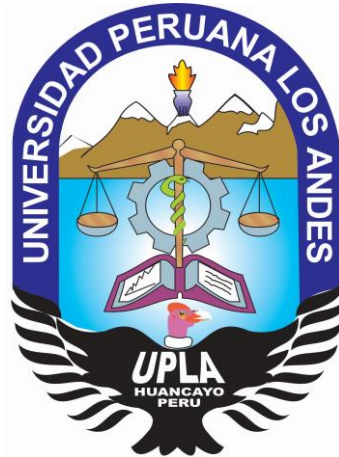


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**INFLUENCIA DE LA VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS
GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO DE LA ESTABILIDAD DE UN
MURO DE CONTENCIÓN**

PRESENTADO POR:

BACH. YENA MARGOTH ROJAS RAMOS

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

TRANSPORTE Y URBANISMO

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

LIMA – PERU

2018

HOJA DE CONFORMIDAD DEL JURADO

Dr. CASIO AURELIO, TORRES LOPEZ.
PRESIDENTE

Ing. FELIPE LUIS, DURAND LOPEZ
JURADO

Mg. GIAN FRANCO, PEREZ GARAVITO
JURADO

Ing. IVAN ALONSO, ZAPATA ROJAS
JURADO

Mg. MIGUEL ANGEL, CARLOS CANALES
SECRETARIO DOCENTE

ASESORES:

Mg. JUAN CARLOS GALLARDO MENDOZA

Mg. RENE VIGNATI DUEÑAS

DEDICATORIA

Dedico la presente investigación a Dios por mantenerme de pie y en constante superación.

A mi madre por su amor incomparable, a mis hermanos por el cariño y comprensión, a mi adorado hijo por ser mi motor y motivo y a mi esposo por su apoyo constante y su infinito amor.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme la vida y haberme guiado por el camino de la felicidad.

A la UPLA, mi alma mater, porque en ella aprendí nuevos conocimientos, gracias a mis maestros por el trabajo constante y transmitir sus conocimientos el cual me sirvió de cimiento para el desarrollo personal.

A mi hijo Jared Mateo y a mi compañero de vida Roy por su constante apoyo y motivación para mi desarrollo personal y profesional.

A mis asesores por compartir conocimientos, experiencias y por su apoyo brindado en la presente tesis.

A mi Madre Olga por ser mi ejemplo de mujer coraje, luchadora y enseñarme las cosas buenas y malas de la vida.

A mis hermanos Ubaldo, Margarita, Maribel y Edith por la motivación, cariño y respeto constante.

Gracias a todos por ser mi respaldo y el gran cariño a lo largo de estos años compartidos.

ÍNDICE

HOJA DE CONFORMIDAD DEL JURADO	II
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
ÍNDICE	VI
ÍNDICE DE TABLAS	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
RESUMEN.....	XIII
ABSTRACT.....	XIV
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I.....	3
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	3
1.1 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 Formulación y Sistematización del Problema	3
1.2.1 Problema General.	3
1.2.2 Problemas Específicos.	4
1.3 Justificación.....	4
1.3.1 Práctica.	4
1.3.2 Metodológica.	4
1.4 Delimitaciones.....	5
1.4.1 Espacial.....	5
1.4.2 Temporal.....	5
1.4.3 Económica.	5
1.5 Limitaciones	5
1.6 Objetivos	6
1.6.1 Objetivo General.....	6
1.6.2 Objetivos Específicos.	6
CAPITULO II	7
MARCO TEÓRICO.....	7
2.1 Antecedentes	7
2.1.1 Antecedentes internacionales.....	7
2.1.2 Antecedentes nacionales.....	9
2.2 Marco conceptual	10
2.2.1 Tipos de muro de contención.....	10
2.2.1.1 Muros de gravedad.	10
2.2.1.2 Muros en voladizo.	10
2.2.1.3 Muros con contrafuertes.	11
2.2.2 Presión lateral de tierras.....	12
2.2.2.1 Presiones de tierra en reposo	12
2.2.2.2 Teoría de Rankine para las presiones activa y pasiva de tierra.....	14
2.2.2.3 Teoría de Coulomb para las presiones activa y pasiva de tierra.	17
2.2.2.4 Presiones laterales de tierra en muros para condiciones sísmicas. ..	19

2.2.3 Estabilidad de Muros de contención.....	22
2.2.3.1 Verificación de la estabilidad al volteo.	22
2.2.3.2 Verificación de la estabilidad al deslizamiento.	24
2.2.4 Variabilidad e Incertidumbre.....	25
2.2.5 Probabilidad y Estadística.	26
2.2.5.1 Resumen de Estadísticas.	26
2.2.5.2 Teoría de probabilidades.....	27
2.2.5.3 Sucesos aleatorios.....	29
2.2.5.4 Distribuciones más habituales.	33
2.2.6 Métodos Probabilísticos.	34
2.2.6.1 El método primer momento de segundo orden (FOSM).	34
2.2.6.2 El método de segundo momentos de segundo orden (SOSM).	35
2.2.6.3 El método de estimación puntual.	35
2.2.6.4 El método Hasofer-Lind (FORM).	38
2.2.6.5 El método de Monte Carlo.	39
2.2.7 El Método de Monte Carlo.	40
2.2.7.1 Generación de números aleatorios.	40
2.2.7.2 Generación de variables aleatorias normales.	42
2.3 Definición de términos	43
2.4 Hipótesis	46
2.4.1 Hipótesis General.	46
2.4.2 Hipótesis Especificas.....	46
2.5 Variables.....	46
2.5.1 Definición conceptual de la variable.	46
2.5.2 Definición operacional de la variable.....	47
2.5.3 Operacionalización de la variable.....	49
CAPITULO III.....	51
METODOLOGÍA	51
3.1 Método de investigación	51
3.2 Tipo de investigación	51
3.3 Nivel de investigación	51
3.4 Diseño de la investigación.....	52
3.5 Población y muestra	52
3.5.1 Población.	52
3.5.2 Muestra.	52
3.6 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	53
3.6.1 Investigación de campo.	53
3.6.2 Ensayos de laboratorio.....	53
3.7 Procesamiento de la información	54
3.8 Técnicas y análisis de datos.....	55
CAPITULO IV.....	56
VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD PARA UN MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO	56
4.1 Descripción de los modelos de análisis	56
4.2 Método determinístico.....	59
4.2.1 Consideraciones de carga sobre la estructura	59
4.2.1.1 Peso propio de la estructura y del material de relleno.....	59
4.2.1.2 Cargas debido al empuje del terreno.....	61

4.2.1.3 Cargas por sismo.	62
4.2.2 Verificación de la estabilidad.	64
4.2.2.1 Factor de seguridad al deslizamiento (FSD).	64
4.2.2.2 Factor de seguridad al volteo (FSV).	64
4.3 Método probabilístico.	65
4.3.1 Consideraciones sobre el modelo de análisis.	68
4.3.2 Verificación de la estabilidad.	71
CAPITULO V	72
RESULTADOS	72
5.1 Resultados obtenidos usando el método determinístico	72
5.2 Resultados obtenidos usando el método probabilístico	74
5.2.1 Analisis de Sensibilidad – simulaciones individuales.	74
5.2.2 Simulaciones de grupo.	78
CAPITULO VI	84
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	84
CONCLUSIONES	89
RECOMENDACIONES	92
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
ANEXOS	95
Anexo A: Matriz de Consistencia	96
Anexo B: Plano de ubicación del área de estudio y resumen de resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelos	99
Anexo C: Memoria de cálculo del diseño de muros de contención en voladizo – Método Determinístico.	100
Anexo D: Código de programación para la simulación de Monte Carlo – Método Probabilístico.	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Relaciones elementales entre probabilidades de eventos	29
Tabla 2	Distribuciones más habituales para distribuciones discretas.....	33
Tabla 3	Distribuciones más habituales para distribuciones continuas	33
Tabla 4	Operacionalización de la variable independiente X.....	49
Tabla 5	Operacionalización de la variable dependiente Y	50
Tabla 6	Ensayos de laboratorio y normativa vigente	54
Tabla 7	Técnicas para el análisis de datos.....	55
Tabla 8	Resumen de distribución de ajuste para la base de datos del suelo de fundación	58
Tabla 9	Resumen de distribución de ajuste para la base de datos del material de relleno	58
Tabla 10	Resumen de cargas verticales debido a peso propio y material de relleno	60
Tabla 11	Resumen de cargas por empuje del terreno.....	62
Tabla 12	Factores de zona “Z”	63
Tabla 13	Datos iniciales para el cálculo sísmico.....	63
Tabla 14	Resumen de cargas por incremento del empuje debido a sismo	64
Tabla 15	Prueba de Kolmogórov-Smirnov de la muestra correspondiente a la cohesión del suelo.....	66
Tabla 16	Prueba de Kolmogórov-Smirnov de la muestra correspondiente al ángulo de fricción interna del suelo	66
Tabla 17	Prueba de Kolmogórov-Smirnov de la muestra correspondiente al peso específico del suelo	67
Tabla 18	Verificación de la prueba de ajuste con un nivel de significancia de $\alpha = 5\%$	67
Tabla 19	Resultados para un muro de H=5.00m – Método Determinístico.....	72
Tabla 20	Resultados para un muro de H=7.00m – Método Determinístico.....	73
Tabla 21	Resultados para un muro de H=10.00m – Método Determinístico.....	73
Tabla 22	Resultados para un muro de H=5.00m – Método Probabilístico	82
Tabla 23	Resultados para un muro de H=7.00m – Método Probabilístico	82
Tabla 24	Resultados para un muro de H=10.00m – Método Probabilístico	83
Tabla 25	Comparación de las dimensiones obtenidas de la zapata de los muros de contención en voladizo analizados usando métodos probabilísticos y determinísticos	87

Tabla 26	Comparación de volúmenes totales de concreto de los muros de contención en voladizo analizados usando métodos probabilísticos y determinísticos	88
Tabla 27	Cuadro resumen de los resultados dados del estudio de mecánica de suelos.	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Muro de gravedad.....	10
Figura 2: Muro de contención en voladizo	11
Figura 3: Muro de contención con contrafuertes	11
Figura 4: Tipos de presiones sobre un muro de contención. a) Empuje de reposo, b) Empuje activo y c) Empuje Pasivo.....	12
Figura 5: Distribución de presiones del empuje de reposo	14
Figura 6: Presión activa de Coulomb: (a) prueba de falla de la cuña; (b) polígono de fuerza	17
Figura 7: Presión pasiva de Coulomb: (a) prueba de falla de la cuña; (b) polígono de fuerza.....	18
Figura 8: Presión activa en condiciones sísmicas	20
Figura 9: Línea de acción de la presión activa del suelo y del incremento del empuje por sismo.....	21
Figura 10: Verificación al volteo en muros en voladizo y de gravedad: a) y b) con presiones de Rankine o c) presiones de Coulomb	23
Figura 11: Verificación al deslizamiento en la base del muro.....	24
Figura 12: Dimensionamiento de muro de contención en voladizo	57
Figura 13: Cargas de gravedad actuantes en un muro de contención en voladizo	60
Figura 14: Cargas debido al empuje del suelo en condición estática y dinámica en un muro de contención en voladizo	61
Figura 15: Modelo de análisis considerando la variabilidad de los parámetros geotécnicos	68
Figura 16: Histograma de frecuencias del ángulo de fricción del suelo (ϕ_t y ϕ_r).....	69
Figura 17: Histograma de frecuencias del peso específico del suelo (γ_t y γ_r).....	70
Figura 18: Histograma de frecuencias de la cohesión del suelo (c_t).....	70
Figura 19: Factores de seguridad utilizando métodos determinísticos y límites	74
Figura 20: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSD para un muro H=5.00m.....	75
Figura 21: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSD para un muro H=7.00m.....	76
Figura 22: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSD para un muro H=10.00m.....	76

Figura 23: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSV para un muro H=5.00m.....	77
Figura 24: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSV para un muro H=7.00m.....	77
Figura 25: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSV para un muro H=10.00m.....	78
Figura 26: Histograma de frecuencias de FSD para un muro de H=5.0m.....	79
Figura 27: Histograma de frecuencias de FSV para un muro de H=5.0m.....	79
Figura 28: Histograma de frecuencias de FSD para un muro de H=7.0m.....	80
Figura 29: Histograma de frecuencias de FSV para un muro de H=7.0m.....	80
Figura 30: Histograma de frecuencias de FSD para un muro de H=10.0m.....	81
Figura 31: Histograma de frecuencias de FSV para un muro de H=10.0m.....	81
Figura 32: Factores de seguridad utilizando métodos probabilísticos y límite.....	83
Figura 33: Comparación entres factores de seguridad al deslizamiento por métodos determinísticos y probabilísticos.....	85
Figura 34: Comparación entre factores de seguridad al volteo por métodos determinísticos y probabilísticos.....	86
Figura 35: Dimensiones óptimas para los tres muros de contención en voladizo (H=5.00m, 7.00m y 10.00m) usando métodos probabilísticos y determinísticos.....	87
Figura 36: Plano de ubicación del área de estudio, zona J, Huaycán del distrito de ate - Lima.....	99

RESUMEN

El presente estudio debe responder al siguiente problema: ¿De qué manera la variabilidad de los parámetros geotécnicos influye en el diseño de la estabilidad de un muro de contención en voladizo en la zona J – Huaycán?, el objetivo general es: determinar esta influencia en los factores de seguridad, conociendo la variabilidad de los parámetros geotécnicos, introduciendo así el concepto de diseños de muros de contención en términos de fiabilidad, y la hipótesis general que debe verificarse es: “la variabilidad de los parámetros geotécnicos influye significativamente en el diseño de la estabilidad de un muro de contención en voladizo en la zona J – Huaycán”.

El método de investigación es el científico con un enfoque cuantitativo, el tipo de investigación es aplicada, el nivel de investigación es explicativo y el diseño es experimental. La población es la zona J de Huaycán, distrito de Ate – Lima, y el tipo de muestreo es no probabilístico y que para este estudio se obtuvo intencionalmente 10 calicatas de la zona de estudio (2000m lineales).

Se concluye que la variabilidad de los parámetros geotécnicos influye significativamente en el cálculo de la estabilidad de muros de contención en voladizo para la zona J – Huaycán, siendo el ángulo de fricción del terreno el parámetro geotécnico que tiene mayor influencia. Encontrando que los factores de seguridad obtenidos bajo estas consideraciones resultan ser menores a los obtenidos por métodos convencionales, los cuales no consideran la variabilidad de los parámetros geotécnicos; obteniendo además un ahorro significativo en los volúmenes de concreto utilizado del orden de 15% a 25%.

Palabras clave: Parámetros geotécnicos, estabilidad de muros, factores de seguridad.

ABSTRACT

The present study must answer the following problem: How does the variability of the geotechnical parameters influence the design of the stability of a cantilevered retaining wall in the J - Huaycán zone? The general objective is to determine this influence in the safety factors, knowing the variability of the geotechnical parameters, thus introducing the concept of retaining wall designs in terms of reliability, and the general hypothesis that must be verified is: “the variability of the geotechnical parameters significantly influences the design of the stability of a cantilevered retaining wall in zone J – Huaycán”.

The research method is the scientist with a quantitative approach, the type of research is applied, the level of research is explanatory and the design is experimental. The population is zone J of Huaycán, district of Ate - Lima, and the type of sampling is not probabilistic and that for this study 10 pits of the study area were intentionally obtained (2000 linear meters).

It is concluded that the variability of the geotechnical parameters significantly influences the calculation of the stability of cantilever retaining walls for the J - Huaycán zone, with the friction angle of the terrain being the geotechnical parameter that has the greatest influence. Finding that the safety factors obtained under these considerations turn out to be lower than those obtained by conventional methods, which do not consider the variability of the geotechnical parameters; also obtaining significant savings in the volumes of concrete used in the order of 15% to 25%.

Keywords: Geotechnical parameters, stability of walls, safety factors.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad encontrar como es que influye en el diseño de muros de contención en voladizo la consideración de la variabilidad de los parámetros geotécnicos. Dado que las propiedades del suelo son naturalmente variables, es decir, que sus propiedades cambian espacialmente. El considerar que un suelo es homogéneo puede llevar a cometer errores durante la fase de diseño.

Para llevar a cabo esta investigación se optó por trabajar en la zona J, Huaycán distrito de Ate – Lima, dado la gran cantidad de proyectos de muros de contención que actualmente se desarrollan en zonas habitadas en laderas de cerro.

Se implementará un diseño usando métodos probabilísticos, con ello se quiere aportar una nueva metodología de diseño que en la actualidad no son muy utilizados y que sí consideran la variabilidad de los parámetros geotécnicos. El método probabilístico escogido para la presente investigación es la simulación de Monte Carlo, dado su buena precisión y fácil implementación en problemas de este tipo.

Se planteó que la variabilidad de los parámetros geotécnicos tomados de manera grupal influye en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo. Así mismo, se plantea que cada parámetro geotécnico, de manera independiente, también influye en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo. Por lo tanto, mis variables analizadas en el presente estudio serán la variabilidad de los parámetros geotécnicos (variable independiente) y la estabilidad de un muro de contención en voladizo (variable dependiente), para los cálculos correspondientes se utilizaron software como MATLAB® y MATHCAD.

El presente trabajo de investigación desarrolla los siguientes capítulos:

En el **CAPITULO I**, se presenta el planteamiento del problema a investigar, así como, la justificación, delimitaciones y limitaciones que presenta dicha problemática, así también se define los objetivos generales y específicos que se espera alcanzar durante el desarrollo de la presente.

En el **CAPITULO II**, se desarrolla los conceptos teóricos referidos al análisis de muros de contención. Posteriormente se presentan una introducción a las teorías de

probabilidades y estadísticas; así como conceptos de variabilidad e incertidumbre. Finalmente se desarrolla una breve introducción de los métodos probabilísticos más usados en las ramas de Ingeniería Civil.

En el **CAPITULO III**, se indica el método, el tipo y nivel de investigación. Se define la población que abarca el estudio y la muestra utilizada para el desarrollo de la tesis. Por último, se definen las técnicas de recolección, procesamiento de la información y análisis de los datos obtenidos de la muestra.

En el **CAPITULO IV**, se presentan los modelos que serán analizados, así mismo se presentan los lineamientos para el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo por métodos determinísticos y métodos probabilísticos.

En el **CAPITULO V**, se presentan los resultados obtenidos del desarrollo del capítulo IV para los dos métodos indicados anteriormente, además se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo de la estabilidad de los muros de contención desarrollados.

En el **CAPITULO VI**, se discuten los resultados obtenidos y se realiza una comparación entre los dos métodos utilizados.

Finalmente se presentan las conclusiones, recomendaciones de la investigación, referencias bibliográficas y los anexos.

Bach. Yena Margoth Rojas Ramos

CAPITULO I EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 Planteamiento del Problema

El diseño para muros de contención comúnmente usado en la ingeniería civil es el Método Determinístico, el cual considera que los parámetros geotécnicos del suelo en contacto con el muro, tales como ángulo de fricción, peso específico y cohesión, son valores constantes (obtenidos de la media o el valor más crítico, de los ensayos realizados en los EMS) en todo su volumen ya que se asume que el suelo es homogéneo. Sin embargo, no es muy común encontrar suelos homogéneos en estado natural lo cual implica que los parámetros geotécnicos sean muy variables en todo su volumen.

Lo que se busca desarrollar en este trabajo de investigación es un diseño que tome en cuenta la variabilidad de los parámetros geotécnicos y así obtener resultados más confiables en base a probabilidades.

1.2 Formulación y Sistematización del Problema

1.2.1 Problema General.

¿De qué manera la variabilidad de los parámetros geotécnicos (peso específico del suelo, ángulo de fricción y cohesión) influye en el diseño de la estabilidad de un muro de contención en voladizo en la zona J Huaycán, Distrito de Ate – Lima en el año 2017?

1.2.2 Problemas Específicos.

- a) ¿Cómo determinar la influencia de la variabilidad del peso específico del suelo (γ) en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo?
- b) ¿Cómo definir la influencia de la variabilidad del ángulo de fricción del suelo (ϕ') en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo?
- c) ¿Cómo establecer la influencia de la variabilidad de la cohesión del suelo (c') en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo?

1.3 Justificación

1.3.1 Práctica.

Esta investigación se realiza porque los métodos convencionales de diseño de muros de contención en voladizo, no consideran la variabilidad inherente de los parámetros geotécnicos, razón por la cual se implementará un análisis probabilístico que tome en cuenta la incertidumbre en el cálculo de los parámetros geotécnicos.

1.3.2 Metodológica.

Como resultado de la investigación se presenta la aplicación de análisis probabilísticos en el diseño de muros de contención en voladizo, desarrollado mediante el uso del Método de Monte Carlo, el cual permite resolver problemas físicos mediante la simulación de variables aleatorias, este enfoque se presenta como una manera adecuada de tomar los efectos de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo de la estabilidad de muros de contención en voladizo.

1.4 Delimitaciones

1.4.1 Espacial.

La presente investigación se ha desarrollado para la zona J, Huaycán del distrito de Ate dpto. de Lima. En esta ocasión se desarrollará el análisis de estabilidad de un muro de contención en voladizo, para lo cual se realizará un estudio de mecánica de suelos en diez muestras seleccionadas aleatoriamente para obtener las características de sus parámetros geotécnicos.

1.4.2 Temporal.

El estudio se refiere a un diseño de la estabilidad de un muro de contención en voladizo conociendo la variabilidad que presenta los parámetros geotécnicos de la zona en estudio, debido a estudios de mecánica de suelos realizados durante el año 2017. El presente trabajo de investigación se ha realizado entre los meses de enero a junio del año 2018.

1.4.3 Económica.

El costo de esta investigación no cuenta con auspiciadores ni financiamiento de alguna institución; por lo tanto, será financiado con recursos propios.

1.5 Limitaciones

La investigación se limita a ver la relación de la variabilidad de algunos parámetros geotécnicos, tales como pesos específicos, ángulos de fricción y cohesión del suelo, con la verificación de la estabilidad al deslizamiento y estabilidad al volteo de un muro de contención en voladizo.

Otra limitación encontrada es la poca difusión de información específica relacionada al tema de investigación en el ámbito nacional.

Dado que la investigación es autofinanciada los ensayos realizados para el estudio de suelos han sido de diez (10) muestras, lo cual, si bien no es un problema en mi investigación, sería recomendable realizar más ensayos para otros estudios abarcando así una mayor área para la aplicación de esta metodología.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General.

Determinar la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos (peso específico del suelo, ángulo de fricción y cohesión) en el diseño de la estabilidad de un muro de contención en voladizo en la zona J, Huaycán del distrito de Ate – Lima en el año 2017.

1.6.2 Objetivos Específicos.

- a) Determinar la influencia de la variabilidad del peso específico del suelo (γ) en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.
- b) Definir la influencia de la variabilidad del ángulo de fricción del suelo (ϕ') en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.
- c) Establecer la influencia de la variabilidad de la cohesión del suelo (c') en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.

CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

El diseño convencional para muros de contención en voladizo utiliza métodos determinísticos de diseño basados en criterios de ingeniería y en el concepto de los factores de seguridad empíricos, los cuales tratan de introducir en la practica la heterogeneidad del suelo.

Sin embargo, una metodología que permita estudiar de manera objetiva la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño de muros de contención en voladizo sería más adecuada, ya que así podría estimarse con exactitud los factores de seguridad que requiere este tipo de estructuras en términos de fiabilidad y probabilidad de falla del sistema estructural.

2.1.1 Antecedentes internacionales.

Zevgolis I. E. y Bourdeau P. L., (2008), realizaron el artículo “Probabilistic Analysis of the External Stability of MSE Structures Using Monte Carlo Simulations”. International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Goa, India.

Este trabajo sugiere un modelo donde se tome en cuenta la dependencia entre los modos de falla, ya que al depender estos en cierto grado de los parámetros de diseño no son independientes entre sí.

El análisis se realizó utilizando la simulación de Monte Carlo para las distribuciones de probabilidad supuestas de los parámetros de control de diseño. Las variables estocásticas consideradas fueron cuatro: el ángulo de fricción del suelo reforzado, ángulo de fricción del relleno retenido, ángulo de fricción del suelo de cimentación y la cohesión del suelo de cimentación.

Se desarrolló un programa de análisis y diseño de MSE en Microsoft Excel, el cual realiza el cálculo de los factores de seguridad estudiados. Para la ejecución de la simulación de Monte Carlo, el programa anterior se usó en combinación con el “Software de análisis de riesgos Crystal Ball V.7.2” el cual funciona como un complemento de Microsoft Excel.

Rodríguez J. y Lemus L. (2010), realizaron el artículo “Análisis probabilístico de la estabilidad de un muro de contención”. La Serena. Chile. Universidad La Serena, departamento de obras civiles.

Este trabajo presenta una metodología para el análisis de la estabilidad de muros de contención tomando en cuenta la variabilidad inherente de los parámetros de resistencia al corte, utilizando el modelo de Mohr-Coulomb como ley constitutiva de los suelos.

En ese caso mediante un análisis de sensibilidad de la estabilidad se determinó que la variable más influyente es el ángulo de fricción interna del suelo de relleno, por lo cual se asumió que esta variable se comportaría como una variable estocástica.

Para llevar a cabo el análisis probabilístico utilizaron la simulación de Monte Carlo (SMC), mediante el “Software de diseño y análisis de muros de contención

mediante simulación de Monte Carlo v.2” (Gonzales y Lemus) el cual fue elaborado con rutinas de Visual Basic 6.0.

2.1.2 Antecedentes nacionales.

Vargas R. (2013), en la tesis “Análisis de la Influencia de la Variabilidad de los Parámetros Geotécnicos en el Diseño Geotécnico de muro de Contención, utilizando el Método de Monte Carlo”. Pontificia Universidad Católica del Perú.

En este caso en particular se estudia un muro de contención en voladizo con un suelo de cimentación cohesivo y suelo de relleno granular elaborando modelos probabilísticos con el Método de Monte Carlo mediante el uso del software @Risk.

Las variables estocásticas para este estudio son el ángulo de fricción interna del suelo de relleno, el peso específico del suelo retenido, y la cohesión en condiciones no drenadas del suelo de cimentación.

2.2 Marco conceptual

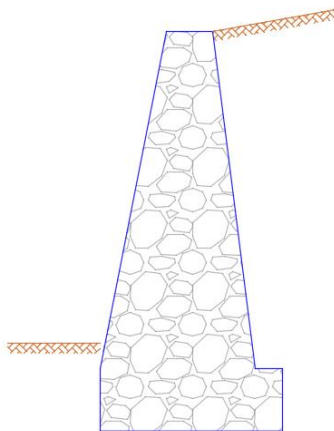
2.2.1 Tipos de muro de contención.

Los muros de contención comúnmente usados son los siguientes:

- Muros de gravedad
- Muros en voladizo
- Muros con contrafuertes

2.2.1.1 Muros de gravedad.

Son muros que basan su diseño en su peso propio y por lo tanto suelen tener grandes dimensiones. Construidos generalmente de concreto ciclópeo, mampostería y de gaviones. Suelen recomendarse el uso de este tipo de muros para una altura total menores a los 5 metros.



*Figura 1: Muro de gravedad
(Fuente: elaboración propia)*

2.2.1.2 Muros en voladizo.

Estos muros están hechos de concreto armado y resisten las cargas debido al empuje del terreno, a través de un muro vertical (pantalla) el cual se encuentra empotrado en una losa horizontal en su base (zapata). Su uso se recomienda para alturas menores a los 10m.

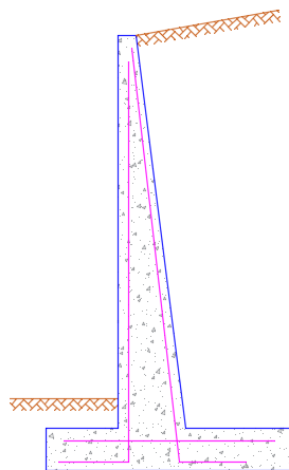


Figura 2: Muro de contención en voladizo
(Fuente: elaboración propia)

2.2.1.3 Muros con contrafuertes.

Son muros similares a los muros en voladizo, con la diferencia que estos presentan muros transversales (contrafuertes) que conectan a la pantalla con la zapata. Estos muros están ubicados a intervalos similares y tienen la finalidad de reducir los momentos de flexión que se produce en la base y el esfuerzo cortante para muros de gran altura.

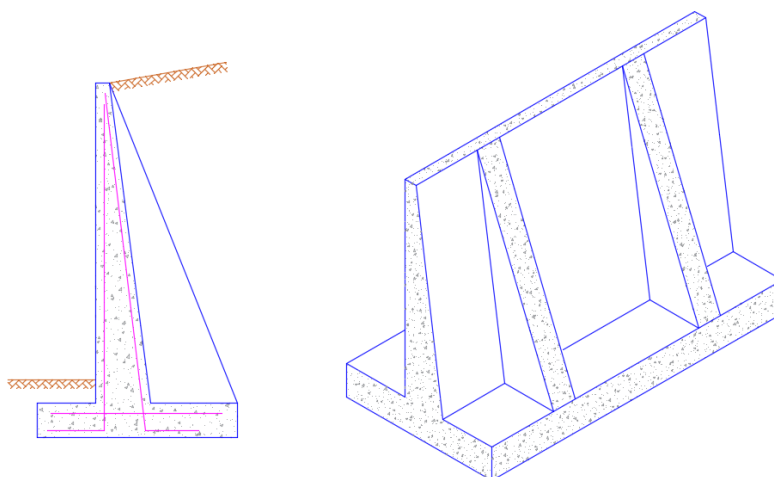


Figura 3: Muro de contención con contrafuertes
(Fuente: elaboración propia)

2.2.2 Presión lateral de tierras.

La Figura 1 muestra las condiciones que se presentan sobre una pared vertical para que se activen los tres tipos de empujes que existen según se indica en Das (2001).

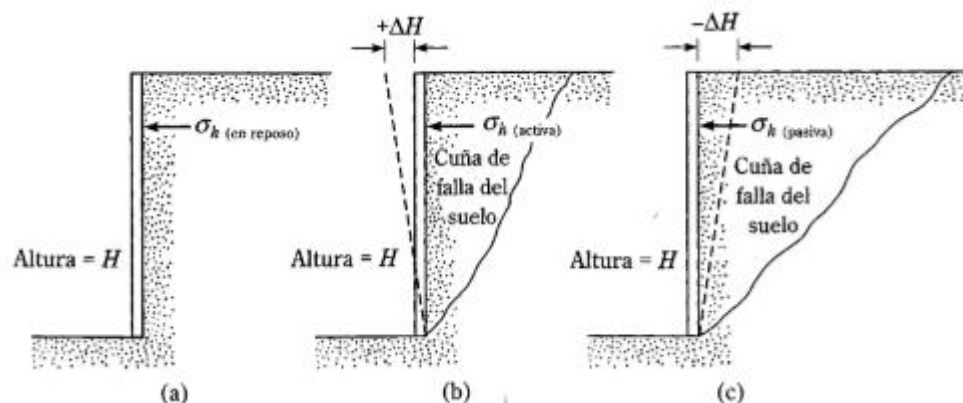


Figura 4: Tipos de presiones sobre un muro de contención. a) Empuje de reposo, b) Empuje activo y c) Empuje Pasivo

(Fuente: Das (2001))

2.2.2.1 Presiones de tierra en reposo

Cuando el muro de contención no se desplaza de su posición de origen, la masa contenida permanece en un estado de *equilibrio elástico*; en este estado la deformación horizontal del suelo es cero. De esta manera se define el *coeficiente de presión de tierra en reposo* como la razón entre el esfuerzo horizontal efectivo entre la tensión vertical.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_0} \quad (1)$$

Dado que $\sigma'_0 = \gamma z$, entonces:

$$\sigma'_h = K_0(\gamma z) \quad (2)$$

A continuación, se presentan algunas expresiones para determinar K_0 , para distintas condiciones de suelos:

- Para Jaky (1944) citado por Das, (2015, p.380), indica que, para suelos de grano grueso, se cumple la siguiente condición:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (3)$$

- Para Mayne y Kulhawy (1982) citado por Das, (2015, p.380), indica que, para suelos de grano grueso sobreconsolidados, se cumple la siguiente condición:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')(OCR)^{\text{sen}\phi'} \quad (4)$$

Donde: OCR =Relación de sobreconsolidación.

