

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS DEL NIVEL DE CONFIANZA EN LA ESTABILIDAD
DEL MURO DE CONCRETO ARMADO Y SUELO REFORZADO -
COSTA VERDE: ESCARDÓ - VIRÚ**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR:

Bach. Capcha Rosas, Freddy Eduardo

Bach. Vera Chacchi, Juber Renato

ASESOR: Msc. Ing. Torres Chung, Cesar Roberto

LIMA-PERÚ

2019

DEDICATORIA

Con todo mi amor dedico a Frank, que desde el cielo me ayuda en cada decisión y a mi familia por su infinito amor incondicional, apoyo y enseñanzas de luchar por mis sueños. A mis padres Freddy y Miriam a mis hermanos Frank y Lucero, a mis tías Mirian, Lety, Karina y a mi adorada mamá Bilma y papá Kio que siempre están conmigo y guían mis pasos.

Freddy Eduardo Capcha Rosas

A mis padres, Vilma y Juber por su incondicional apoyo, a mi hermana Claudia por ser mi modelo a seguir y por alentarme a finalizar la tesis. Finalmente, a mi adorada abuela Socorro por sus sabias lecciones y su gran amor.

Juber Renato Vera Chacchi

AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios por permitirnos haber llevado a cabo esta investigación, a nuestros formadores en primera instancia, nuestros padres por llenarnos de sabiduría y ayudarnos llegar hasta el punto donde nos encontramos.

Así mismo, agradecer a nuestro asesor Ing. Cesar Roberto Torres Chung. por el apoyo brindado a lo largo de la elaboración de esta tesis, ampliando nuestros conocimientos en cuanto a los sistemas de contención de muros y tener un enfoque claro en el diseño geotécnico de estos.

Freddy Eduardo Capcha Rosas y

Juber Renato Vera Chacchi.

ÍNDICE GENERAL

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| RESUMEN..... | xix |
| ABSTRACT..... | xx |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 3 |
| 1.1 Descripción de la realidad de la problemática | 3 |
| 1.2 Formulación del problema | 4 |
| 1.2.1 Problema principal | 4 |
| 1.2.2 Problemas secundarios | 4 |
| 1.3 Objetivos de la investigación..... | 5 |
| 1.3.1 Objetivo general | 5 |
| 1.3.2 Objetivos secundarios..... | 5 |
| 1.4 Justificación e importancia de la investigación | 5 |
| 1.5 Limitaciones de la investigación | 6 |
| 1.6 Viabilidad | 6 |
| 1.6.1 Viabilidad Económica | 6 |
| 1.6.2 Viabilidad Social | 6 |
| 1.6.3 Alternativas | 6 |
| CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO | 7 |
| 2.1 Marco Histórico (Antecedentes)..... | 7 |
| 2.1.1 En el ámbito Internacional | 7 |
| 2.1.2 En el ámbito Nacional | 14 |
| 2.2 Bases teóricas..... | 16 |
| 2.3 Definiciones conceptuales | 18 |
| 2.4 Estructura teórica y científica que sustenta la investigación | 19 |
| 2.4.1 Introducción a los Métodos de Análisis de Muro de Contención | 19 |
| 2.4.1.1 Muros Masivos Rígidos | 20 |
| 2.4.1.2 Muros Masivos Flexibles | 21 |
| 2.4.1.3 Muro de Suelo Reforzado | 22 |
| 2.4.2 Selección del tipo de Muro de Contención | 23 |
| 2.4.3 Criterios de Comportamiento | 23 |
| 2.4.4 Selección y características del relleno..... | 24 |
| 2.4.5 Cargas a tener en cuenta en el análisis | 24 |
| 2.4.6 Análisis de la Estabilidad Estática del Muro de Concreto Armado | 25 |

