valor estándar para estructuras de concreto y de acero, en ausencia de detalles específicos.

Imagen 31. Distribución de desplazamiento experimentados en el eje X (a) y en el eje Y (b)



Muro de contención de 5 metros con una inclinación de talud de 25° , sometido a un sismo que tiene una aceleración máxima de $0.5g$.

De acuerdo con las condiciones del proyecto, la evaluación de la respuesta del muro ante carga sísmica se realiza mediante el seguimiento de los desplazamientos relativos verticales y horizontales. Dado que el software permite calcular cuales son los desplazamientos en cada uno de los nudos y en cada instante del sismo, se realizó el análisis teniendo en cuenta el último paso del sismo. Esto con el fin de establecer las condiciones en las cuales el muro quedó luego de experimentar la carga sísmica impuesta. Una vez realizadas las modelaciones mediante el uso de una herramienta computacional, se realizó el análisis de los datos obtenidos en función de la construcción de las curvas de vulnerabilidad. Esto será evidenciado en el capítulo 5 del presente documento.

5. RESULTADOS Y CONTRIBUCIÓN.

En el capítulo 5 se presentan los datos obtenidos durante la ejecución de las modelaciones, las cuales permitieron estimar los desplazamientos que se han generado en la corona de cada muro de contención. estos desplazamientos que se evalúan serán en dirección X y en dirección Y, esto dado que se consideran los mecanismos de falla más comunes en estos tipos de estructuras de contención. una vez analizados los datos obtenidos de los modelos, se realizó el planteamiento para la construcción de las curvas de vulnerabilidad para muros de contención en voladizo debido a carga sísmica basado en una distribución Log-normal.

5.1. ANÁLISIS DE DATOS OBTENIDOS DE LAS MODELACIONES:

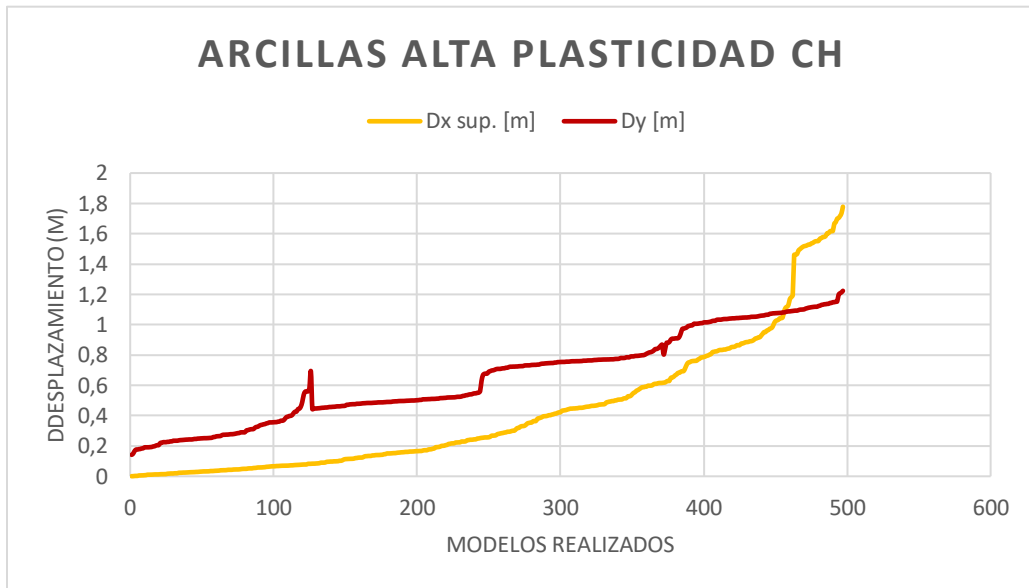
Con el fin de presentar los datos obtenidos de manera organizada, se presentará el comportamiento de cada muro de contención en cuanto los desplazamientos verticales y horizontales en la corona del muro. En este sentido es necesario discriminar por cada tipo de suelo SW, GW, M, CH y CL. Para esto es necesario tener en cuenta la nomenclatura para cada tipo de suelo.

5.1.1. Arcillas de Alta plasticidad (CH).

De acuerdo con las modelaciones realizadas, se evidencian los datos establecidos para los desplazamientos ocurridos en los muros de contención donde el suelo de fundación corresponde a una arcilla de alta plasticidad. En este sentido, se estiman resultados para muros de contención con alturas de 5m, 7m, 9m y 11m. así mismo para cada altura, se presentan resultados con diferentes inclinaciones de talud de relleno (0° , 15° , 25°).

En la Imagen 32 es posible evidenciar el comportamiento de los desplazamientos experimentados por los muros de contención en arcillas de alta plasticidad, en este sentido se observa un rango de desplazamientos en X de 0m a 1.60m. y desplazamientos en Y de 0m hasta 1.15m; estos rangos fueron estimados de 497 modelos en arcillas de alta plasticidad, en los cuales se incluyen las 4 alturas de muros de contención en voladizo (5m, 7m, 9m y 11m), las 3 inclinaciones de talud usadas en los modelos (0° , 15° y 25°), también los muros que fueron diseñados en condición pseudo estática (aceleraciones 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.6g) y por último, cada uno de esos muros fue modelado con 6 registros de aceleraciones en el tiempo dentro de lo que se consideró como análisis dinámico. Los resultados de los modelos se encuentran registrados en el Anexo 9.3. donde encuentra la información correspondiente a los desplazamientos verticales y desplazamientos horizontales que ha experimentado en la corona cada muro, así como el giro en radianes. Esta información es tomada teniendo en cuenta el último instante de ocurrencia del registro sísmico, lo que nos indica que esa fue la condición final en la cual cada muro quedó después del análisis dinámico. Los valores en X de la Imagen 32 corresponde a cada modelo realizado.

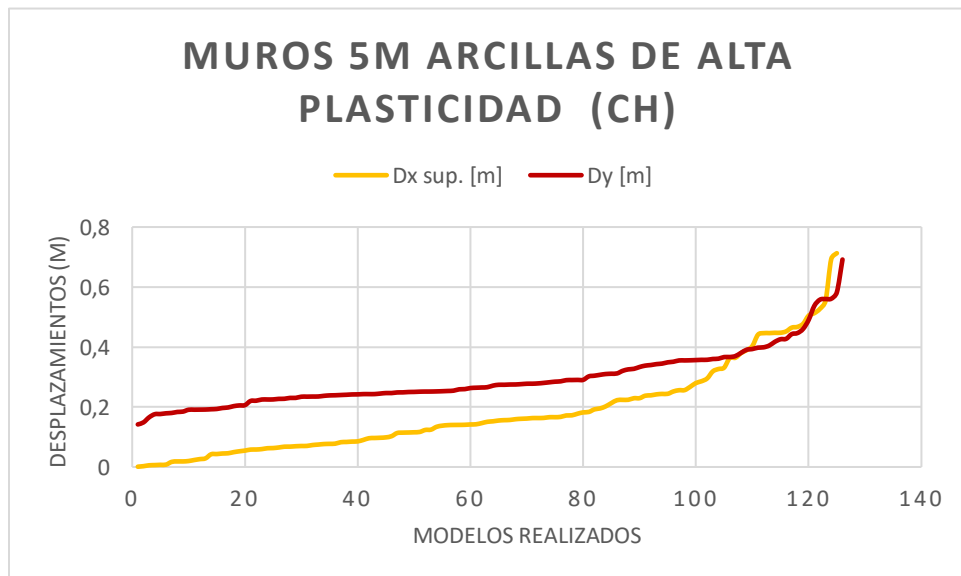
Imagen 32. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en las Arcillas de Alta Plasticidad CH.



Fuente: Elaboración propia

En la imagen 33 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 5m de altura, en suelo arcilloso de alta plasticidad, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0°, 15° y 25°).

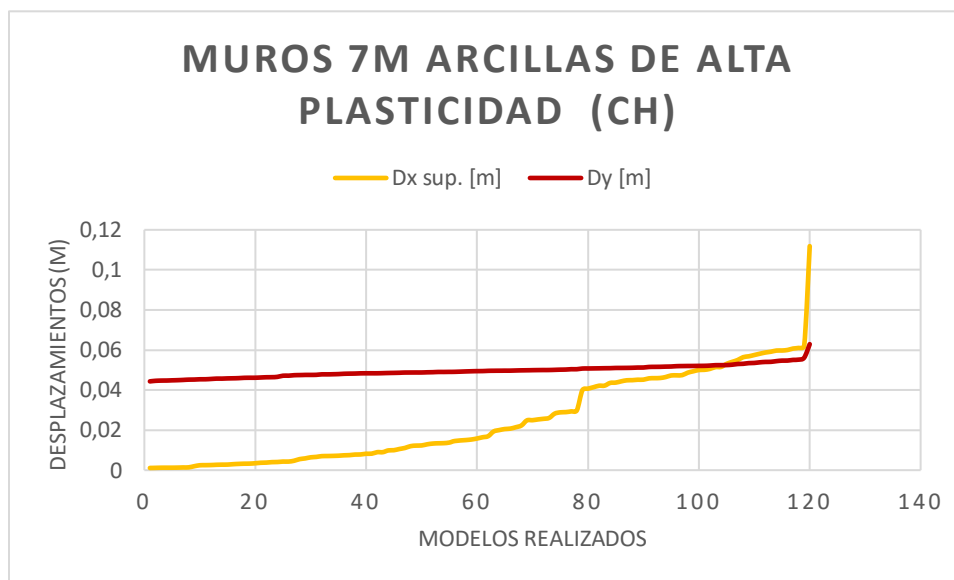
Imagen 33. Desplazamientos en muros de 5m de altura en Arcillas de alta Plasticidad



Fuente: Elaboración Propia.

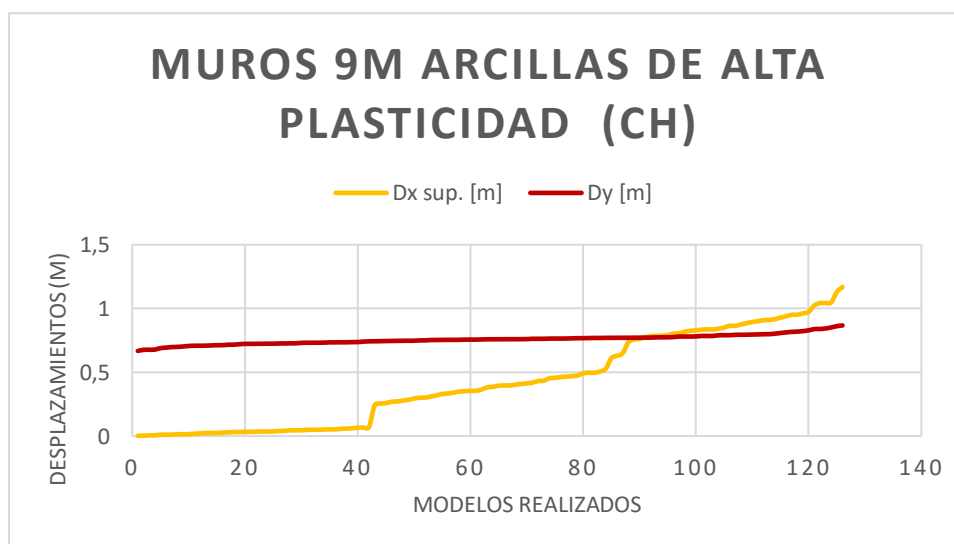
En la Imagen 34 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 7m de altura, en suelo arcilloso de alta plasticidad, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0°, 15° y 25°).

Imagen 34. Desplazamientos en muros de 7m de altura en Arcillas de alta Plasticidad



En la Imagen 35 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 9m de altura, en suelo arcilloso de alta plasticidad, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0°, 15° y 25°).

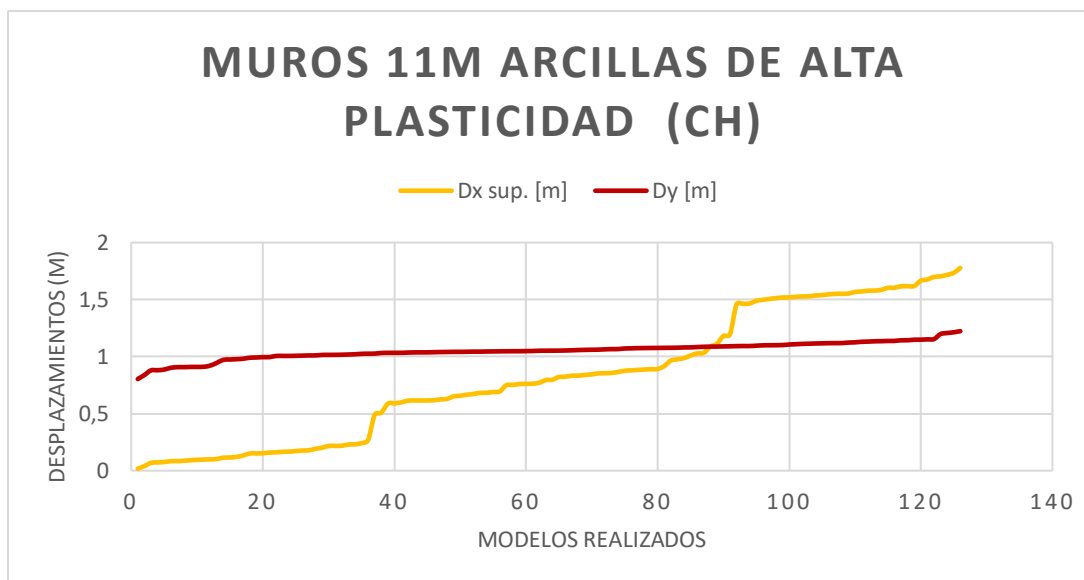
Imagen 35. Desplazamientos en muros de 9m de altura en Arcillas de alta Plasticidad



Fuente: Elaboración Propia

En la Imagen 36 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 11m de altura, en suelo arcilloso de alta plasticidad, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 36.Desplazamientos en muros de 11m de altura en Arcillas de alta Plasticidad



Fuente: Elaboración Propia

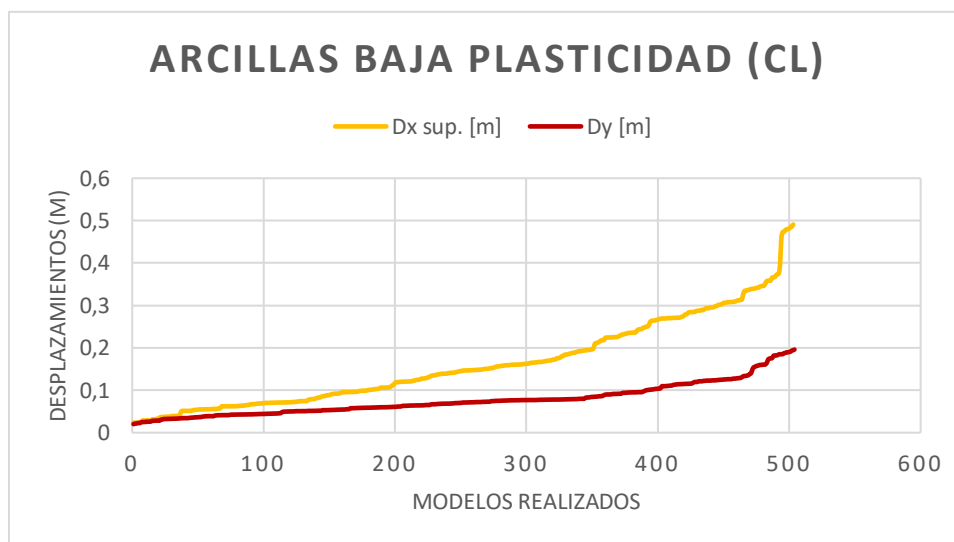
5.1.2. Arcillas de Baja Plasticidad (CL).