- Para Massarsch (1979) citado por Das, (2015, p.381), da una formulación para suelos de grano fino consolidados:

$$K_0 = 0.44 + 0.42\left[\frac{PI(\%)}{100}\right] \quad (5)$$

La Figura 5 muestra la distribución de presiones del empuje en reposo en un muro de contención en voladizo. La expresión para la presión del empuje en reposo es:

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad (6)$$

Donde:

K_0 : Coeficiente de presión de tierra en reposo

σ'_h : Presiones efectivas horizontales

σ'_0 : Presiones efectivas verticales

γ : Peso específico del suelo

ϕ' : Angulo de fricción máximo drenado

z : Profundidad a la cual se ubica un elemento del suelo

H : Altura total del muro de contención

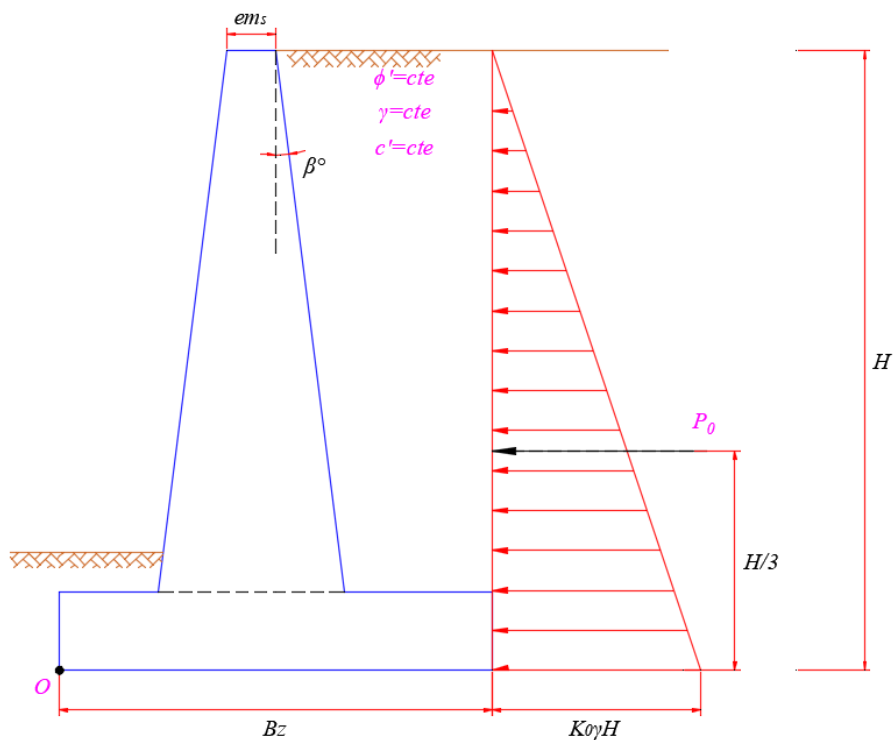


Figura 5: Distribución de presiones del empuje de reposo
(Fuente: elaboración propia)

2.2.2.2 Teoría de Rankine para las presiones activa y pasiva de tierra.

Rankine (1857) realizó un estudio del comportamiento de las presiones del suelo en el equilibrio plástico. Esta condición también conocida como estado límite, se caracteriza porque cada punto de la masa del suelo se encuentra al borde de la falla por rotura.

De este modo Rankine desarrollo dos condiciones de presiones en el suelo en función al desplazamiento efectuado por la pared sin fricción de un muro de contención.

2.2.2.2.1 Estado activo de Rankine.

Esta condición se da cuando el muro se aleja de la masa del suelo, generando una disminución del esfuerzo general efectivo (σ'_h). De esta manera se llegará a desarrollar el estado límite de suelo, es decir, que se producirá la falla; a esta condición se conoce con el nombre de estado activo de Rankine.

- La presión efectiva para suelos parcialmente saturados puede expresarse de la siguiente manera:

$$\sigma'_a = \gamma z K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (7)$$

- La presión efectiva para suelos no cohesivos ($c' = 0$), queda reducida a la siguiente expresión:

$$\sigma'_a = \gamma z K_a \quad (8)$$

Donde el *coeficiente de presión activa de tierra de Rankine* se define como:

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_0} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (9)$$

Para un relleno granular inclinado un ángulo (α) la dirección de las presiones y su resultante estarán inclinadas un ángulo (α) con la horizontal, quedando el *coeficiente de presión activa* definida por la siguiente expresión

$$K_a = \cos(\alpha) \frac{\cos(\alpha) - \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi')}}{\cos(\alpha) + \sqrt{\cos^2(\alpha) - \cos^2(\phi')}} \quad (10)$$

2.2.2.2.2 Estado pasivo de Rankine.

Esta condición se da cuando el muro es empujado contra la masa del suelo, generando un incremento del esfuerzo general efectivo (σ'_h). De igual manera que en el caso del estado pasivo, el suelo será esforzado de tal manera que se alcanzará el estado límite, produciéndose así, la falla del suelo; esta condición se denomina *estado pasivo de Rankine*.

- La presión efectiva para suelos parcialmente saturados puede expresarse de la siguiente manera:

$$\sigma'_p = \gamma z K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (11)$$

- La presión efectiva para suelos no cohesivos ($c' = 0$), queda reducida a la siguiente expresión:

$$\sigma'_p = \gamma z K_p \quad (12)$$

Donde el *coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine* se define como:

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (13)$$

Donde:

K_a : Coeficiente de presión activa de tierra de Rankine

K_p : Coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine

σ'_a : Presiones efectivas horizontales en estado activo

σ'_p : Presiones efectivas horizontales en estado pasivo

σ'_0 : Presiones efectivas verticales

γ : Peso específico del suelo

ϕ' : Angulo de fricción máximo drenado

c' : Cohesión del suelo

z : Profundidad a la cual se ubica un elemento del suelo

α : Ángulo de inclinación del material de relleno con respecto a la horizontal

2.2.2.3 Teoría de Coulomb para las presiones activa y pasiva de tierra.

Coulomb (1776) desarrollo una teoría para las presiones activas y pasivas. En esta teoría se considera que la superficie de falla es un plano inclinado, además se considera la fricción existente en las paredes del muro de contención con el material de relleno.

2.2.2.3.1 Caso activo de Coulomb.

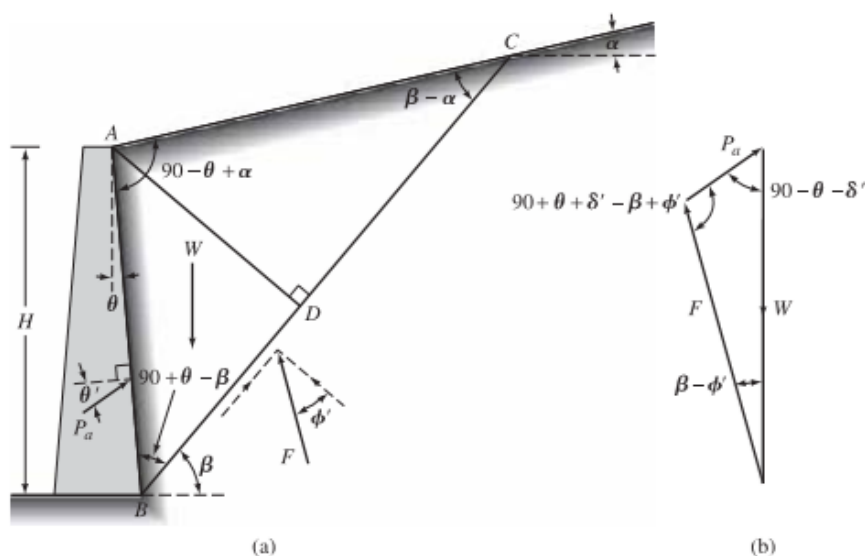


Figura 6: Presión activa de Coulomb: (a) prueba de falla de la cuña; (b) polígono de fuerza
(Fuente: Das (2015))

En la Figura 6 se muestra la forma de falla que se presenta según lo enunciado por Coulomb y las fuerzas que actúan sobre la cuña del suelo. A partir del equilibrio de estas fuerzas se determina las expresiones para la presión activa de Coulomb:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (14)$$

Donde el *coeficiente de presión activa de Coulomb* se define como:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]} \quad (15)$$

2.2.2.3.2 Caso pasivo de Coulomb.

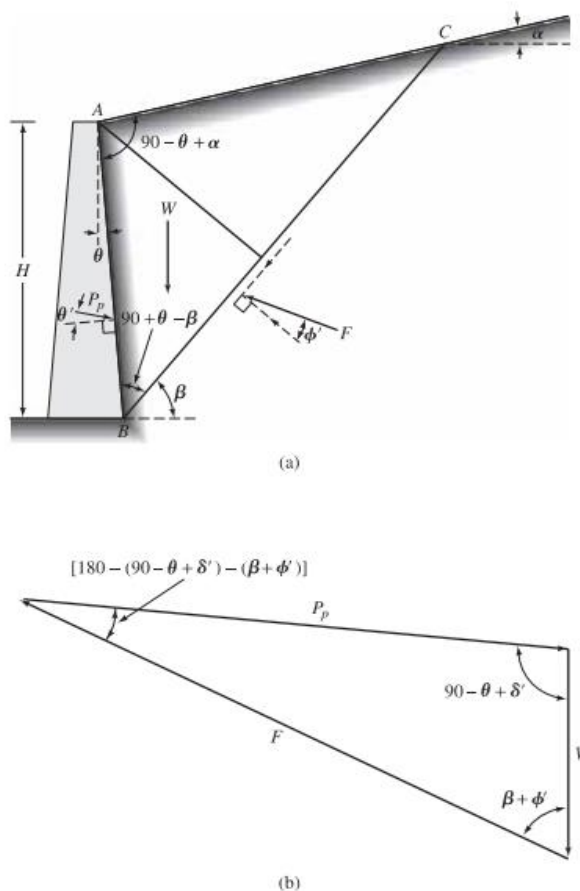


Figura 7: Presión pasiva de Coulomb: (a) prueba de falla de la cuña; (b) polígono de fuerza
(Fuente: Das (2015))

En la Figura 7 se muestra la forma de falla que se presenta de manera similar que en el caso activo. A partir del equilibrio de estas fuerzas se determina las expresiones para la presión pasiva de Coulomb:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (16)$$

Donde el *coeficiente de presión pasiva de Coulomb* se define como:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta' - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' - \delta') \sin(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]} \quad (17)$$

Donde:

K_a : Coeficiente de presión activa de Coulomb

K_p : Coeficiente de presión pasiva de Coulomb

P_a : Resultante de presión activa de Coulomb

P_p : Resultante de presión pasivo de Coulomb

γ : Peso específico del suelo

ϕ' : Ángulo de fricción máximo drenado

c' : Cohesión del suelo

H : Altura total del muro de contención

α : Ángulo de inclinación del material de relleno con respecto a la horizontal

θ : Ángulo entre la cara interior del muro de contención y la vertical

δ' : Ángulo de fricción entre el suelo y la cara interior del muro de contención

2.2.2.4 Presiones laterales de tierra en muros para condiciones sísmicas.

2.2.2.4.1 Presión activa en condiciones sísmicas.

Es una extensión de las ecuaciones de Coulomb (1776), a las fuerzas actuantes sobre la cuña de falla del suelo se adicionan $k_h W$ y $k_v W$ tal y como se indica en la Figura 8.

Siendo:

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración por sismo}}{\text{aceleración de la gravedad (g)}}$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración por sismo}}{\text{aceleración de la gravedad (g)}}$$

A continuación, se muestran las ecuaciones para determinar la fuerza activa por sismo para un relleno granular (es decir, $c'=0$).

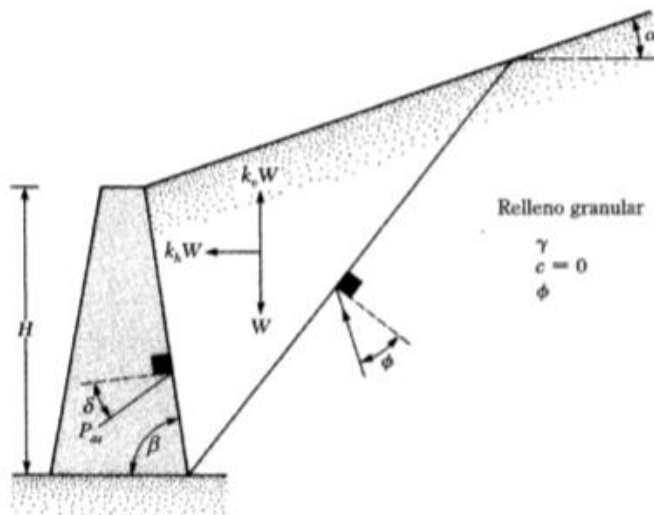


Figura 8: Presión activa en condiciones sísmicas

(Fuente: Das (2001))

A partir del equilibrio de estas fuerzas se determina las expresiones para la presión activa en condiciones sísmicas, también conocida como solución Mononobe-Okabe:

$$P_{aE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (18)$$

Donde el coeficiente de presión activa de la tierra se define como:

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta')} \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta' - \theta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right] \quad (19)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (20)$$

Por lo tanto, el incremento de presiones activas por sismo queda determinado de la siguiente manera:

$$\Delta P_{aE} = P_{aE} - P_a \quad (21)$$

En Das, (2001), se indica que la fuerza ΔP_{ae} actúa a una distancia $0.6H$ desde el fondo del muro, mientras que P_a , por ser la resultante de una carga distribuida triangularmente, actúa a $H/3$ del fondo del muro. La Figura 9 muestra a estas fuerzas actuando en el muro según las consideraciones tomadas.

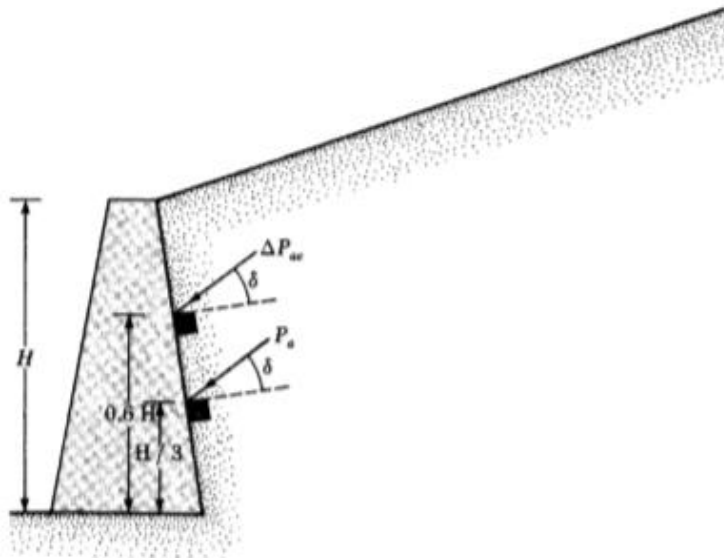


Figura 9: Línea de acción de la presión activa del suelo y del incremento del empuje por sismo

Fuente: Das, (2001)

Donde:

k_h : Coeficiente de aceleración horizontal por sismo

k_v : Coeficiente de aceleración vertical por sismo

K_{ae} : Coeficiente de presión activa de la tierra en condiciones sísmicas

P_a : Resultante de presión activa de Coulomb

P_{ae} : Resultante de presión activa en condiciones sísmicas – Mononobe-Okabe

H : Altura total del muro de contención

α : Ángulo de inclinación del material de relleno con respecto a la horizontal

β : Ángulo entre la cara interior del muro de contención y la horizontal

δ' : Ángulo de fricción entre el suelo y la cara interior del muro de contención

2.2.3 Estabilidad de Muros de contención.

La mayor complicación en el diseño de muros de contención está relacionada con el cálculo de la estabilidad de la estructura de retención. Según Das (2015) indica que un correcto diseño de muros de contención es aquel en donde se conocen los parámetros de suelo, tales como, peso específico, ángulo de fricción y cohesión del material de relleno, así como del material en la base. Una vez conocidos estos parámetros se procede a calcular los empujes causados por el material de relleno, determinadas las presiones se analiza la estructura en conjunto con el material de relleno y se verifica la estabilidad del muro de contención. Estas verificaciones se indican a continuación:

- Estabilidad al volteo
- Estabilidad al deslizamiento
- Fallas en la capacidad de carga

2.2.3.1 Verificación de la estabilidad al volteo.

La verificación de la estabilidad al volteo se lleva a cabo a partir del cálculo del *factor de seguridad al volteo* (FSV), la expresión se muestra a continuación:

$$FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_a} \quad (22)$$

Donde:

$\sum M_R$ = sumatoria de los momentos resistentes al volteo con respecto al punto 'O'.

$\sum M_a$ = sumatoria de los momentos que tienden a volcar con respecto al punto 'O'.

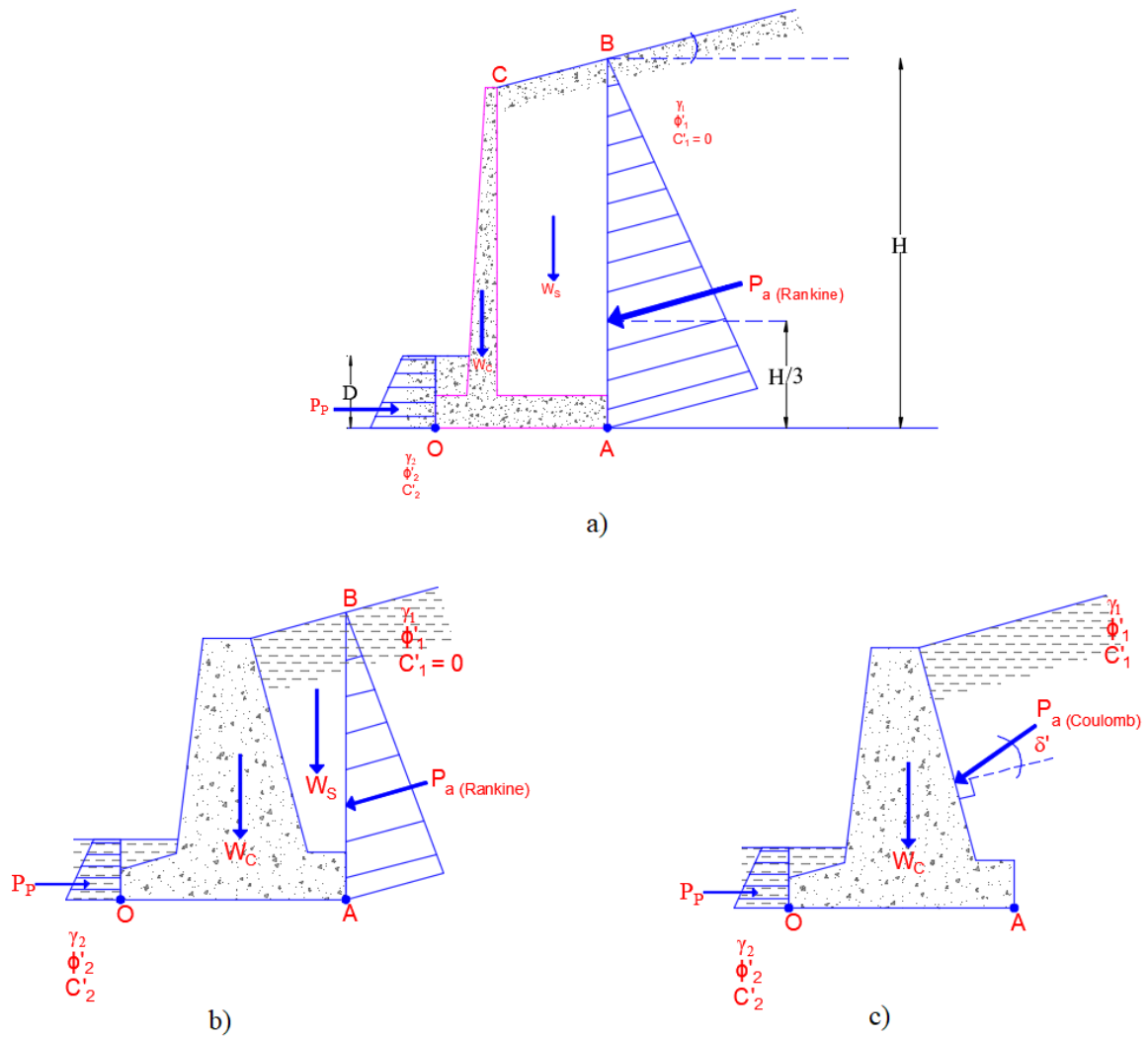


Figura 10: Verificación al volteo en muros en voladizo y de gravedad: a) y b) con presiones de Rankine o c) presiones de Coulomb
(Fuente: Das (2015))

De la Figura 10, se puede observar que los momentos resistentes al volteo son producidos por el peso propio de la estructura, el peso del relleno sobre el talón y la componente vertical del empuje activo si fuese el caso. Así mismo, los momentos que provocan el volteo es la componente horizontal del empuje activo del suelo.

En caso de sismo, el empuje dinámico actuante tiene dos componentes de fuerza. La primera es la componente vertical que favorece a los momentos resistentes al volteo y la segunda es la componente horizontal que genera un momento que provoca el volteo.

2.2.3.2 Verificación de la estabilidad al deslizamiento.

La verificación de la estabilidad al deslizamiento se determina con el cálculo del *factor de seguridad al deslizamiento* (FSD), el cual se expresa de la siguiente manera:

$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_a} \quad (23)$$

Donde: $\sum F_R$ = sumatoria de las fuerzas resistentes al deslizamiento.

$\sum F_a$ = sumatoria de las fuerzas impulsoras al deslizamiento.

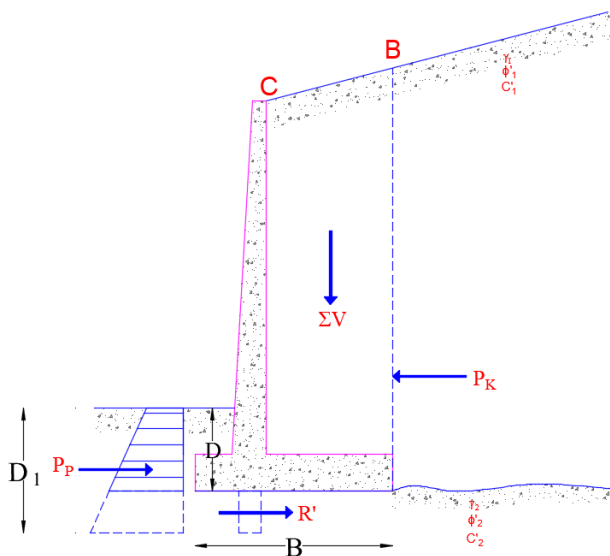


Figura 11: Verificación al deslizamiento en la base del muro

(Fuente: Das (2015))

De la Figura 11, se puede observar que las fuerzas resistentes al deslizamiento son las generadas por la fricción existente entre el material base y el fondo de la cimentación, esta fuerza queda determinada como el producto del esfuerzo al corte del suelo (τ_f) por el área de la zapata (considerando 1m de longitud de muro), otra fuerza que también resiste al deslizamiento es el empuje pasivo. Por otro lado, la fuerza impulsora al deslizamiento es la componente horizontal del empuje activo del suelo.

En caso de sismo, la componente horizontal del empuje dinámico también favorece a las fuerzas impulsoras al deslizamiento.

2.2.4 Variabilidad e Incertidumbre.

La incertidumbre se define como el grado de variabilidad que se encuentra en la estimación de algunos parámetros.

Según Baecher y Christian, (2003), clasifica la incertidumbre para problemas relacionados a la rama de la Ingeniería Geotécnica en:

-Incertidumbre Natural: Causada por variabilidad natural en los resultados, estos tipos de variabilidad pueden:

- Variabilidad espacial y/o
- Variabilidad temporal.

-Incertidumbre epistémica: Debido a errores externos, estos se dividen a su vez en:

- Incertidumbre en la caracterización del emplazamiento
- Incertidumbre de los modelos matemáticos
- Incertidumbre en la estimación de los parámetros

2.2.5 Probabilidad y Estadística.

2.2.5.1 Resumen de Estadísticas.

2.2.5.1.1 Medidas de tendencia central.

Son medidas que tratan de establecer un valor que represente el centro de los datos. Si tenemos un conjunto de n datos denotados por $x = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$, podemos definir las siguientes medidas de tendencia central:

- La media, \bar{x} :

Es el promedio aritmético de un conjunto de datos. Representa el centro de gravedad de una distribución de frecuencias a lo largo del eje x .

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (24)$$

- La mediana, Me :

La mediana de un conjunto de datos ordenados se denota por $x_{0.5}$ y es el valor de la variable para la cual deja el mismo número de datos antes y después de él.

- La moda, Mo :

Es el valor del elemento o intervalo de datos más frecuente.

2.2.5.1.2 Medidas de dispersión.

Las siguientes medidas cuantifican cuán concentrados o dispersos están los datos con respecto a las medidas de tendencia central (generalmente con respecto a la media).

Si tenemos un conjunto de n datos denotados por $x = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$, podemos definir las siguientes medidas de dispersión:

- La desviación estándar, s_x :

Esta medida se define como la media cuadrática de las desviaciones de los datos con respecto a su media.

$$s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (25)$$

- El coeficiente de variación, CV_x :

Este parámetro expresa la dispersión relativa y se define como la razón de la desviación estándar, s_x y la media, \bar{x} .

$$CV_x = \frac{s_x}{\bar{x}} \quad (26)$$

- La varianza, $Var(x)$:

La varianza es el cuadrado de la desviación estándar. Esta medida es el momento de inercia de una distribución de frecuencias con respecto a x .

$$Var(x) = s_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n} \quad (27)$$

2.2.5.2 Teoría de probabilidades.

Rama de las matemáticas derivada de un conjunto de axiomas, según Baecher y Christian, (2003) estos axiomas son los indicados a continuación:

Axioma 1: La probabilidad $P[A]$, de que suceda un evento A, tiene un valor entre 0 y 1: $0 \leq P[A] \leq 1$

Axioma 2: La suma de las probabilidades respectivas de cada uno de un conjunto mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos $\{A_i\}$ es 1: $\sum_i P[A_i] = 1$

Axioma 3: La probabilidad de que ocurran dos eventos independientes A_i y A_j es igual al producto de sus probabilidades individuales: $P[A_i \text{ y } A_j] = P[A_i]P[A_j]$

Un *experimento aleatorio* es un proceso que genera resultados que no pueden determinarse por adelantado.

El conjunto de todos los resultados posibles de un experimento aleatorio se denomina *espacio muestral* Ω .

Los resultados individuales dentro del espacio muestral se llaman *puntos de muestra* y el *suceso* A es un subconjunto de Ω .

La *unión de dos eventos* A y B ($A \cup B$) es la colección de los puntos de muestra contenidos en A o B o en ambos.

La *intersección de dos eventos* A y B ($A \cap B$) es la colección de puntos de muestra contenidos tanto en A como B .

Mutuamente excluyentes significa que dos o más eventos no pueden ocurrir juntos, es decir que, los eventos no comparten puntos de muestra en común.

Colectivamente exhaustivo significa que por lo menos debe ocurrir un evento cuando se realiza un experimento, es decir, unidos los eventos comprenden todos los puntos de la muestra Ω .

La *probabilidad condicional* del evento A , ocurrido el evento B se denota por $P[A|B]$. Se dice que A es independiente de B si $P[A|B] = P[A]$, caso contrario si $P[A|B] \neq P[A]$ se dice que A depende de B .

La Tabla 1 presenta las relaciones elementales para el cálculo de probabilidades.

Tabla 1 Relaciones elementales entre probabilidades de eventos

Descripción	Ecuación
Complemento de un evento A	$P[\bar{A}] = 1 - P[A]$
Intersección de dos eventos A y B	$P[A \cap B] = P[A] + P[B] - P[A \cup B]$ $P[A \cap B] = P[A]P[A B]$
Intersección de dos eventos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos	$P[A_1 \cap A_2 \cap \dots \cap A_n] = \prod_{i=1}^n P[A_i]$
Unión de dos eventos	$P[A \cup B] = P[A] + P[B] - P[A \cap B]$
Unión de dos eventos mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos	$P[A_1 \cup A_2 \cup \dots \cup A_n] = \sum_{i=1}^n P[A_i]$
Probabilidad total	$P[A] = \sum_{i=1}^n P[A \cap B_i]$
Probabilidad condicional	$P[B A] = \frac{P[A \cap B]}{P[A]}$

(Fuente: Baecher y Christian, (2003))

2.2.5.3 Sucesos aleatorios.

2.2.5.3.1 Función de masa de probabilidad (pmf).

Dado un espacio muestral discreto Ω , representado por una serie ordenada donde cada punto de muestra (x_i) está asociado a una probabilidad (p_i)

$$X = \begin{matrix} x_1 & x_2 & \dots & x_n \\ p_1 & p_2 & \dots & p_n \end{matrix} \quad (28)$$

La función de probabilidad de masa (pmf) denotado por $f_X(x)$, se define como la función que calcula la probabilidad de que X tome un valor x , y se expresa de la siguiente forma:

$$f_X(x) = P(X = x) \quad (29)$$

Se cumple entonces que la suma de los pmf sobre Ω es

$$\sum_{i=1}^j f_X(x_i) = 1 \quad (30)$$

La función acumulativa de masa (CMF) se interpreta como la probabilidad de que el resultado de X sea menor o igual que un valor particular, la expresión se muestra a continuación:

$$F_X(x_j) = \sum_{i=1}^j f_X(x_i) \quad (31)$$

La función CMF asciende monótonamente de cero a uno, una vez se tome todos los valores del espacio muestral.

2.2.5.3.2 Función de densidad de probabilidad (pdf).

La función de densidad de probabilidad es equivalente a la función de masa de probabilidad para espacios muestrales discretos, con la diferencia que en esta ocasión el espacio muestral Ω es continuo. La probabilidad se obtendrá integrando la función de probabilidad de masa sobre un intervalo de Ω .

$$P(A) = \int_A f_X(x) dx \quad (32)$$

También se cumple que

$$P(x_1 \leq X \leq x_2) = \int_{x_1}^{x_2} f_X(x) dx \quad (33)$$

Se cumple entonces que la integral del pdf sobre Ω es

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f_X(x) dx = 1 \quad (34)$$

La función de densidad acumulativa (CDF) se define como la probabilidad de que el resultado de X sea menor o igual a un valor particular.

$$F_X(x_i) = P(X \leq x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f_X(x) dx \quad (35)$$

La función CDF al igual que la función CMF asciende monótonamente de cero acercándose a uno, dado que más del espacio muestral se incluye en la integral. Se cumple entonces que $F(-\infty) = 0$ y $F(+\infty) = 1$.