| | | |
|----------|---------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 2.4.6.1 | Verificación al Volteo (FS_V)..... | 30 |
| 2.4.6.2 | Chequeo al deslizamiento (FS_D) | 32 |
| 2.4.6.3 | Chequeo por Capacidad Portante..... | 33 |
| 2.4.6.4 | Análisis de la Estabilidad Dinámica del Muro de Concreto Armado..... | 36 |
| 2.4.7 | Diseño de Muro de Suelo Reforzado | 38 |
| 2.4.8 | Metodología de Diseño del Factor de Carga y Resistencia..... | 38 |
| 2.4.9 | Cargas y Combinaciones de Carga..... | 39 |
| 2.4.10 | Pasos de Diseño..... | 43 |
| 2.4.10.1 | Paso 1: Establecer los requisitos del MSEW | 44 |
| 2.4.10.2 | Paso 2: Establecer los Parámetros del MSEW | 44 |
| 2.4.10.3 | Paso 3: Estimar la profundidad de empotramiento en la pared y la longitud de refuerzo | 45 |
| 2.4.10.4 | Paso 4: Definir las Cargas Nominales..... | 45 |
| 2.4.10.5 | Paso 5: Combinaciones de carga, factores de carga y factores de resistencia | 50 |
| 2.4.10.6 | Paso 6: Evaluar la Estabilidad Externa | 51 |
| 2.4.10.7 | Paso 7. Evaluar la Estabilidad Interna | 63 |
| 2.4.10.8 | Paso 8. Diseño de elementos de revestimiento | 88 |
| 2.4.10.9 | Paso 9. Evaluar la estabilidad del Compuesto | 89 |
| 2.4.11 | Análisis por evento de Sismo | 91 |
| 2.4.11.1 | Estabilidad Externa | 91 |
| 2.4.11.2 | Estabilidad Interna | 95 |
| 2.4.12 | Metodología de Diseño por Esfuerzos Admisibles | 102 |
| 2.4.13 | Pasos de Diseño por Esfuerzos Admisibles | 102 |
| 2.4.13.1 | Paso 1. Establecer los requisitos del MSEW | 102 |
| 2.4.13.2 | Paso 2. Establecer los Parámetros del MSEW | 102 |
| 2.4.13.3 | Paso 3. Estimar empotramiento y longitud del refuerzo..... | 103 |
| 2.4.13.4 | Paso 4. Definir las Cargas Nominales..... | 103 |
| 2.4.13.5 | Paso 5. Establecer los Factores de Seguridad | 103 |
| 2.4.13.6 | Paso 6. Estabilidad Externa..... | 103 |
| 2.4.13.7 | Paso 7. Análisis Interno | 105 |
| 2.4.13.8 | Paso 8. Estabilidad Externa por Sismo | 107 |
| 2.5 | Formulación de Hipótesis | 108 |
| 2.5.1 | Hipótesis general | 108 |
| 2.5.2 | Hipótesis específicas | 108 |
| 2.5.3 | Variables..... | 108 |