De acuerdo con las modelaciones realizadas, se evidencian los datos establecidos para los desplazamientos ocurridos en los muros de contención donde el suelo de fundación corresponde a una arcilla de baja plasticidad. Se estimaron resultados para muros de contención con alturas de 5m, 7m, 9m y 11m. así mismo para cada altura, se presentan resultados con diferentes inclinaciones de talud de relleno 0° , 15° y 25° .

En la Imagen 37 es posible evidenciar el comportamiento de los desplazamientos experimentados por los muros de contención en arcillas de baja plasticidad, en este sentido se observa un rango de desplazamientos en X de 0m a 0.5m. y desplazamientos en Y de 0m hasta 0.2m. estos rangos fueron estimados de 504 modelos, en los cuales se incluye las 4 alturas de muros de contención en voladizo (5m, 7m, 9m y 11m), las 3 inclinaciones de talud usadas en los modelos (0° , 15° y 25°), también los muros que fueron diseñados en condición pseudo estática (aceleraciones 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.6g) y por último, cada uno de esos muros fue modelado con 6 registros de aceleración en el tiempo dentro de lo que se consideró como análisis dinámico. Los resultados de los modelos se encuentran registrados en el Anexo 9.3. En estas tablas se encuentra la información correspondiente a los

desplazamientos verticales y desplazamientos horizontales que ha experimentado en la corona cada muro. Esta información es tomada teniendo en cuenta el último instante de ocurrencia del registro sísmico, lo que nos indica que esa fue la condición final en la cual cada muro quedó después del análisis dinámico.

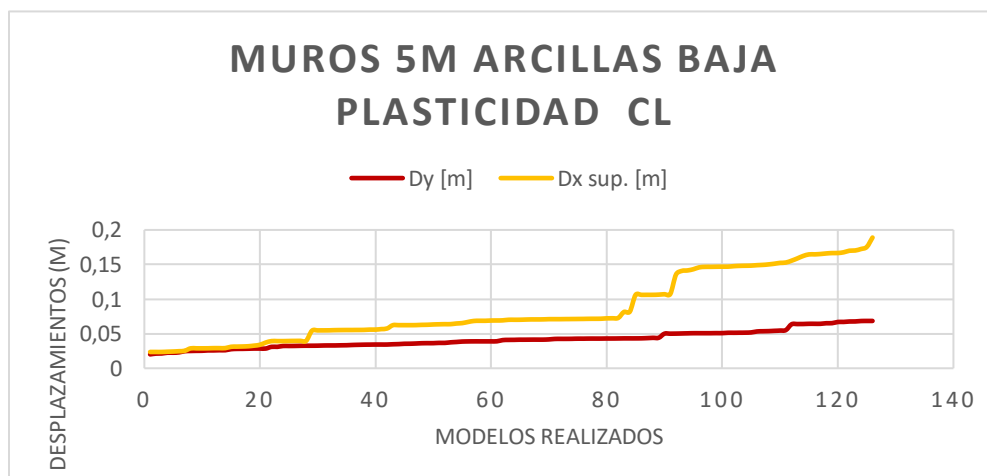
Imagen 37. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en las Arcillas de Baja Plasticidad CL.



Fuente: Elaboración propia.

En la Imagen 38 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 5m de altura en suelo arcilloso de baja plasticidad, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0°, 15° y 25°).

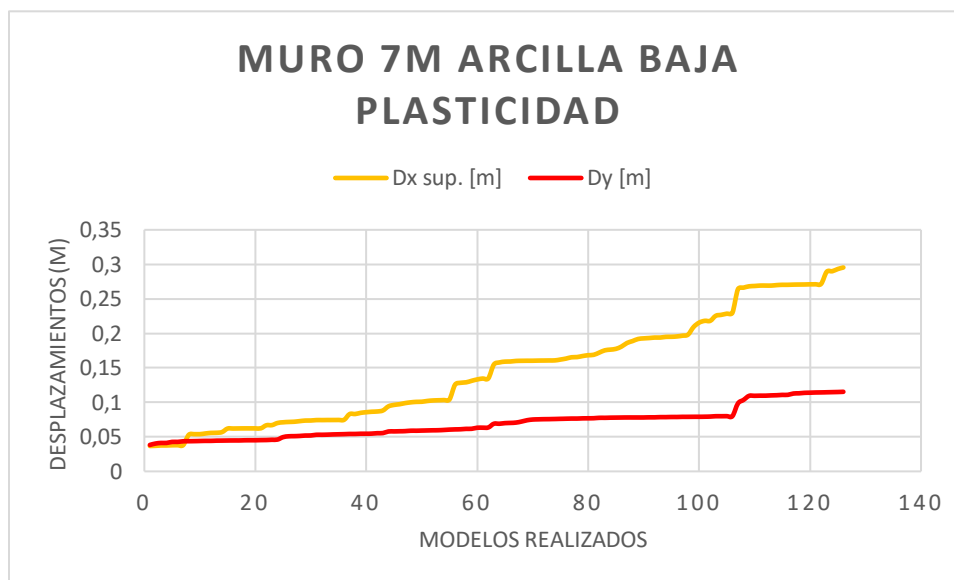
Imagen 38. Desplazamientos en muros de 5m de altura en Arcillas de baja Plasticidad



Fuente: Elaboración propia.

En la Imagen 39 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 7m de altura en suelo arcilloso de baja plasticidad, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

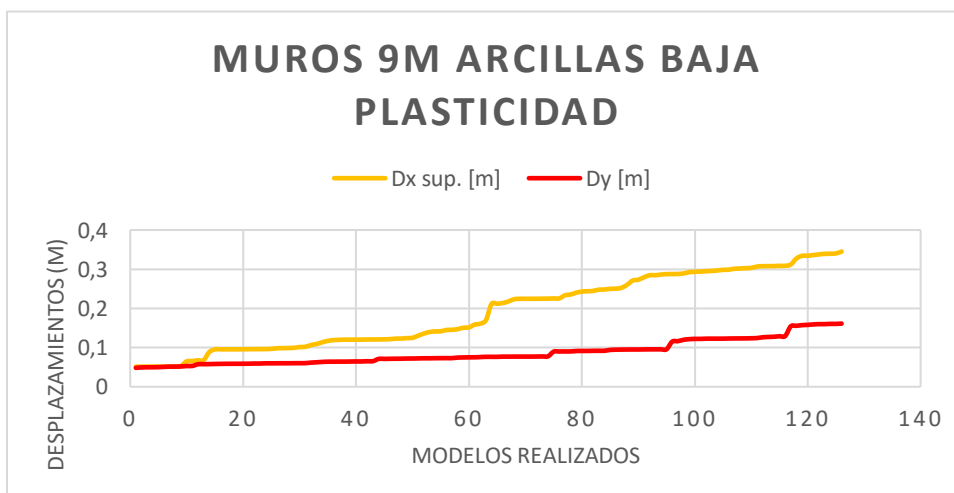
Imagen 39. Desplazamientos en muros de 7m de altura en Arcillas de baja Plasticidad



Fuente: Elaboración propia.

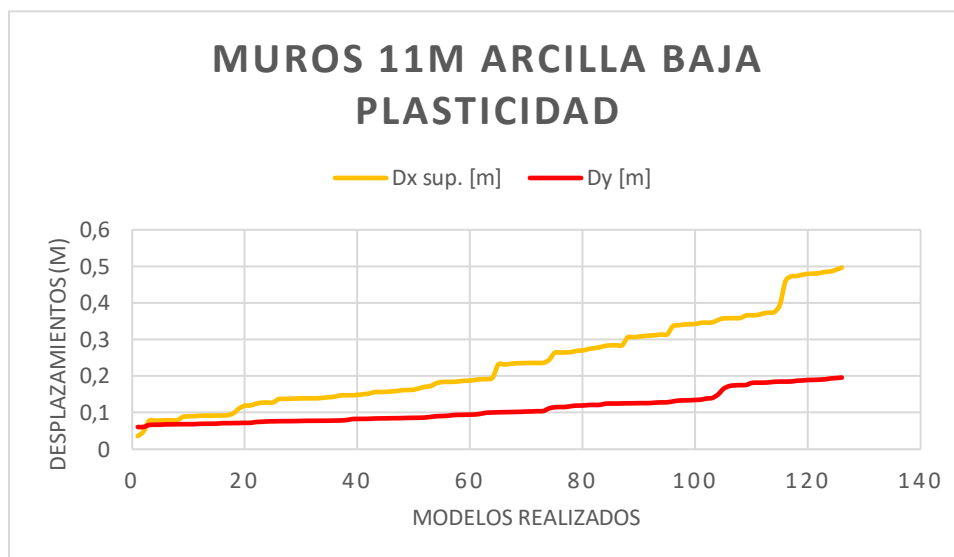
En la Imagen 40 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 9m de altura en suelo arcilloso de baja plasticidad, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 40. Desplazamientos en muros de 9m de altura en Arcillas de baja Plasticidad



En la Imagen 41 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 11m de altura en suelo arcilloso de baja plasticidad, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 41. Desplazamientos en muros de 11m de altura en Arcillas de baja Plasticidad



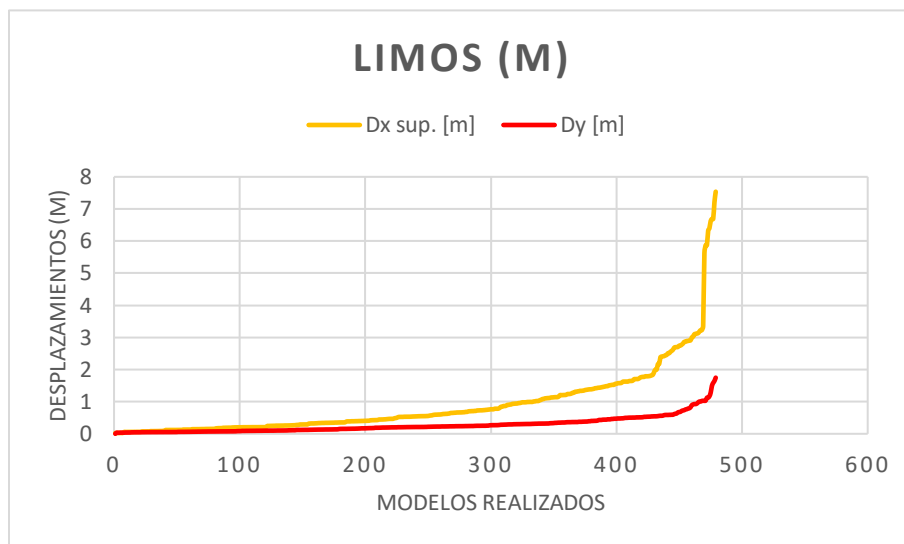
5.1.3. Limos (M).

De acuerdo con las modelaciones realizadas, se evidencian los datos establecidos para los desplazamientos ocurridos en los muros de contención donde el suelo de fundación corresponde a un limo. Se estimaron resultados para muros de contención con alturas de 5m, 7m, 9m y 11m. así mismo para cada altura, se presentan resultados con diferentes inclinaciones de talud de relleno 0° , 15° y 25° .

En la Imagen 42 es posible evidenciar el comportamiento de los desplazamientos experimentados por los muros de contención en limo, en este sentido se observa un rango de desplazamientos en X de 0m a 7.5m. y desplazamientos en Y de 0m hasta 2.0m. estos rangos fueron estimados de 479 modelos, en los cuales se incluye las 4 alturas de muros de contención en voladizo (5m, 7m, 9m y 11m), las 3 inclinaciones de talud usadas en los modelos (0° , 15° y 25°), también los muros que fueron diseñados en condición pseudo estática (aceleraciones 0,1g, 0,2g, 0,3g, 0,4g, 0,5g y 0,6g) y por último, cada uno de esos muros fue modelado con 6 registros de aceleración en el tiempo dentro de lo que se consideró como análisis dinámico. Los resultados de los modelos se encuentran registrados en el anexo 9.3. En estas tablas se encuentra la información correspondiente a los desplazamientos verticales y desplazamientos horizontales que ha experimentado en la corona cada muro, así como el giro en radianes. Esta información es tomada teniendo en cuenta el último instante

de ocurrencia del registro sísmico, lo que nos indica que esa fue la condición final en la cual cada muro quedó después del análisis dinámico.

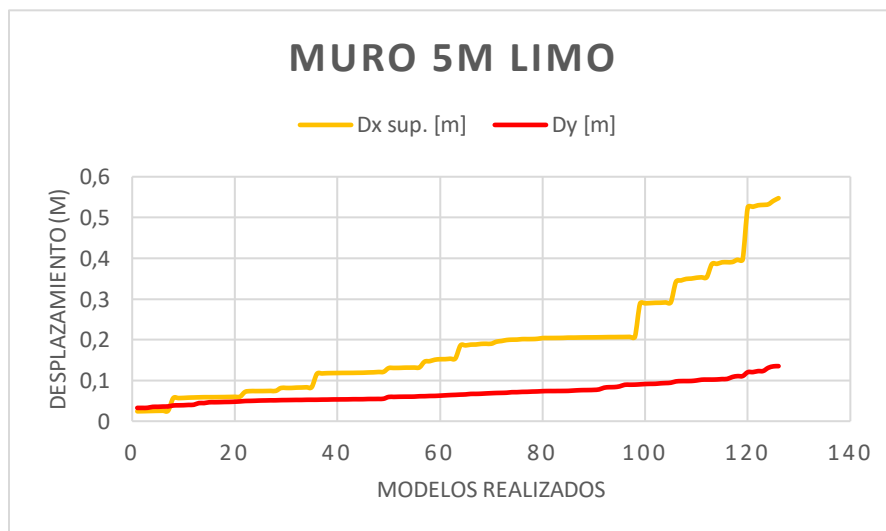
Imagen 42. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en Limos (M).