2.2.5.3.3 Momentos de distribuciones de probabilidad.

El n -ésimo momento de una distribución de probabilidad sobre el origen (para pdf o pmf representadas por $f_X(x)$), conocida como *esperanza*, es:

$$E(X^n) = \int_{-\infty}^{+\infty} x^n f_X(x) dx \quad (36)$$

Para el caso de $n=1$, se obtiene *la media* también llamado valor medio o esperado de X , denotado por μ .

$$\mu = E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \quad (37)$$

El n -ésimo momento de una distribución de probabilidad sobre la media, que se conoce como el *n -ésimo momento central*, es:

$$E[X - E(X)]^n = \int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(x)]^n f_X(x) dx \quad (38)$$

El caso más conocido es cuando $n=2$, denominado *la varianza*, denotado por

$$\sigma^2 = E[X - E(X)]^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(x)]^2 f_X(x) dx \quad (39)$$

Para $n=3$ es el tercer momento central al cual se le conoce por *sesgo*, $E[X - E(X)]^3$, con este parámetro se mide la asimetría de una distribución de probabilidad. Si el sesgo es cero entonces la distribución es simétrica; si el sesgo es mayor a cero la distribución de probabilidades tiende a sesgarse hacia valores más altos de X ; y finalmente, si el sesgo es menor a cero, entonces la distribución de probabilidades tiende a sesgarse hacia valores menores a X .

Para $n=4$, es decir, el cuarto momento central se le denomina *curtosis*, $E[X - E(X)]^4$, el cual sirve para medir el grado de pico de la distribución de probabilidad en la parte central de la curva alrededor de la media.

2.2.5.4 Distribuciones más habituales.

Cuando una variable aleatoria X se distribuya según f diremos que $X \sim f$. Según Illana (2013), se presentan a continuación dos tablas con las distribuciones más habituales para distribuciones con variables discretas y variables continuas.

Tabla 2 Distribuciones más habituales para distribuciones discretas

	Uniforme	Binomial	Geométrica	Poisson
Notación	$DU\{1 \dots n\}$	$Bin(n, p)$	$G(p)$	$Poi(\lambda)$
$f(x)$	$\frac{1}{n}$	$\binom{n}{x} p^x (1-p)^{n-x}$	$p(1-p)^{x-1}$	$e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}$
$x \in$	$\{1, 2, \dots, n\}$	$\{0, 1, \dots, n\}$	\mathbb{N}^*	\mathbb{N}
Parámetros	$n \in \{1, 2, \dots\}$	$0 \leq p \leq 1, n \in \mathbb{N}^*$	$0 \leq p \leq 1$	$\lambda > 0$
$E(X)$	$\frac{n+1}{2}$	np	$\frac{1}{p}$	λ
$Var(X)$	$\frac{n^2-1}{12}$	$np(1-p)$	$\frac{1-p}{p^2}$	λ

(Fuente: Illana. (2013))

Tabla 3 Distribuciones más habituales para distribuciones continuas

	Uniforme	Normal	Exponencial	Gamma
Notación	$U\{\alpha, \beta\}$	$N(\mu, \sigma^2)$	$Exp(\lambda)$	$Gamma(\alpha, \lambda)$
$f(x)$	$\frac{1}{\beta - \alpha}$	$\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$	$\lambda e^{-\lambda x}$	$\frac{\lambda^\alpha e^{-\lambda x} x^{\alpha-1}}{\Gamma(\alpha)}$
$x \in$	$[\alpha, \beta]$	\mathbb{R}	\mathbb{R}^+	\mathbb{R}^+
Parámetros	$\alpha < \beta$	$\sigma > 0, \mu \in \mathbb{R}$	$\lambda > 0$	$\alpha, \lambda > 0$
$E(X)$	$\frac{\alpha + \beta}{2}$	μ	$\frac{1}{\lambda}$	$\frac{\alpha}{\lambda}$
$Var(X)$	$\frac{(\beta - \alpha)^2}{12}$	σ^2	$\frac{1}{\lambda^2}$	$\frac{\alpha}{\lambda^2}$

Donde la función $\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty e^{-x} x^{\alpha-1} dx$. Si $n \in \mathbb{N}$, $\Gamma(n) = (n-1)!$ Con $\Gamma(0) = 1$

(Fuente: Illana (2013))

2.2.6 Métodos Probabilísticos.

A continuación, se muestra una breve descripción de los principales métodos probabilísticos utilizados para estimar una aproximación al valor real de los *índices de confiabilidad* y probabilidad de falla.

Estos Métodos se presentan a continuación:

- El método del primer momento de segundo orden (FOSM)
- El método del segundo momento de segundo orden (SOSM)
- El método de estimación puntual
- El método de Hasofer – Lind
- El método de Monte Carlo

2.2.6.1 El método primer momento de segundo orden (FOSM).

Denominado *FOSM* por sus siglas en inglés de *First Order Second Moment*.

Este método utiliza los primeros términos de la expansión de serie de Taylor de la función de comportamiento (F) de un fenómeno específico, para poder determinar el valor esperado o media ($E[F]$) y la varianza (σ_F^2) de esta función.

Según Baecher y Christian, (2003), este método se denomina de segundo momento porque la varianza es una forma del segundo momento y es el resultado estadístico de mayor orden utilizado en el análisis. Cuando las variables independientes no están correlacionadas las expresiones son las siguientes:

$$E[F] = \mu_F \approx F(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (40)$$

y

$$\sigma_F^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial F}{\partial x_i} \frac{\partial F}{\partial x_j} \rho_{X_i X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \quad (41)$$

Donde las variables 'x' son los valores de mi variable independiente contenidas en el cálculo de mi función de comportamiento (F).

Calculada la media y varianza, se procede a calcular el índice de confiabilidad β , con la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{E[F] - 1}{\sigma_F} \quad (42)$$

2.2.6.2 El método de segundo momentos de segundo orden (SOSM).

Denominado *SOSM* por sus siglas en inglés de *Second Order Second Moment*.

En este método utiliza los términos de la expansión de serie de Taylor, pero a diferencia del método anterior este método toma también los términos de segundo orden de la expansión de la serie de Taylor de la función de comportamiento (F) de un fenómeno específico.

Según Baecher y Christian, (2003), este método no se utiliza mucho para problemas de geotecnia, debido a que el esfuerzo computacional requerido es mayor al del método anterior y los resultados obtenidos, si bien es cierto mejora la precisión, esto no representa una diferencia significativa para problemas de este tipo.

2.2.6.3 El método de estimación puntual.

Rosenblueth (1975) presenta una metodología para aproximar los momentos de funciones de variables aleatorias. A partir de los momentos de menor orden de la variable independiente X, se proporciona aproximaciones para los momentos de menor orden de la variable dependiente Y.

Según Baecher y Christian, (2003), Rosenblueth (1975) estudia tres casos:

- (1) Cuando Y es una función de la variable X, cuya media, varianza y asimetría son conocidas;
- (2) Cuando Y es una función de la variable X, cuya distribución es simétrica aproximable a una Gaussiana;
- (3) Cuando Y es una función de n variables X_1, X_2, \dots, X_n , cuyas distribuciones son simétricas y pueden estar correlacionados.

En muchos casos los cálculos son hechos con dos puntos, para lo cual Rosenblueth utiliza la siguiente notación:

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (43)$$

Donde,

Y es la función determinística de X, $Y=g(X)$,

$E[Y^m]$ es el valor esperado de la variable Y elevada a la potencia m,

y_+ es el valor de Y evaluado en el punto x_+ , el cual es mayor que la media, μ_x ,

y_- es el valor de Y evaluado en el punto x_- , el cual es menor que μ_x ,

P_+, P_- son los pesos

El problema está en encontrar valores apropiados para x_+, x_-, P_+ , y P_- .

Caso 1:

Rosenblueth propone cuatro condiciones que deben cumplirse para que los momentos de menor orden de X sean modelados con precisión:

$$P_+ + P_- = 1 \quad (44)$$

$$P_+x_+ + P_-x_- = \mu_x \quad (45)$$

$$P_+(x_+ - \mu_x)^2 + P_-(x_- - \mu_x)^2 = \sigma_x^2 \quad (46)$$

$$P_+(x_+ - \mu_x)^3 + P_-(x_- - \mu_x)^3 = \nu_x \sigma_x^3 \quad (47)$$

Donde:

σ_x es la desviación estándar de X,

ν_x es la asimetría ($\nu_x = \mu_x^3/\sigma_x^3$)

La solución a estas ecuaciones son las siguientes, (Rosenblueth 1981)

$$x_+ = \mu_x + \left[\frac{\nu_x}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\nu_x}{2}\right)^2} \right] \sigma_x \quad (48)$$

$$x_- = \mu_x + \left[\frac{\nu_x}{2} - \sqrt{1 + \left(\frac{\nu_x}{2}\right)^2} \right] \sigma_x \quad (49)$$

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\nu_x}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + (\nu_x/2)^2}} \right] \quad (50)$$

$$P_- = 1 - P_+ \quad (51)$$

Caso 2:

Rosenblueth propone que x se puede estimarse con más de dos puntos. Para el caso de tres puntos se usaría un punto central $x = \mu_x$ y dos puntos x_+ y x_- distribuidas simétricamente con respecto a la media. Se asigna P para el peso del punto central y las otras notaciones permanecen igual. Tenemos entonces las siguientes expresiones:

$$2P_+ + P = 1 \quad (52)$$

$$2P_+(x_+ - \mu_x)^2 = \sigma_x^2 \quad (53)$$

$$2P_+(x_+ - \mu_x)^4 = 3\sigma_x^4 \quad (54)$$

La solución a estas ecuaciones análogo al caso anterior es:

$$P = 2/3, P_+ = P_- = 1/6 \quad (55)$$

$$x_{\pm} = \mu_x \pm \sqrt{3}\sigma_x \quad (56)$$

Caso 3:

Este caso es una generalización del caso uno. Se utiliza cuando Y es una función de n variables, se escogen 2^n puntos para que el valor de cada variable sea una desviación estándar por encima o por debajo de su media. Si s_i es +1 cuando el valor de i-ésima variable es una desviación estándar encima de la media y -1 cuando el valor es una desviación estándar por debajo de la media, los pesos entonces pueden ser definidos de la siguiente forma:

$$P_{(s_1 s_2 \dots s_n)} = \frac{1}{2^n} \left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (s_i)(s_j)\rho_{ij} \right] \quad (57)$$

Nuevamente:

$$E[Y^m] \approx \sum P_i (y_i)^m \quad (58)$$

Donde y_i es el valor de Y evaluado en x_i e i es una combinación apropiada de signos que indican la ubicación de x_i que representan a las esquinas de un hipercubo.

2.2.6.4 El método Hasofer-Lind (FORM).

Se le conoce como FORM por sus iniciales en inglés de First Order Reliability Method o método de confiabilidad de primer orden.

Este método propone una definición diferente del índice de confiabilidad el cual lo asocia con una interpretación geométrica.

Según Baecher y Christian, (2003), el método de Hasofer-Lind utiliza variables adimensionales preparadas obtenidas de una variable incierta. Siendo n el número de variables e $i=1, 2, \dots, n$. Tenemos que la variable x_i se define en términos de su media μ_{x_i} y su desviación estándar σ_{x_i} . Finalmente se define una variable preparada de la siguiente forma:

$$x'_i = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (59)$$

Cuyos valores son adimensionales y cuya media es igual a cero y desviación estándar igual a 1. Es posible expresar la variable no preparada en función de su variable preparada, obteniendo la expresión:

$$x_i = \sigma_{x_i} x'_i + \mu_{x_i} \quad (60)$$

De las ecuaciones (59) y (60) se puede obtener lo siguiente:

$$\frac{dx_i}{dx'_i} = \sigma_{x_i} \quad \frac{dx'_i}{dx_i} = \frac{1}{\sigma_{x_i}} \quad (61)$$

Entonces para cualquier función f de la variable no preparada (x_i), se cumple que:

$$\frac{\partial f}{\partial x'_i} = \frac{\partial f}{\partial x_i} \frac{dx_i}{dx'_i} = \sigma_{x_i} \frac{\partial f}{\partial x_i} \quad (62)$$

2.2.6.5 El método de Monte Carlo.

Según Baecher y Christian, (2003), indica que los métodos de simulación basados en datos aleatorios (comúnmente denominados método de Monte Carlo) han sido utilizado

para estudiar sistemas estocásticos y deterministas. Este método además se puede dividir en dos grandes áreas:

(1) La simulación de un proceso que es fundamentalmente estocástico.

Por ejemplo, un fenómeno con variables aleatorias cuyos parámetros estadísticos pueden definirse, pero cuyos valores reales son inciertos.

(2) Los problemas que no son intrínsecamente estocásticos, pero que pueden tener solución mediante el uso de simulaciones con variables aleatorias.

Por ejemplo, calcular la integral definida de una función.

Crespo, (2002), indica que este método plantea conocer la probabilidad de ocurrencia de un evento, realizando un experimento un número máximo de veces y así determinar la variable aleatoria dependiente como una función de densidad de los resultados obtenidos en cada corrida del experimento.

El método de Monte Carlo nos permite estimar en base a probabilidades la fiabilidad en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención, para ello requiere como dato de partida la distribución de probabilidades de los parámetros que intervienen en el diseño (peso específico, ángulo de fricción, cohesión del suelo de relleno y de fundación), seleccionándolos mediante muestreos aleatorios un número de veces muy grande para que la simulación por este método sea efectiva.

2.2.7 El Método de Monte Carlo.

2.2.7.1 Generación de números aleatorios.

Un generados de números pseudoaleatorios, también conocido con PRNG por sus siglas en inglés de “PseudoRandom Number Generator” son algoritmos deterministas

para el cálculo de una serie de números enteros de naturaleza aleatoria (x_i) distribuidos uniformemente los cuales tendrán valores menores a m . Para obtener números aleatorios reales entre 0 y 1, solo bastará con dividir los números generados entre m .

$$Z_i = \frac{x_i}{m} \quad (63)$$

Generadores congruentes lineales

La fórmula que se usa para producir números aleatorios uniformemente distribuidos es la siguiente:

$$x_{i+1} = (ax_i + c) \text{ mód } m \quad (64)$$

Donde:

x_0 : valor inicial, denominado semilla ($x_0 \geq 0$)

a : entero positivo denominado multiplicador ($a \geq 0$)

c : entero positivo denominado incremento ($c \geq 0$)

m : entero positivo denominado módulo ($m \geq x_0, m \geq a, m \geq c$)

mód m : esta función divide el número entre m y da como resultado el residuo.

Generadores congruentes multiplicativos

Es un caso particular de los generadores congruentes lineales con el valor del incremento $c = 0$,

$$x_{i+1} = (ax_i) \text{ mód } m \quad (65)$$

Para conseguir que la secuencia de números generados tenga un periodo suficientemente largo, se recomienda asignar para m un número primo muy grande. Según Bacher y Christian, (2003), la mayoría de autores recomienda valores de $m = 2^{31} - 1$, o cercanos a estos valores y para $a = 7^5$.

Es recomendable que el valor de m sea un primo muy grande, para que la secuencia de números generados tenga un periodo muy largo, dado que “ordenadores de 32-bits, IBM implementaba en los sesenta y setenta $m = 2^{31} - 1$ y $a = 7^5$. Sin embargo, este tipo de PRNG no es muy satisfactorio pues se sabe que s-tuplas de puntos generados consecutivamente tienden a agruparse en hiperplanos de este espacio s-dimensional” Illana, (2013).

2.2.7.2 Generación de variables aleatorias normales.

A continuación, se presentan métodos para obtener números aleatorios que satisfagan una distribución de probabilidades normal.

Método de Box-Müller

Este método consiste en generar una variable pseudoaleatorios X o Y con distribución normal estándar (0,1) a partir de dos números pseudoaleatorios U_1 y U_2 de distribución uniforme entre 0 y 1, las expresiones para determinar X e Y son las siguientes:

$$X = [-2 \ln U_1]^{1/2} \cos(2\pi U_2) \quad (66)$$

$$Y = [-2 \ln U_1]^{1/2} \text{sen}(2\pi U_2) \quad (67)$$

Finalmente, si se requiere muestrear una variable Z con distribución normal de media μ y desviación estándar σ , solo bastará con usar las ecuaciones (66) o (69) de la siguiente forma:

$$Z = \sigma X + \mu \quad (68)$$

$$Z = \sigma Y + \mu \quad (69)$$

2.3 Definición de términos

Variabilidad inherente: Es la variabilidad propia de un material en estado natural, debido a la no homogeneidad espacial que presenta.

Variable Estocástica: Son las variables que intervienen en el diseño, las cuales tienen un comportamiento asociado a una distribución de probabilidades. Estos valores representan los posibles resultados que podría tomar mi variable si son seleccionadas aleatoriamente.

Factor de Seguridad (FS): Expresa los valores límites ante la condición de riesgo de una estructura. Numéricamente se obtiene de dividir la sumatoria de las acciones que pretenden evitar la condición de falla entre la sumatoria de las acciones que tienden a favorecer la condición de falla. Para que la estructura se considere que está en equilibrio la condición básica es que los factores de seguridad sean mayores a la unidad ($FS > 1$).

Probabilidad de Falla (PF): Es la probabilidad de que la condición límite sea alcanzada, este valor se calcula mediante el uso de curvas de probabilidades. Para muros de contención en voladizo la probabilidad de falla se define como: $PF = P(FS_i < 1)$.

Fiabilidad (F_m): La fiabilidad es la probabilidad de que la condición límite sea no alcanzada, es decir que la estructura puede desempeñar la funciones para las cuales fue concebida. La fiabilidad es el complemento de la probabilidad de falla: $F_m = 1 - PF$.

Variabilidad: indica el grado de variación de un dato estadístico, esta variación se mide en rangos, desviación estándar y varianza.

Geotecnia: Rama de la geología que estudia las propiedades y la composición de la corteza terrestre.

Estabilidad: Es la propiedad que presentan los cuerpos de mantenerse en equilibrio estable.

Análisis: estudio detallado para conocer sus cualidades y características o su estado y obtener resultados.

Probabilidad: Cálculo matemático de la posibilidad que existe de que una cosa se cumpla o suceda al azar.

Influencia: es la acción y efecto que produce una cosa sobre otra.

Estudio de suelo: son características físicas y mecánicas del suelo, esencial para realizar un proyecto y analizar el tipo de suelo en el que se realizará los trabajos.

Incertidumbre: falta de confianza o seguridad sobre un tema en mención.

Aleatoriamente: Selección aleatoria, depende del azar.

Ángulo de fricción: propiedad de los materiales granulares cuya interpretación física es de, el ángulo máximo que puede tomar la pendiente de un talud de dicho material

Peso específico: Es el peso de un cuerpo por unidad de volumen.

Cohesión: propiedad que presentan los suelos por la cual sus partículas se mantienen unidas debido a fuerzas internas.

Media: Es una medida de tendencia central

Suelo homogéneo: son suelos cuya composición y estructura es uniforme.

Heterogeneidad del suelo: son suelos formados por elementos de distinta clase o naturaleza.

Variable aleatoria: Una función que asocia un número real, perfectamente definido, a cada punto muestral, puede ser discreta o continua.

Método determinístico: Es un modelo matemático donde las mismas entradas producirán invariablemente las mismas salidas.

2.4 Hipótesis

2.4.1 Hipótesis General.

La variabilidad de los parámetros geotécnicos (peso específico del suelo, ángulo de fricción y cohesión) influye significativamente en el diseño de la estabilidad de un muro de contención en voladizo en la zona J Huaycán, Distrito de Ate – Lima en el año 2017.

2.4.2 Hipótesis Específicas.

- a) La variabilidad del peso específico del suelo (γ) influye en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.
- b) La variabilidad del ángulo de fricción del suelo (ϕ) influye en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.
- c) La variabilidad de la cohesión del suelo (c) influye en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.

2.5 Variables

2.5.1 Definición conceptual de la variable.

Variable Independiente (X): *Variabilidad de los parámetros geotécnicos.*

Posibilidad de dispersión en el cálculo de los parámetros geotécnicos, obtenidos de un estudio de mecánica de suelos EMC, debido a la heterogeneidad que presenta el suelo en estudio.

Variable Dependiente (Y): *Estabilidad de un muro de contención en voladizo.*

Son los parámetros que expresan la condición de riesgo de una estructura representados por factores de seguridad. Estos factores se definen como la fuerza resistente de una estructura dividido entre las fuerzas que favorecen la inestabilidad de un muro de contención.

2.5.2 Definición operacional de la variable.

Variable Independiente (X): *Variabilidad de los parámetros geotécnicos.*

La variabilidad de los parámetros geotécnicos será determinada por el grado de variabilidad en el peso específico del material de relleno (γ), el ángulo de fricción del suelo (ϕ) y la cohesión del suelo (c). Para determinar el grado de variabilidad se utilizarán:

- Medidas de tendencia central (Media: μ) y
- Medidas de variación y dispersión (desviación estándar: σ y coeficiente de variación: CV)

Estas medidas serán obtenidas con ayuda del software SPSS v.24 de los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelo (EMS) realizado a 10 muestras obtenidas en campo.

Variable Dependiente (Y): *Estabilidad de un muro de contención en voladizo.*

Los parámetros que determinan la estabilidad de un muro de contención en voladizo son el factor de seguridad al deslizamiento (FSD) y el factor de seguridad al volteo (FSV).

El factor de seguridad al deslizamiento y el factor de seguridad al volteo sobre la punta del muro de contención puede ser expresado como:

$$FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_a} \quad y \quad FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_a}$$

Donde:

ΣF_R = sumatoria de las fuerzas resistentes al deslizamiento

ΣF_a = sumatoria de las fuerzas impulsoras al deslizamiento

ΣM_R = sumatoria de los momentos resistentes al volteo

ΣM_a = sumatoria de los momentos que tienden a volcar el muro

En el presente estudio se toma una condición de equilibrio físico o equilibrio crítico, por lo tanto, el muro de contención es estable si se cumple que:

$$FSD \geq 1 \quad y \quad FSV \geq 1$$

2.5.3 Operacionalización de la variable.

Tabla 4 Operacionalización de la variable independiente X

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
<p>Independiente (X):</p> <p>VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS</p>	<p>Posibilidad de dispersión en el cálculo de los parámetros del suelo.</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Incertidumbre en el cálculo del peso específico (γ). 2. Incertidumbre en el cálculo del ángulo de fricción (ϕ). 3. Incertidumbre en el cálculo de la cohesión (c). 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Cálculo de la μ, σ y CV de los valores hallados de peso específico (γ). 2. Cálculo de la μ, σ y CV de los valores hallados de ángulo de fricción (ϕ). 3. Cálculo de la μ, σ y CV de los valores hallados de cohesión (c). <p>Donde: μ: Media aritmética σ: Desviación estándar CV: Coeficiente de variación</p>

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 5 Operacionalización de la variable dependiente Y

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Dependiente (Y): ESTABILIDAD DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO	Parámetros que representan la condición de riesgo de una estructura	1. Factor de seguridad al deslizamiento (FSD)	1. Métodos Determinísticos Es estable al deslizamiento si: $FSD = \frac{\sum F_R}{\sum F_a} \geq 1.25$
			2. Métodos Probabilísticos Es estable al deslizamiento si: $FSD = \overline{FSD} \geq 1$ y $PF < 4\%$
		2. Factor de seguridad al volteo (FSV)	1. Métodos Determinísticos Es estable al volteo si: $FSV = \frac{\sum M_R}{\sum M_a} \geq 1.50$
			2. Métodos Probabilísticos Es estable al volteo si: $FSV = \overline{FSV} \geq 1.00$ y $PF < 4\%$ Donde: F _R : Fuerza resistente F _a : Fuerza actuante M _R : Momento resistente M _a : Momento actuante PF: Probabilidad de falla \overline{FSD} : Media de los FSD \overline{FSV} : Media de los FSV

(Fuente: Elaboración propia)

CAPITULO III METODOLOGÍA

3.1 Método de investigación

El método de investigación utilizado es el **método científico** con un enfoque **cuantitativo**, ya que se quiere dar solución al problema de investigación a través de la validación de la hipótesis utilizando métodos estadísticos.

3.2 Tipo de investigación

El tipo de investigación es **aplicada**, porque a través de la nueva metodología de diseño de muros de contención que desarrolla este trabajo de investigación, se busca la aplicación directa a otros proyectos de este tipo. Para este caso en específico se busca mejorar los diseños de muros de contención en las zonas de laderas para la zona J, Huaycán en el distrito de Ate.

3.3 Nivel de investigación

El nivel de investigación es el **nivel explicativo**, porque la presente investigación tiene como finalidad determinar la influencia que causa la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo de la estabilidad de muros de contención en voladizo a través de relaciones causa-efecto. De esta manera se espera determinar la incidencia que tiene en un diseño de muros de contención el aplicar estas consideraciones.

3.4 Diseño de la investigación

El presente trabajo de investigación se realizará con un tipo de diseño **experimental**. Es experimental porque la variable independiente, una vez conocida su comportamiento de los estudios de suelos, será manipulada de tal manera que se puedan realizar muestreos pseudoaleatorios a fin de obtener resultados más confiables para mi variable dependiente.

El esquema de investigación que corresponde a este diseño es el siguiente:

$$\begin{array}{l} GE: O_1 \quad X \quad O_2 \\ GC: O_3 \quad - \quad O_4 \end{array}$$

Dónde:

GE: Grupo Experimental

GC: Grupo de Control

O₁ y O₂: Pre-Test

O₃ y O₄: Post Test

X: Manipulación de la Variable Independiente

3.5 Población y muestra

3.5.1 Población.

La presente investigación toma como población los suelos de la Zona J – Huaycán – distrito de Ate, Lima Perú.

Para nuestra población de estudio se ha escogido las zonas de laderas de cerro en donde la población ha ido asentándose, siendo estas zonas más propensas a requerir proyectos para la estabilidad de taludes.

3.5.2 Muestra.

El tipo de muestro es no probabilístico y que para el presente estudio se obtuvo intencionalmente diez (10) calicatas del suelo siendo estas obtenidas una por cada 200m

del tramo estudiado (aproximadamente 2000m lineales), según recomendaciones de la norma E0.50-Suelos y cimentaciones y el Manual para el diseño de caminos no pavimentados de bajo volumen de tránsito, (2005). El objetivo del muestreo de suelo es obtener información confiable sobre el suelo, de modo que esta sea representativa del área de estudio.

3.6 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

“Observación de campo y de laboratorio” – recurso principal en la observación descriptiva.

3.6.1 Investigación de campo.

Para realizar la evaluación geotécnica de la zona en estudio, se llevó a cabo un programa de exploración de campo, mediante la excavación de calicatas a cielo abierto y la recolección de muestras para ser ensayadas en laboratorio. En total se recolectó la información de diez (10) calicatas con la finalidad de conocer sus características físicas y mecánicas de la zona en estudio. Las profundidades de cada muestra varían entre los 0.50m a 0.90m, registrándose en ellas el perfil estratigráfico establecidos por el sistema de clasificación de suelos (SUCS).

3.6.2 Ensayos de laboratorio.

Las muestras obtenidas en campo fueron enviadas al laboratorio para realizar los ensayos estándar y ensayos especiales (corte directo en roca) a fin de determinar el ángulo de fricción interna de los suelos, el peso específico y la cohesión del mismo.

Los ensayos realizados en laboratorio y la normativa que rige en ellos se muestra en la Tabla 6 extraída del informe técnico de suelos.

Tabla 6 Ensayos de laboratorio y normativa vigente

Ensayo de Laboratorio	Normativa
Análisis granulométrico por tamizado	(NTP 339.128)
Límite líquido	(NTP 339.129)
Límite plástico	(NTP 339.129)
Contenido de humedad	(NTP 339.127)
Peso volumétrico	(NTP 339.139:1999)
Densidad natural	(Norma ASTM D1556)4.
Clasificación SUCS	(NTP 339.134)4.
Ensayo de corte directo en roca	(NTP 339.171:2002)
Sales solubles en los suelos	(NPT 339.152:2002)

(Fuente: Del informe técnico de suelos)

3.7 Procesamiento de la información

Para la elaboración y procesamiento de datos se realizó de la siguiente manera:

Primero en base a los resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelo se determinó los parámetros estadísticos de la muestra de datos. A continuación, se realizaron pruebas de ajuste de bondad con el uso del SPSS v24 para determinar la curva de distribución de frecuencias que mejor se ajusta al comportamiento de mis parámetros geotécnicos que se consideraran variables en el presente estudio.

Con la información obtenida se procede a realizar el cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento y volteo, para lo cual se llevará a cabo el método Montecarlo, este un método probabilístico genera resultados confiables en función al gran número de corridas realizadas con las variables seleccionadas aleatoriamente de un rango de valores obtenidas del estudio mecánica de suelos (EMS). Obteniéndose variables pseudo-aleatorias, las cuales serán ajustadas a curvas de probabilidades para su respectivo análisis.

3.8 Técnicas y análisis de datos

Tabla 7 Técnicas para el análisis de datos

Técnicas	Instrumentos	Datos a observar
Pre campo	Fichas bibliográficas, resumen, transcripción y resumen.	Marco teórico conceptual, recolectar y detectar la mayor cantidad de información relacionada con el trabajo de investigación en material bibliográfico.
Campo	Parámetros geotécnicos, urbanísticos del lugar donde se plantea construir el muro de contención.	Las características y requerimientos arquitectónicos y estructurales con la que se cuenta para el diseño geométrico y estructural del muro de contención
Gabinete	Laptop, Softwares, impresora, papel, tinta, otros	Se realizará el procesamiento de la información y calculo estructural utilizando software de la especialidad de acuerdo a las normas vigentes

(Fuente: Elaboración propia)

Para el análisis de los datos obtenidos se utilizará el programa SPSS v.24 para calcular los siguientes estadígrafos:

- Las Medidas de Tendencia Central:

$$\text{Media aritmética: } \bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

- Las Medidas de Variación o dispersión:

$$\text{Varianza Muestral: } S_{n-1}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}$$

$$\text{Desviación estándar muestral: } S_{n-1} = \sqrt{S_{n-1}^2}$$

$$\text{Coeficiente de Variación: } CV = \frac{S_{n-1}}{|\bar{x}|}$$

CAPITULO IV

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD PARA UN MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

4.1 Descripción de los modelos de análisis

A continuación, se presentan las consideraciones tomadas en cuenta para realizar la comparación entre los métodos convencionales de diseño de muro de contención (Método Determinístico) y los métodos en base a probabilidades (Método Probabilístico).

Como ya se ha comentado los métodos convencionales de diseño no toman en cuenta la variabilidad del terreno, usando en cambio el valor promedio de los datos obtenidos de los estudios de suelos realizados.

El tipo de muro de contención analizado, es un muro de contención en voladizo, cuyas dimensiones principales se presentan en la Figura 12. Se tomará en cuenta además el caso en que el talud quedará con una inclinación (t) con respecto a la horizontal.

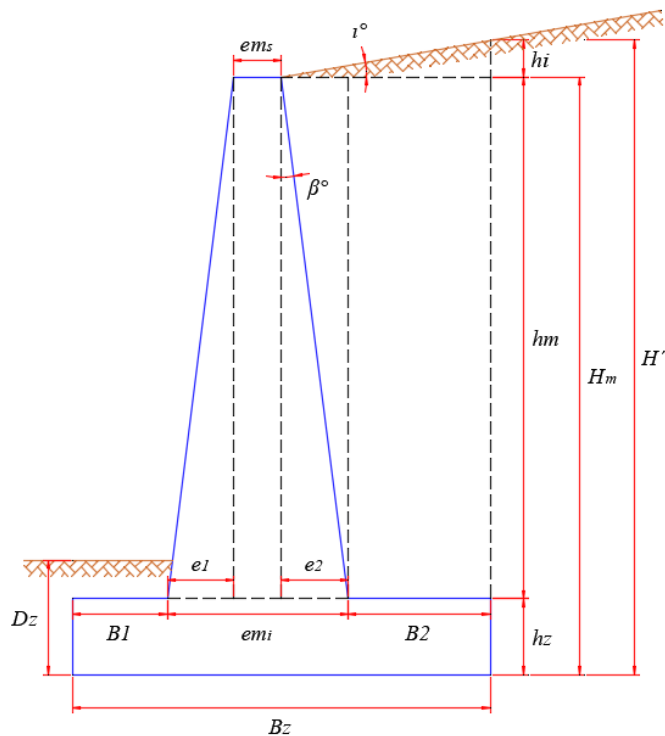


Figura 12: Dimensionamiento de muro de contención en voladizo
(Fuente: elaboración propia)

- Dimensiones del muro de contención

em_s : Espesor superior de la pantalla

em_i : Espesor inferior de la pantalla

hm : Altura de la pantalla

Lm : Longitud de análisis del muro de contención ($Lm = 1.0m$)

Dz : Profundidad de desplante ($Dz = 1.0m$)

hz : Peralte de la cimentación

$B1$: Dimensión de la punta del muro de contención

$B2$: Dimensión del talón del muro de contención

Bz : Ancho de la zapata

H_m : Altura total del muro ($H_m = 5.0m, 7.0m$ y $10.0m$)

Otros datos de importancia son las propiedades del suelo de fundación y del material de relleno. Estos parámetros son obtenidos de los estudios de suelos realizados en 10 calicatas seleccionadas de la zona en estudio; los resultados obtenidos en las muestras se presentan en el Anexo B. La Tabla 8 y Tabla 9 presentan los parámetros obtenidos de la distribución de ajuste para una muestra realizada aleatoriamente, en este caso la distribución de probabilidades que mejor se ajustan a los datos obtenidos es la *distribución normal*.