| | | |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| 2.5.3.1 | Variable independiente | 108 |
| 2.5.3.2 | Variable dependiente..... | 108 |
| 2.5.3.3 | Definición conceptual de las Variables..... | 108 |
| 2.5.3.4 | Operacionalización de las Variables | 109 |
| CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO | | 110 |
| 3.1 | Tipo y método de investigación..... | 110 |
| 3.2 | Diseño de la investigación | 110 |
| 3.3 | Población y muestra..... | 110 |
| 3.3.1 | Población | 110 |
| 3.3.2 | Diseño Muestral | 110 |
| 3.4 | Técnicas de recolección de datos..... | 110 |
| 3.4.1 | Tipos de técnicas e instrumentos..... | 110 |
| 3.4.2 | Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos | 111 |
| 3.4.3 | Técnicas para el procesamiento y análisis de datos | 111 |
| CAPÍTULO IV: ESTIMACION DE LA PROBABILIDAD..... | | 112 |
| 4.1 | Introducción a los Métodos Probabilistas de Análisis de Confiabilidad | 114 |
| 4.1.1 | Enfoque Hasofer-Lind o AFOSM | 115 |
| 4.1.2 | Regla 3σ – Duncan (2010) | 115 |
| 4.1.3 | Estimaciones puntuales – Rosenblueth (1975)..... | 116 |
| 4.1.4 | Simulación de Monte Carlo (MCS)..... | 118 |
| 4.1.5 | Primer Orden (FORM) | 119 |
| 4.1.6 | Second Order Reliability Method (SORM)..... | 120 |
| 4.1.7 | Series de Taylor..... | 120 |
| 4.1.8 | Distribución de Weibull | 121 |
| CAPÍTULO V: ANÁLISIS DEL CASO | | 123 |
| 5.1 | Ubicación del área de estudio y selección de secciones | 123 |
| 5.2 | Caracterización geotécnica del suelo | 123 |
| 5.2.1 | Exploración de suelos y muestreo | 123 |
| 5.2.2 | Ejecución de ensayos de Mecánica de suelos | 123 |
| 5.2.2.1 | Contenido de Humedad y Análisis Granulométrico..... | 123 |
| 5.2.2.2 | Ensayo de Límites de Atterberg..... | 127 |
| 5.2.2.3 | Ensayo de Corte Directo | 132 |
| 5.2.2.4 | Ensayo de Densidad y Peso Específico..... | 136 |
| 5.2.2.5 | Ensayo de Densidad Relativa | 139 |

| | | |
|---------|--------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.2.3 | Parámetros de resistencia del suelo de fundación y relleno pasivo..... | 141 |
| 5.2.4 | Parámetros de resistencia del relleno activo..... | 142 |
| 5.2.5 | Consideraciones generales de diseño..... | 142 |
| 5.3 | Análisis de muro de concreto armado: Método de Duncan..... | 143 |
| 5.3.1 | Análisis de la Estabilidad para altura de 5.66 m..... | 144 |
| 5.3.1.1 | Confiabilidad ante el Deslizamiento..... | 144 |
| 5.3.1.2 | Confiabilidad ante el Volteo..... | 145 |
| 5.3.1.3 | Confiabilidad de la Capacidad Portante..... | 146 |
| 5.3.2 | Análisis de la Estabilidad para altura de 10.64 m..... | 147 |
| 5.3.2.1 | Confiabilidad ante el Deslizamiento..... | 147 |
| 5.3.2.2 | Confiabilidad ante el Volteo..... | 148 |
| 5.3.2.3 | Confiabilidad de la Capacidad Portante..... | 149 |
| 5.3.3 | Análisis de la Estabilidad para altura de 19.76 m..... | 151 |
| 5.3.3.1 | Confiabilidad ante el Deslizamiento..... | 151 |
| 5.3.3.2 | Confiabilidad ante el Volteo..... | 152 |
| 5.3.3.3 | Confiabilidad de la Capacidad Portante..... | 153 |
| 5.4 | Análisis de Muro de Concreto Armado: Método Índice Hasofer – Lind..... | 154 |
| 5.4.1 | Análisis para muro de 5.66 m..... | 154 |
| 5.4.2 | Análisis para muro de 10.64 m..... | 155 |
| 5.4.3 | Análisis para muro de 19.76 m..... | 156 |
| 5.5 | Análisis de Muro de Concreto Armado: Método de la Distribución de Weibull..... | 157 |
| 5.5.1 | Análisis para muro de 5.66 m..... | 157 |
| 5.5.1.1 | Análisis para el Deslizamiento..... | 157 |
| 5.5.1.2 | Análisis para el Vuelco..... | 157 |
| 5.5.1.3 | Análisis para la Capacidad de Carga..... | 158 |
| 5.5.2 | Análisis para muro de 10.64 m..... | 158 |
| 5.5.2.1 | Análisis para el Deslizamiento..... | 158 |
| 5.5.2.2 | Análisis para el Vuelco..... | 158 |
| 5.5.2.3 | Análisis para la Capacidad de Carga..... | 158 |
| 5.5.3 | Análisis para muro de 19.76 m..... | 158 |
| 5.5.3.1 | Análisis para el Deslizamiento..... | 158 |
| 5.5.3.2 | Análisis para el Vuelco..... | 159 |
| 5.5.3.3 | Análisis para la Capacidad de Carga..... | 159 |
| 5.6 | Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método Duncan..... | 159 |