Fuente: Elaboración propia

En la Imagen 43 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 5m de altura en suelo tipo limo, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 43. Desplazamientos en muros de 5m de altura en limos



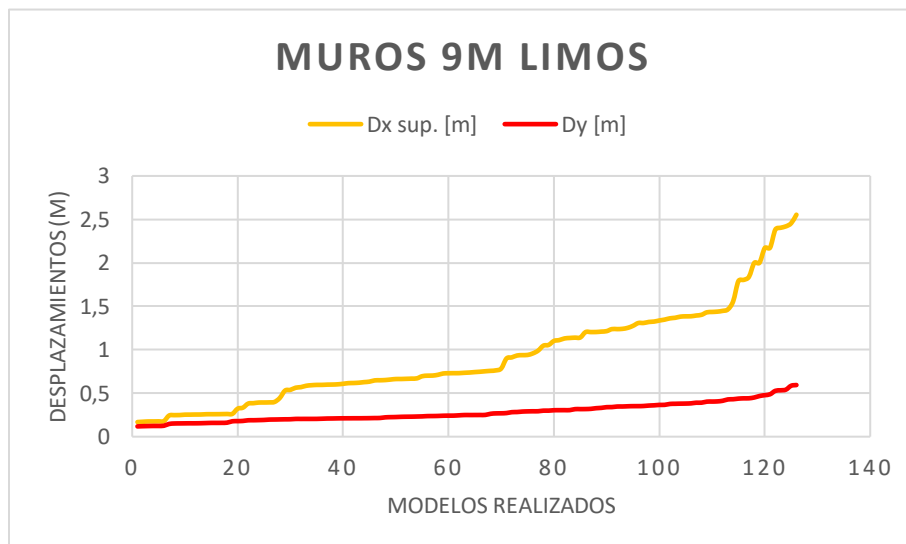
En la Imagen 44 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 7m de altura en suelo tipo limo, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 44. Desplazamientos en muros de 7m de altura en limos



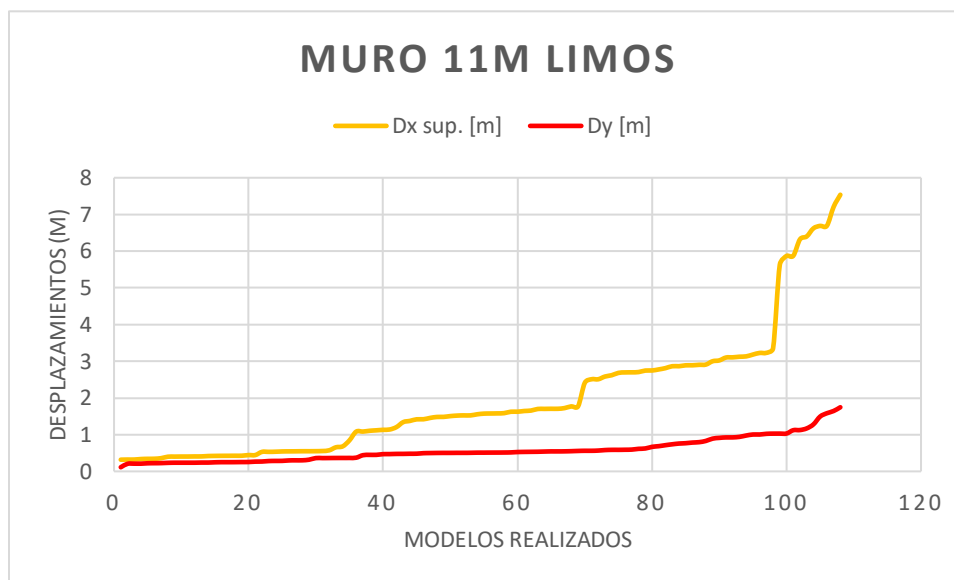
En la imagen 45 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 9m de altura en suelo tipo limo, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 45. Desplazamientos en muros de 9m de altura en limos



En la Imagen 46 se evidencia cómo fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 11m de altura en suelo tipo limo, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 46. Desplazamientos en muros de 11m de altura en limos



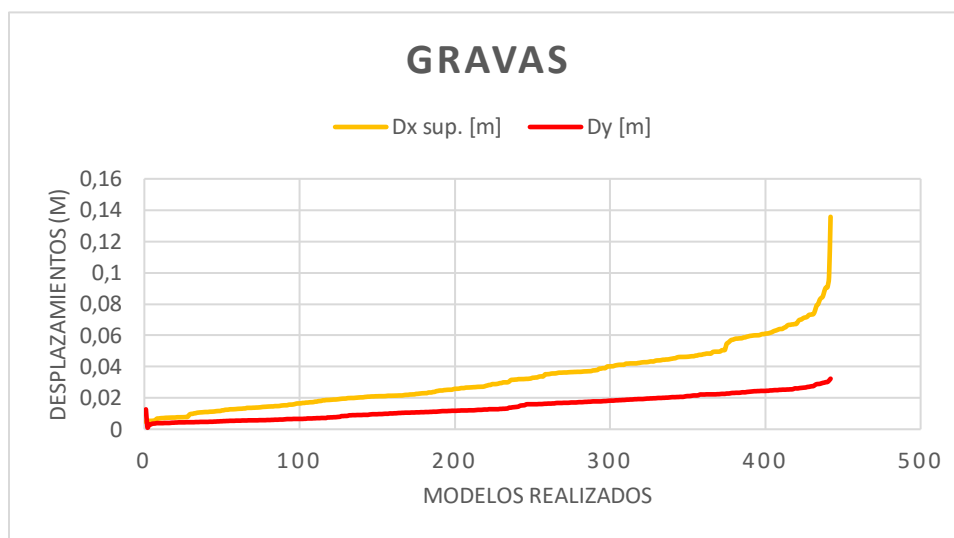
5.1.4. Grava (G).

De acuerdo con las modelaciones realizadas, se evidencian los datos establecidos para los desplazamientos ocurridos en los muros de contención donde el suelo de fundación corresponde a un suelo de tipo grava. En este sentido, se estiman resultados para muros de contención con alturas de 5m, 7m, 9m y 11m. así mismo para cada altura, se presentan resultados con diferentes inclinaciones de talud de relleno 0° , 15° y 25° .

En la Imagen 47 es posible evidenciar el comportamiento de los desplazamientos experimentados por los muros de contención en suelo tipo grava, en este sentido se observa un rango de desplazamientos en X de 0m a 0.14m. y desplazamientos en Y de 0m hasta 0.04m estos rangos fueron estimados de 442 modelos, en los cuales se incluye las 4 alturas de muros de contención en voladizo (5m, 7m, 9m y 11m), las 3 inclinaciones de talud usadas en los modelos (0° , 15° y 25°), también los muros que fueron diseñados en condición pseudo estática (aceleraciones 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.6g) y por último, cada uno de esos muros fue modelado con 6 registros de aceleraciones en el tiempo dentro de lo que se consideró como análisis dinámico. Los resultados de los modelos se encuentran registrados en el anexo 9.3. En estas tablas se encuentra la información correspondiente a los desplazamientos verticales y desplazamientos horizontales que ha experimentado en la corona cada muro, así como el giro en radianes. Esta información es tomada teniendo en

cuenta el último instante de ocurrencia del registro sísmico, lo que nos indica que esa fue la condición final en la cual cada muro quedó después del análisis dinámico.

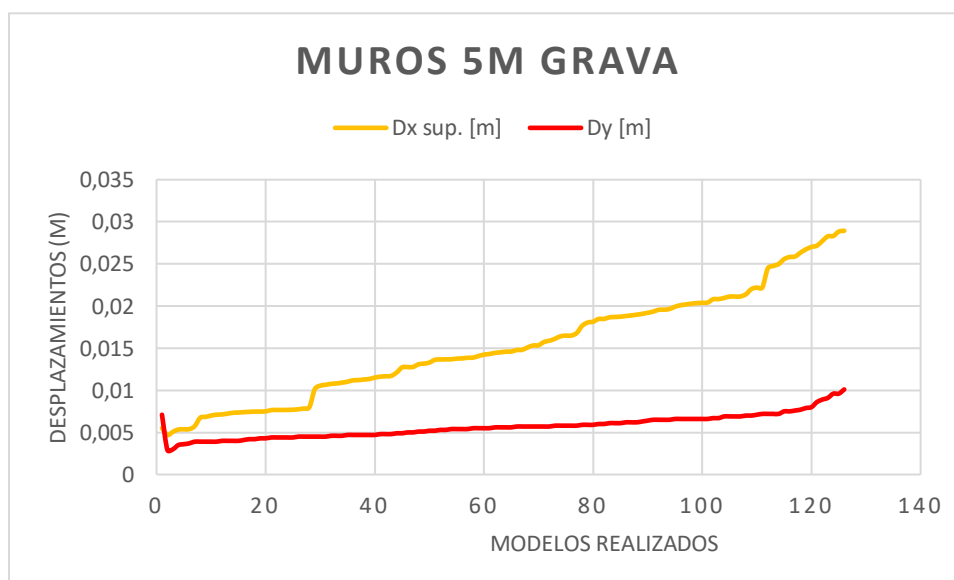
Imagen 47. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en Gravas (G).



Fuente: Elaboración Propia.

En la Imagen 48 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 5m de altura en suelo tipo grava, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

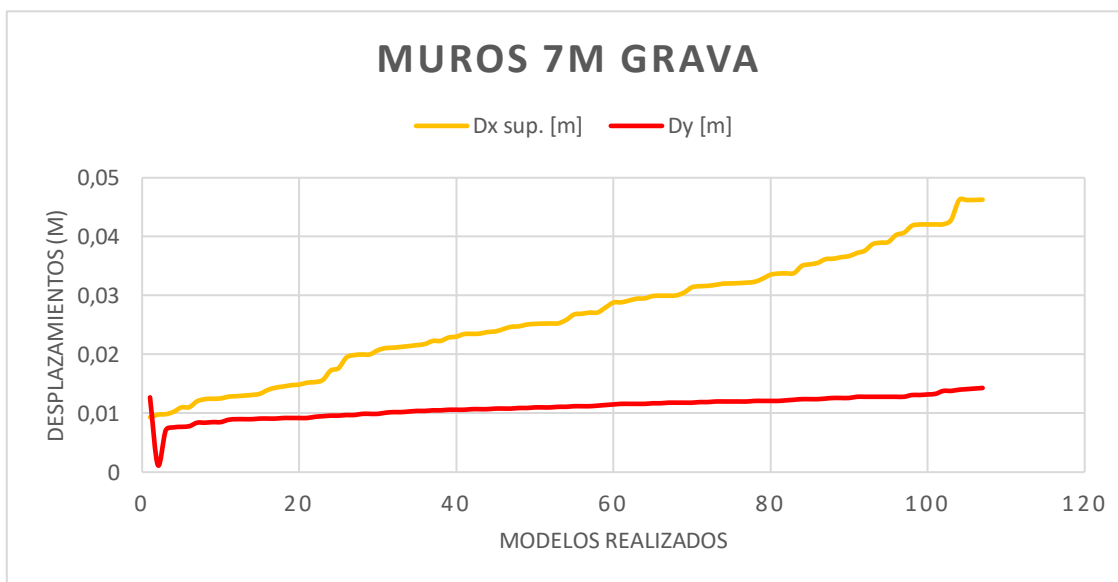
Imagen 48. Desplazamientos en muros de 5m de altura en gravas



Fuente: Elaboración Propia.

En la Imagen 49 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 7m de altura en suelo tipo grava, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

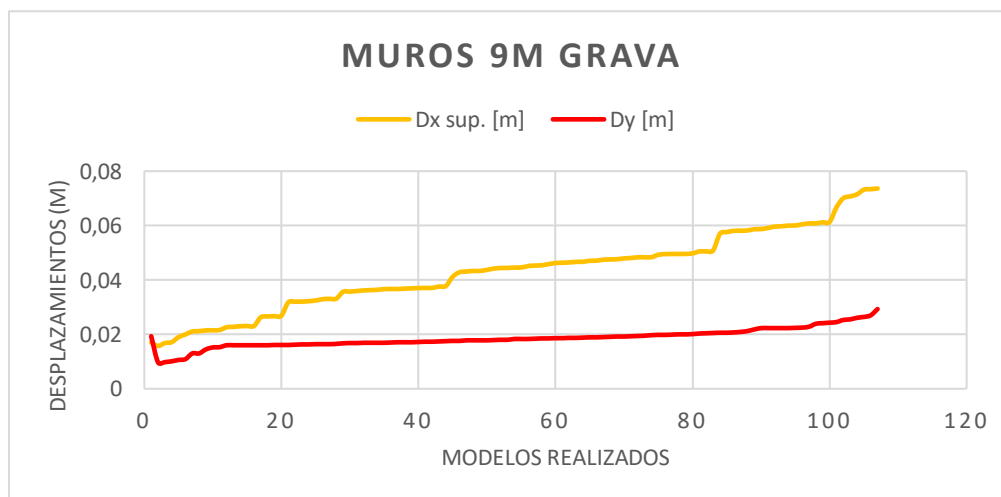
Imagen 49. Desplazamientos en muros de 7m de altura en gravas



Fuente: Elaboración Propia.