Tabla 8 Resumen de distribución de ajuste para la base de datos del suelo de fundación

Parámetros del suelo de fundación			
	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	Coefficiente de variación CV (%)
ϕ_i ($^{\circ}$)	38.110	1.376	3.83%
γ_i (tonf/m ³)	1.980	0.057	2.85%
c_i (tonf/m ²)	1.880	0.146	7.75%

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 9 Resumen de distribución de ajuste para la base de datos del material de relleno

Parámetros del material de relleno			
	Media (μ)	Desviación estándar (σ)	Coefficiente de variación CV (%)
ϕ_r ($^{\circ}$)	38.110	1.376	3.83%
γ_r (tonf/m ³)	1.980	0.057	2.85%
c_r (tonf/m ²)	0.000	0.000	--

(Fuente: Elaboración propia)

4.2 Método determinístico

Dadas las indicaciones del subcapítulo 2.2.3, el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo se realiza a partir de los factores de seguridad, los cuales se obtiene de comparar todas las fuerzas resistentes entre las fuerzas que tienden a desestabilizar al muro de contención.

Las cargas actuantes que serán consideradas en el análisis serán las mencionadas a continuación:

- Peso propio de la estructura y del material de relleno,
- Cargas debido al empuje del terreno
- Cargas por sismo

4.2.1 Consideraciones de carga sobre la estructura

4.2.1.1 *Peso propio de la estructura y del material de relleno.*

El peso de la estructura como del material de relleno se calcularon para una longitud de análisis (Lm). Para facilitar el metrado de cargas se subdividió la sección transversal del muro en sectores que fueron enumerados del 1 al 7. En la Figura 13 se muestra este proceso, siendo los sectores 1, 2 y 3 los correspondientes al material de relleno; y los sectores 4, 5, 6 y 7 correspondientes al muro de contención.

Téngase en cuenta que las cargas de gravedad producen un giro horario con respecto al punto de giro O. Estos momentos contrarrestan el efecto de volteo producido por las cargas de empuje del material de relleno.

La Tabla 10 muestra un resumen de las cargas de gravedad, así como sus respectivos brazos de palanca con respecto al punto de giro O. Del producto de estos valores se obtienen el momento de giro o mementos resistentes al volteo.

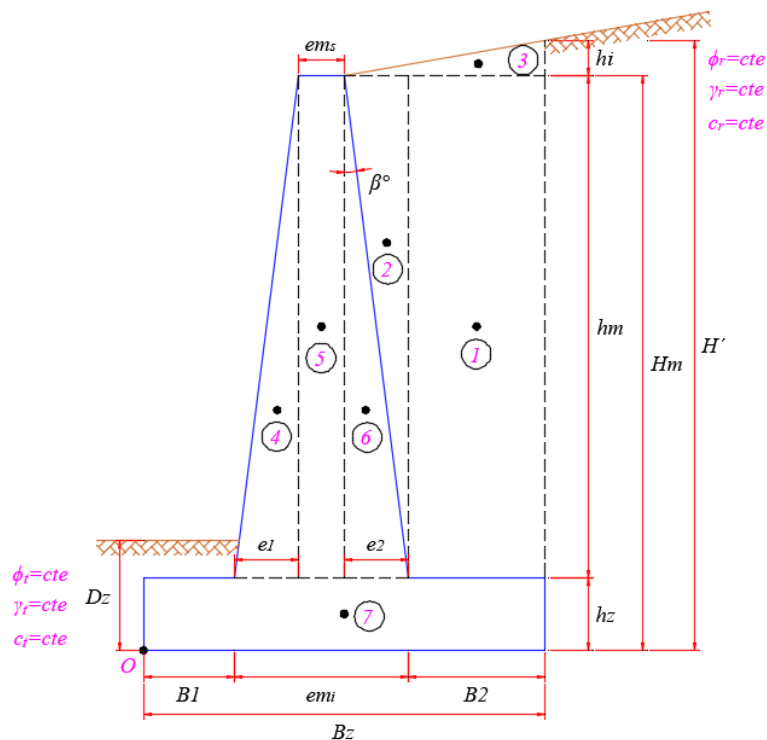


Figura 13: Cargas de gravedad actuantes en un muro de contención en voladizo
(Fuente: elaboración propia)

Tabla 10 Resumen de cargas verticales debido a peso propio y material de relleno

RESUMEN DE CARGAS DE GRAVEDAD			
Ítem	Peso	Brazo de palanca	Momento
P1	$B2 \cdot hm \cdot Lm \cdot \gamma_r$	$Bz - \frac{1}{2}B2$	
P2	$\frac{1}{2}e_2 \cdot hm \cdot Lm \cdot \gamma_r$	$Bz - \left(B2 + \frac{1}{3}e_2\right)$	
P3	$\frac{1}{2}(e_2 + B2)^2 \tan(i) \cdot Lm \cdot \gamma_r$	$Bz - \frac{1}{3}(e_2 + B2)$	
P4	$\frac{1}{2}e_1 \cdot hm \cdot Lm \cdot \gamma_c$	$B1 + \frac{2}{3}e_1$	
P5	$em_s \cdot hm \cdot Lm \cdot \gamma_c$	$B1 + e_1 + \frac{1}{2}em_s$	
P6	$\frac{1}{2}e_2 \cdot hm \cdot Lm \cdot \gamma_c$	$Bz - \left(B2 + \frac{2}{3}e_2\right)$	
P7	$Bz \cdot hz \cdot Lm \cdot \gamma_c$	$\frac{1}{2}Bz$	

Donde:

γ_c : Peso específico del concreto ($\gamma_c = 2.4 \text{ tonf/m}^3$)

(Fuente: Elaboración propia)

4.2.1.2 Cargas debido al empuje del terreno.

Para el caso de las cargas generadas en el muro de contención en voladizo debido al empuje del material del suelo, se tiene que el material de relleno produce un empuje activo sobre la cara interior de la pantalla y el suelo de fundación produce un empuje pasivo en la cara exterior de la zapata, tal como se muestra en la Figura 14.

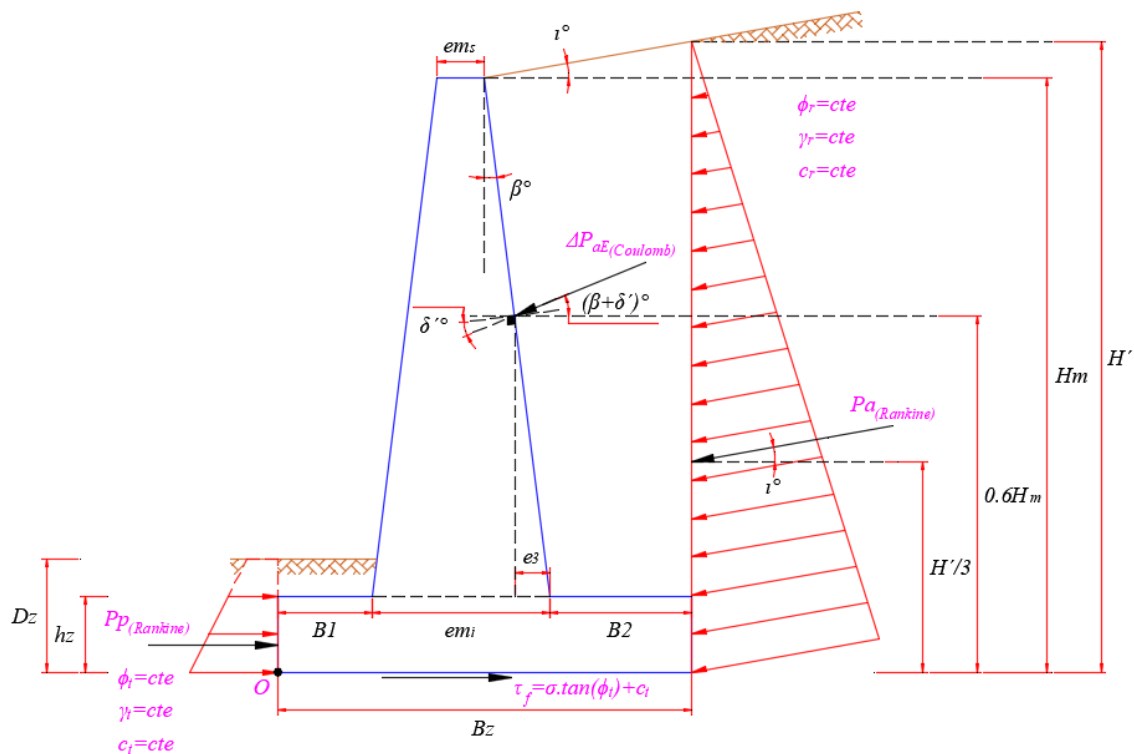


Figura 14: Cargas debido al empuje del suelo en condición estática y dinámica en un muro de contención en voladizo



(Fuente: elaboración propia)

Las fuerzas debido al empuje del terreno fueron calculadas considerando la teoría de Rankine para empuje activo y pasivo. De la figura anterior se puede observar que la resultante del empuje activo tiene una inclinación con respecto a la horizontal, por lo que esta fuerza tendrá una componente horizontal, la cual produce inestabilidad en la estructura, y una componente vertical, que de considerar su efecto podría contribuir a estabilizar la estructura tanto en la estabilidad al deslizamiento como al volteo.

Para el caso del empuje pasivo, como el suelo en la cara exterior del muro de contención no tienen inclinación, la resultante del empuje solo tiene componente horizontal. Esta componente se considerará solo para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento, donde su contribución es considerable, mas no en el cálculo del factor de seguridad al volteo.

La Tabla 11 muestra las componentes de las fuerzas con sus respectivos brazos de palanca con respecto al punto de giro O.

Tabla 11 Resumen de cargas por empuje del terreno

RESUMEN DE CARGAS DE GRAVEDAD			
Ítem	Peso	Brazo de palanca	Momento
$P_{aH(Rankine)}$	$\left(\frac{1}{2}K_a\gamma_r H'^2\right) Lm \cdot \cos(i)$	$\frac{H'}{3}$	
$P_{aV(Rankine)}$	$\left(\frac{1}{2}K_a\gamma_r H'^2\right) Lm \cdot \sen(i)$	Bz	
$P_{p(Rankine)}$	$\left(\frac{1}{2}K_p\gamma_t(2Dz - hz)hz + 2\sqrt{K_p}c_t hz\right) Lm$		

Donde:

K_a : Coeficiente de presión activa de Rankine

K_p : Coeficiente de presión pasiva de Rankine

(Fuente: Elaboración propia)

4.2.1.3 Cargas por sismo.

Las cargas dinámicas generadas por efectos de sismo, se calculan con respecto a lo indicado en 2.2.2.4. Aquí se toma en cuenta la aceleración máxima horizontal que toma el terreno; en el caso peruano la norma técnica E.030 “Diseño sismorresistente” presenta la zonificación de la sismicidad en el territorio nacional, siendo “Z” el factor que representa esta aceleración como una fracción de la gravedad.

Para el presente estudio se analizará un muro de contención en la zona J de Huaycán – Ate, por lo tanto, el factor utilizado será el correspondiente a la zona 4. Los parámetros de entrada para el cálculo del incremento del empuje por sismo se indican en la Tabla 13.

Tabla 12 Factores de zona “Z”

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

(Fuente: Tabla N°1 - Norma Técnica Peruana E.030)



Tabla 13 Datos iniciales para el cálculo sísmico

PARÁMETROS INICIALES PARA EL CÁLCULO SÍSMICO	
Angulo de fricción entre el suelo y la cara interior del muro (δ'):	$\delta' = \frac{1}{2}\phi'$
Factor de zona (E.030):	$Z=0.45$
Coefficiente sísmico horizontal:	$k_h = Z$
Coefficiente sísmico vertical:	$k_v = \frac{2}{3}k_h$

(Fuente: Elaboración propia)

Finalmente, al igual que en el caso de la fuerza resultante del empuje activo, la fuerza por sismo presenta dos componentes, dado que esta fuerza se encuentra inclinada con respecto a la horizontal, tal como se indica en la Figura 14. El cálculo de estas componentes, así como sus respectivos brazos de palanca con respecto al punto O se presentan en la Tabla 14.

Tabla 14 Resumen de cargas por incremento del empuje debido a sismo

RESUMEN DE CARGAS DE GRAVEDAD			
Ítem	Peso	Brazo de palanca	Momento
ΔP_{aeH}	$(P_{ae} - P_{a(coulomb)}) Lm \cdot \cos(\beta + \delta')$	$0.60 \cdot H_m$	
ΔP_{aeV}	$(P_{ae} - P_{a(coulomb)}) Lm \cdot \sen(\beta + \delta')$	$Bz - B2 - e_3$	
$P_{aE} = \frac{1}{2} \gamma_r H_m^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad P_{a(coulomb)} = \frac{1}{2} K_a \gamma_r H_m^2$ $e_3 = (0.60 \cdot H_m - hz) \cdot \sin(\beta)$			

Donde:

K_{ae} : Coeficiente de presión activa en condiciones sísmicas

K_a : Coeficiente de presión activa de Coulomb

(Fuente: Elaboración propia)

4.2.2 Verificación de la estabilidad.

4.2.2.1 Factor de seguridad al deslizamiento (FSD).

La estabilidad al deslizamiento queda determinada por la razón que hay entre las fuerzas resistentes al deslizamiento y las fuerzas que impulsan el desplazamiento de la estructura, tal como se dijo en 2.2.3.2.

Por lo tanto, para el presente estudio, según la Tabla 10, Tabla 11 y Tabla 14, se puede determinar el FSD de la siguiente manera:

$$FSD = \frac{(\sum P_i + P_{aV(Rankine)} + \Delta P_{aeV}) \cdot \tan(\phi_t) + c_t \cdot Bz + P_p}{P_{aH(Rankine)} + \Delta P_{aeH}} \quad (70)$$

Donde:

$\sum P_i$: Sumatoria de fuerzas por peso propio y material de relleno

4.2.2.2 Factor de seguridad al volteo (FSV).

Al igual que la estabilidad al deslizamiento, la estabilidad al volteo queda determinado por la razón que hay entre los momentos restauradores y los momentos que provocan que la estructura se voltee con respecto a su punto de giro O.

La ecuación dada en 2.2.3.1 quedara expresada como:

$$FSV = \frac{\sum M_i + M_{aV(Rankine)} + \Delta M_{aeV}}{M_{aH(Rankine)} + \Delta M_{aeH}} \quad (71)$$

Donde:

- $\sum M_i$: Sumatoria de momentos por peso propio y material de relleno
- $M_{aV(Rankine)}$: Momento de la componente vertical del empuje activo
- ΔM_{aeV} : Momento de la componente vertical del incremento del empuje activo debido a sismo
- $M_{aH(Rankine)}$: Momento de la componente horizontal del empuje activo
- ΔM_{aeH} : Momento de la componente horizontal del incremento del empuje activo debido a sismo

4.3 Método probabilístico

El cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo utilizando métodos probabilísticos, se desarrollará con la simulación de Monte Carlo (SMC). Este método requiere de una amplia base de datos asociados a los parámetros geotécnicos del suelo; como ya fueron indicados en 2.2.7.

Con los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas en campo, se ha realizado la prueba de Kolmogorov–Smirnov, para determinar a qué distribución de probabilidad se ajusta mejor el comportamiento de las variables correspondientes a los parámetros del suelo; para ello se hizo uso del software SPSS V.24, la Tabla 15, Tabla 16 y Tabla 17 muestran las salidas del programa para cada tipo de muestra analizada, correspondientes a la cohesión del suelo, el ángulo de fricción del suelo y el peso específico del suelo.

Tabla 15 Prueba de Kolmogórov-Smirnov de la muestra correspondiente a la cohesión del suelo

Prueba de Kolmogórov-Smirnov para una muestra		
		Cohesión (c)
N		10
Parámetros normales ^{a,b}	Media	1,8800
	Desviación estándar	,14568
Máximas diferencias extremas	Absoluta	,245
	Positivo	,245
	Negativo	-,155
Estadístico de prueba		,245
Sig. asintótica (bilateral)		,089 ^c

a. La distribución de prueba es normal.

b. Se calcula a partir de datos.

c. Corrección de significación de Lilliefors.

(Fuente: Elaboración propia, salida del programa SPSS v.24)

Tabla 16 Prueba de Kolmogórov-Smirnov de la muestra correspondiente al ángulo de fricción interna del suelo

Prueba de Kolmogórov-Smirnov para una muestra		
		Angulo de fricción (ϕ)
N		10
Parámetros normales ^{a,b}	Media	38,1100
	Desviación estándar	1,37554
Máximas diferencias extremas	Absoluta	,207
	Positivo	,132
	Negativo	-,207
Estadístico de prueba		,207
Sig. asintótica (bilateral)		,200 ^{c,d}

a. La distribución de prueba es normal.

b. Se calcula a partir de datos.

c. Corrección de significación de Lilliefors.

d. Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

(Fuente: Elaboración propia, salida del programa SPSS v.24)

Tabla 17 Prueba de Kolmogórov-Smirnov de la muestra correspondiente al peso específico del suelo

Prueba de Kolmogórov-Smirnov para una muestra		
		Peso específico (γ)
N		10
Parámetros normales^{a,b}	Media	1,9803
	Desviación estándar	,05651
Máximas diferencias extremas	Absoluta	,198
	Positivo	,141
	Negativo	-,198
Estadístico de prueba		,198
Sig. asintótica (bilateral)		,200 ^{c,d}

a. La distribución de prueba es normal.

b. Se calcula a partir de datos.

c. Corrección de significación de Lilliefors.

d. Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

(Fuente: Elaboración propia, salida del programa SPSS v.24)

Los criterios para determinar la normalidad de los parámetros es la siguiente:

$P - valor \geq \alpha$ Aceptar H_0 (los datos siguen una distribución normal)

$P - valor < \alpha$ Aceptar H_1 (los datos no siguen de una distribución normal)

La siguiente tabla muestra estos criterios aplicados a los resultados obtenidos en la Tabla 15, Tabla 16 y Tabla 17.

Tabla 18 Verificación de la prueba de ajuste con un nivel de significancia de $\alpha = 5\%$

NORMALIDAD “Parámetros geotécnicos”		
P-valor (cohesión) = 0.089	>	$\alpha = 0.05$
P-valor (ángulo de fricción) = 0.200	>	$\alpha = 0.05$
P-valor (peso específico) = 0.200	>	$\alpha = 0.05$

(Fuente: Elaboración propia)

Por lo tanto, podemos concluir que los tres parámetros geotécnicos analizados se comportan normalmente.

4.3.1 Consideraciones sobre el modelo de análisis.

Como se sabe que las variables se ajustan a una distribución normal, es posible afirmar que el rango en el cual se encuentran el 99.7% es $[\mu-3\sigma, \mu+3\sigma]$; por lo tanto, el modelo de análisis quedaría representado tal como se muestra en la Figura 15.

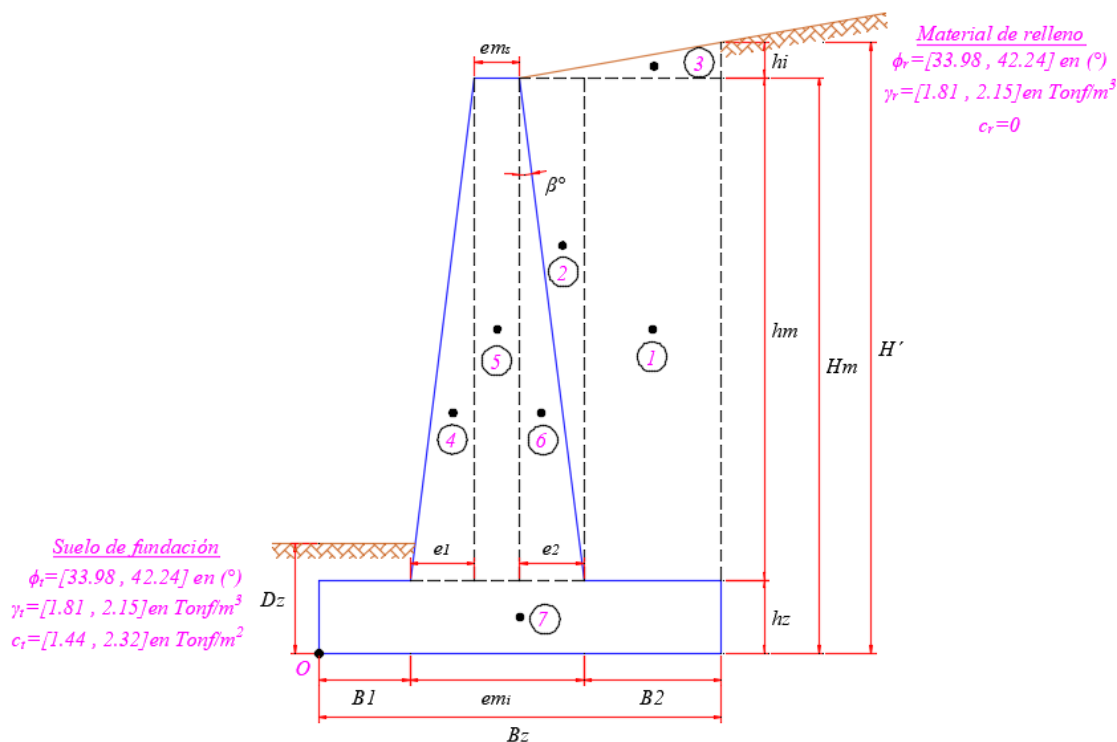


Figura 15: Modelo de análisis considerando la variabilidad de los parámetros geotécnicos
 (Fuente: elaboración propia)

Como se indicó anteriormente, la simulación de Monte Carlo se basa en la generación de un muestreo aleatorio mediante la selección de un gran número de valores comprendidos en el rango de valores posibles que puede tomar cada uno de los parámetros geotécnicos. Los procedimientos para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento y al volteo son los mismos que fueron aplicados para el método determinístico.

Para el presente estudio la simulación de Monte Carlo se ha llevado a cabo usando el software MATLAB®. El código de programación se presenta en el Anexo D.

La simulación inicia con la generación de números pseudoaleatorios para lo cual se hizo uso del comando *rand*, el cual genera números aleatorios distribuidos uniformemente entre 0 y 1.

El método utilizado para realizar el muestreo aleatorio fue el método de Box-Müller; el cual genera una serie de números aleatorios independientes con distribución normal.

Los parámetros del suelo que se consideraran la variabilidad inherente son los siguientes:

Para el suelo de fundación

- *Angulo de fricción del suelo (ϕ_t)*
- *Peso específico del suelo (γ_t)*
- *Cohesión del suelo (c_t)*

Para el material de relleno

- *Angulo de fricción del material de relleno (ϕ_r)*
- *Peso específico del material de relleno (γ_r)*

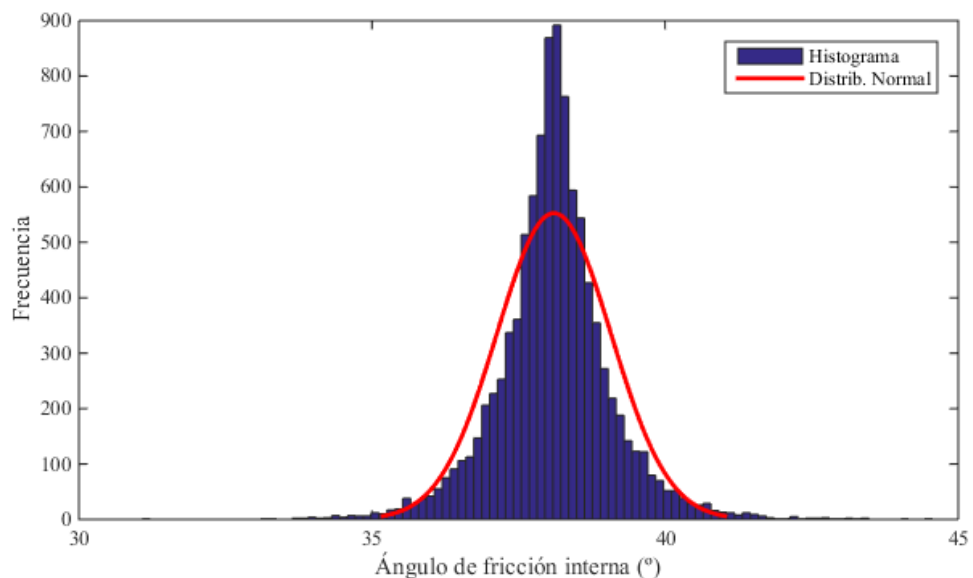


Figura 16: Histograma de frecuencias del ángulo de fricción del suelo (ϕ_t y ϕ_r)

(Fuente: Elaboración propia)

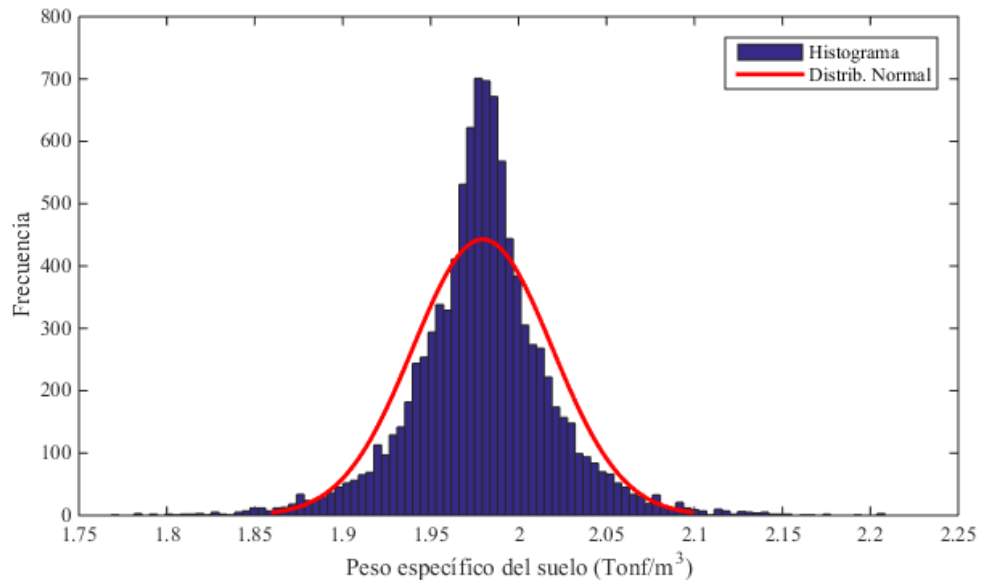


Figura 17: Histograma de frecuencias del peso específico del suelo (γ_t y γ_r)

(Fuente: Elaboración propia)

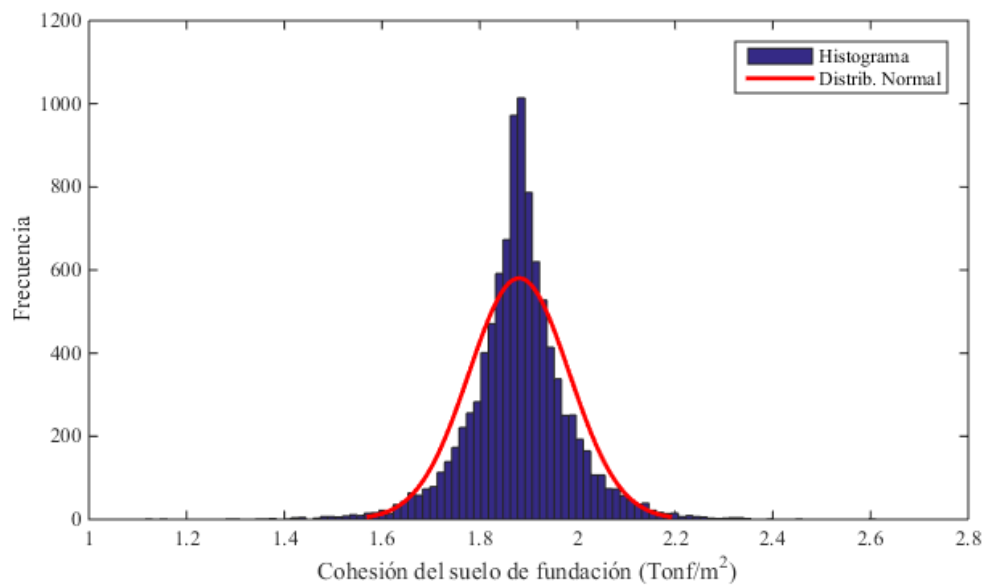


Figura 18: Histograma de frecuencias de la cohesión del suelo (c_t)

(Fuente: Elaboración propia)

4.3.2 Verificación de la estabilidad.

La salida del método probabilístico genera un vector con n elementos para los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo, donde n representa el número de iteraciones realizadas en la simulación.

Para el presente estudio, el número de iteraciones realizadas fueron de 10,000. De este modo los vectores que representan a los factores a seguridad son los siguientes:

$$FSD = [FSD_1 FSD_2 FSD_3 \cdots FSD_i \cdots FSD_n]$$

$$FSV = [FSV_1 FSV_2 FSV_3 \cdots FSV_i \cdots FSV_n]$$

Haciendo un análisis estadístico de estos vectores se debe verificar que la media de los factores de seguridad debe ser mayores a uno (es decir, $FS > 1$). Así es posible verificar la estabilidad de la estructura en términos de probabilidades, calculando la *probabilidad de falla* del sistema (PF), el cual se obtiene de la curva de probabilidades asociadas a las distribuciones normal estándar de la serie de datos obtenidos en la salida del programa.

$$PF_D = P(FSD < 1) \quad (72)$$

$$PF_V = P(FSV < 1) \quad (73)$$

Del mismo modo es posible obtener la *fiabilidad* del sistema (α), que es el complemento de la *probabilidad de falla*.

$$\alpha_D = 1 - PF_D \quad (74)$$

$$\alpha_V = 1 - PF_V \quad (75)$$

CAPITULO V RESULTADOS

5.1 Resultados obtenidos usando el método determinístico

El cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento (FSD) y factor de seguridad al volteo (FSV) utilizando métodos determinísticos de diseño se muestran en el Anexo C.

A continuación, se presenta un resumen con los valores de dimensiones óptimas para el cumplimiento de la estabilidad, así como los factores de seguridad obtenidos de acuerdo a los mínimos establecido en la NTE E.020 Cargas.