| | | |
|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 5.6.1 | Análisis de la Estabilidad para altura de 5.66 m | 159 |
| 5.6.1.1 | Confiabilidad ante el Deslizamiento..... | 160 |
| 5.6.1.2 | Confiabilidad ante el Volteo..... | 161 |
| 5.6.1.3 | Confiabilidad Capacidad Portante..... | 162 |
| 5.6.2 | Análisis de la Estabilidad para altura de 10.64 m..... | 163 |
| 5.6.2.1 | Confiabilidad ante el Deslizamiento..... | 163 |
| 5.6.2.2 | Confiabilidad ante el Volteo..... | 164 |
| 5.6.2.3 | Confiabilidad Capacidad Portante..... | 165 |
| 5.6.3 | Análisis de la Estabilidad para altura de 19.76 m..... | 166 |
| 5.6.3.1 | Confiabilidad ante el Deslizamiento..... | 167 |
| 5.6.3.2 | Confiabilidad ante el Volteo..... | 168 |
| 5.6.3.3 | Confiabilidad Capacidad Portante..... | 169 |
| 5.7. | Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método Índice Hasofer – Lind..... | 170 |
| 5.7.1. | Análisis para muro de 5.66 m | 170 |
| 5.7.2. | Análisis para muro de 10.64 m..... | 171 |
| 5.7.3. | Análisis para muro de 19.76 m..... | 172 |
| 5.8. | Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método de la Distribución de Weibull..... | 173 |
| 5.8.1. | Análisis para muro de 5.66 m | 173 |
| 5.8.1.1 | Análisis para el Deslizamiento..... | 173 |
| 5.8.1.2 | Análisis para el Vuelco..... | 173 |
| 5.8.1.3 | Análisis para la Capacidad de Carga | 174 |
| 5.8.2 | Análisis para muro de 10.64 m..... | 174 |
| 5.8.2.1 | Análisis para el Deslizamiento..... | 174 |
| 5.8.2.2 | Análisis para el Vuelco..... | 174 |
| 5.8.2.3 | Análisis para la Capacidad de Carga | 174 |
| 5.8.3 | Análisis para muro de 19.76 m..... | 174 |
| 5.8.3.1 | Análisis para el Deslizamiento..... | 174 |
| 5.8.3.2 | Análisis para el Vuelco..... | 175 |
| 5.8.3.3 | Análisis para la Capacidad de Carga | 175 |
| CAPÍTULO VI: DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS | | 176 |
| 6.1 | Discusión sobre el Suelo de Fundación | 176 |
| 6.1.1 | Calicata N°1 | 176 |
| 6.1.2 | Calicata N° 2..... | 176 |
| 6.1.3 | Sobre los parámetros que intervienen en el análisis de la estabilidad | 177 |