En la Imagen 50 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 9m de altura en suelo tipo grava, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 50. Desplazamientos en muros de 9m de altura en gravas



En la Imagen 51 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 11m de altura en suelo tipo grava, esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 51. Desplazamientos en muros de 11m de altura en gravas



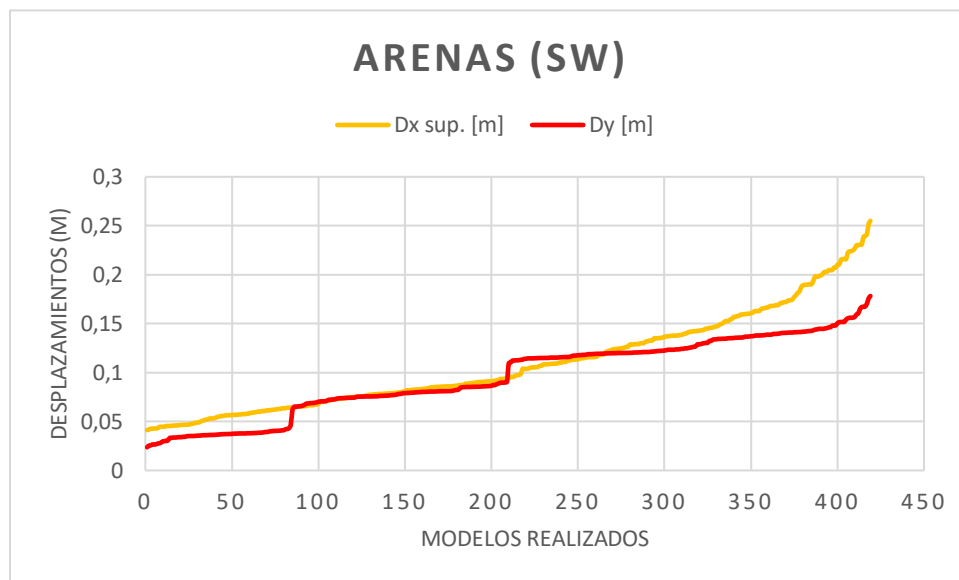
5.1.5. Arena (s).

De acuerdo con las modelaciones realizadas, se evidencian los datos establecidos para los desplazamientos ocurridos en los muros de contención donde el suelo de fundación corresponde a un suelo de tipo arena bien gradada (SW). En este sentido, se estiman resultados para muros de contención con alturas de 5m, 7m, 9m y 11m. así mismo para cada altura, se presentan resultados con diferentes inclinaciones de talud de relleno 0° , 15° y 25° .

En la Imagen 52 es posible evidenciar el comportamiento de los desplazamientos experimentados por los muros de contención en suelo tipo arena (SW), en este sentido se observa un rango de desplazamientos en X de 0.05m a 0.26m. y desplazamientos en Y de 0m hasta 0.18m estos rangos fueron estimados de 419 modelos, en los cuales se incluye las 4 alturas de muros de contención en voladizo (5m, 7m, 9m y 11m), las 3 inclinaciones de talud usadas en los modelos (0° , 15° y 25°), también los muros que fueron diseñados en condición pseudo estática (aceleraciones 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g y 0.6g) y por último, cada uno de esos muros fue modelado con 6 registros de aceleración en el tiempo dentro de lo que se consideró como análisis dinámico. Los resultados de los modelos se encuentran registrados en el anexo 9.3. En estas tablas se encuentra la información correspondiente a los desplazamientos verticales y desplazamientos horizontales que ha experimentado en la corona cada muro, así como el giro en radianes. Esta información es tomada teniendo en

cuenta el último instante de ocurrencia del registro sísmico, lo que nos indica que esa fue la condición final en la cual cada muro quedó después del análisis dinámico.

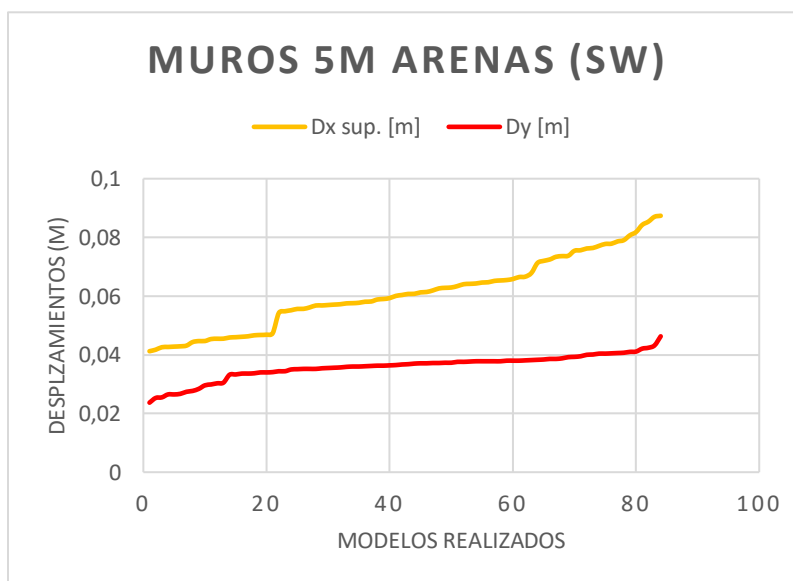
Imagen 52. Comportamiento de los Desplazamientos Horizontales y Verticales en arenas (SW).



Fuente: Elaboración Propia.

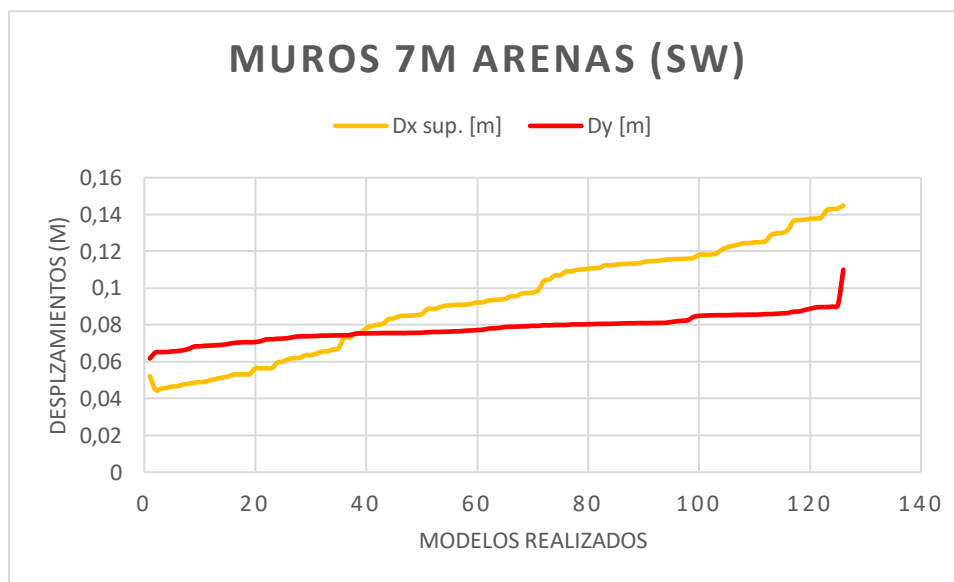
En la Imagen 53 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 5m de altura en suelo tipo arena (SW), esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 53. Desplazamientos en muros de 5m de altura en arenas



En la Imagen 54 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 7m de altura en suelo tipo arena (SW), esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

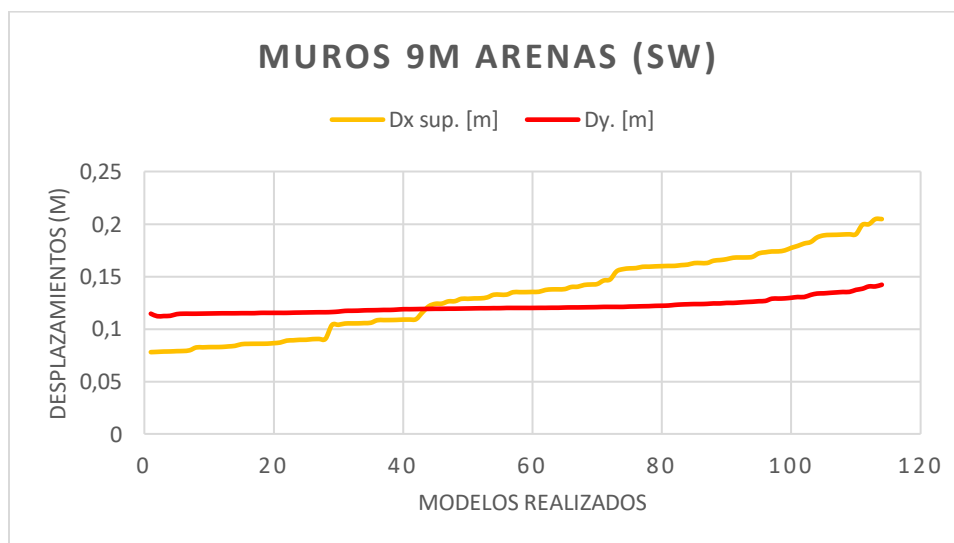
Imagen 54. Desplazamientos en muros de 7m de altura en arenas.



Fuente: Elaboración Propia.

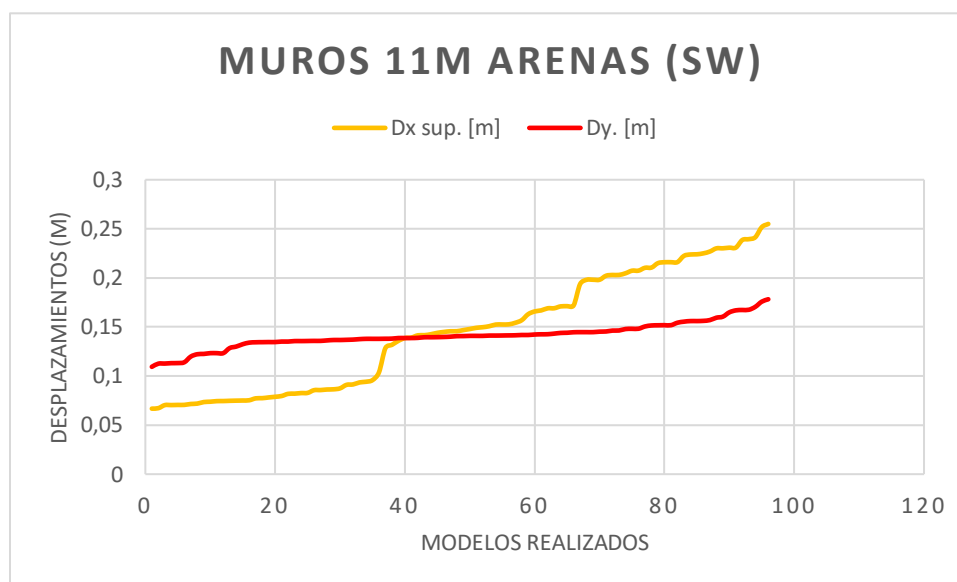
En la Imagen 55 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 9m de altura en suelo tipo arena (SW), esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 55. Desplazamientos en muros de 9m de altura en arenas.



En la Imagen 56 se evidencia como fue la respuesta de los desplazamientos horizontales y verticales de los muros de contención de 11m de altura en suelo tipo arena (SW), esta gráfica contiene los datos de las tres inclinaciones de talud (0° , 15° y 25°).

Imagen 56. Desplazamientos en muros de 11m de altura en arenas.



Fuente: Elaboración Propia

Las gráficas presentadas muestran la relación que hay entre los desplazamientos horizontales y verticales para cada modelo realizado. Como es notable, de manera general se presentan menos desplazamientos verticales que horizontales, esto representa una condición más desfavorable que la otra. Estas graficas relacionan tipo de suelo y altura de muros de contención. Se evidencia que para suelos de tipo friccionantes se presentaron menos desplazamientos que los desarrollados por suelos de tipo cohesivo. Se debe tener en cuenta que los diseños realizados cumplieron con los requerimientos exigidos por el reglamento colombiano NSR -10 teniendo en cuentas los factores de seguridad en condición estática y pseudo estática. En el suelo tipo arena, se evidencia que no hubo variación significativa en los desplazamientos verticales de los muros en función de la aceleración. Las variaciones los desplazamientos verticales en este tipo de suelo se dan en función de la altura de los muros. El suelo tipo grava tampoco experimento desplazamientos verticales significativos. Arcillas de alta plasticidad desarrollaron menores desplazamientos verticales en el muro que el resto de los suelos finos. Para el resto de los suelos finos se experimentaron desplazamientos verticales significativos debido a la aceleración y a la altura de los muros. En la Tabla 14 es posible evidenciar la relación entre los desplazamientos relativos del muro de contención en el eje X (horizontales) con la altura de estos. Allí es posible ver una diferencia en la respuesta de los muros de contención cimentados sobre suelos friccionantes, los cuales presentan una

disminución en los promedios de esta relación. Es importante notar que existe una tendencia de aumentar los desplazamientos a medida que incrementa la altura de los muros de contención. si bien, estas medidas nos pueden dar valores promedio provenientes de los modelos, estos promedios no representan con precisión el comportamiento de los muros y puede generar en un análisis de vulnerabilidad, valores que se alejen del comportamiento real de las estructuras evaluadas. Dada esta variación, se definió que la selección óptima de los límites se define a partir de los percentiles 15, 50 y 85 de cada conjunto de datos.

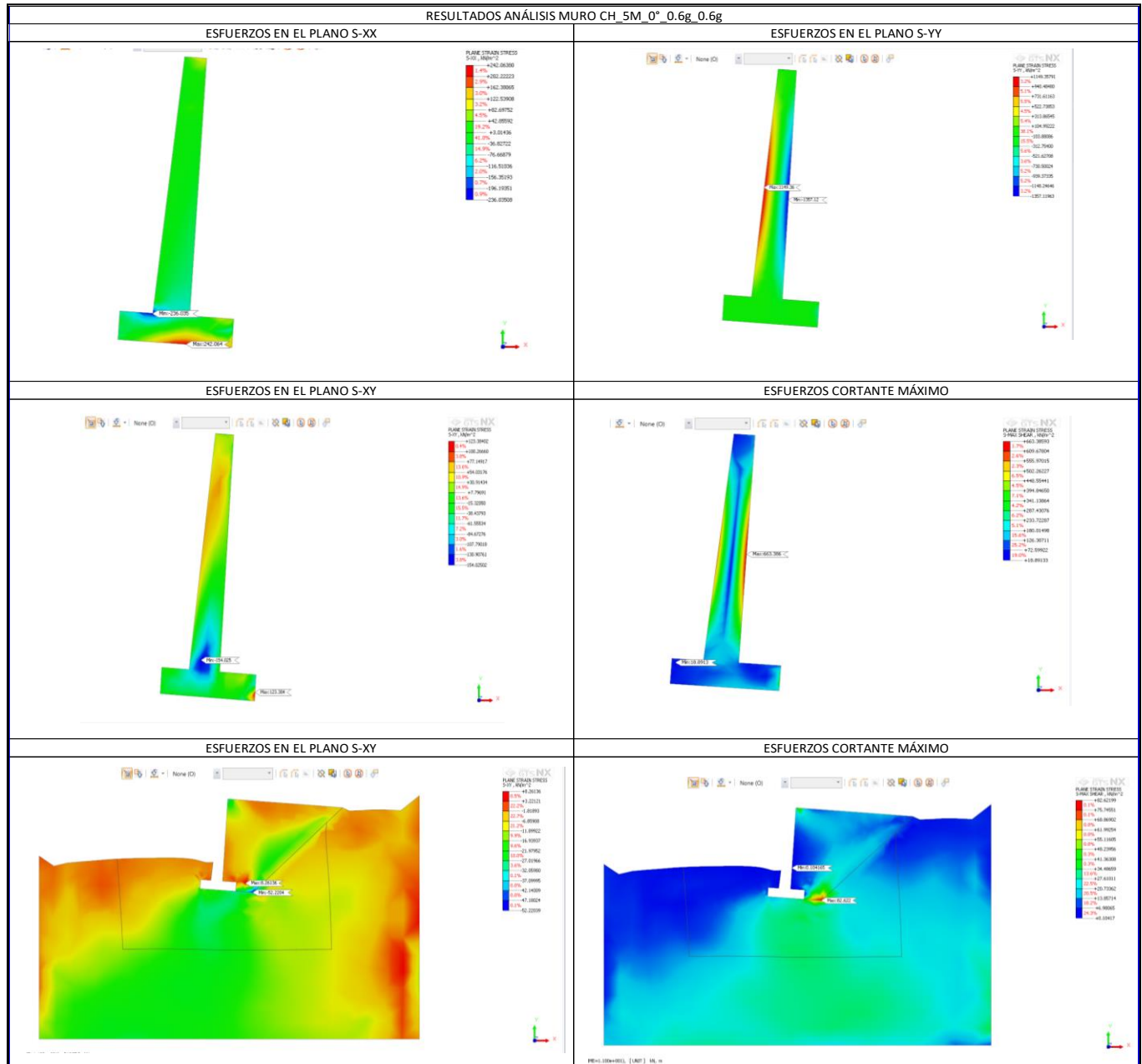
Tabla 14. Relación Entre la Altura y los Desplazamientos horizontales del Muro