Tabla 19 Resultados para un muro de H=5.00m – Método Determinístico

Dimensiones de muro (dimensiones óptimas para el cumplimiento de los factores de seguridad)		Factor de seguridad al deslizamiento		Factor de seguridad al volteo	
		Calculado	Según NTE E.020	Calculado	Según NTE E.020
<i>hm:</i>	4.50m	<i>FSD</i> = 1.65	<i>FSD_{min}</i> = 1.25	<i>FSV</i> = 1.54	<i>FSV_{min}</i> = 1.50
<i>hz:</i>	0.50m				
<i>Bz:</i>	2.50m				
<i>em_s:</i>	0.30m				
<i>em_i:</i>	0.80m				

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 20 Resultados para un muro de $H=7.00\text{m}$ – Método Determinístico

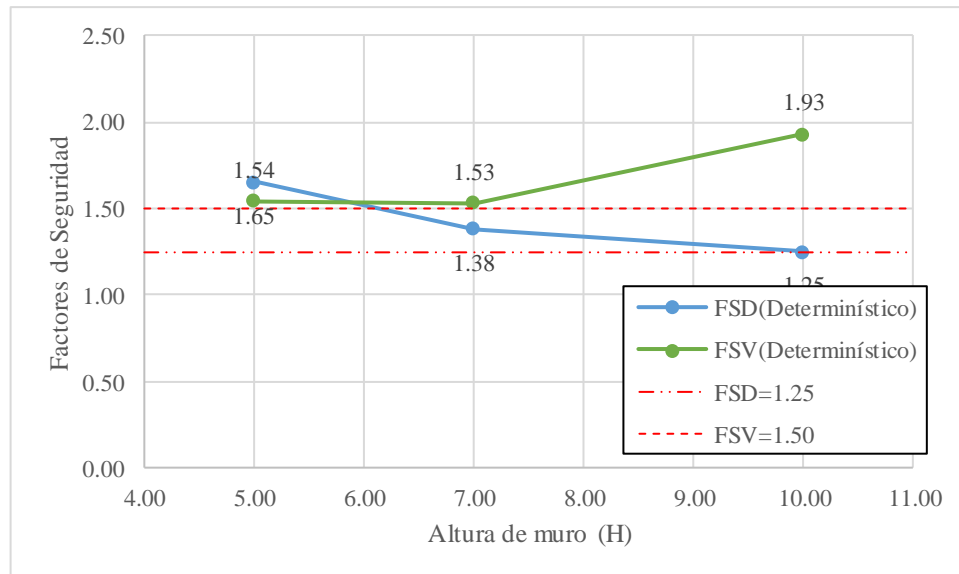
Dimensiones de muro (dimensiones óptimas para el cumplimiento de los factores de seguridad)		Factor de seguridad al deslizamiento		Factor de seguridad al volteo	
		Calculado	Según NTE E.020	Calculado	Según NTE E.020
$hm:$	6.30m	$FSD = 1.38$	$FSD_{min} = 1.25$	$FSV = 1.53$	$FSV_{min} = 1.50$
$hz:$	0.70m				
$Bz:$	3.50m				
$em_s:$	0.30m				
$em_i:$	0.80m				

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 21 Resultados para un muro de $H=10.00\text{m}$ – Método Determinístico

Dimensiones de muro (dimensiones óptimas para el cumplimiento de los factores de seguridad)		Factor de seguridad al deslizamiento		Factor de seguridad al volteo	
		Calculado	Según NTE E.020	Calculado	Según NTE E.020
$hm:$	9.00m	$FSD = 1.25$	$FSD_{min} = 1.25$	$FSV = 1.93$	$FSV_{min} = 1.50$
$hz:$	1.00m				
$Bz:$	5.70m				
$em_s:$	0.50m				
$em_i:$	1.20m				

(Fuente: Elaboración propia)



*Figura 19: Factores de seguridad utilizando métodos determinísticos y límites
(Fuente: Elaboración propia)*

5.2 Resultados obtenidos usando el método probabilístico

Como se indicó en el capítulo anterior, los resultados para el análisis usando métodos probabilísticos son vectores de dimensión n , que están asociados a los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo, a partir de estas datos es posible determinar en términos de fiabilidad la estabilidad del muro de contención en voladizo.

5.2.1 Analisis de Sensibilidad – simulaciones individuales.

Para verificar las hipótesis planteadas, es necesario saber cuánto influyen los parámetros geotécnicos en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención. Es por ello que se realizó un análisis de sensibilidad para determinar cuánto influyen en los resultados la variabilidad de estos parámetros y así determinar que variables son más críticas.

Para realizar este análisis se han hecho simulaciones individuales de las variables independientes, teniendo como datos de entrada el rango de valores que toma cada variable.

- *Angulo de fricción del suelo de fundación y material de relleno (ϕ_b, ϕ_t):*
[33.98 , 42.24]°
- *Peso específico del suelo de fundación y material de relleno (γ_b, γ_t):*
[1.81 , 2.15]Tonf/m³
- *Cohesión del suelo de fundación (c_t):* [1.44 , 2.32]Tonf/m³

Se han hecho simulaciones individuales para cada uno de los tres muros de contención en voladizo analizados. Los resultados de cada análisis se presentan en gráficos tipo tornado, en el cual se muestra el rango de valores que tomaría los factores de seguridad si considero la variabilidad de uno de los parámetros geotécnicos dejando constante los otros dos parámetros.

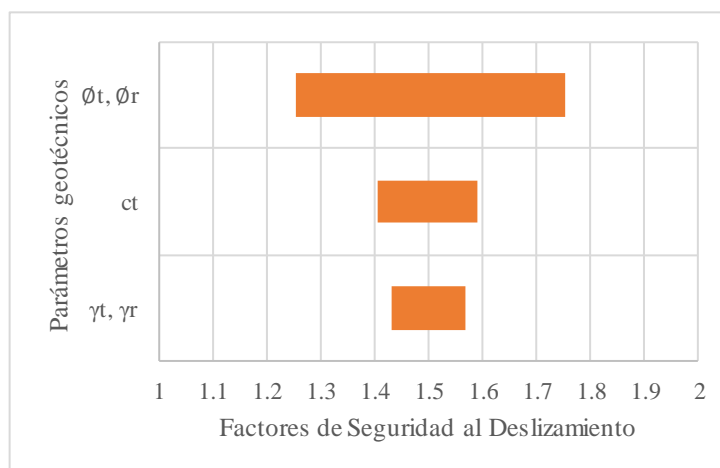


Figura 20: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSD para un muro

$H=5.00m$

(Fuente: Elaboración propia)

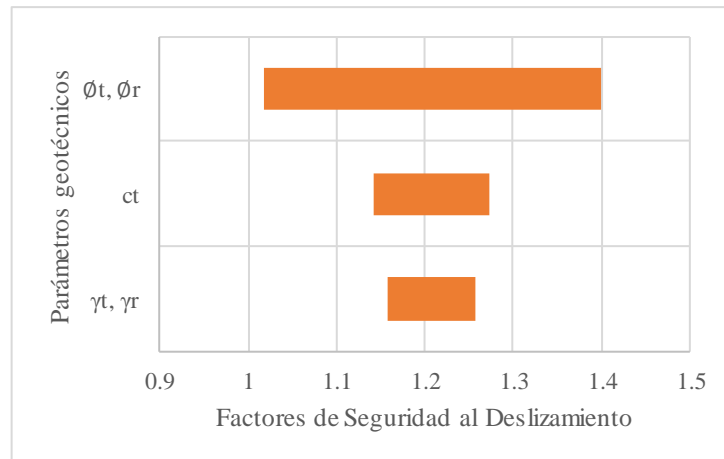


Figura 21: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSD para un muro

$H=7.00m$

(Fuente: Elaboración propia)

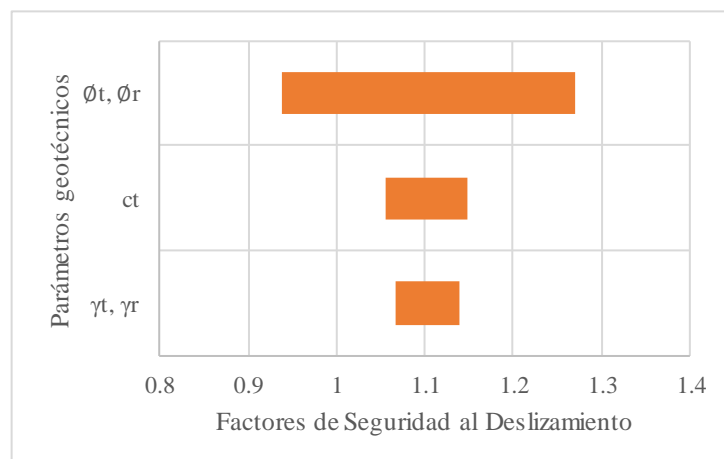


Figura 22: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSD para un muro

$H=10.00m$

(Fuente: Elaboración propia)

La Figura 20, Figura 21 y Figura 22, indican que los tres parámetros del suelo influyen en el cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento, siendo el parámetro más crítico el que corresponde al ángulo de fricción del suelo de fundación y del material de relleno.

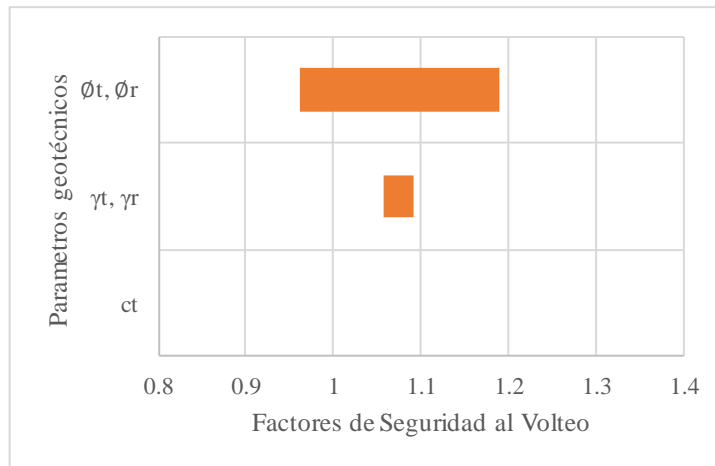


Figura 23: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSV para un muro

$H=5.00m$

(Fuente: Elaboración propia)

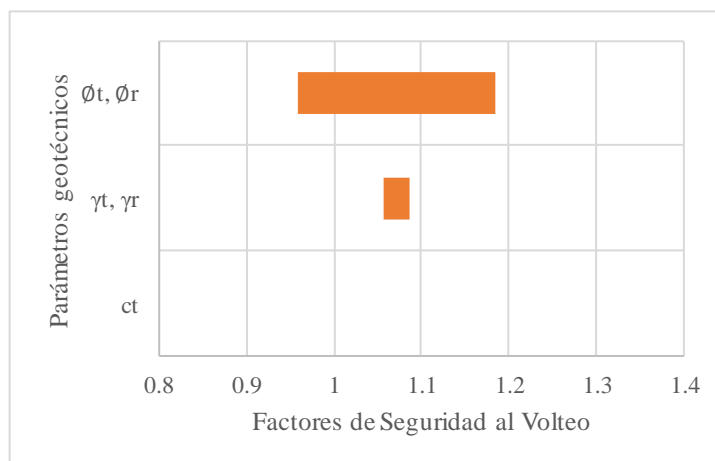
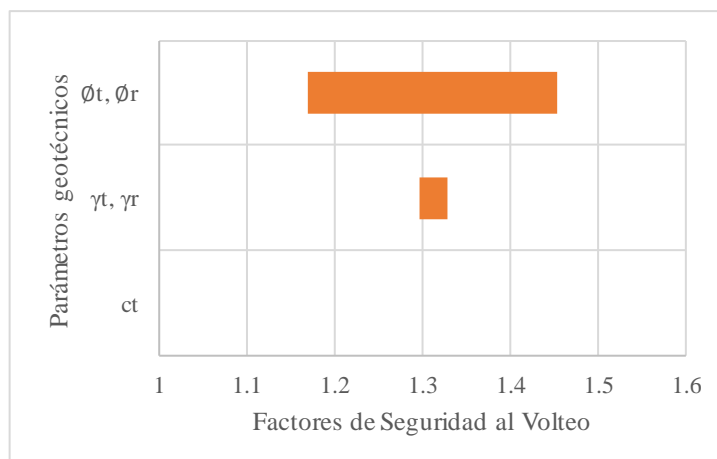


Figura 24: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSV para un muro

$H=7.00m$

(Fuente: Elaboración propia)



*Figura 25: Sensibilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo del FSV para un muro $H=10.00m$
(Fuente: Elaboración propia)*

La Figura 23, Figura 24 y Figura 25, indican que solo dos de los tres parámetros del suelo influyen en el cálculo de los factores de seguridad al volteo, siendo nuevamente el parámetro más crítico el que corresponde al ángulo de fricción del suelo de fundación y del material de relleno. La cohesión en el suelo de fundación (c_t), no influye en el cálculo del factor a seguridad de volteo.

5.2.2 Simulaciones de grupo.

Ya determinado como influyen por separado cada parámetro geotécnico, a continuación, se realiza la simulación grupal considerando esta vez la variabilidad inherente de los tres parámetros geotécnicos.

Los histogramas de frecuencia de los factores de seguridad al deslizamiento y volteo para los tres tipos de muro analizados se muestran desde la Figura 26 a la Figura 31. Así mismo, la curva de ajuste a una distribución Normal para cada una de las variables de salida y sus correspondientes parámetros estadísticos son graficados en cada una de las figuras presentadas a continuación.

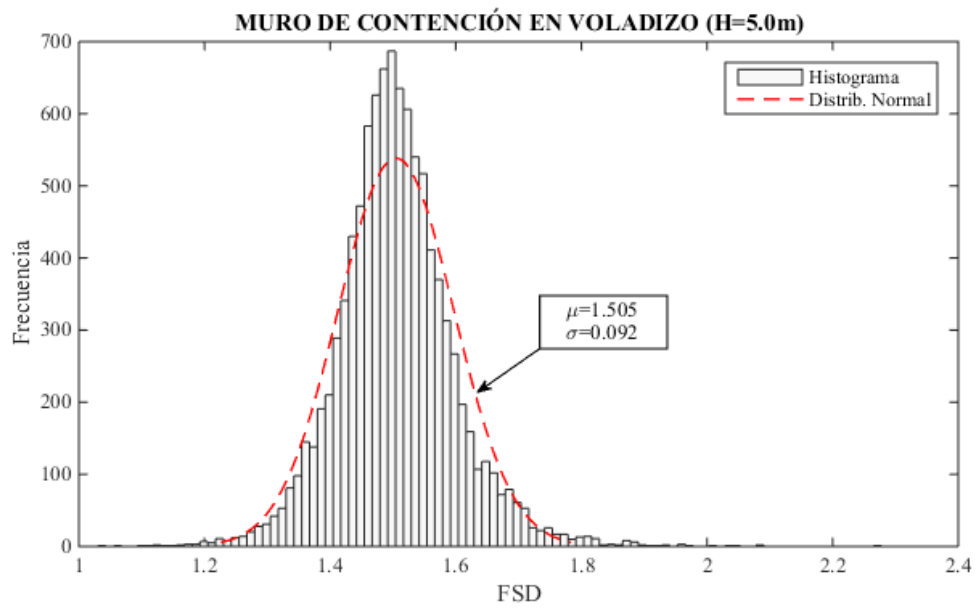


Figura 26: Histograma de frecuencias de FSD para un muro de H=5.0m

(Fuente: Elaboración propia)

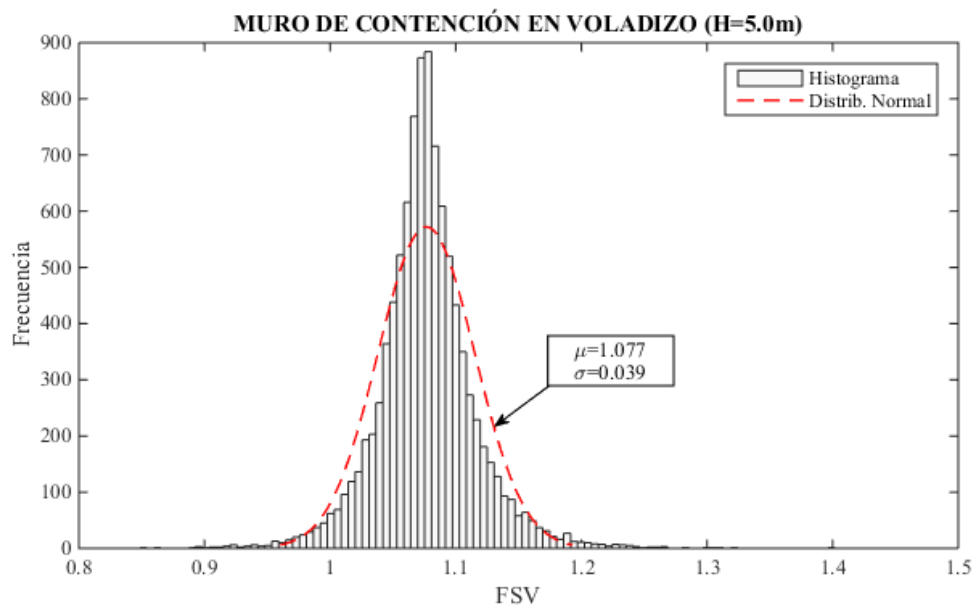


Figura 27: Histograma de frecuencias de FSV para un muro de H=5.0m

(Fuente: Elaboración propia)

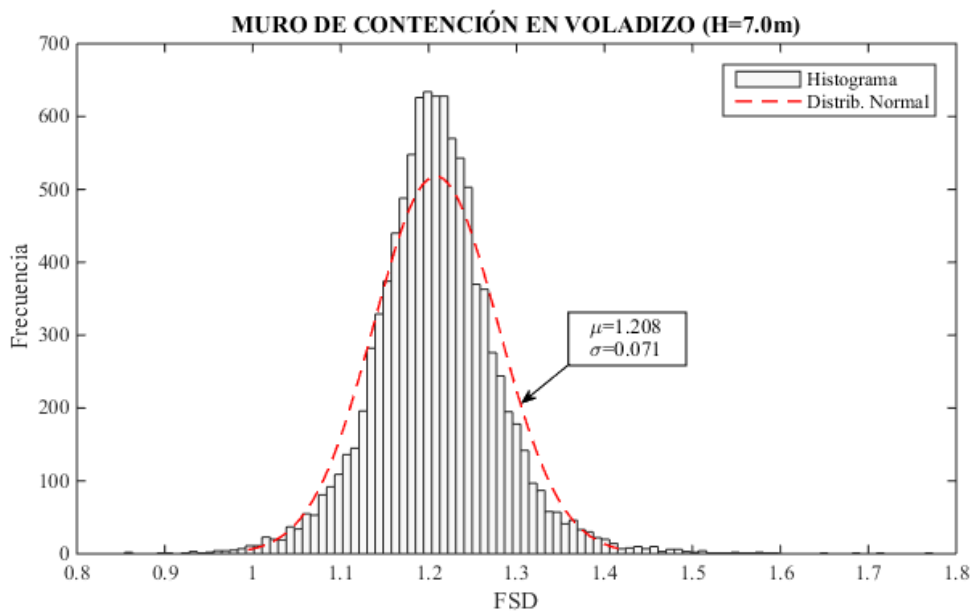


Figura 28: Histograma de frecuencias de FSD para un muro de H=7.0m

(Fuente: Elaboración propia)

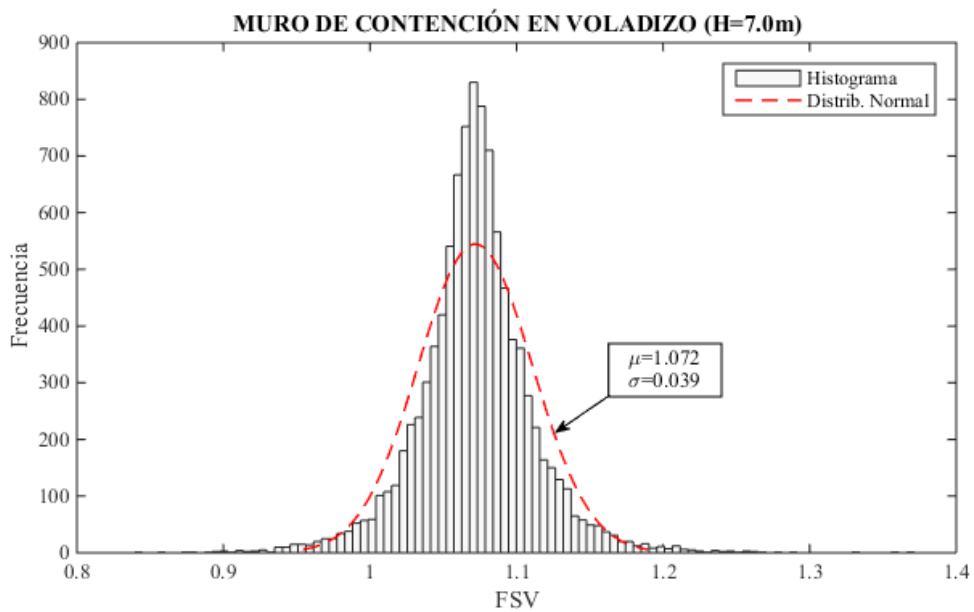


Figura 29: Histograma de frecuencias de FSV para un muro de H=7.0m

(Fuente: Elaboración propia)

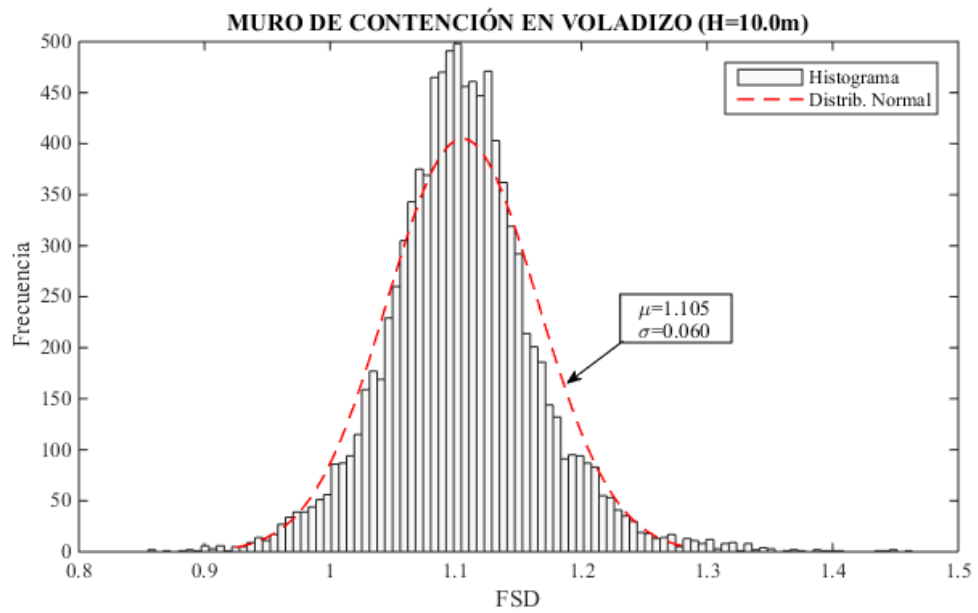


Figura 30: Histograma de frecuencias de FSD para un muro de H=10.0m

(Fuente: Elaboración propia)

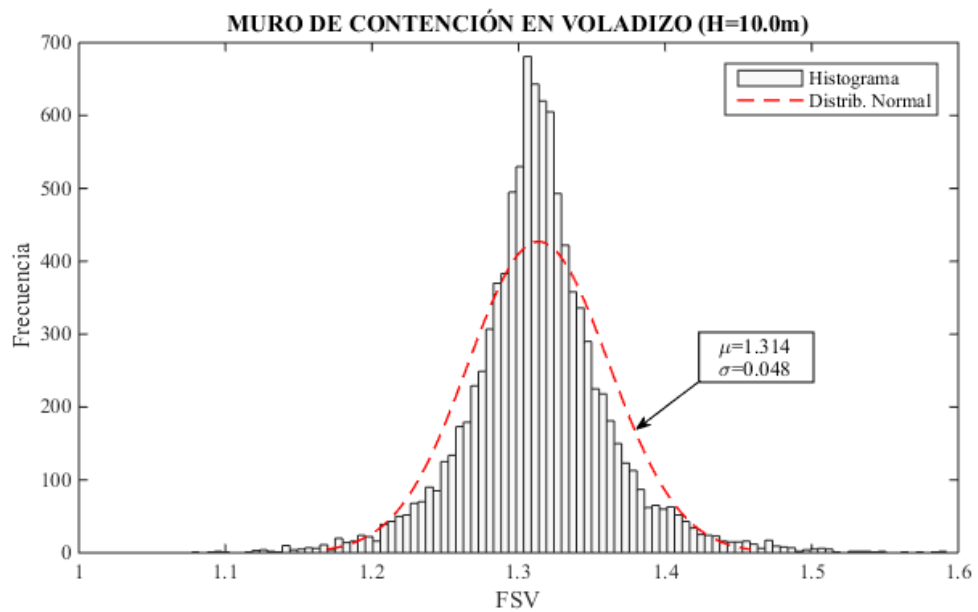


Figura 31: Histograma de frecuencias de FSV para un muro de H=10.0m

(Fuente: Elaboración propia)

Los gráficos anteriores son los resultados obtenidos de la optimización de la geometría en términos de *fiabilidad*. La Tabla 22, Tabla 23 y Tabla 24 presenta un resumen con los

valores de dimensiones óptimas para el cumplimiento de la estabilidad en términos de fiabilidad (α) y la probabilidad de falla (PF) del sistema.

Tabla 22 Resultados para un muro de $H=5.00m$ – Método Probabilístico

Dimensiones de muro (dimensiones óptimas para el cumplimiento de los factores de seguridad)		Factor de seguridad al deslizamiento		Factor de seguridad al volteo	
		Calculado de la media de los FSD	Probabilidad de falla (PF) y fiabilidad (α) asociados al sistema	Calculado de la media de los FSV	Probabilidad de falla (PF) y fiabilidad (α) asociados al sistema
hm :	4.50m	$FSD = 1.505$	$PF_D = 0.00\%$ $\alpha_D = 100.0\%$	$FSV = 1.077$	$PF_V = 2.36\%$ $\alpha_V = 97.64\%$
hz :	0.50m				
Bz :	2.05m				
em_s :	0.25m				
em_i :	0.65m				

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 23 Resultados para un muro de $H=7.00m$ – Método Probabilístico

Dimensiones de muro (dimensiones óptimas para el cumplimiento de los factores de seguridad)		Factor de seguridad al deslizamiento		Factor de seguridad al volteo	
		Calculado de la media de FSD	Probabilidad de falla (PF) y fiabilidad (α) asociados al sistema	Calculado de la media de FSV	Probabilidad de falla (PF) y fiabilidad (α) asociados al sistema
hm :	6.30m	$FSD = 1.208$	$PF_D = 0.16\%$ $\alpha_D = 99.84\%$	$FSV = 1.072$	$PF_V = 3.27\%$ $\alpha_V = 96.73\%$
hz :	0.70m				
Bz :	2.90m				
em_s :	0.25m				
em_i :	0.75m				

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 24 Resultados para un muro de $H=10.00\text{m}$ – Método Probabilístico

Dimensiones de muro (dimensiones óptimas para el cumplimiento de los factores de seguridad)		Factor de seguridad al deslizamiento		Factor de seguridad al volteo	
		Calculado de la media de FSD	Probabilidad de falla (PF) y fiabilidad (α) asociados al sistema	Calculado de la media de FSV	Probabilidad de falla (PF) y fiabilidad (α) asociados al sistema
$hm:$	9.00m	FSD = 1.105	$PF_D = 3.95\%$ $\alpha_D = 96.05\%$	FSV = 1.314	$PF_V = 0.00\%$ $\alpha_V = 100.0\%$
$hz:$	1.00m				
$Bz:$	4.60m				
$em_s:$	0.40m				
$em_i:$	1.10m				

(Fuente: Elaboración propia)

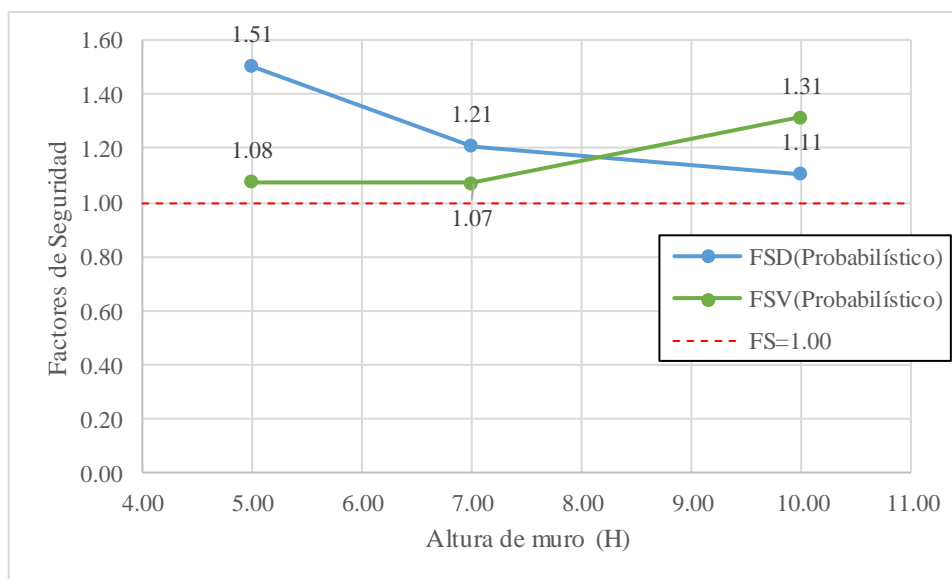


Figura 32: Factores de seguridad utilizando métodos probabilísticos y límite

(Fuente: Elaboración propia)

CAPITULO VI DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se han realizado los diseños de tres muros de contención en voladizo utilizando métodos determinísticos y métodos probabilísticos, de tal manera de verificar como influye la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento y al volteo.

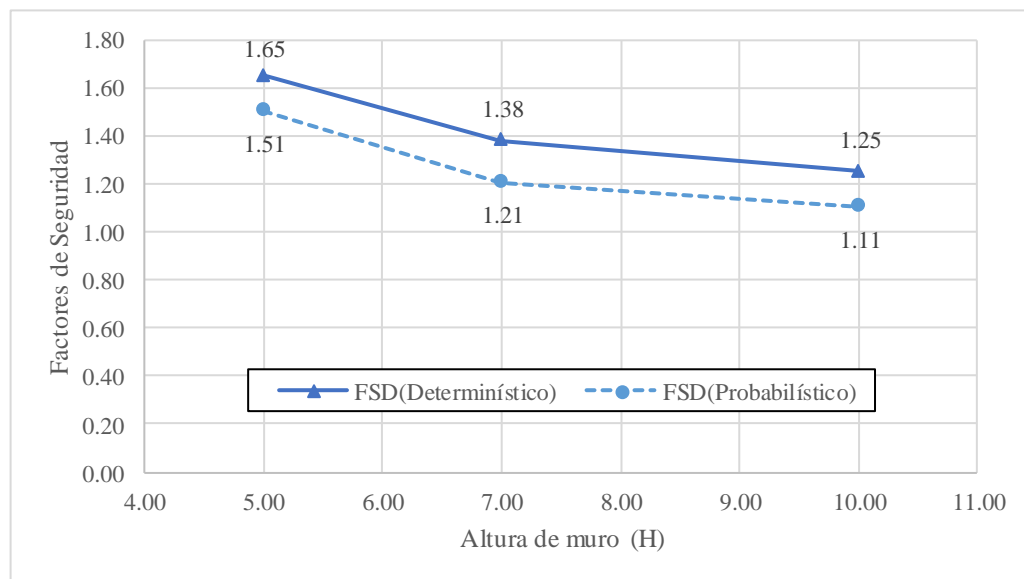
En ambos casos se ha optimizado las dimensiones de cada elemento de estos muros con la finalidad de cumplir con los límites que se indican en la norma para los métodos determinísticos y la condición de equilibrio físico, como se indicó en 4.3.2, para el caso del método probabilístico.