| | | |
|-------|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 6.2 | Discusión sobre el Muro de Concreto Armado | 177 |
| 6.2.1 | Para el muro de 5.66 m | 177 |
| 6.2.2 | Para el muro de 10.64 m..... | 178 |
| 6.2.3 | Para el muro de 19.76 m..... | 179 |
| 6.2.4 | Comparativa respecto a la altura..... | 180 |
| 6.4 | Discusión sobre el Muro de Suelo reforzado..... | 182 |
| 6.4.1 | Para el muro de 5.66 m | 182 |
| 6.4.2 | Para el muro de 10.64 m..... | 183 |
| 6.4.3 | Para el muro de 19.76 m..... | 184 |
| 6.4.4 | Comportamientos del Factor de Seguridad respecto a las dimensiones del Muro MSEW. | 185 |
| | CONCLUSIONES | 190 |
| | RECOMENDACIONES | 193 |
| | REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 194 |
| | ANEXOS | 197 |
| | Anexo N°1: Matriz de Consistencia Interna de la investigación | |
| | Anexo N°2: Parámetros Geotécnicos | |
| | Anexo N°3: Ensayo de Granulometría por Tamizado | |
| | Anexo N°4: Ensayo de Contenido de Humedad | |
| | Anexo N°5: Ensayo de Densidad y Peso Específico del suelo | |
| | Anexo N°6: Ensayo de Límites de Consistencia | |
| | Anexo N°7: Ensayo de Corte Directo | |
| | Anexo N°8: Ensayos de terceros – EDI del proyecto | |
| | Anexo N°9: Especificaciones Técnicas del refuerzo extensible ParaWeb – MACCAFERRI | |
| | Anexo N°10: Análisis Determinista para el Muro de Concreto Armado | |
| | Anexo N°11: Análisis Determinista para el Muro de Suelo reforzado | |
| | Anexo N°12: Análisis Probabilista para el Muro de Concreto Armado | |
| | Anexo N°13: Análisis Probabilista para el Muro de Suelo reforzado | |
| | Anexo N°14: Especificaciones Técnicas de la Sobrecarga Vehicular | |
| | Anexo N°15: Ensayo de Densidad Relativa | |
| | Anexo N°16: Mapa de Peligro Sísmico del Perú | |
| | Anexo N°17: Planos | |