Porcentaje de los desplazamientos horizontales con respecto a la altura.				
TIPO DE SUELO	MURO	ADMISIBLE	MEDIO	COLAPSO
SUELOS COHESIVOS	CH 5m	1.16%	2.46%	6.04%
	CL 5m	0.62%	1.35%	3.11%
	L 5m	1.57%	3.04%	7.10%
	Promedio	1.12%	2.28%	5.42%
	CH 7m	1.10%	1.97%	4.27%
	CL 7m	0.82%	1.85%	3.67%
	L 7m	4.74%	7.46%	15.82%
	Promedio	2.22%	3.76%	7.92%
	CH 9m	3.06%	4.53%	6.58%
	CL 9m	0.71%	1.48%	3.35%
	L 9m	6.22%	8.49%	16.40%
	Promedio	3.33%	4.83%	8.78%
	CH 11m	4.67%	7.47%	9.94%
	CL 11m	1.14%	1.58%	2.56%
	L 11m	11.04%	14.80%	16.14%
	Promedio	5.62%	7.95%	9.55%
SUELOS FRICCIONANTES	S 5m	0.75%	0.87%	1.09%
	G 5m	0.21%	0.29%	0.40%
	Promedio	0.48%	0.58%	0.75%
	S 7m	1.06%	1.31%	1.61%
	G 7m	0.27%	0.36%	0.51%
	Promedio	0.67%	0.84%	1.06%
	S 9m	1.28%	1.48%	1.76%
	G 9m	0.34%	0.45%	0.60%
	Promedio	0.81%	0.97%	1.18%
	S 11m	1.11%	1.33%	1.62%
	G 11m	0.33%	0.41%	0.59%
	Promedio	0.72%	0.87%	1.11%

5.2. MODOS DE FALLA.

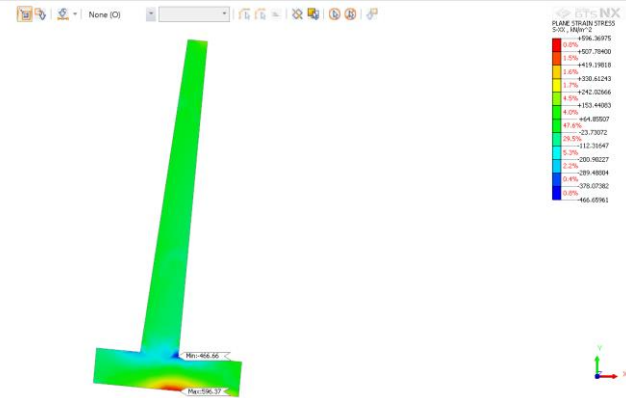
Dentro de los resultados se presentan los modos de falla que experimentaron los muros cimentados sobre arcillas de alta plasticidad CH en alturas de 5m, 7m, 9m y 11m para los casos de diseño en condición pseudoestática con aceleración de 0.6g, y análisis dinámico con registro de sismo con PGA de 0.6g. Así mismo, estos modelos presentados son para modelos con inclinación de talud de 0° de inclinación. También se muestra el comportamiento que tuvo una altura definida con varios tipos de suelo teniendo en cuenta una altura de 5 metros, condición de talud de 0° de inclinación, diseño pseudoestática con aceleración 0.6g y en análisis dinámico con registro de aceleración máxima PGA de 0.6g.

5.2.1. Esfuerzos en Muro y Suelo para Arcilla de Alta plasticidad.

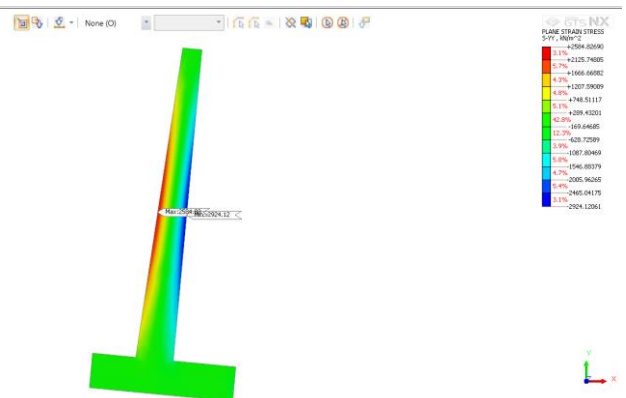


RESULTADOS ANÁLISIS MURO CH_7M_0°_0.6g_0.6g

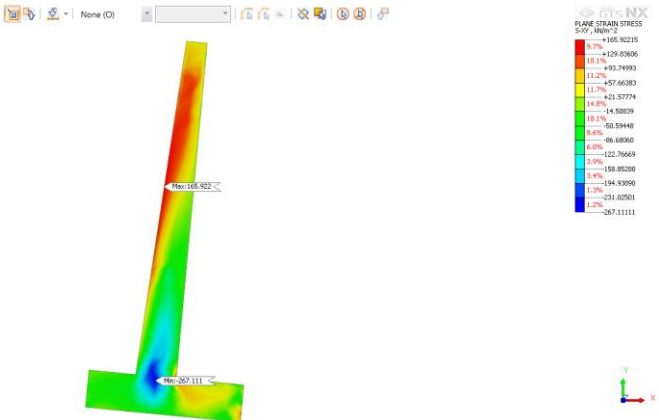
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XX



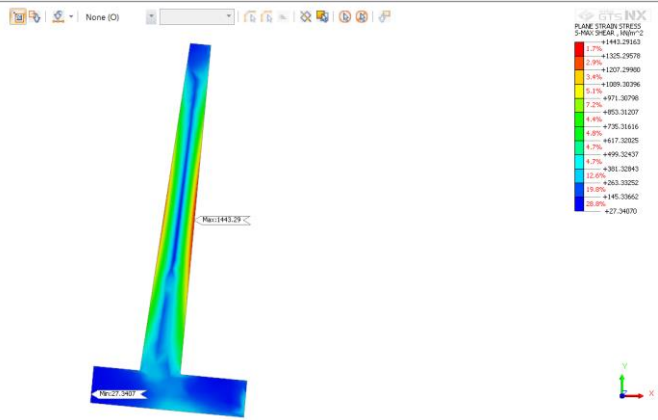
ESFUERZOS EN EL PLANO S-YY



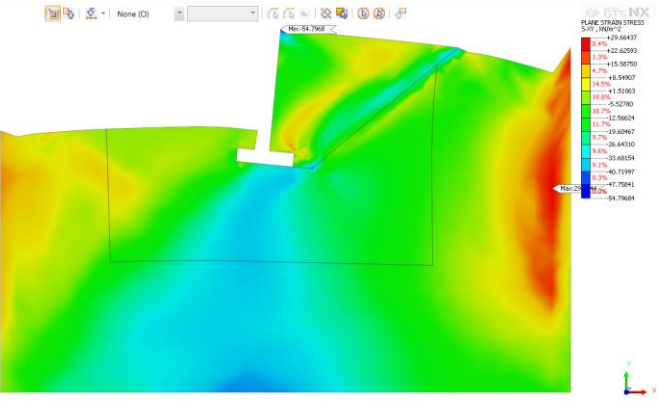
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY



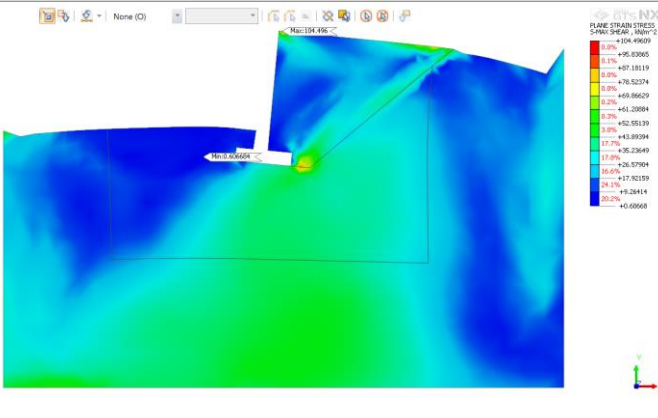
ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO



ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY

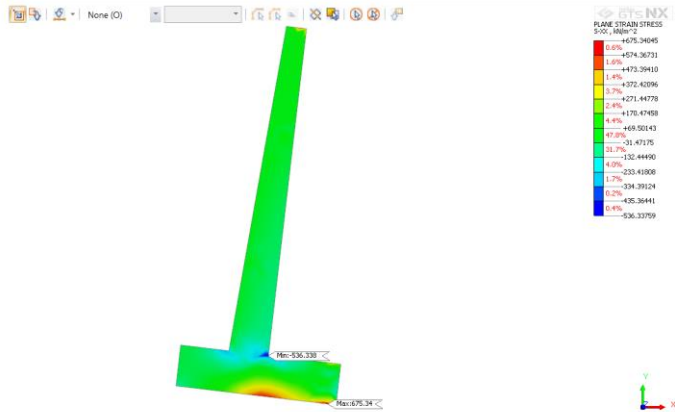


ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO

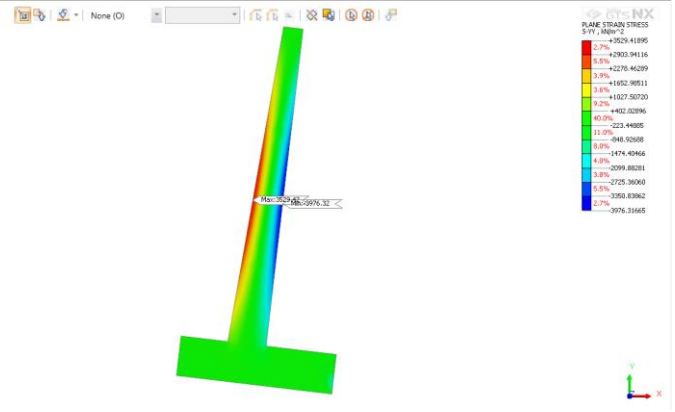


RESULTADOS ANÁLISIS MURO CH_9M_0°_0.6g_0.6g

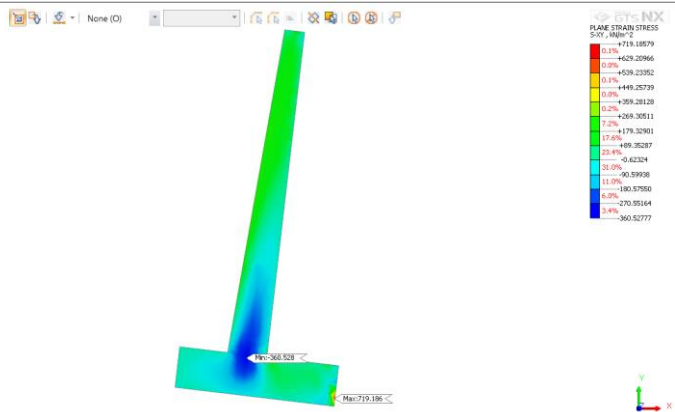
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XX



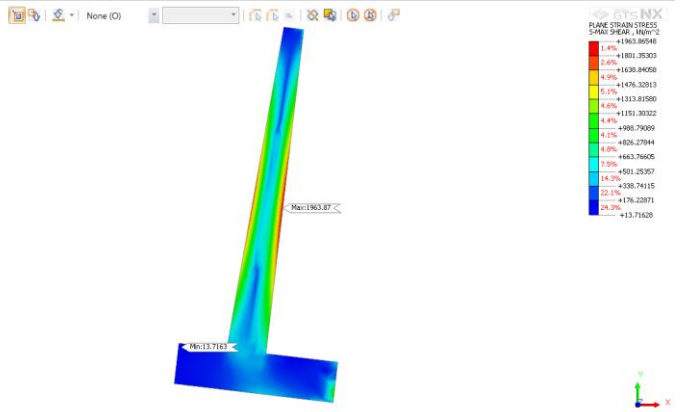
ESFUERZOS EN EL PLANO S-YY



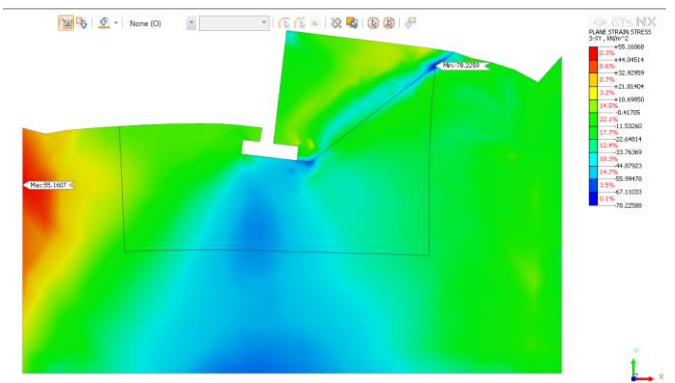
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY



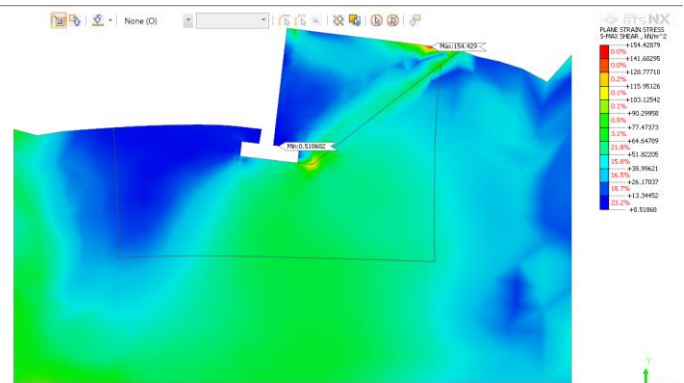
ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO



ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY

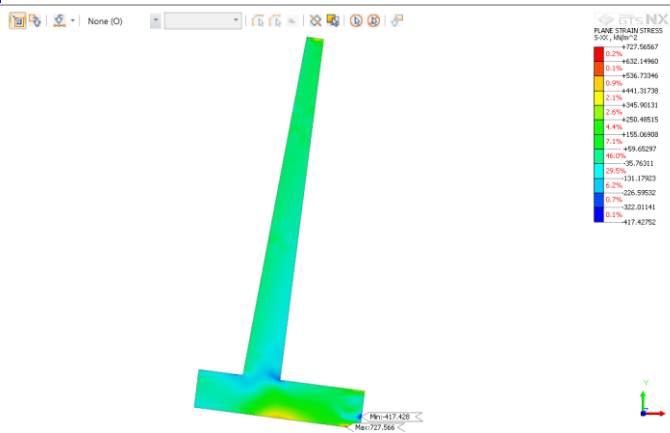


ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO

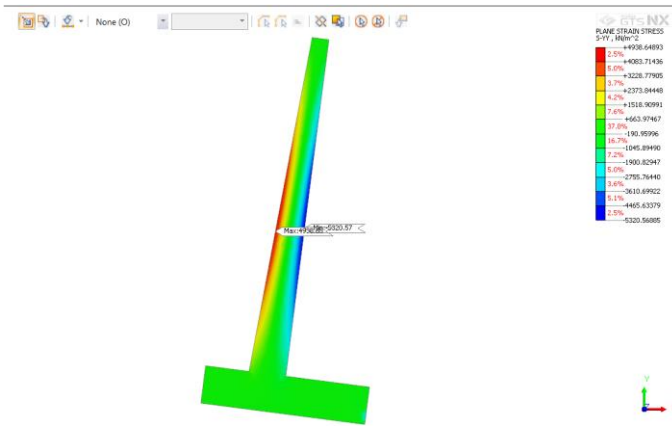


RESULTADOS ANÁLISIS MURO CH_11M_0°_0.6g_0.6g

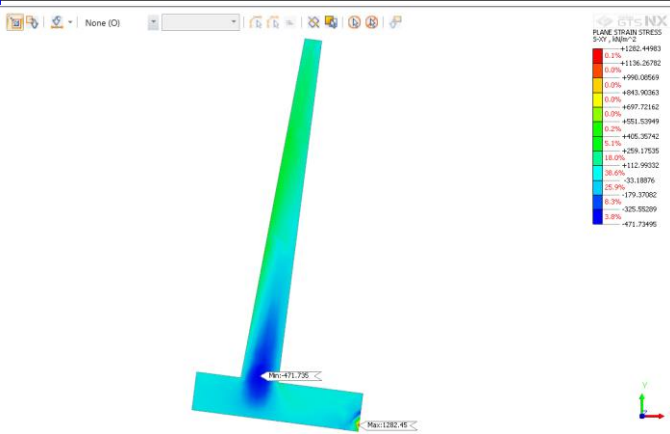
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XX



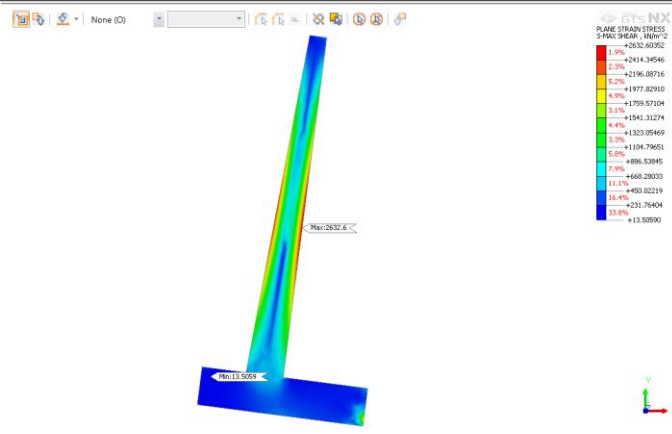
ESFUERZOS EN EL PLANO S-YY



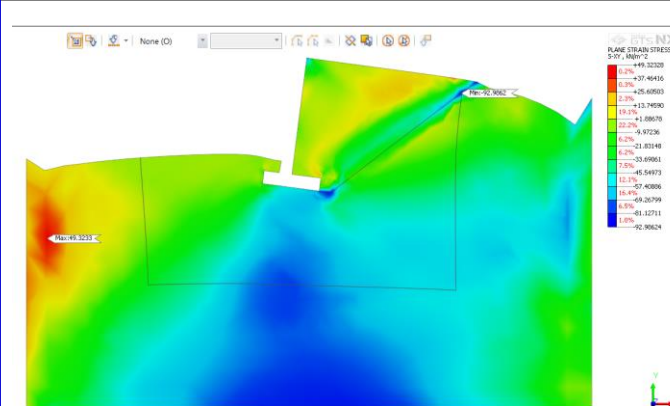
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY



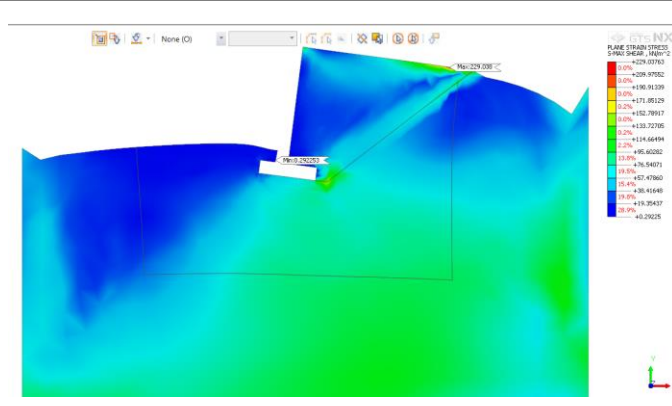
ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO



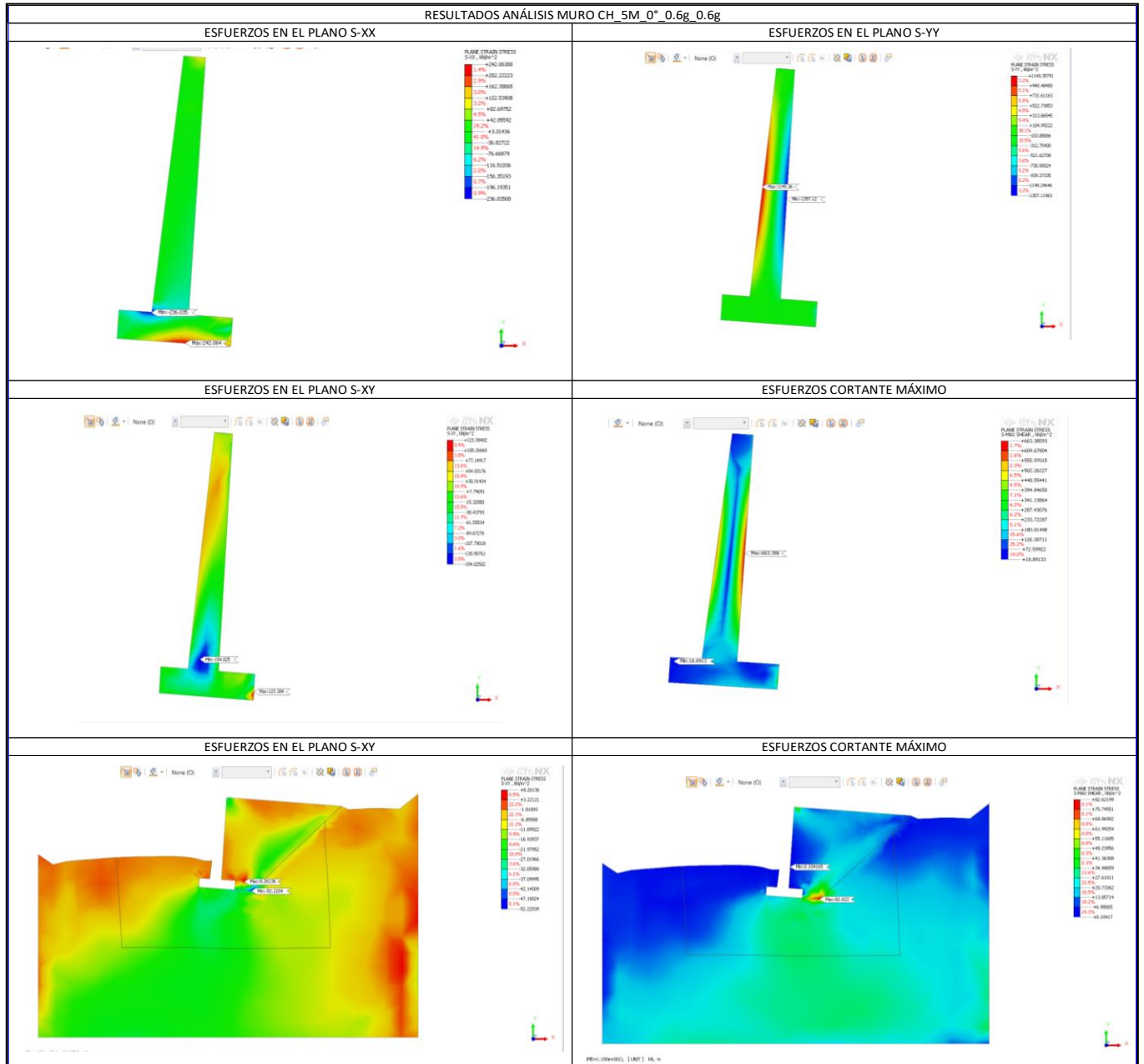
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY



ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO

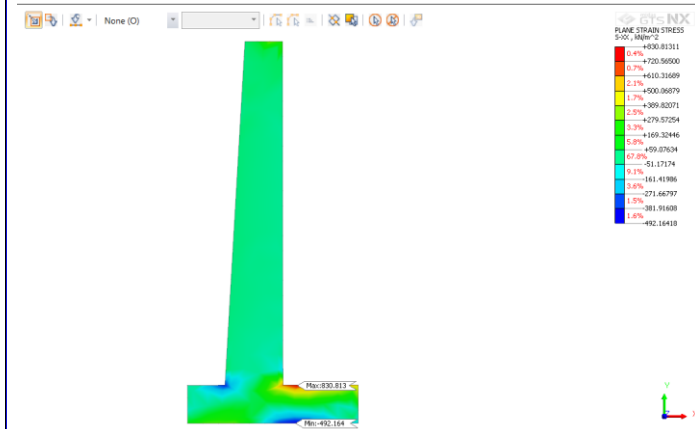


5.2.2. Esfuerzos Muros de 5m En Diferentes Tipos De Suelo.

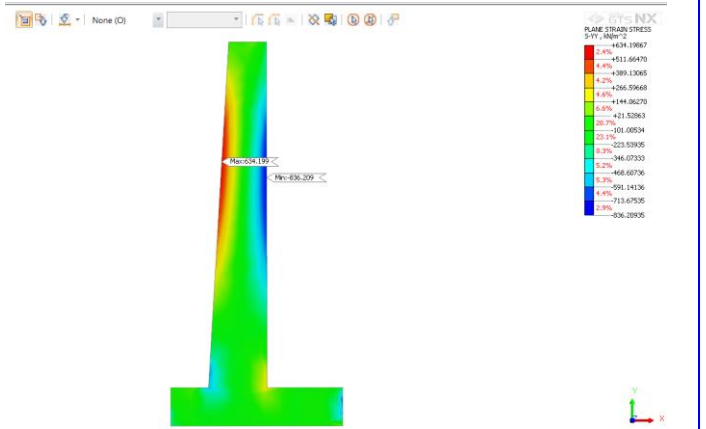


RESULTADOS ANÁLISIS MURO CL_5M_0°_0.6g_0.6g

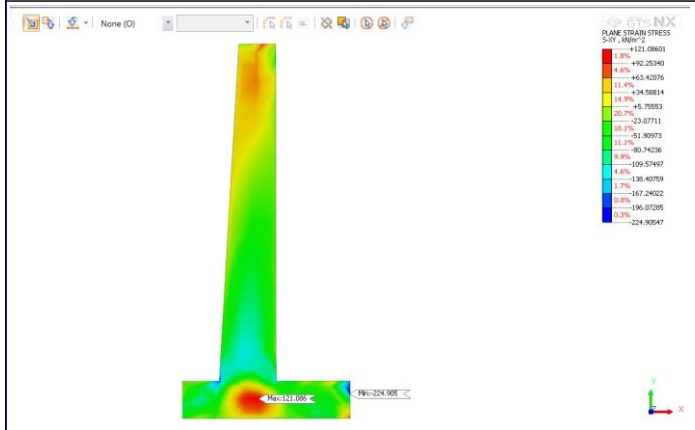
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XX



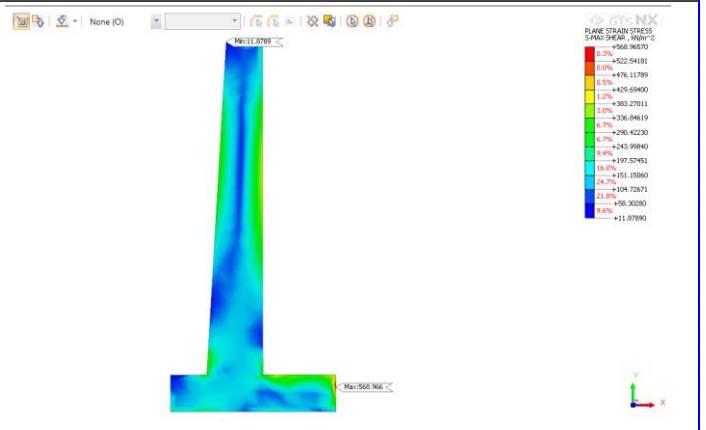
ESFUERZOS EN EL PLANO S-YY



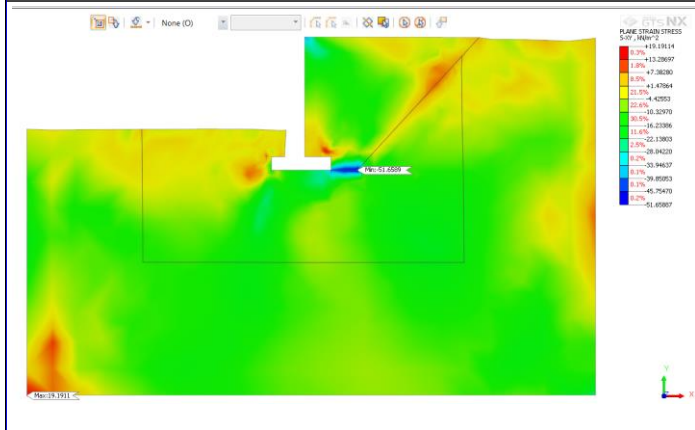
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY



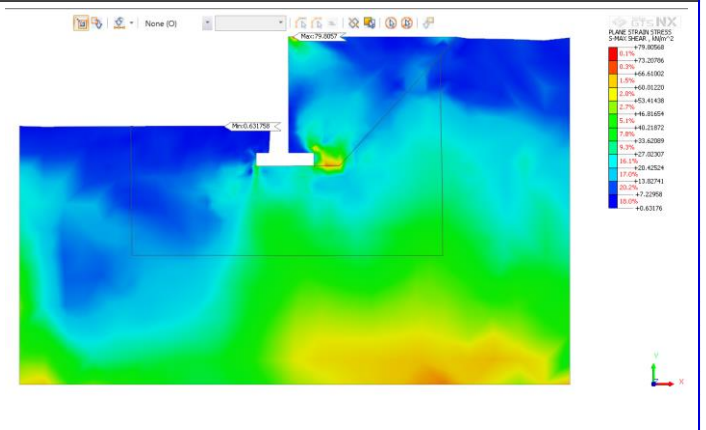
ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO



ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY

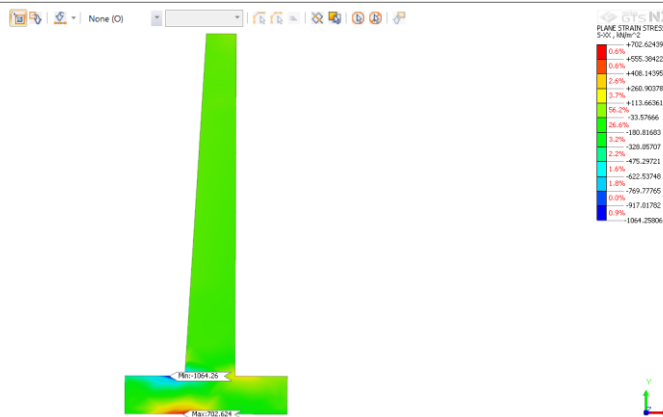


ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO

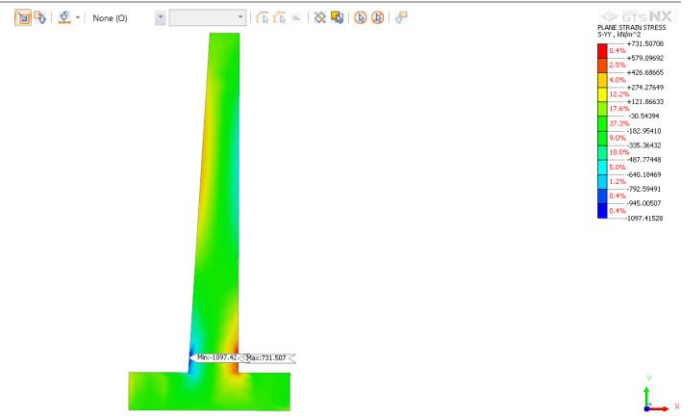


RESULTADOS ANÁLISIS MURO GW_5M_0°_0.6g_0.6g

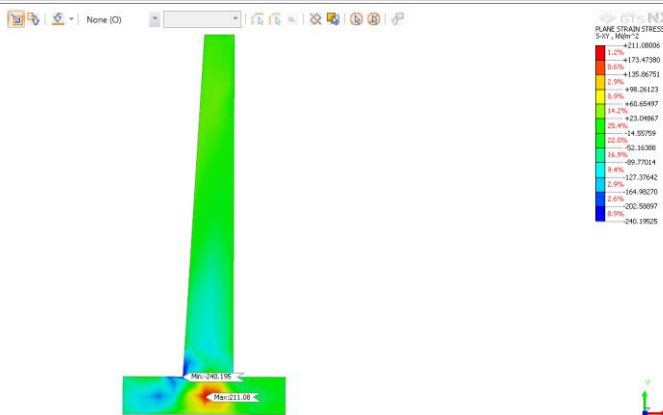
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XX



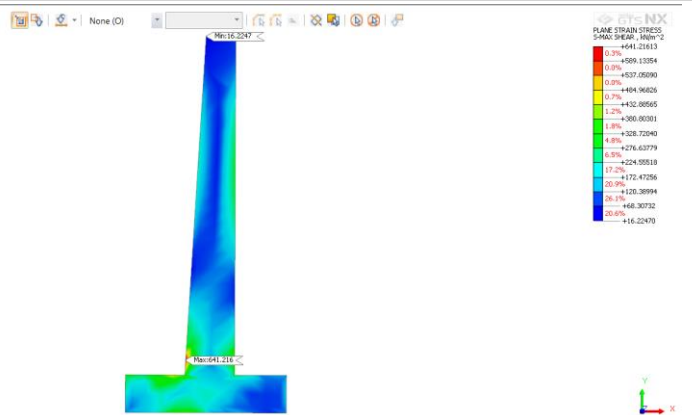
ESFUERZOS EN EL PLANO S-YY



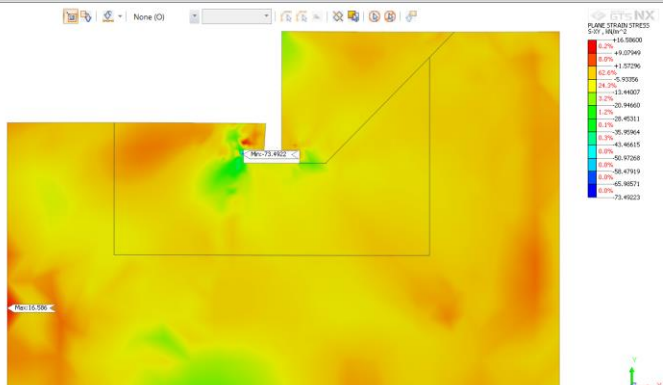
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY



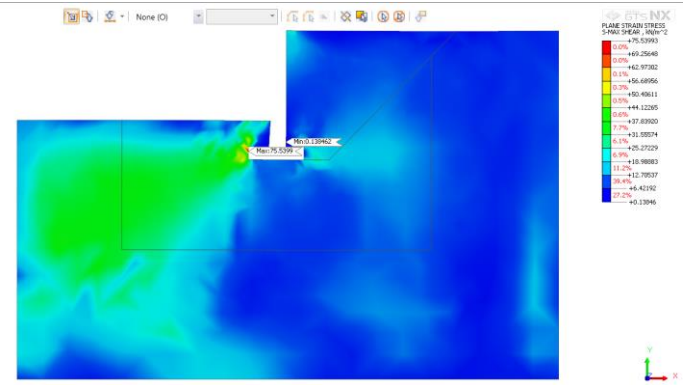
ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO



ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY

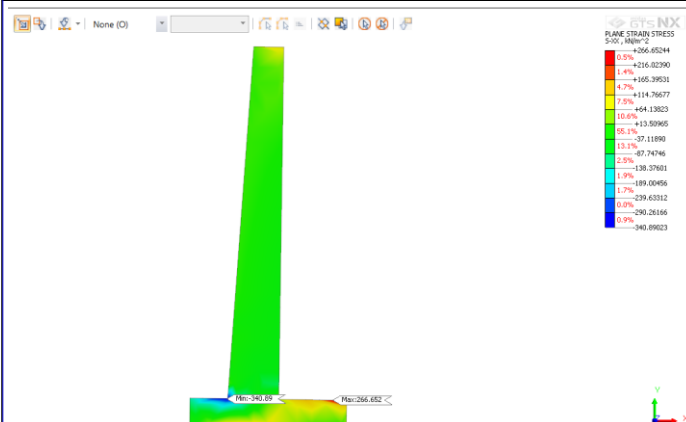


ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO

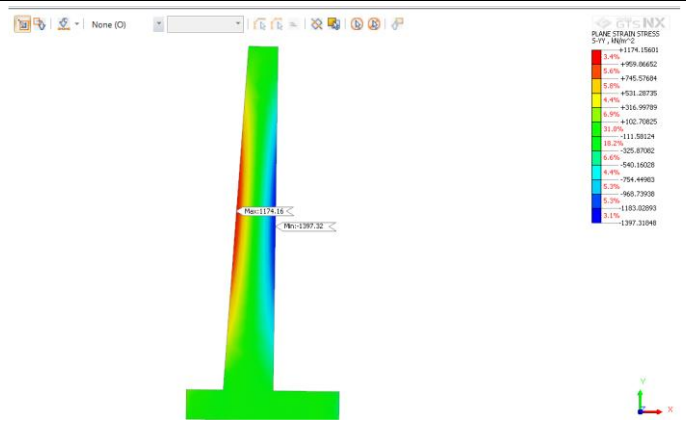


RESULTADOS ANÁLISIS MURO M_5M_0°_0.6g_0.6g

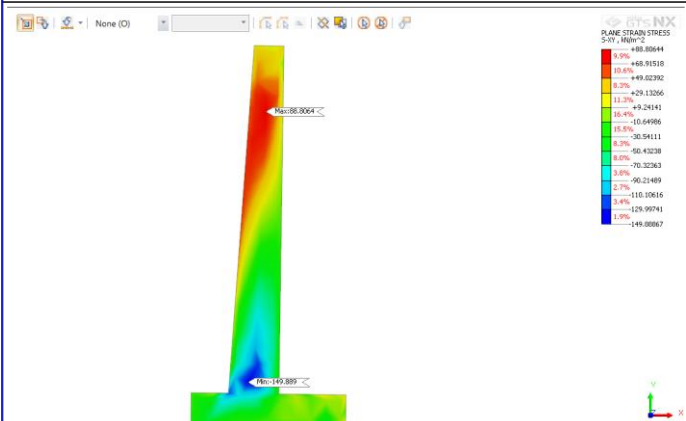
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XX



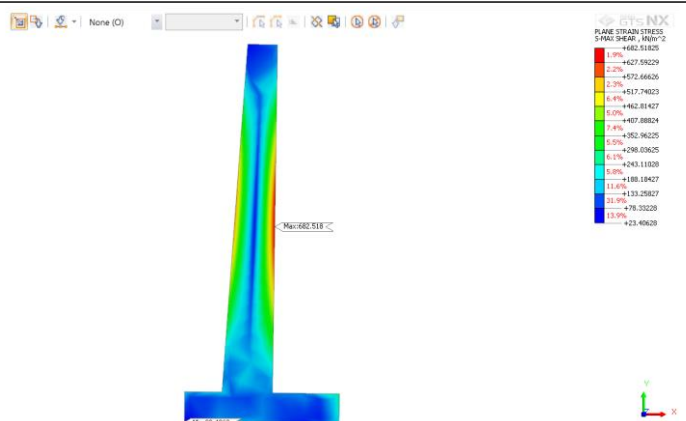
ESFUERZOS EN EL PLANO S-YY



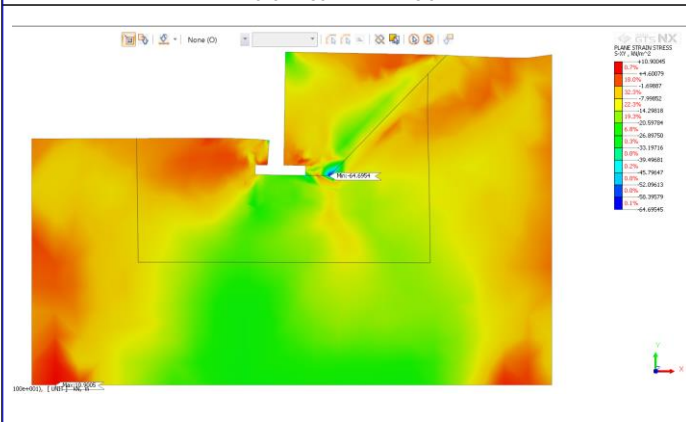
ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY



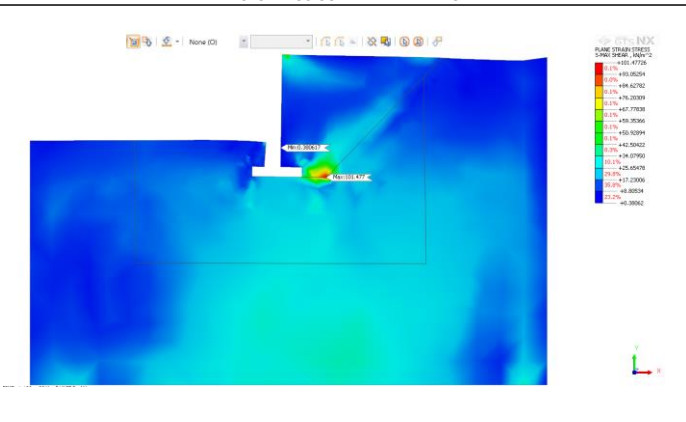
ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO



ESFUERZOS EN EL PLANO S-XY



ESFUERZOS CORTANTE MÁXIMO



5.3. CURVAS DE VULNERABILIDAD.

Los resultados obtenidos muestran los desplazamientos máximos y las deformaciones en la parte superior de los muros bajo diferentes niveles de aceleración sísmica. Se observa que a medida que las aceleraciones sísmicas aumentan, los desplazamientos de los muros también se incrementan, lo que puede indicar un aumento en la vulnerabilidad estructural. Estos resultados son esenciales para identificar las condiciones en las que los muros de contención podrían experimentar algún tipo de daño.