Como se mostró en la Figura 19 para el caso del método determinístico, los muros de contención en voladizo con alturas de $H=10.00\text{m}$, analizados en el presente estudio, presentan un mayor riesgo al deslizamiento al encontrarse sus FSD cercanos al límite establecido; mientras que para el muro de contención en voladizo de $H=5.00\text{m}$ y 7.00m , es la falla al volteo quien gobierna la estabilidad de la estructura.

Por otro lado, el método probabilístico nos da valores promedio de todos los factores de seguridad obtenidos por cada iteración realizada en la rutina de MATLAB®. En este caso, estos promedios satisfacen la condición de estado límite y a su vez están asociados a una probabilidad de falla del sistema, los cuales se han considerado aceptables si están por debajo de un 5% de probabilidad de falla, es decir, mayores de 95% de fiabilidad. La Figura 32 muestra los valores promedios de los factores a seguridad para cada tipo de

muro de contención en voladizo usando métodos probabilísticos, en este caso, la falla al volteo gobierna en los muros con altura de 5.00m y 7.00m, mientras que para el muro de 10.00m el tipo de falla que gobierna es la estabilidad al deslizamiento.

La Figura 33 y Figura 34 muestran una comparación entre los factores de seguridad obtenidos por ambos métodos.



*Figura 33: Comparación entre factores de seguridad al deslizamiento por métodos determinísticos y probabilísticos
(Fuente: elaboración propia)*

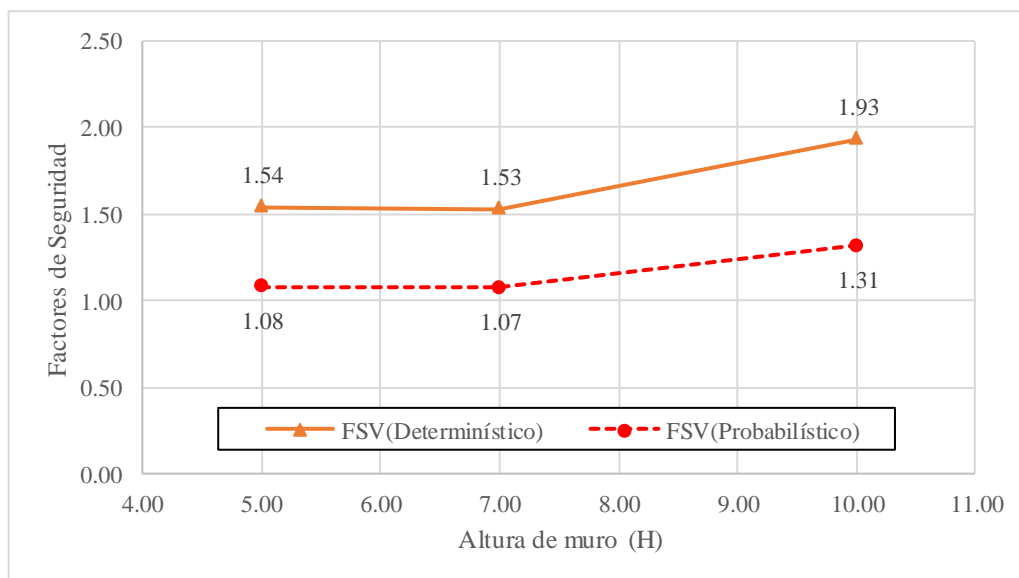


Figura 34: Comparación entre factores de seguridad al volteo por métodos determinísticos y probabilísticos

(Fuente: elaboración propia)

Cabe destacar que los métodos probabilísticos, por lo general, dan valores de factores de seguridad menores a los obtenidos en los métodos determinísticos; presentándose una reducción del 11% en promedio para el *factor de seguridad al deslizamiento* (FSD) y una reducción del 30% en promedio para el *factor de seguridad al volteo* (FSV).

Otro punto importante en la comparación de estos dos métodos es la geometría óptima que cumple con los requerimientos dados en cada método. Estas dimensiones están indicadas en la Tabla 19, Tabla 20 y Tabla 21 para el método determinístico, y en la Tabla 22, Tabla 23 y Tabla 24 para el método probabilístico.

Para un mejor entendimiento se presenta estas dimensiones de manera gráfica en la Figura 35, donde se han superpuesto los muros analizados para cada altura con la finalidad de visualizar las diferencias entre ambos métodos.

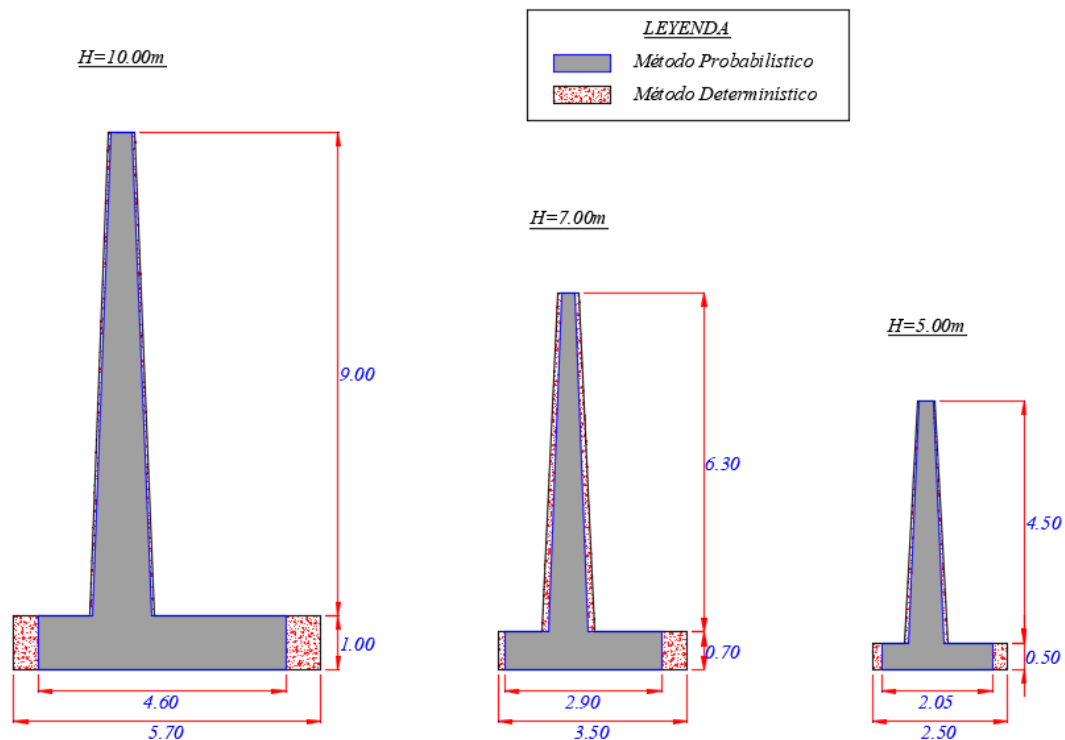


Figura 35: Dimensiones óptimas para los tres muros de contención en voladizo ($H=5.00\text{m}$, 7.00m y 10.00m) usando métodos probabilísticos y determinísticos

(Fuente: elaboración propia)

Como se puede observar en esta figura para muros de contención en voladizo de igual altura de pantalla e igual peralte de zapata, la variación más significativa se presenta en la dimensión del ancho de la zapata (B_z). La Tabla 25 compara las dimensiones del ancho de la cimentación y muestra en porcentajes la reducción que experimenta esta variable.

Tabla 25 Comparación de las dimensiones obtenidas de la zapata de los muros de contención en voladizo analizados usando métodos probabilísticos y determinísticos

Altura total de los muros analizados	Ancho de zapata (B_z)		Reducción del ancho B_z en (%)
	Método determinístico	Método probabilístico	
H=5.00 m	2.50 m	2.05 m	18.00%
H=7.00 m	3.50 m	2.90 m	17.14%
H=10.00 m	5.70 m	4.60 m	19.30%

(Fuente: elaboración propia)

De igual manera el espesor de la pantalla también presenta una variación en sus dimensiones, aunque en menor grado que la del ancho de la zapata. En general es notable los cambios en las dimensiones que presentan los muros analizados, lo cuales pueden ser comparados en función al volumen total de concreto que se requiere dadas las dimensiones optimas obtenidas al utilizar métodos determinísticos de diseño y métodos probabilísticos. La Tabla 26 muestra esta diferencia de volúmenes de concreto en porcentajes con respecto al volumen obtenido por el método determinístico.

Tabla 26 Comparación de volúmenes totales de concreto de los muros de contención en voladizo analizados usando métodos probabilísticos y determinísticos

Altura total de los muros analizados	Volúmenes totales de concreto		Disminución del volumen total (%)
	Método determinístico	Método probabilístico	
H=5.00 m	3.725 m ²	3.05 m ²	18.12%
H=7.00 m	6.86 m ²	5.18 m ²	24.49%
H=10.00 m	13.35 m ²	11.35 m ²	14.98%

(Fuente: elaboración propia)

CONCLUSIONES

1. La variabilidad de los parámetros del suelo en el diseño de muros de contención influye significativamente en el cálculo de la estabilidad de estas estructuras. De las comparaciones realizadas se muestra cómo influyen estas consideraciones del suelo, siendo la principal consecuencia, la disminución en los factores de seguridad al deslizamiento y volteo en el orden de 11% y 30% respectivamente.
2. El peso específico del suelo (γ) influye en la verificación de la estabilidad al volteo y al deslizamiento de muros de contención en voladizo, pero en menor grado que el ángulo de fricción del terreno (ϕ').
3. El parámetro geotécnico que más influye en la verificación de la estabilidad al volteo y al deslizamiento de muros de contención en voladizo es el ángulo de fricción del terreno (ϕ').
4. Para el caso de la cohesión del terreno del suelo de fundación (c'), se tiene que al igual que el peso específico influye en menor grado que el ángulo de fricción del terreno, pero solo en el caso del factor de seguridad al deslizamiento, para el factor de seguridad al volteo la variabilidad de este parámetro geotécnico no tiene influencia en el cálculo de este último factor.

5. Un diseño de muros de contención con métodos probabilísticos obtiene factores de seguridad al deslizamiento y volteo generalmente menores a los dados en las normas vigentes para diseños de muros de contención con métodos convencionales o también denominados métodos determinísticos.
6. Los métodos probabilísticos son más adecuados para optimizar los diseños de muros de contención, ya que consideran la variabilidad inherente de los parámetros geotécnicos de suelo y porque se obtienen factores de seguridad propios para la estructura asociados a una probabilidad de falla, lo que hace que el diseño sea más fiable.
7. La distribución que mejor se ajusta a los parámetros del suelo obtenidos en ensayos de laboratorio de las muestras de campo es, para el presente estudio, la 'distribución normal'.
8. Una comparación para muros de contención que tienen las mismas alturas analizados por dos métodos de diseño (probabilístico y determinístico) ha determinado que las dimensiones del ancho de las cimentaciones se reducen en el orden de 18% a 19%, con respecto a las dimensiones obtenidas por métodos convencionales de diseño; así mismo, el volumen total de concreto utilizado también presenta una disminución del orden de 15% a 25%, lo cual significa un ahorro en los volúmenes de concreto utilizados en la construcción de muros de contención.

9. Para un muro de diez metros lineales de longitud se puede observar un ahorro significativo en el presupuesto al utilizar métodos probabilísticos en el diseño de muros de contención, tal como se indica en el siguiente cuadro:

PRESUPUESTO				
Muro de contención	Método Determinístico	Método Probabilístico	Ahorro en (S/.)	Ahorro en (%)
H=5.00 m	S/64,433.59	S/59,427.94	S/5,005.64	7.77%
H=7.00 m	S/78,758.03	S/72,269.96	S/6,488.07	8.24%
H=10.00 m	S/114,165.12	S/104,607.66	S/9,557.47	8.37%

RECOMENDACIONES

1. Para poner en práctica diseños de muros de contención con métodos probabilísticos es recomendable contar con una confiable base de datos de los parámetros del suelo sobre el cual se cimentará la estructura, así como también del material de préstamo (o propio del lugar) que se utilizará como relleno en los muros de contención proyectados.
2. Para futuros trabajos, con igual línea de investigación que la actual, se recomienda verificar el comportamiento para el caso de tener propiedades diferentes para el suelo de fundación y el material de relleno, ya que en esta oportunidad se decidió utilizar como material de relleno el mismo material que el suelo de fundación debido a prácticas constructivas propias de la zona en estudio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Beacher, G. B., y Christian, J. T. (2003). *Reliability and statistics in Geotechnical Engineering*. England: John Wiley & Sons Ltd.
2. Crespo, T. C. (2002). *Confiabilidad del diseño en geotecnia*. Sartenejas, Venezuela: Universidad Simón Bolívar.
3. Das, B. M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. (4ta. Ed.). México: International Thomson. Editores, S.A.
4. Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. (4ta. Ed.). México: Cengage Learning Editores, S.A.
5. Gilat, A. (2006). *Matlab® Una introducción con ejemplos prácticos*. (2da. Ed.). España: Editorial Reverté, S.A.
6. González, J., Lemus, L. (2010). *Actualización del software de diseño y análisis de muros de contención mediante simulación de Monte Carlo*. La Serena, Chile: Departamento de Ingeniería en obras civiles, Universidad de La Serena.
7. Illana, J. (2013). *Métodos Monte Carlo*. Granada, España: Departamento de Física Teórica y del Cosmos, Universidad de Granada.
8. Norma técnica Peruana NTP E0.20, (2006). *Cargas*. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. Lima, Perú.

9. Norma técnica Peruana NTP E0.30, (2016). *Diseño sismorresistente*. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. Lima, Perú.
10. Norma técnica Peruana NTP E0.50, (2006). *Suelos y cimentaciones*. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. Lima, Perú.
11. MTC. (2005). *Manual para el diseño de caminos no pavimentados de bajo volumen de tránsito*. Lima. Perú.
12. Rodríguez, J., Lemus, L. (2010). *Análisis probabilístico de la estabilidad de un muro de contención*. La Serena. Chile: Departamento de Ingeniería en obras civiles, Universidad de La Serena.
13. Vargas R. (2013). *Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muro de contención, utilizando el Método de Monte Carlo*, Pontífice Universidad Católica del Perú.
14. Zevgolis I. E. y Bourdeau P. L., (2008). *Probabilistic analysis of the external stability of MSE structures using Monte Carlo simulations*, International association for computer methods and advances in geomechanics (IACMAG). Goa, India.

ANEXOS

Anexo A: Matriz de Consistencia

INFLUENCIA DE LA VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO DE LA ESTABILIDAD DE UN MURO DE CONTENCIÓN.					
Problema	Objetivos	Marco Teorico	Hipotesis	Variables y dimensiones	Metodologia
<p>Problema general: ¿De qué manera la variabilidad de los parámetros geotécnicos (peso específico del suelo, ángulo de fricción y cohesión) influye en el diseño de la estabilidad de un muro de contención en voladizo en la zona J Huaycán, Distrito de Ate – Lima – Lima 2017?</p>	<p>Objetivo general: Determinar la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos (peso específico del suelo, ángulo de fricción y cohesión) en la estabilidad de un muro de contención en voladizo en la zona J, Huaycán del distrito de Ate - Lima en el año 2017.</p>	<p>Antecedentes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Zevgolis I. E. y Bourdeau P. L., (2008), realizaron el artículo <i>“Probabilistic analysis of the external stability of MSE structures using Monte Carlo Simulations”</i>. International association for computer methods and advances in geomechanics (IACMAG). Goa, India - Rodríguez J. y Lemus L. (2010), realizaron el artículo <i>“Analisis probabilístico de la</i> 	<p>Hipotesis general: La variabilidad de los parámetros geotécnicos (peso específico del suelo, ángulo de fricción y cohesión) influye significativamente en el diseño de la estabilidad de un muro de contención en voladizo en la zona J Huaycán, Distrito de Ate – Lima – Lima 2017.</p>	<p>Variable Independiente: Variabilidad de los parámetros geotécnicos</p> <p>Dimensiones</p> <ul style="list-style-type: none"> - Incertidumbre en el cálculo del peso específico (γ). - Incertidumbre en el cálculo del ángulo de fricción (\emptyset). - Incertidumbre en el cálculo de la cohesión (c). 	<p>Método de Investigación: Método científico.</p> <p>Tipo de Investigación: Aplicada</p> <p>Nivel de Investigación: Explicativo</p> <p>Diseño de investigación: Experimental</p> $GE: \frac{O_1}{O_3} \quad X \quad \frac{O_2}{O_4}$

<p>Problemas Específicos:</p> <p>a) ¿Cómo determinar la influencia de la variabilidad del peso específico del suelo (γ) en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo?</p> <p>b) ¿Cómo definir la influencia de la variabilidad del ángulo de fricción del suelo (ϕ') en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo?</p> <p>c) ¿Cómo establecer la influencia de la variabilidad de la cohesión del suelo (c')</p>	<p>Objetivos Específicos:</p> <p>a) Determinar la influencia de la variabilidad del peso específico del suelo (γ) en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.</p> <p>b) Definir la influencia de la variabilidad del ángulo de fricción del suelo (ϕ') en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.</p> <p>c) Establecer la influencia de la variabilidad de la cohesión del suelo (c') en el cálculo de la</p>	<p><i>estabilidad de un muro de contención</i>". La Serena. Chile. Universidad La Serena, departamento de obras civiles.</p> <p>- Vargas R. (2013), en la tesis "<i>Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muro de contención, utilizando el método de Monte Carlo</i>". Pontífice Universidad Católica del Perú.</p>	<p>Hipótesis Específicas</p> <p>a) La variabilidad del peso específico del suelo (γ) influye en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.</p> <p>b) La variabilidad del ángulo de fricción del suelo (ϕ') influye en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo.</p> <p>c) La variabilidad de la cohesión del suelo (c') influye en el cálculo de la estabilidad de un</p>	<p>Variable Dependiente</p> <p>Estabilidad de un muro de contención en voladizo.</p> <p>Dimensiones</p> <ul style="list-style-type: none"> - Factor de seguridad deslizamiento (FSD). - Factor de seguridad al volteo (FSV). 	<p>Dónde:</p> <p>GE = Grupo Experimental GC = Grupo de Control O₁ y O₃ = Pre Test O₂ y O₄ = Post Test X = Manipulación de la Variable Independiente</p> <p>Población y muestra:</p> <p>Población.</p> <ul style="list-style-type: none"> - La Zona J, Huaycán del distrito de Ate - Lima <p>Muestra.</p> <ul style="list-style-type: none"> - No probabilística intencional, conformada por 10 calicatas para determinar los parámetros geotécnicos del suelo con un EMS en la
--	--	--	--	--	---

<p>en el cálculo de la estabilidad de un muro de contención en voladizo?</p>	<p>estabilidad de un muro de contención en voladizo.</p>		<p>muro de contención en voladizo.</p>		<p>zona J, Huaycán del distrito de Ate - Lima.</p> <p>Técnicas e instrumentos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ubicación y localización del lugar de trabajo. - Recopilación de información. - Reconocimiento de campo. - Desarrollo de investigación geotécnicas (levantamientos topográficos, calicatas, etc.). - Análisis probabilístico de la estabilidad mediante el software computacional.
--	--	--	--	--	--

Anexo B: Plano de ubicación del área de estudio y resumen de resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelos

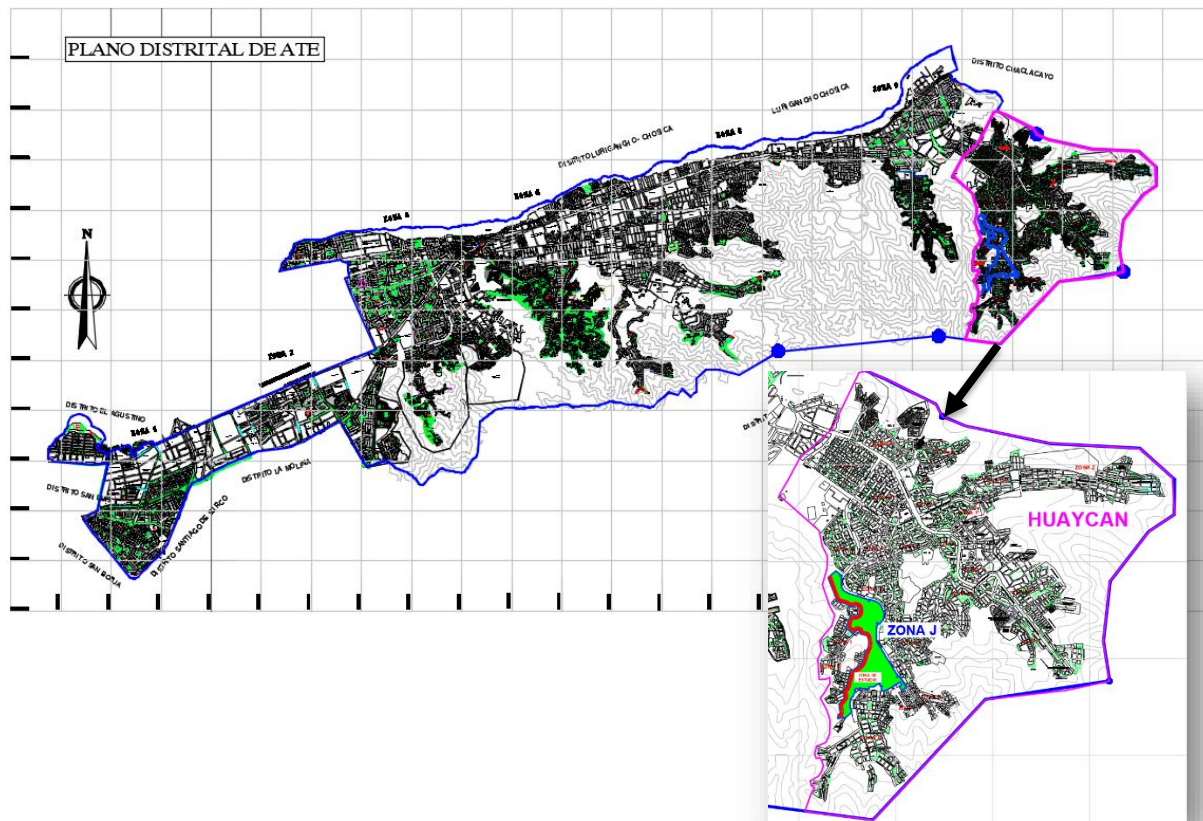
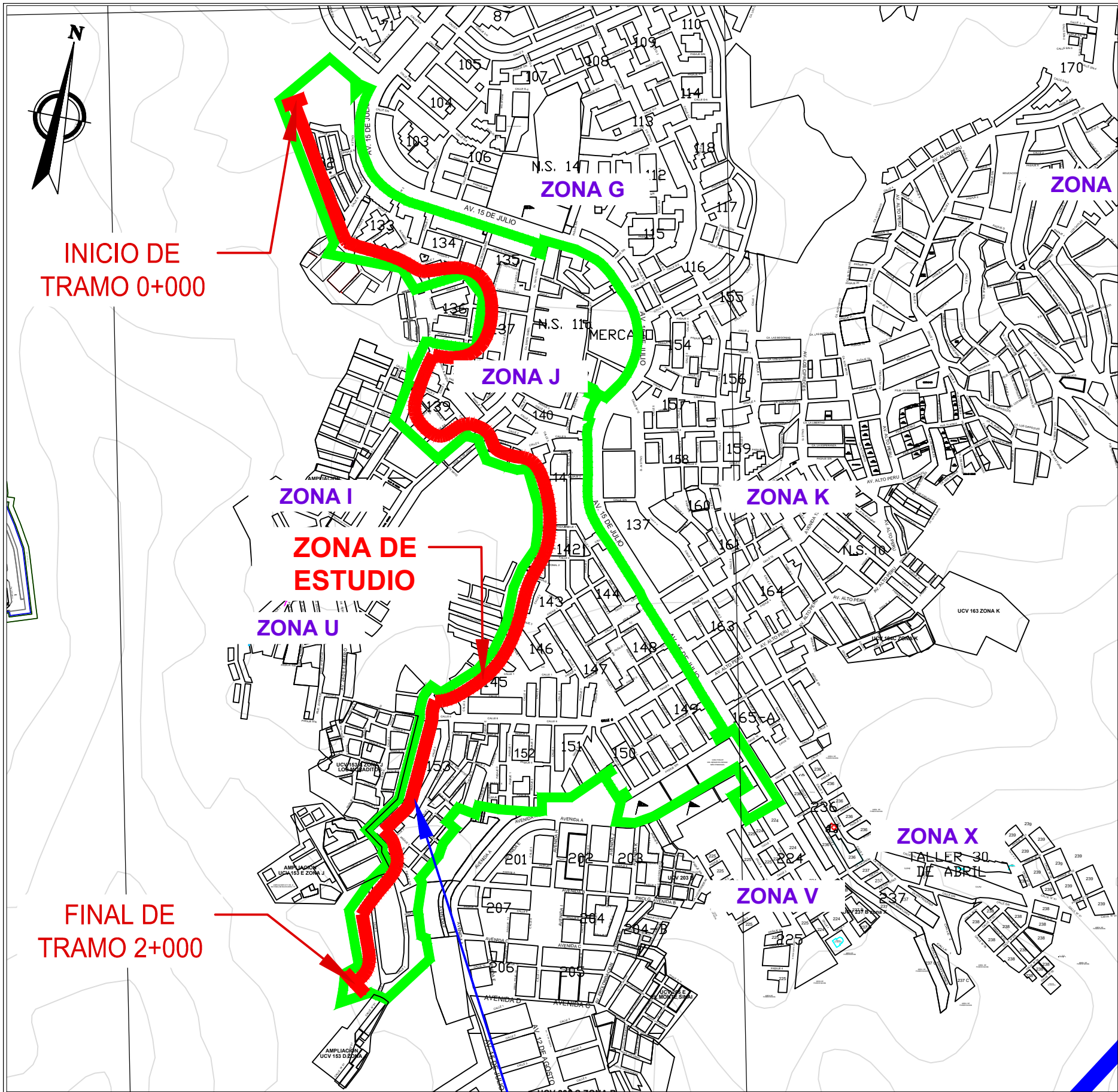


Figura 36: Plano de ubicación del área de estudio, zona J, Huaycán del distrito de ate - Lima
(Fuente: elaboración propia)

Tabla 27 Cuadro resumen de los resultados dados del estudio de mecánica de suelos

CALICATAS	Profundidad (m)	Q_{adm} (kg/cm ²)	cohesión c (Tonf/m ²)	Angulo de fricción ϕ (°)	Peso Específico γ (Tonf/m ³)
C-1	0.90	3.73	1.9	37.8	1.98
C-2	0.90	3.71	1.9	37.1	1.98
C-3	0.50	3.17	1.8	39.8	1.885
C-4	0.50	3.61	2.1	36.7	1.98
C-5	0.50	2.97	1.85	39.4	1.963
C-6	0.75	3.78	1.9	38	2.01
C-7	0.60	3.43	2.1	35.6	2.07
C-8	0.90	3.79	1.9	38	2.02
C-9	0.50	3.12	1.65	39.4	1.895
C-10	0.50	2.96	1.7	39.3	2.02

(Fuente: elaboración propia)



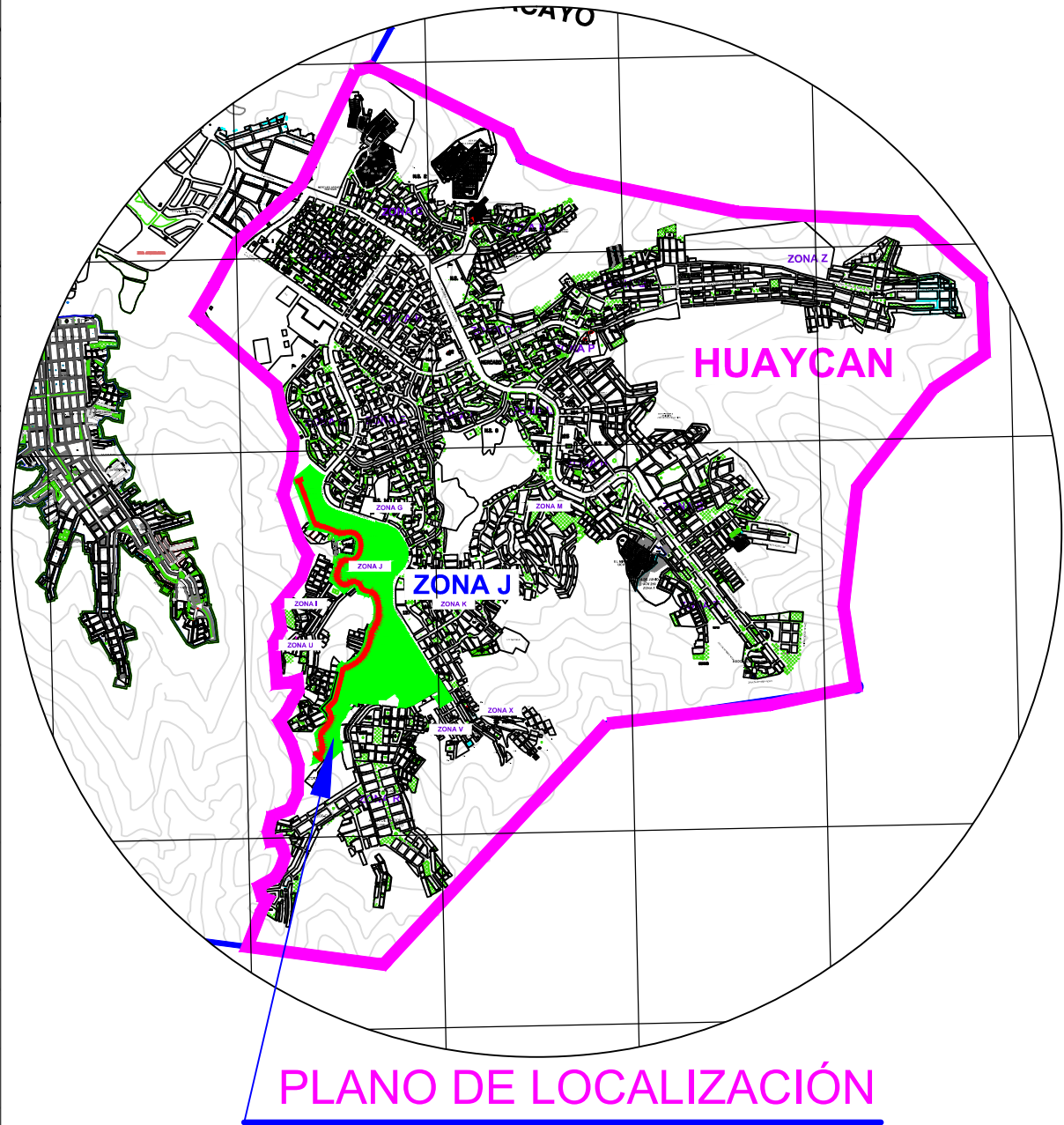
INICIO DE TRAMO 0+000

ZONA DE ESTUDIO

FINAL DE TRAMO 2+000

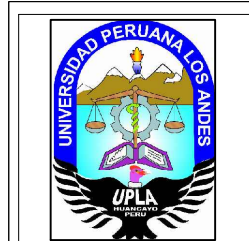
PLANO DE UBICACIÓN

TRAMO DE ESTUDIO



PLANO DE LOCALIZACIÓN

ESC. 1/ 50,000



UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

BACHILLER:
ROJAS RAMOS
YENA MARGOTH

TESIS:			
INFLUENCIA DE LA VARIABILIDAD DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN EL DISEÑO DE LA ESTABILIDAD DE UN MURO DE CONTENCIÓN			
DEPARTAMENTO	PROVINCIA	UBICACION	LOCALIDAD
LIMA	LIMA	DISTRITO	ZONA J HUAYCAN
PLANO:			Nº DE LAMINA:
PLANO DE UBICACION Y LOCALIZACION			UB-01
			ESCALA:
			S/E
FECHA:	ZONA:	FORMATO:	
MAYO - 2018	06	A4	