Para realizar la construcción de las curvas de vulnerabilidad, se establecieron las condiciones mediante las cuales se evaluaría la probabilidad de excedencia ciertos estados límites de daño debidos a un evento sísmico. En este sentido se definió el valor de la aceleración máxima para evaluar el movimiento de los muros en X y en Y, por lo tanto, las curvas de vulnerabilidad estarán en función de la variación de los desplazamientos con respecto a la aceleración máxima del registro. Sin embargo, es posible realizar el análisis a través de parámetros como aceleración máxima del registro, aceleración espectral, velocidad, desplazamientos permanentes, etc. Así mismo las curvas de fragilidad son usualmente descritas mediante una función de distribución probabilística log normal.

$$P_{f(ds > ds_{i|s})} = \Phi \left[\frac{1}{\beta} * \ln \left(\frac{MI}{MI_m} \right) \right] \quad \text{Ecuación 1}$$

La ecuación 1 permite calcular la probabilidad de excedencia de un estado daño (P_f) establecido previamente, a partir de la variación de la intensidad de medida de la amenaza (MI), en este caso la aceleración.

Teniendo en cuenta la definición de los límites de los diferentes estados de daño a evaluar (ds), presentados en el capítulo 4.2, se establecen valores para los límites admisible, medio y colapso. Por lo tanto, para cada conjunto de datos se tendrán 3 límites ds_1 , ds_2 y ds_3 . Esos límites son establecidos mediante los percentiles 15, 50 y 85, respectivamente. Así tendremos la definición de los límites de los estados de daño.

⊗ Estado de daño 1 (ds_1): percentil 15 del conjunto de datos: **ADMISIBLE**

Esto quiere decir que se calcula probabilidad de que, en la ocurrencia de un evento sísmico bajo una aceleración determinada, un daño (desplazamiento horizontal – vertical) supere el valor del percentil 15 (desplazamiento horizontal – vertical): ADMISIBLE.

⊗ Estado de daño 2 (ds_2): percentil 50 del conjunto de datos: **MEDIO**

Esto quiere decir que se calcula probabilidad de que, en la ocurrencia de un evento sísmico bajo una aceleración determinada, un daño (desplazamiento horizontal – vertical) supere el valor del percentil 50 (desplazamiento horizontal – vertical): MEDIO.

⊗ Estado de daño 3 (ds3): percentil 85 del conjunto de datos: **COLAPSO**

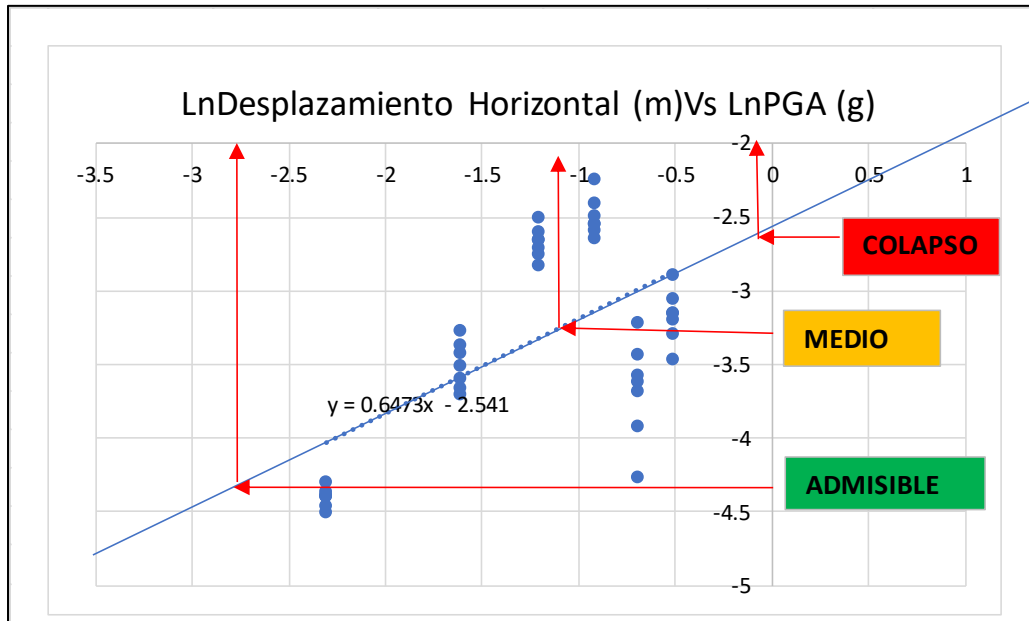
Esto quiere decir que se calcula probabilidad de que, en la ocurrencia de un evento sísmico bajo una aceleración determinada, un daño (desplazamiento horizontal – vertical) supere el valor del percentil 85 (desplazamiento horizontal – vertical): COLAPSO.

Para realizar el análisis es necesario expresar el comportamiento de los movimientos del muro que se están evaluando, con respecto al cambio en la aceleración. De acuerdo con las modelaciones realizadas, se construyeron curvas de vulnerabilidad para muros de contención en función del tipo de suelo, altura del muro y de la inclinación del talud de relleno. La definición de cada estado de daño fue establecida de dos maneras ver capítulo 4.2:

- Límite 1: basados en tipo de suelo y altura de muro (CH_5m): se establecieron los límites a partir del conjunto de datos que corresponde a cada tipo de suelo y a cada altura del muro, estos límites se definieron para realizar la construcción de curvas de vulnerabilidad en función del tipo de suelo altura de muros e inclinación del talud.
- Límite 2: basados en tipo de suelo, altura de muro e inclinación de talud (CH_5m_15°): se establecieron los límites a partir del conjunto de datos de modelaciones que corresponden a tipo de suelo, altura de muro e inclinación de talud. Mediante la evaluación de este límite se considera que llega a ser más integral la evaluación de la vulnerabilidad del elemento.

Con los límites descritos se construyeron dos curvas de vulnerabilidad con el fin de evaluar las variaciones que se generan de acuerdo con los valores tomados de referencia. Para la construcción de las curvas fue necesario establecer el valor promedio de aceleración con el cual el muro llega a cada estado de daño teniendo en cuenta la distribución log normal, en la Imagen 57 se presenta la gráfica dónde en el eje Y encontramos Ln de desplazamientos y en el eje X el Ln de aceleraciones.

Imagen 57. Evolución del daño con aceleración CH_7m_0°



Nivel de Daño	Ln Aceleración Promedio	Aceleración Promedio (g)
ADMISIBLE	-2.717	0.066
MEDIO	-1.167	0.311
COLAPSO	-0.073	0.928

De acuerdo con la imagen 57, se establecen los valores promedio de aceleración para llegar a cada estado de daño (admisible, medio, colapso). Esto realiza para cada conjunto de datos asociados al tipo de suelo, altura de muro e inclinación de talud como se muestra en el ejemplo CH_7m_0°. Esto significa que se realizó el cálculo de las magnitudes de aceleración promedio para los límites establecidos en cada conjunto de datos, esto teniendo en cuenta que los límites han sido establecidos mediante los percentiles 15, 50 y 85 de cada conjunto de datos. Se realiza de esta manera dado el comportamiento y respuesta de los datos de los desplazamientos tanto vertical como horizontal de cada configuración de muro, de esta manera se obtienen los valores de IM_m para cada conjunto de datos y cada tipo de daño. Este valor se calculó a partir de la regresión lineal de los datos obtenidos en las modelaciones. De acuerdo con la Ecuación 1, es necesario calcular la desviación estándar log normal, esta desviación estándar permite a partir una distribución normal, mostrar la variación que tiene un conjunto de datos con respecto a su media. Por lo tanto, es necesario para cada tipo de año (tipo de suelo, altura de muro, inclinación) establecer el valor β .

Para definir el valor de β es necesario conocer la naturaleza de los datos. Dado que la probabilidad de excedencia se representa mediante una distribución log normal como se

evidencia en la ecuación 1. Sin embargo, la distribución log normal parte de una distribución normal de los datos.

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{Ds}^2 + \beta_c^2 + \beta_D^2} \text{ Ecuación 2}$$

β_{tot} : Representa la desviación estándar log normal para cada curva.

β_{Ds} : Representa la definición de estados de daño (0.4 recomendación Fema – Hazus, 2020)

β_c : Representa la respuesta y resistencia (capacidad) del elemento. (0.5 recomendación Fema – Hazus, 2020)

β_D : Representa la desviación estándar del movimiento de entrada del sismo (demanda).

De acuerdo con la Ecuación 2, se debe estimar el valor β_D del conjunto de datos con el cual vamos a realizar cada gráfica. En ese sentido, es necesario calcular la media y la desviación estándar normal.

$$\mu = e^{\theta + \frac{\omega^2}{2}} \text{ Ecuación 3}$$

$$\sigma^2 = e^{2\theta + \omega^2} (e^{\omega^2} - 1) \text{ Ecuación 4}$$

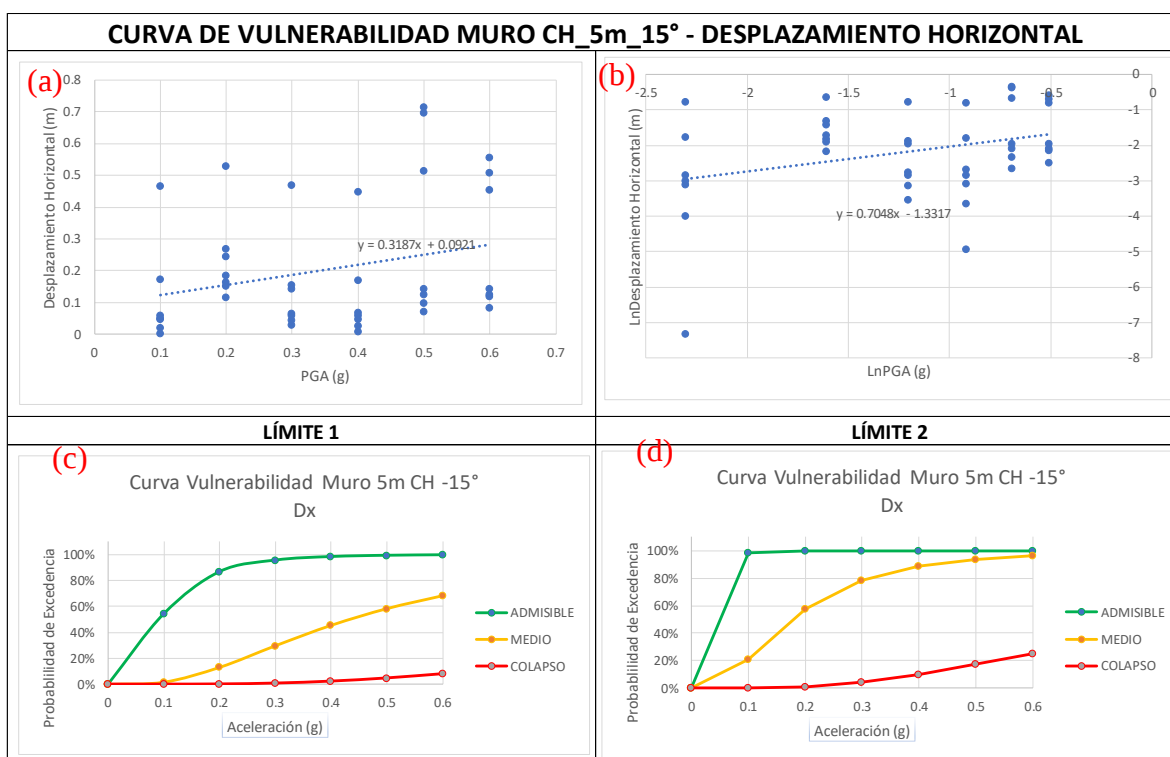
Las ecuaciones 3 y 4 estiman la media y la desviación estándar log normal a partir los valores de la media y la desviación estándar del conjunto de datos a evaluar.

CH_9m_15° (Dx)	
Promedio datos Dx.	0.383
Desviación Normal Estándar	0.100
Varianza	0.010
Varianza Log-N	0.022
Bds	0.400
Bc	0.500
Bd	0.022
Btotal	0.657

Una vez calculados los valores de β_D para conjunto de datos, se procede a aplicar la ecuación 1, junto con los valores calculados en la imagen 57 y la evaluación de las diferentes aceleraciones para conocer las probabilidades de excedencia en cada caso.

Se presentan las curvas de vulnerabilidad en función del tipo de daño evaluado, desplazamiento horizontal y vertical, para cada condición en el anexo 9.4. sin embargo, un ejemplo de estas se muestra en la Imagen 58.

Imagen 58. Curva de Vulnerabilidad CH_5m_15°.



Fuente: Elaboración Propia.

En la imagen 58 es posible evidenciar las curvas de vulnerabilidad sísmica para muros de contención de 5 metros de altura, en un suelo de tipo arcilla de alta plasticidad y con una inclinación en el talud de relleno de 15°. La imagen 58 (a) muestra la distribución de los desplazamientos horizontales a medida que cambia la aceleración del terreno. (b) indica el logaritmo natural de los desplazamientos Vs logaritmo natural de las aceleraciones. (c) Se presenta la curva de vulnerabilidad CH_5m_15° evaluada mediante el límite 1, este límite fue tomado teniendo en cuenta los valores de los desplazamientos en función de las aceleraciones para el conjunto de datos que corresponde al tipo de suelo y a la altura del muro, es decir, se tomaron los datos de las arcillas de alta plasticidad con muros de 5 metros.

(d) se presenta la curva de vulnerabilidad CH_5m_15° evaluada mediante el límite 2. Este límite tuvo en cuenta los valores relacionados no solamente con el tipo de suelo y la altura del muro, sino que tiene en cuenta la respuesta de los modelos teniendo en cuenta la inclinación del talud. En concreto, estas curvas (c y d) permiten conocer los valores de la probabilidad de excedencia de un valor límite predeterminado. En este sentido toma importancia el criterio elegido para definir los valores límite que serán objeto de comparación.

En la gráfica (c) se evidencia la probabilidad de excedencia para cada estado límite en función de la aceleración, lo que se estima es la comparación entre la probabilidad que un daño asociado con un conjunto de datos supere un valor límite definido. En la Tabla 15 es posible conocer los valores límites para el desarrollo de las curvas (c) y (d).

Tabla 15. valores límites para el desarrollo de las curvas (c) y (d).

Desplazamiento Horizontal (m)				
Muros	Límite	Admisible	Medio	Colapso
Arcilla CH 5m	1	0.049	0.146	0.364
CH_5m_0°	2	0.019	0.077	0.256
CH_5m_15°	2	0.019	0.077	0.256

En ese orden de ideas y teniendo en cuenta la información presentada, se establece que para la curva (c) se está evaluando la probabilidad de que un daño supere los 4.9 cm que corresponde al valor límite 1 para el estado límite admisible. Así mismo para nivel de daño medio o colapso. Se observa también que en la curva (d) se cuenta con diferentes estados límites, en ese caso si tiene que se evalúa la probabilidad de que un valor supere los 1.9 cm para superar el estado límite admisible.