Anexo C: Memoria de cálculo del diseño de muros de contención en voladizo – Método Determinístico

MEMORIA DE CALCULO MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO (H=5.00m)

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1.1 Propiedades del suelo de fundación

$\phi_t := 38.11^\circ$	Angulo de fricción interna del Suelo
$\gamma_t := 1.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso Especifico del Suelo
$c_t := 1.88 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Cohesión
$\sigma_{adm} := 3.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Cepacidad admisible del Suelo

1.2 Propiedades del material de relleno

$\phi_r := 38.11^\circ$	Angulo de fricción interna del Suelo
$\gamma_r := 1.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso Especifico del Suelo
$c_r := 0.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	Cohesión
$\iota := 10^\circ$	Angulo de inclinación del talud

1.3 Datos del Concreto

$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del Concreto
$\gamma_c := 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso Especifico del concreto

2. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN

2.1 Dimensiones del muro

Espesores de Muro: $em_s := 0.30m$

$$e_1 := 0.25m$$

$$e_2 := 0.25m$$

$$em_i := em_s + e_1 + e_2 = 0.8m$$

Altura de Muro: $hm := 4.50m$

Longitud del Muro: $Lm := 1.0m$

2.2 Dimensiones de la cimentación

Profundidad de desplante: $Dz := 1.00m$

Espesor de Zapata: $hz := 0.50m$

Punta: $B1 := 0.60m$

Talón: $B2 := 1.10m$

Ancho de Zapata: $Bz := B1 + B2 + em_i = 2.5m$

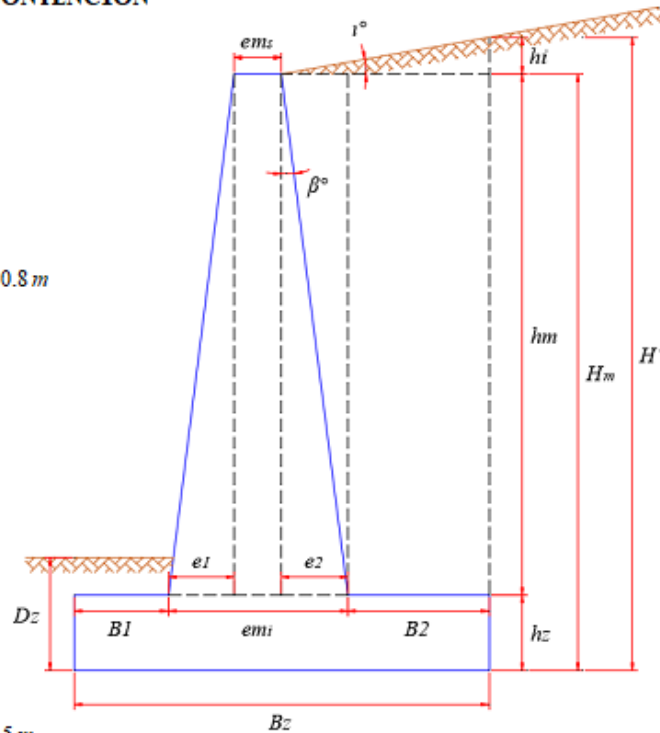


Fig. A1 Dimensionamiento de muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)

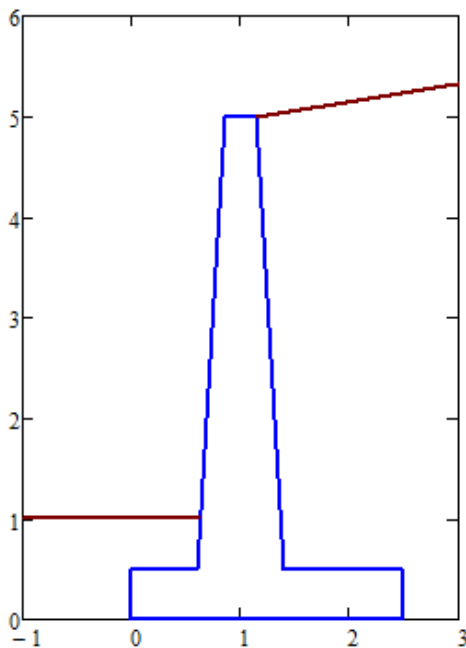


Fig. A2 Imagen interactiva para dimensionamiento (Fuente: Elaboración propia)

Altura total de muro $H_m := hm + hz = 5m$

Altura adicional por inclinación del relleno $hi := (e_2 + B2) \cdot \tan(\iota) = 0.24m$

Altura de relleno $H' := H_m + hi = 5.24m$

Angulo de inclinación de la pared interna del muro: $\beta := \text{atan}\left(\frac{e_2}{hm}\right) = 3.18^\circ$

Angulo de inclinación del material de relleno: $\iota = 10^\circ$

3. CARGAS DE GRAVEDAD DEL MURO Y MATERIAL DE RELLENO

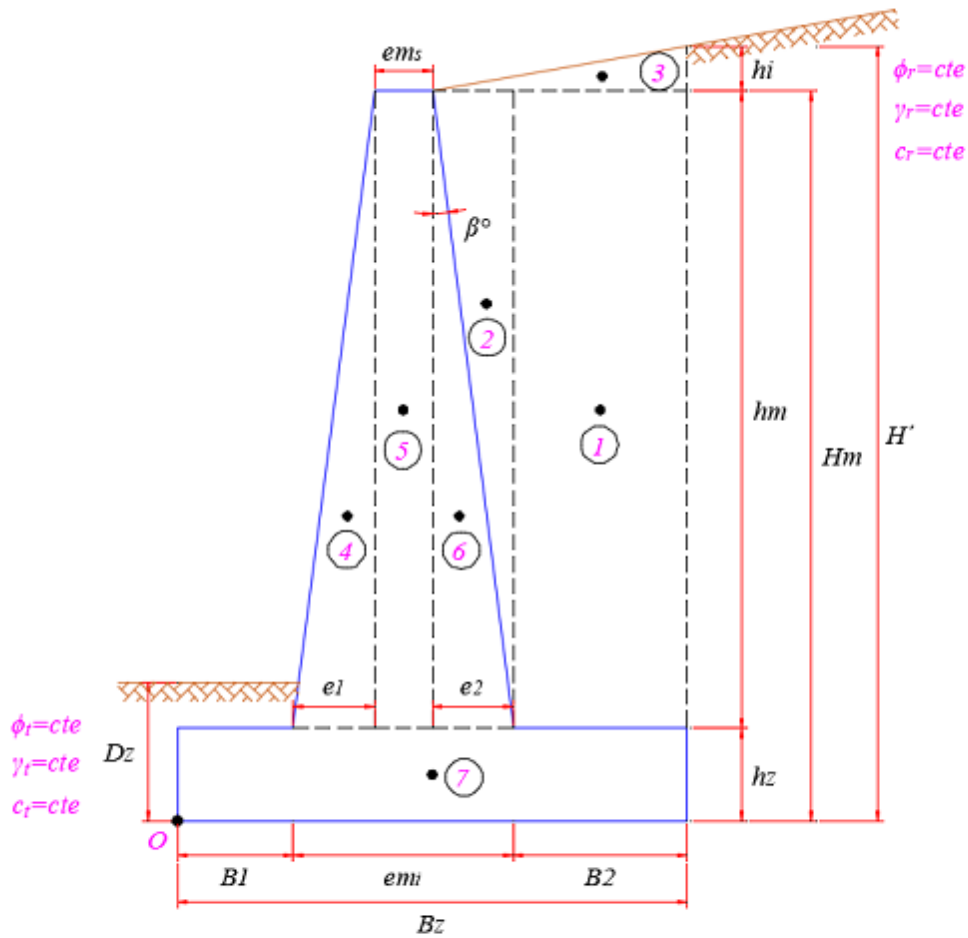


Fig. A3 Cargas de gravedad actuantes en un muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)

El metrado de cargas por peso propio del muro de contención y del material de relleno se indican en la *Tabla 5.1 Cuadro resumen de fuerzas verticales actuantes sobre el muro de contención.*

Notese que el peso total ha sido dividido en 7 secciones para hacer más fácil el cálculo del volumen y su respectivo brazo de palanca de cada fuerza resultante con respecto al punto de giro O.

4. EMPUJES ACTUANTES EN EL MURO

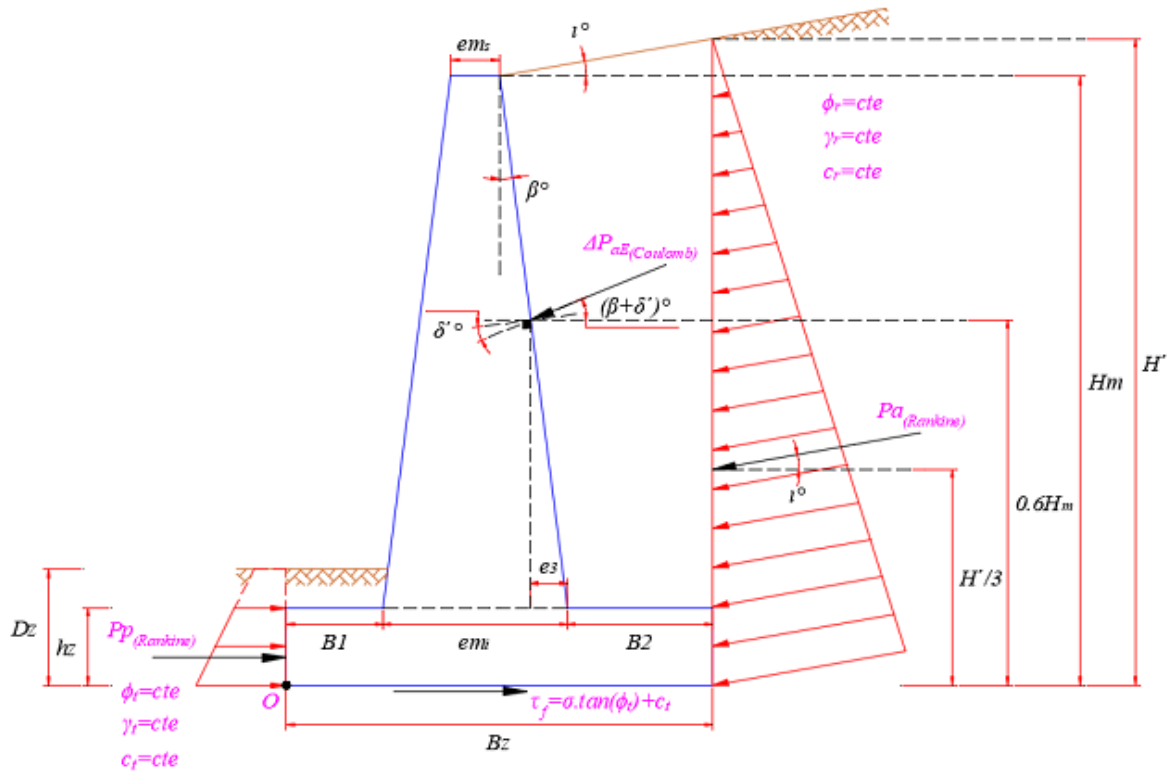


Fig. A3 Cargas debido al empuje del suelo en condición estática y dinámica en un muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)

4.1 Fuerza activa por empuje de tierra

- Coeficiente de Presión Activa (segun Rankine)

Cuando el ángulo de inclinación del talud es mayor o igual que cero ($i \geq 0$)

$$K_a = \cos(i) \cdot \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos(i)^2 - \cos(\phi_r)^2}}{\cos(i) + \sqrt{\cos(i)^2 - \cos(\phi_r)^2}} \quad K_a = 0.25$$

Fuerza Activa por empuje de Tierra

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot Lm = 6.66 \cdot \text{tonnef}$$

Componente de fuerza Activa por empuje de Tierra

Brazo de palanca con respecto al punto "O"

Componente Horizontal: $P_{a_H} := P_a \cdot \cos(i) = 6.56 \cdot \text{tonnef}$

$$h_a := \frac{H'}{3} = 1.75 \cdot m$$

Componente Vertical: $P_{a_V} := P_a \cdot \sin(i) = 1.16 \cdot \text{tonnef}$

$$x_a := Bz = 2.5 \cdot m$$

4.2 Fuerza pasiva por empuje de tierra

- Coeficiente de Presión Pasiva (segun Rankine)

Cuando el ángulo de inclinación del talud es igual a cero ($\iota=0$)

$$K_p := \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_r}{2}\right)^2 \quad K_p = 4.22$$

Fuerza Pasiva por empuje de Tierra

Considerando un suelo cohesivo

$$P_p := \left[\frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot (2 \cdot Dz - hz) \cdot hz\right] \cdot Lm + \left(2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot c_t \cdot hz\right) \cdot Lm \quad P_p = 7 \cdot \text{tonmef}$$

4.3 Fuerza activa de tierra con sismo

Angulo de inclinación del muro: $\beta = 3.18^\circ$

Angulo de inclinación del talud: $\iota = 10^\circ$

Angulo de fricción entre el suelo y muro: $\delta' := \frac{1}{2} \cdot (\phi_r) = 19.05^\circ$

Parámetro de la Zona: $Z := 0.45$

Coeficiente sismico Horizontal: $kh := 0.5 \cdot Z = 0.23$

Coeficiente sismico vertical: $k_v := \frac{2}{3} \cdot kh = 0.15$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{kh}{1 - k_v}\right) = 14.83^\circ$$

- Coeficiente de presión activa (segun Coulomb)

$$K'_a := \frac{\cos(\phi_r - \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta' + \beta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta') \cdot \sin(\phi_r - \iota)}{\cos(\delta' + \beta) \cdot \cos(\beta - \iota)}}\right)^2} \quad K'_a = 0.27$$

- Coeficiente de presión activa por efectos sismicos (Mononobe-Okabe)

$$K_{aE} := \frac{\cos(\phi_r - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta' + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta') \cdot \sin(\phi_r - \theta - \iota)}{\cos(\delta' + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - \iota)}}\right)^2} \quad K_{aE} = 0.51$$

Fuerza activa por empuje de tierra en condición estática (según Coulomb)

$$P'_a := \frac{1}{2} \cdot K'_a \cdot \gamma_r \cdot H_m^2 \cdot L_m = 6.57 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza activa por empuje de tierra en condiciones sísmicas (Mononobe-Okabe)

$$P_{aE} := \frac{1}{2} \cdot K_{aE} \cdot (1 - kv) \cdot \gamma_r \cdot H_m^2 \cdot L_m = 10.81 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza adicional ocasionado por la condición sísmica

$$\Delta P_{aE} := P_{aE} - P'_a = 4.24 \cdot \text{tonnef}$$

	<u>Componente de fuerza adicional por sismo</u>	<u>Brazo de palanca con respecto al punto "O"</u>
Componente Horizontal:	$\Delta P_{aE_H} := \Delta P_{aE} \cdot \cos(\delta' + \beta)$ $\Delta P_{aE_H} = 3.93 \cdot \text{tonnef}$	$h_{\Delta aE} := 0.60 H_m$ $h_{\Delta aE} = 3 \text{ m}$
Componente Vertical:	$\Delta P_{aE_V} := \Delta P_{aE} \cdot \sin(\delta' + \beta)$ $\Delta P_{aE_V} = 1.61 \cdot \text{tonnef}$	$x_{\Delta aE} := Bz - B2 - (0.6 H_m - hz) \cdot \sin(\beta)$ $x_{\Delta aE} = 1.26 \text{ m}$

5. RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

Tabla 5.1 Cuadro resumen de cargas verticales actuantes sobre el muro de contención

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES			
Item	Pesos o fuerzas verticales (Tonf)	Brazo de momento medidos desde O (m)	Momento alrededor de O (Tonf.m)
P1	9.80	1.95	19.11
P2	1.11	1.32	1.47
P3	0.32	2.05	0.65
P4	1.35	0.77	1.04
P5	3.24	1.00	3.24
P6	1.35	1.23	1.67
P7	3.00	1.25	3.75
Pa_v	1.16	2.50	2.89
$\Delta E_{\Delta E}_v$	1.61	1.26	2.02
Σ	22.93		35.84

Suma de Fuerzas Verticales:

$$\Sigma V = 22.93 \cdot \text{tonnef}$$

Suma de Momentos Resistentes:

$$\Sigma Mo = 35.84 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Tabla 5.2 Cuadro resumen de cargas horizontales actuantes sobre el muro de contención

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES			
Item	Fuerzas Horizontales (Tonf)	Brazo de momento medidos desde O (m)	Momento alrededor de O (Tonf.m)
$P_{\Delta H}$	6.56	1.75	11.45
$\Delta P_{\Delta E}_H$	3.93	3.00	11.78
Σ	10.48		23.23

Suma de Fuerzas Actuantes:

$$\Sigma Fa = 10.48 \cdot \text{tonnef}$$

Suma de Momentos Actuantes:

$$\Sigma Ma = 23.23 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

6. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD

6.1 Verificación de la estabilidad al deslizamiento

$$\kappa_1 := \frac{1}{2} \quad \kappa_2 := \frac{1}{2}$$

$$FSD := \frac{\Sigma V \cdot \tan(\kappa_1 \cdot \phi_t) + (\kappa_2 \cdot c_t) \cdot Bz \cdot Lm + P_p}{\Sigma Fa} = 1.65$$

"Conforme" si $FSD \geq 1.25$

Verificación_Deslizamiento = "Conforme"

6.2 Verificación de la estabilidad al volteo

$$FSV := \frac{\Sigma Mo}{\Sigma Ma} = 1.54$$

"Conforme" si $FSV \geq 1.50$

Verificación_Volteo = "Conforme"

6.3 Verificación de las Presiones en el Terreno

$$\sigma_{adm} = 3.5 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Ubicación de la Resultante: $x_o := \frac{\Sigma Mo - \Sigma Ma}{\Sigma V} = 0.55 m$

Cálculo de la Excentricidad: $e := \frac{Bz}{2} - x_o = 0.7 m < \frac{Bz}{6} = 0.42 m$

Cálculo de las Presiones en la base:

Esfuerzo Máximo en el Terreno:

$$\sigma_{m\acute{a}x} := \frac{\Sigma V}{Bz \cdot Lm} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{Bz}\right) = 2.46 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo Mínimo en el Terreno:

$$\sigma_{m\acute{i}n} := \frac{\Sigma V}{Bz \cdot Lm} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{Bz}\right) = -0.62 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

"Conforme" si $1.3 \sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x}$

Verificación_Esfuerzos = "Conforme"

**MEMORIA DE CALCULO
MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO
(H=7.00m)**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1.1 Propiedades del suelo de fundación

$$\phi_t := 38.11^\circ \quad \text{Angulo de fricción interna del Suelo}$$

$$\gamma_t := 1.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso Especifico del Suelo}$$

$$c_t := 1.88 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad \text{Cohesión}$$

$$\sigma_{adm} := 3.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad admisible del Suelo}$$

1.2 Propiedades del material de relleno

$$\phi_r := 38.11^\circ \quad \text{Angulo de fricción interna del Suelo}$$

$$\gamma_r := 1.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso Especifico del Suelo}$$

$$c_r := 0.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad \text{Cohesión}$$

$$\iota := 10^\circ \quad \text{Angulo de inclinación del talud}$$

1.3 Datos del Concreto

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del Concreto}$$

$$\gamma_c := 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso Especifico del concreto}$$

2. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN

2.1 Dimensiones del muro

Espesores de Muro: $em_s := 0.30m$

$$e_1 := 0.25m$$

$$e_2 := 0.25m$$

$$em_i := em_s + e_1 + e_2 = 0.8m$$

Altura de Muro: $hm := 6.30m$

Longitud del Muro: $Lm := 1.0m$

2.2 Dimensiones de la cimentación

Profundidad de desplante: $Dz := 1.00m$

Espesor de Zapata: $hz := 0.70m$

Punta: $B1 := 0.70m$

Talón: $B2 := 2.00m$

Ancho de Zapata: $Bz := B1 + B2 + em_i = 3.5m$

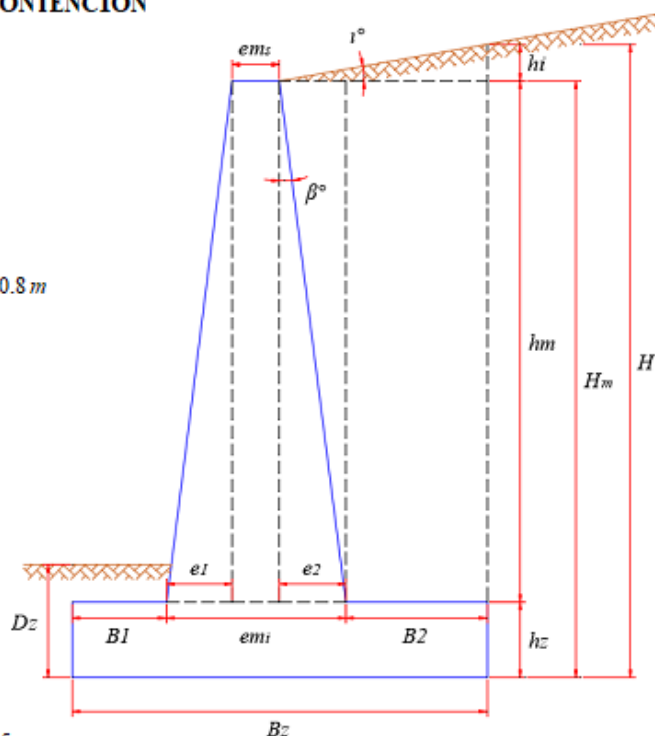
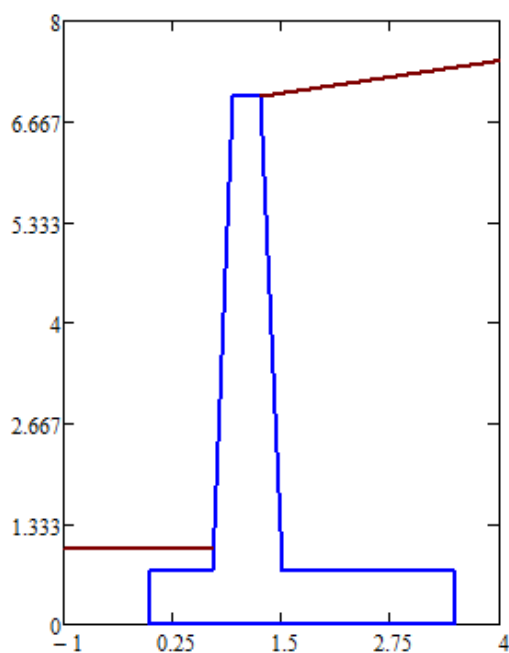


Fig. A1 Dimensionamiento de muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)



Altura total de muro

$$H_m := hm + hz = 7m$$

Altura adicional por inclinación del relleno

$$hi := (e_2 + B2) \cdot \tan(\iota) = 0.4m$$

Altura de relleno

$$H' := H_m + hi = 7.4m$$

Angulo de inclinación de la pared interna del muro:

$$\beta := \operatorname{atan}\left(\frac{e_2}{hm}\right) = 2.27^\circ$$

Angulo de inclinación del material de relleno:

$$\iota = 10^\circ$$

Fig. A2 Imagen interactiva para dimensionamiento (Fuente: Elaboración propia)

3. CARGAS DE GRAVEDAD DEL MURO Y MATERIAL DE RELLENO

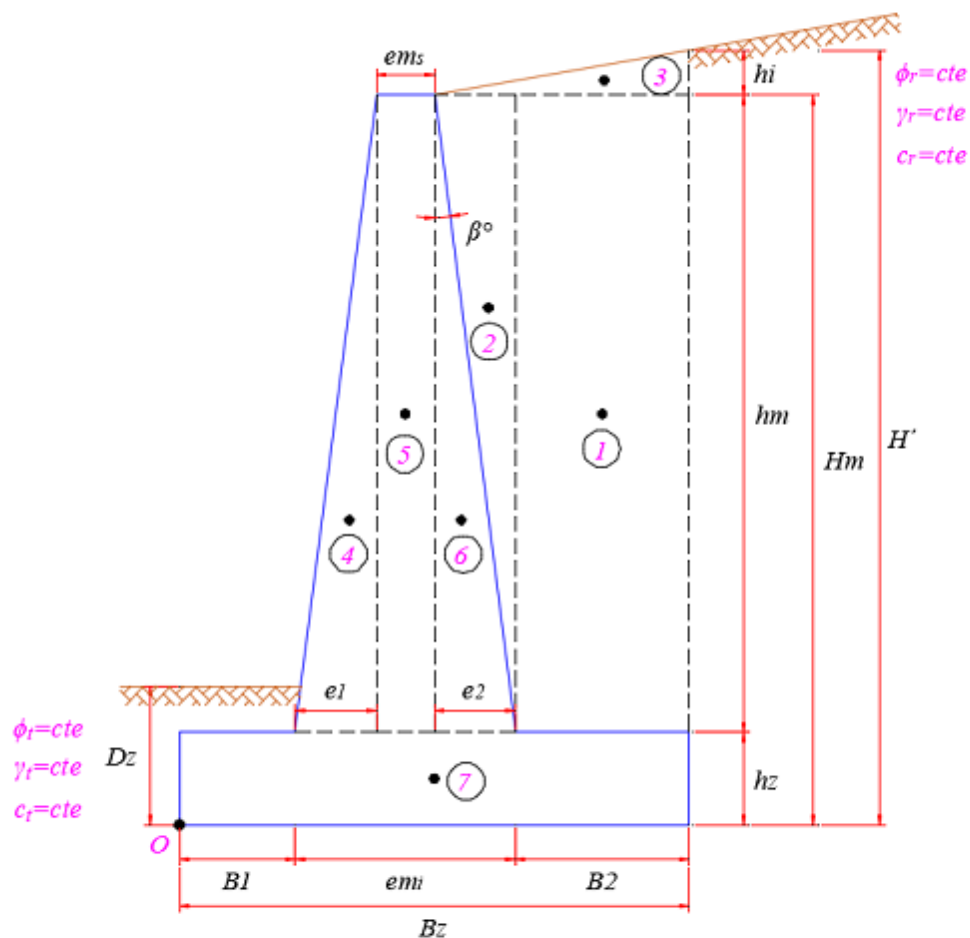


Fig. A3 Cargas de gravedad actuantes en un muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)

El metrado de cargas por peso propio del muro de contención y del material de relleno se indican en la *Tabla 5.1 Cuadro resumen de fuerzas verticales actuantes sobre el muro de contención.*

Notese que el peso total ha sido dividido en 7 secciones para hacer más fácil el cálculo del volumen y su respectivo brazo de palanca de cada fuerza resultante con respecto al punto de giro O .

4. EMPUJES ACTUANTES EN EL MURO

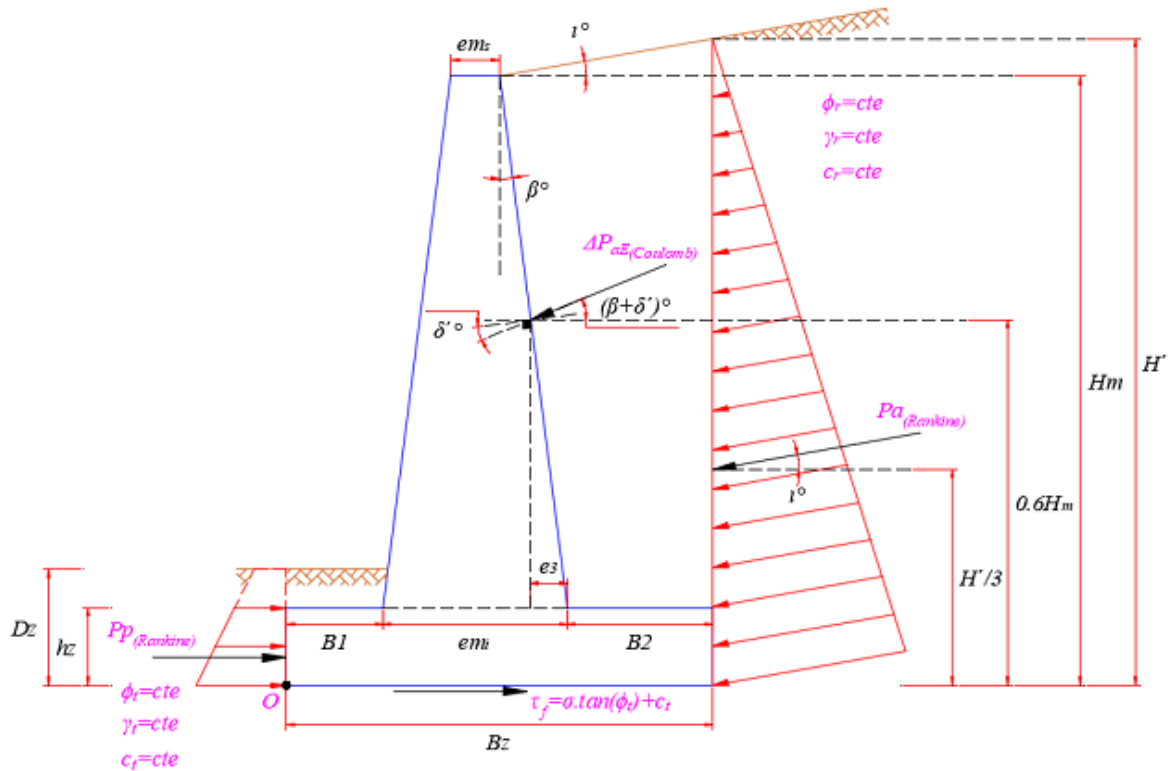


Fig. A3 Cargas debido al empuje del suelo en condición estática y dinámica en un muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)

4.1 Fuerza activa por empuje de tierra

- Coeficiente de Presión Activa (según Rankine)

Cuando el ángulo de inclinación del talud es mayor o igual que cero ($i \geq 0$)

$$K_a = \cos(i) \cdot \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos(i)^2 - \cos(\phi_r)^2}}{\cos(i) + \sqrt{\cos(i)^2 - \cos(\phi_r)^2}} \quad K_a = 0.25$$

Fuerza Activa por empuje de Tierra

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot L_m = 13.28 \cdot \text{tonnef}$$

Componente de fuerza Activa por empuje de Tierra

Brazo de palanca con respecto al punto "O"

Componente Horizontal: $P_{a_H} := P_a \cdot \cos(i) = 13.08 \cdot \text{tonnef}$

$$h_a := \frac{H'}{3} = 2.47 \cdot \text{m}$$

Componente Vertical: $P_{a_V} := P_a \cdot \sin(i) = 2.31 \cdot \text{tonnef}$

$$x_a := Bz = 3.5 \cdot \text{m}$$

4.2 Fuerza pasiva por empuje de tierra

- Coeficiente de Presión Pasiva (segun Rankine)

Cuando el ángulo de inclinación del talud es igual a cero ($\iota=0$)

$$K_p := \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_r}{2}\right)^2 \quad K_p = 4.22$$

Fuerza Pasiva por empuje de Tierra

Considerando un suelo cohesivo

$$P_p := \left[\frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot (2 \cdot Dz - hz) \cdot hz\right] \cdot Lm + \left(2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot c_t \cdot hz\right) \cdot Lm \quad P_p = 9.22 \cdot \text{tonnef}$$

4.3 Fuerza activa de tierra con sismo

Angulo de inclinación del muro: $\beta = 2.27^\circ$

Angulo de inclinación del talud: $\iota = 10^\circ$

Angulo de fricción entre el suelo y muro: $\delta' := \frac{1}{2} \cdot (\phi_r) = 19.05^\circ$

Parámetro de la Zona: $Z := 0.45$

Coeficiente sismico Horizontal: $kh := 0.5 \cdot Z = 0.23$

Coeficiente sismico vertical: $k_v := \frac{2}{3} \cdot kh = 0.15$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{kh}{1 - k_v}\right) = 14.83^\circ$$

- Coeficiente de presión activa (segun Coulomb)

$$K'_a := \frac{\cos(\phi_r - \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta' + \beta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta') \cdot \sin(\phi_r - \iota)}{\cos(\delta' + \beta) \cdot \cos(\beta - \iota)}}\right)^2} \quad K'_a = 0.26$$

- Coeficiente de presión activa por efectos sismicos (Mononobe-Okabe)

$$K_{aE} := \frac{\cos(\phi_r - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta' + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta') \cdot \sin(\phi_r - \theta - \iota)}{\cos(\delta' + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - \iota)}}\right)^2} \quad K_{aE} = 0.5$$

Fuerza activa por empuje de tierra en condición estática (según Coulomb)

$$P'_a := \frac{1}{2} \cdot K'_a \cdot \gamma_r \cdot H_m^2 \cdot L_m = 12.52 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza activa por empuje de tierra en condiciones sísmicas (Mononobe-Okabe)

$$P_{aE} := \frac{1}{2} \cdot K_{aE} \cdot (1 - kv) \cdot \gamma_r \cdot H_m^2 \cdot L_m = 20.73 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza adicional ocasionado por la condición sísmica

$$\Delta P_{aE} := P_{aE} - P'_a = 8.22 \cdot \text{tonnef}$$

	<u>Componente de fuerza adicional por sismo</u>	<u>Brazo de palanca con respecto al punto "O"</u>
Componente Horizontal:	$\Delta P_{aE_H} := \Delta P_{aE} \cdot \cos(\delta' + \beta)$ $\Delta P_{aE_H} = 7.66 \cdot \text{tonnef}$	$h_{\Delta aE} := 0.60 H_m$ $h_{\Delta aE} = 4.2 \text{ m}$
Componente Vertical:	$\Delta P_{aE_V} := \Delta P_{aE} \cdot \sin(\delta' + \beta)$ $\Delta P_{aE_V} = 2.99 \cdot \text{tonnef}$	$x_{\Delta aE} := Bz - B2 - (0.6 H_m - hz) \cdot \sin(\beta)$ $x_{\Delta aE} = 1.36 \text{ m}$

5. RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

Tabla 5.1 Cuadro resumen de cargas verticales actuantes sobre el muro de contención

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES			
Item	Pesos o fuerzas verticales (Tonf)	Brazo de momento medidos desde O (m)	Momento alrededor de O (Tonf.m)
P1	24.95	2.50	62.37
P2	1.56	1.42	2.21
P3	0.88	2.75	2.43
P4	1.89	0.87	1.64
P5	4.54	1.10	4.99
P6	1.89	1.33	2.52
P7	5.88	1.75	10.29
Pa_v	2.31	3.50	8.07
ΔE_{3E} v	2.99	1.36	4.07
Σ	46.88		98.59

Suma de Fuerzas Verticales:

$$\Sigma V = 46.88 \text{ tonnef}$$

Suma de Momentos Resistentes:

$$\Sigma Mo = 98.59 \text{ tonnef} \cdot m$$

Tabla 5.2 Cuadro resumen de cargas horizontales actuantes sobre el muro de contención

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES			
Item	Fuerzas Horizontales (Tonf)	Brazo de momento medidos desde O (m)	Momento alrededor de O (Tonf.m)
P ₃ H	13.08	2.47	32.24
ΔP_{3E} H	7.66	4.20	32.15
Σ	20.73		64.39

Suma de Fuerzas Actuantes:

$$\Sigma Fa = 20.73 \text{ tonnef}$$

Suma de Momentos Actuantes:

$$\Sigma Ma = 64.39 \text{ tonnef} \cdot m$$

6. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD

6.1 Verificación de la estabilidad al deslizamiento

$$\kappa_1 := \frac{1}{2} \quad \kappa_2 := \frac{1}{2}$$

$$FSD := \frac{\Sigma V \cdot \tan(\kappa_1 \cdot \phi_t) + (\kappa_2 \cdot c_t) \cdot Bz \cdot Lm + P_p}{\Sigma Fa} = 1.38$$

"Conforme" si $FSD \geq 1.25$

Verificación_Deslizamiento = "Conforme"

6.2 Verificación de la estabilidad al volteo

$$FSV := \frac{\Sigma Mo}{\Sigma Ma} = 1.53$$

"Conforme" si $FSV \geq 1.50$

Verificación_Volteo = "Conforme"

6.3 Verificación de las Presiones en el Terreno

$$\sigma_{adm} = 3.5 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Ubicación de la Resultante: $x_o := \frac{\Sigma Mo - \Sigma Ma}{\Sigma V} = 0.73 m$

Cálculo de la Excentricidad: $e := \frac{Bz}{2} - x_o = 1.02 m < \frac{Bz}{6} = 0.58 m$

Cálculo de las Presiones en la base:

Esfuerzo Máximo en el Terreno:

$$\sigma_{m\acute{a}x} := \frac{\Sigma V}{Bz \cdot Lm} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{Bz}\right) = 3.68 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo Mínimo en el Terreno:

$$\sigma_{min} := \frac{\Sigma V}{Bz \cdot Lm} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{Bz}\right) = -1 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

"Conforme" si $1.3\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x}$

Verificación_Esfuerzos = "Conforme"

**MEMORIA DE CALCULO
MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO
(H=10.00m)**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1.1 Propiedades del suelo de fundación

$$\phi_t := 38.11^\circ \quad \text{Angulo de fricción interna del Suelo}$$

$$\gamma_t := 1.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso Especifico del Suelo}$$

$$c_t := 1.88 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad \text{Cohesión}$$

$$\sigma_{adm} := 3.50 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad admisible del Suelo}$$

1.2 Propiedades del material de relleno

$$\phi_r := 38.11^\circ \quad \text{Angulo de fricción interna del Suelo}$$

$$\gamma_r := 1.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso Especifico del Suelo}$$

$$c_r := 0.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad \text{Cohesión}$$

$$\iota := 10^\circ \quad \text{Angulo de inclinación del talud}$$

1.3 Datos del Concreto

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del Concreto}$$

$$\gamma_c := 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso Especifico del concreto}$$

2. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN

2.1 Dimensiones del muro

Espesores de Muro: $em_s := 0.50m$

$$e_1 := 0.35m$$

$$e_2 := 0.35m$$

$$em_i := em_s + e_1 + e_2 = 1.2m$$

Altura de Muro: $hm := 9.00m$

Longitud del Muro: $Lm := 1.0m$

2.2 Dimensiones de la cimentación

Profundidad de desplante: $Dz := 1.00m$

Espesor de Zapata: $hz := 1.00m$

Punta: $B1 := 1.40m$

Talón: $B2 := 3.10m$

Ancho de Zapata: $Bz := B1 + B2 + em_i = 5.7m$

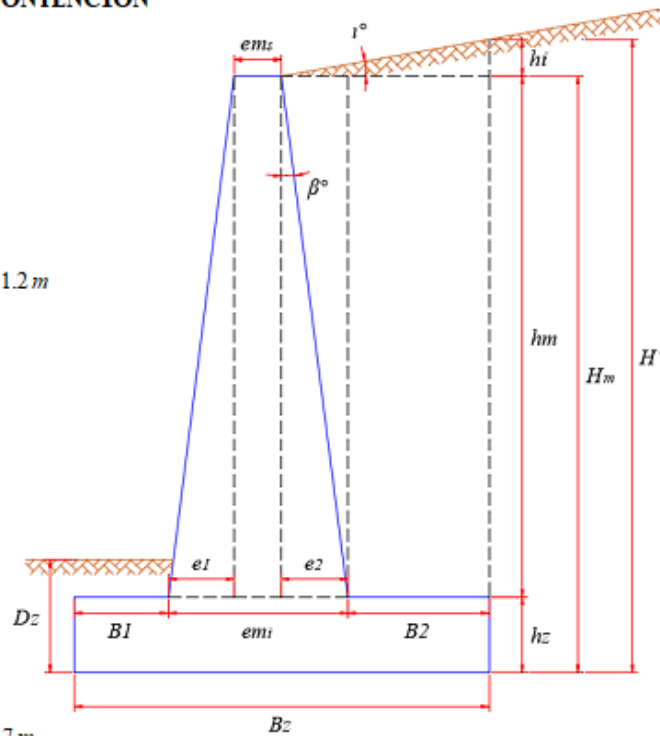
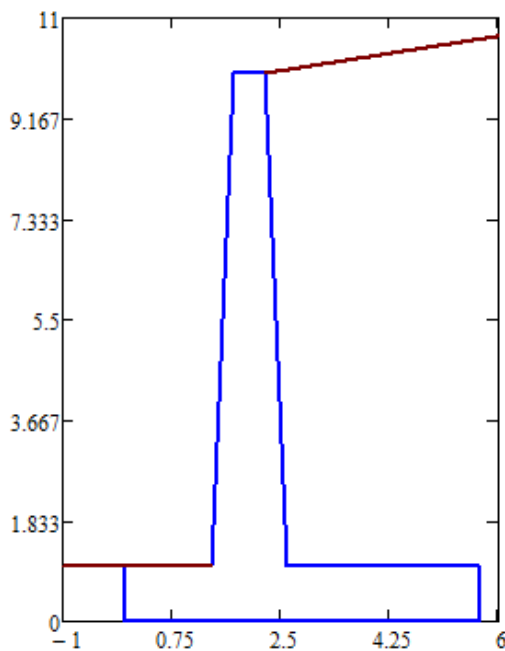


Fig. A1 Dimensionamiento de muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)



Altura total de muro

$$H_m := hm + hz = 10m$$

Altura adicional por inclinación del relleno

$$hi := (e_2 + B2) \cdot \tan(\iota) = 0.61m$$

Altura de relleno

$$H' := H_m + hi = 10.61m$$

Angulo de inclinación de la pared interna del muro:

$$\beta := \operatorname{atan}\left(\frac{e_2}{hm}\right) = 2.23^\circ$$

Angulo de inclinación del material de relleno:

$$\iota = 10^\circ$$

Fig. A2 Imagen interactiva para dimensionamiento (Fuente: Elaboración propia)

3. CARGAS DE GRAVEDAD DEL MURO Y MATERIAL DE RELLENO

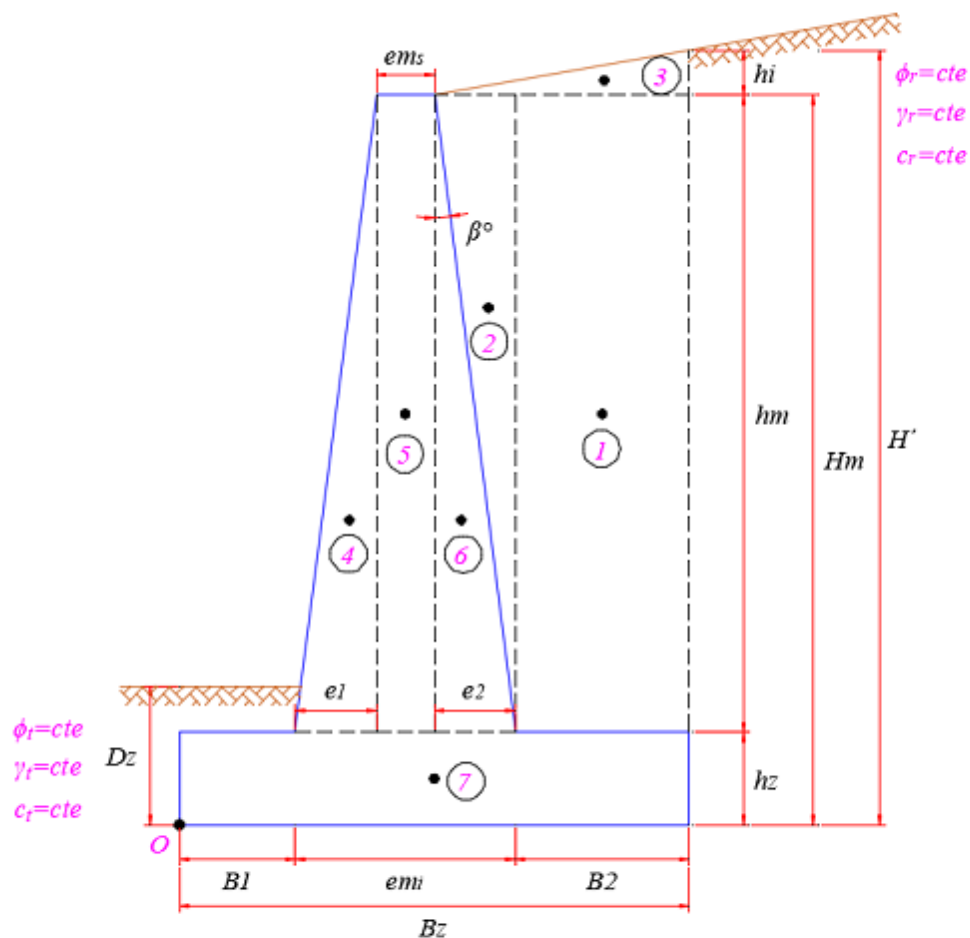


Fig. A3 Cargas de gravedad actuantes en un muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)

El metrado de cargas por peso propio del muro de contención y del material de relleno se indican en la *Tabla 5.1 Cuadro resumen de fuerzas verticales actuantes sobre el muro de contención.*

Notese que el peso total ha sido dividido en 7 secciones para hacer más fácil el cálculo del volumen y su respectivo brazo de palanca de cada fuerza resultante con respecto al punto de giro O.

4. EMPUJES ACTUANTES EN EL MURO

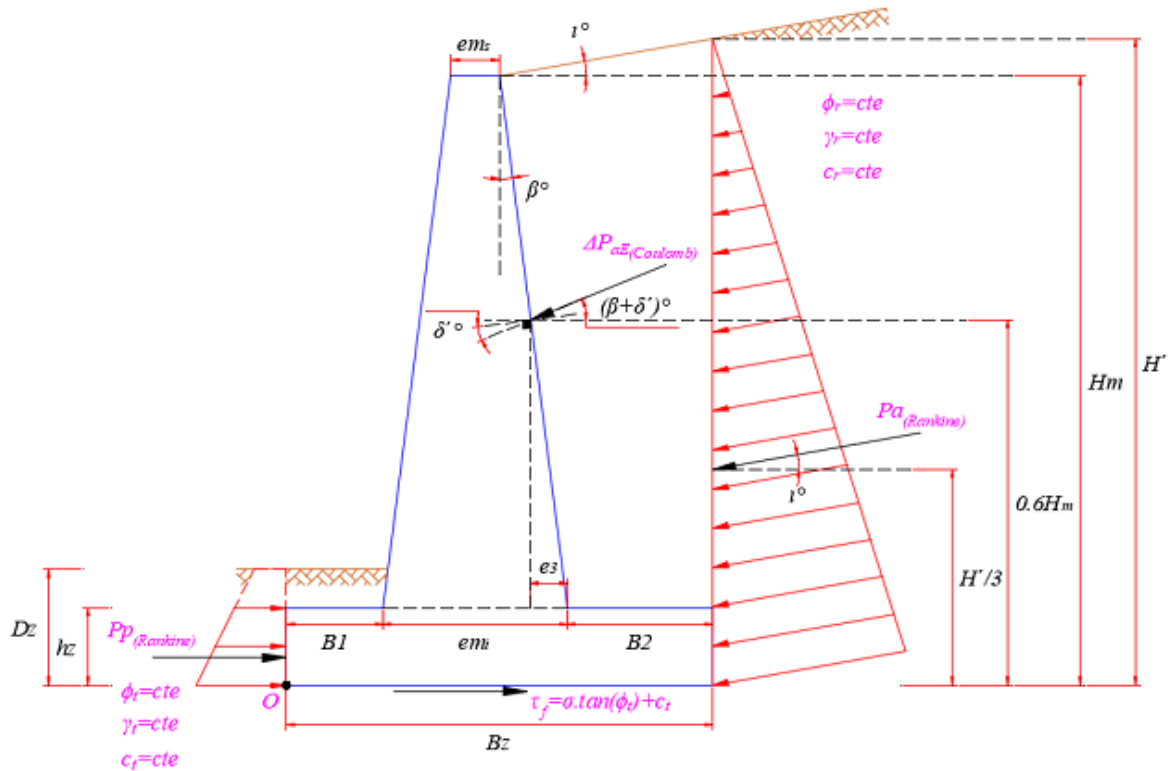


Fig. A3 Cargas debido al empuje del suelo en condición estática y dinámica en un muro de contención en voladizo (Fuente: Elaboración propia)

4.1 Fuerza activa por empuje de tierra

- Coeficiente de Presión Activa (según Rankine)

Cuando el ángulo de inclinación del talud es mayor o igual que cero ($i \geq 0$)

$$K_a = \cos(i) \cdot \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos(i)^2 - \cos(\phi_r)^2}}{\cos(i) + \sqrt{\cos(i)^2 - \cos(\phi_r)^2}} \quad K_a = 0.25$$

Fuerza Activa por empuje de Tierra

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot L_m = 27.31 \cdot \text{tonnef}$$

Componente de fuerza Activa por empuje de Tierra

Brazo de palanca con respecto al punto "O"

Componente Horizontal: $P_{a_H} := P_a \cdot \cos(i) = 26.9 \cdot \text{tonnef}$

$$h_a := \frac{H'}{3} = 3.54 \cdot \text{m}$$

Componente Vertical: $P_{a_V} := P_a \cdot \sin(i) = 4.74 \cdot \text{tonnef}$

$$x_a := Bz = 5.7 \cdot \text{m}$$

4.2 Fuerza pasiva por empuje de tierra

- Coeficiente de Presión Pasiva (segun Rankine)

Cuando el ángulo de inclinación del talud es igual a cero ($\iota=0$)

$$K_p := \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_r}{2}\right)^2 \quad K_p = 4.22$$

Fuerza Pasiva por empuje de Tierra

Considerando un suelo cohesivo

$$P_p := \left[\frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_f \cdot (2 \cdot Dz - hz) \cdot hz\right] \cdot Lm + \left(2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot c_f \cdot hz\right) \cdot Lm \quad P_p = 11.91 \cdot \text{tonnef}$$

4.3 Fuerza activa de tierra con sismo

Angulo de inclinación del muro: $\beta = 2.23^\circ$

Angulo de inclinación del talud: $\iota = 10^\circ$

Angulo de fricción entre el suelo y muro: $\delta' := \frac{1}{2} \cdot (\phi_r) = 19.05^\circ$

Parámetro de la Zona: $Z := 0.45$

Coeficiente sismico Horizontal: $kh := 0.5 \cdot Z = 0.23$

Coeficiente sismico vertical: $k_v := \frac{2}{3} \cdot kh = 0.15$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{kh}{1 - k_v}\right) = 14.83^\circ$$

- Coeficiente de presión activa (segun Coulomb)

$$K'_a := \frac{\cos(\phi_r - \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta' + \beta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta') \cdot \sin(\phi_r - \iota)}{\cos(\delta' + \beta) \cdot \cos(\beta - \iota)}}\right)^2} \quad K'_a = 0.26$$

- Coeficiente de presión activa por efectos sismicos (Mononobe-Okabe)

$$K_{aE} := \frac{\cos(\phi_r - \beta - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta' + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta') \cdot \sin(\phi_r - \theta - \iota)}{\cos(\delta' + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - \iota)}}\right)^2} \quad K_{aE} = 0.5$$

Fuerza activa por empuje de tierra en condición estática (según Coulomb)

$$P'_a := \frac{1}{2} \cdot K'_a \cdot \gamma_r \cdot H_m^2 \cdot L_m = 25.51 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza activa por empuje de tierra en condiciones sísmicas (Mononobe-Okabe)

$$P_{aE} := \frac{1}{2} \cdot K_{aE} \cdot (1 - kv) \cdot \gamma_r \cdot H_m^2 \cdot L_m = 42.27 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza adicional ocasionado por la condición sísmica

$$\Delta P_{aE} := P_{aE} - P'_a = 16.76 \cdot \text{tonnef}$$

	<u>Componente de fuerza adicional por sismo</u>	<u>Brazo de palanca con respecto al punto "O"</u>
Componente Horizontal:	$\Delta P_{aE_H} := \Delta P_{aE} \cdot \cos(\delta' + \beta)$ $\Delta P_{aE_H} = 15.62 \cdot \text{tonnef}$	$h_{\Delta aE} := 0.60 H_m$ $h_{\Delta aE} = 6 \text{ m}$
Componente Vertical:	$\Delta P_{aE_V} := \Delta P_{aE} \cdot \sin(\delta' + \beta)$ $\Delta P_{aE_V} = 6.08 \cdot \text{tonnef}$	$x_{\Delta aE} := Bz - B2 - (0.6 H_m - hz) \cdot \sin(\beta)$ $x_{\Delta aE} = 2.41 \text{ m}$

5. RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS

Tabla 5.1 Cuadro resumen de cargas verticales actuantes sobre el muro de contención

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES			
Item	Pesos o fuerzas verticales (Tonf)	Brazo de momento medidos desde O (m)	Momento alrededor de O (Tonf.m)
P1	55.24	4.15	229.25
P2	3.12	2.48	7.74
P3	2.08	4.55	9.45
P4	3.78	1.63	6.17
P5	10.80	2.00	21.60
P6	3.78	2.37	8.95
P7	13.68	2.85	38.99
Pa_v	4.74	5.70	27.03
ΔE_{3E} v	6.08	2.41	14.64
Σ	103.30		363.83

Suma de Fuerzas Verticales:

$$\Sigma V = 103.3 \cdot \text{tonnef}$$

Suma de Momentos Resistentes:

$$\Sigma Mo = 363.83 \cdot \text{tonnef} \cdot m$$

Tabla 5.2 Cuadro resumen de cargas horizontales actuantes sobre el muro de contención

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES			
Item	Fuerzas Horizontales (Tonf)	Brazo de momento medidos desde O (m)	Momento alrededor de O (Tonf.m)
P_{3H}	26.90	3.54	95.11
ΔP_{3E} H	15.62	6.00	93.71
Σ	42.52		188.82

Suma de Fuerzas Actuantes:

$$\Sigma Fa = 42.52 \cdot \text{tonnef}$$

Suma de Momentos Actuantes:

$$\Sigma Ma = 188.82 \cdot \text{tonnef} \cdot m$$

6. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD

6.1 Verificación de la estabilidad al deslizamiento

$$k_1 := \frac{1}{2} \quad k_2 := \frac{1}{2}$$

$$FSD := \frac{\Sigma V \cdot \tan(k_1 \cdot \phi_t) + (k_2 \cdot c_t) \cdot Bz \cdot Lm + P_p}{\Sigma Fa} = 1.25$$

"Conforme" si $FSD \geq 1.25$

Verificación_Deslizamiento = "Conforme"

6.2 Verificación de la estabilidad al volteo

$$FSV := \frac{\Sigma Mo}{\Sigma Ma} = 1.93$$

"Conforme" si $FSV \geq 1.50$

Verificación_Volteo = "Conforme"

6.3 Verificación de las Presiones en el Terreno

$$\sigma_{adm} = 3.5 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Ubicación de la Resultante: $x_o := \frac{\Sigma Mo - \Sigma Ma}{\Sigma V} = 1.69 m$

Cálculo de la Excentricidad: $e := \frac{Bz}{2} - x_o = 1.16 m < \frac{Bz}{6} = 0.95 m$

Cálculo de las Presiones en la base:

Esfuerzo Máximo en el Terreno:

$$\sigma_{máx} := \frac{\Sigma V}{Bz \cdot Lm} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{Bz}\right) = 4.02 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo Mínimo en el Terreno:

$$\sigma_{min} := \frac{\Sigma V}{Bz \cdot Lm} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{Bz}\right) = -0.39 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

"Conforme" si $1.3\sigma_{adm} > \sigma_{máx}$

Verificación_Esfuerzos = "Conforme"

Anexo D: Código de programación para la simulación de Monte Carlo – Método Probabilístico

```

%ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN
%Realizado por: ROJAS R. MARGOTH Y OCHOA G. ROY

clear
clc
n=input('Número de iteraciones:');
Est_t=xlsread('Parámetros variables','B3:E6');
Est_r=xlsread('Parámetros variables','B10:E13');

fprintf('\n1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES\n');
fprintf('1.1 Opciones para considerar la variabilidad\n');
fprintf('Constante:(0)\nVariable:(1)\n');
Op1=input('Angulo de friccion del terreno:');
Op2=input('Peso específico del terreno:');
Op3=input('Cohesion del terreno:');
Op4=input('Angulo de friccion del material de relleno:');
Op5=input('Peso específico del material de relleno:');
Op6=input('Cohesion del material de relleno:');

%Propiedades del suelo de fundación
if(Op1==1)
    phi_t=Aleatorio(n,Est_t(1,1),Est_t(1,2));
else
    phi_t=kron(Est_t(1,1),ones(n,1));
end

if(Op2==1)
    gamma_t=Aleatorio(n,Est_t(2,1),Est_t(2,2));
else
    gamma_t=kron(Est_t(2,1),ones(n,1));
end

if(Op3==1)
    c_t=Aleatorio(n,Est_t(3,1),Est_t(3,2));
else
    c_t=kron(Est_t(3,1),ones(n,1));
end

%Propiedades del material de relleno
if(Op4==1)
    phi_r=Aleatorio(n,Est_r(1,1),Est_r(1,2));
else
    phi_r=kron(Est_r(1,1),ones(n,1));
end

if(Op5==1)
    gamma_r=Aleatorio(n,Est_r(2,1),Est_r(2,2));
else
    gamma_r=kron(Est_r(2,1),ones(n,1));
end

if(Op6==1)
    c_r=Aleatorio(n,Est_r(3,1),Est_r(3,2));
else
    c_r=kron(Est_r(3,1),ones(n,1));
end

```

```

end

%Propiedades del concreto
gamma_c=2.4;

%Dimensionamiento del Muro de contención en voladizo
fprintf('\n2. DIMENSIONAMIENTO DEL MURO\n')
fprintf('2.1 Dimensionamiento del muro\n')
em_s=input('espesor de corona: ');
e_1=input('espesor externo: ');
e_2=input('espesor interno: ');
hm=input('altura de la pantalla: ');
Lm=input('longitud de analisis: ');

fprintf('\n2.2 Dimensionamiento de la cimentación\n')
Dz=input('profundidad de desplante: ');
hz=input('espesor de zapata: ');
B1=input('longitud de punta: ');
B2=input('longitud de talón: ');

fprintf('\n2.3 Otros parámetros\n')
ang_i=input('Angulo de inclinación del talud: ');
em_i=em_s+e_1+e_2;
Bz=B1+B2+em_i;
H_m=hm+hz;
hi=(e_2+B2)*tan(ang_i*pi/180);
Ha=H_m+hi;
ang_beta=atan(e_2/hm)*180/pi;

FV=zeros(9,3);
FH=zeros(2,3);
Z=input('Factor de zona sísmica: ');
kh=0.5*Z; kv=2*kh/3;ang_theta=atan(kh/(1-kv))*180/pi;
k_1=1/2;k_2=1/2;

for i=1:n
    %Cargas de gravedad
    FV=[B2*hm*Lm*gamma_r(i) Bz-0.5*B2];
    FV(2,:)=[0.5*e_2*hm*Lm*gamma_r(i) Bz-(B2+e_2/3)];
    FV(3,:)=[0.5*(e_2+B2)^2*tan(ang_i*pi/180)*Lm*gamma_r(i) Bz-(e_2+B2)/3];
    FV(4,:)=[0.5*e_1*hm*Lm*gamma_c B1+2*e_1/3];
    FV(5,:)=[em_s*hm*Lm*gamma_c B1+e_1+0.5*em_s];
    FV(6,:)=[0.5*e_2*hm*Lm*gamma_c Bz-(B2+2*e_2/3)];
    FV(7,:)=[Bz*hz*Lm*gamma_c 0.5*Bz];

    %EMPUJES DEL TERRENO
    %Coeficientes de presiones en condición estática
    Ka=cos(ang_i*pi/180)*(cos(ang_i*pi/180)-sqrt((cos(ang_i*pi/180))^2 ...
        -(cos(phi_r(i)*pi/180))^2))/(cos(ang_i*pi/180)+sqrt((cos(ang_i ...
        *pi/180))^2-(cos(phi_r(i)*pi/180))^2));
    Kp=(tan(pi/4+(phi_r(i)*pi/180)/2))^2;

    %Coeficientes de presiones en condición dinámica
    ang_delta=phi_r(i)/2;

```

```

K_a=(cos(phi_r(i)*pi/180-ang_betha*pi/180))^2/((cos(ang_betha*pi/ ...
    180))^2*cos(ang_delta*pi/180+ang_betha*pi/180)*(1+sqrt(sin( ...
    phi_r(i)*pi/180+ang_delta*pi/180)*sin(phi_r(i)*pi/180-ang_i*pi ...
    /180)/(cos(ang_delta*pi/180+ang_betha*pi/180)*cos(ang_betha*pi ...
    /180-ang_i*pi/180))))^2);
K_aE=(cos(phi_r(i)*pi/180-ang_betha*pi/180-ang_theta*pi/180))^2/ ...
    (cos(ang_theta*pi/180)*(cos(ang_betha*pi/180))^2*cos(ang_delta ...
    *pi/180+ang_betha*pi/180+ang_theta*pi/180)*(1+sqrt(sin(phi_r(i) ...
    )*pi/180+ang_delta*pi/180)*sin(phi_r(i)*pi/180-ang_theta*pi/180 ...
    -ang_i*pi/180)/(cos(ang_delta*pi/180+ang_betha*pi/180+ang_theta ...
    *pi/180)*cos(ang_betha*pi/180-ang_i*pi/180))))^2);

%Fuerzas por empujes
Pa=1/2*Ka*gamma_r(i)*Ha^2*Lm;
Pp=1/2*Kp*gamma_t(i)*(2*Dz-hz)*hz*Lm+2*sqrt(Kp)*c_t(i)*hz*Lm;
P_a=1/2*K_a*gamma_r(i)*H_m^2*Lm;
P_aE=1/2*K_aE*(1-kv)*gamma_r(i)*H_m^2*Lm;
DP_aE=P_aE-P_a;

FV(8,:)= [Pa*sin(ang_i*pi/180) Bz];
FV(9,:)= [DP_aE*sin(ang_delta*pi/180+ang_betha*pi/180) Bz-B2-(0.6* ...
    H_m-hz)*sin(ang_betha*pi/180)];
FV(:,3)=FV(:,1).*FV(:,2);

FH=[Pa*cos(ang_i*pi/180) Ha/3];
FH(2,:)= [DP_aE*cos(ang_delta*pi/180+ang_betha*pi/180) 0.6*H_m];
FH(:,3)=FH(:,1).*FH(:,2);

%CALCULO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD
FSD(i)=(sum(FV(:,1))*tan(k_1*phi_t(i)*pi/180)+k_2*c_t(i)*Bz*Lm+Pp) ...
    /sum(FH(:,1));
FSV(i)=sum(FV(:,3))/sum(FH(:,3));
end

m_FSD=mean(FSD); %Media de FSD
m_FSV=mean(FSV); %Media de FSV
s_FSD=std(FSD); %Desviación estandar de FSD
s_FSV=std(FSV); %Desviación estandar de FSV
figure
histfit(FSD)
xlabel('FSD')
ylabel('Frecuencia')
figure
histfit(FSV)
xlabel('FSV')
ylabel('Frecuencia')
PF1=normcdf(1,m_FSD,s_FSD)*100;
PF2=normcdf(1,m_FSV,s_FSV)*100;
fprintf('\n La probabilidad de falla del FSD es %.2f(1/100)', PF1)
fprintf('\n La probabilidad de falla del FSV es %.2f(1/100)', PF2)
fprintf('\n')

```