LISTA DE ACRÓNIMOS

| | |
|---------|----------------------------------------------------------------------------------|
| AASHTO | <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> |
| MCA | <i>Muro de Concreto Armado</i> |
| MSEW | <i>Muro de Suelo reforzado</i> |
| FHWA | <i>Federal Highway Administration</i> |
| ASD | <i>Allowable Stress Design</i> |
| LRFD | <i>Load and Resistance Factor Design</i> |
| ASTM | <i>American Society of Testing Materials</i> |
| NTP | <i>Norma Técnica Peruana</i> |
| EDI | <i>Estudio Definitivo de Ingeniería</i> |
| URP | <i>Universidad Ricardo Palma</i> |
| USACE | <i>United States Army Corps of Engineers</i> |
| SENCICO | <i>Servicio Nacional de la Capacitación para la Industria de la Capacitación</i> |
| INEI | <i>Instituto Nacional de Estadística e Informática</i> |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla N°1: Análisis de la Confiabilidad de la Serie de Taylor para Muro de Contención (con todas las variables asignadas a sus valores más probables $F_s=1.50$)..... | 10 |
| Tabla N°2: Probabilidades de que el factor de seguridad sea menor que 1.00, basado en la distribución Log. Normal del Factor de Seguridad | 11 |
| Tabla N°3: Ventajas y Desventajas de los diversos tipos de muros rígidos | 20 |
| Tabla N°4: Ventajas y Desventajas de los diversos tipos de Muros Flexibles | 21 |
| Tabla N°5: Ventajas y Desventajas de los diversos Muros de Tierra Reforzada..... | 22 |
| Tabla N°6: Cálculo de los empujes y fuerzas. | 29 |
| Tabla N°7: Brazos de giro..... | 30 |
| Tabla N°8: Determinación de los momentos sobre el muro | 31 |
| Tabla N°9: Valores de seguridad mínimos para la estabilidad | 38 |
| Tabla N°10: Combinación típica de carga de muros MSEW y Factor de Carga..... | 40 |
| Tabla N°11: Factores de Carga del Muro MSEW para Cargas Permanente, γ_p | 41 |
| Tabla N°12: Pasos para el diseño LRFD de Muros MSEW | 43 |
| Tabla N°13: Altura Equivalente del Suelo, h_{eq} , para la Carga de Tráfico en Pilares Perpendiculares al Tráfico | 50 |
| Tabla N°14: Factores de Carga del Muro MSEW para Cargas Permanentes | 50 |
| Tabla N°15: Combinación Típica de Carga del Muro MSEW y Factores de Carga..... | 51 |
| Tabla N°16: Factores de Resistencia de Estabilidad Externa para Muros MSEW | 51 |
| Tabla N°17: Factor de Resistencia de Rodamientos | 61 |
| Tabla N°18: Factores de Resistencia ϕ , para la resistencia a la tracción y a la fuerza de empuje del muro MSEW..... | 79 |
| Tabla N°19: Factor de Reducción de Daños en la Instalación..... | 100 |
| Tabla N°20. Factor de Reducción de Fluencia..... | 100 |
| Tabla N°21: Factor de Reducción de Durabilidad | 101 |
| Tabla N°22: Tipos de Cinta y cantidad de puntos..... | 105 |
| Tabla N°23: Radio de Cobertura..... | 105 |
| Tabla N°24: Tensiones Últimas típicas..... | 106 |
| Tabla N°25: Factores de Reducción..... | 106 |
| Tabla N°26: Operacionalización de variables..... | 109 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla N°27: Índice de confiabilidad asociados a probabilidades de falla. | 112 |
| Tabla N°28: Valores de coeficientes de variación típicos para el cálculo de la confiabilidad | 114 |
| Tabla N°29: Probabilidad de Falla según el FMLV..... | 116 |
| Tabla N°30: Valores Medios de los parámetros del suelo | 142 |
| Tabla N°31: Desviación Estándar de los parámetros del suelo..... | 142 |
| Tabla N°32: Coeficientes de Variación (CV) | 142 |
| Tabla N°33: F.S. Determinista para MCA H=5.66 m..... | 144 |
| Tabla N°34: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para MCA H=5.66 m | 144 |
| Tabla N°35: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MCA H=5.66 m | 145 |
| Tabla N°36: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de carga del MCA H=5.66 m | 146 |
| Tabla N°37: F.S. Determinista para MCA H=10.64 m..... | 147 |
| Tabla N°38: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para MCA H=10.64 m | 148 |
| Tabla N°39: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MCA H=10.64 m | 149 |
| Tabla N°40: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de carga MCA H=10.64 m | 150 |
| Tabla N°41: F.S. Determinista para MCA H=19.76 m..... | 151 |
| Tabla N°42: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para H=19.76 m..... | 151 |
| Tabla N°43: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MCA H=19.76 m | 152 |
| Tabla N°44: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de carga, MCA H=19.76 m | 153 |
| Tabla N° 45: Índice de Confianza Estático para MCA H=5.66 m..... | 154 |
| Tabla N° 46: Índice de Confianza Dinámico para MCA H=5.66 m..... | 155 |
| Tabla N° 47: Índice de Confianza Estático para MCA H=10.64 m..... | 155 |
| Tabla N° 48: Índice de Confianza Dinámico para MCA H=10.64 m..... | 156 |
| Tabla N° 49: Índice de Confianza Estático para H=19.76 m..... | 156 |
| Tabla N°50: Índice de Confianza Dinámico para MCA H=19.76 m..... | 157 |
| Tabla N°51: F.S. Determinista para MSEW H=5.66 m..... | 159 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla N°52: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para MSEW H=5.66 m | 160 |
| Tabla N°53: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MSEW H=5.66 m | 161 |
| Tabla N°54: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de Carga MSEW H=5.66m | 162 |
| Tabla N°55: F.S. Determinista para MSEW H=10.64 m..... | 163 |
| Tabla N°56: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para H=10.64 m..... | 163 |
| Tabla N°57: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MSEW H=10.64 m | 164 |
| Tabla N°58: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de Carga MSEW H=10.64 m | 165 |
| Tabla N°59: F.S. Determinista para MSEW H=19.76..... | 166 |
| Tabla N°60: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para MSEW H=19.76 m | 167 |
| Tabla N°61: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MSEW H=19.76 m | 168 |
| Tabla N°62: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de Carga MSEW H=19.76 m | 169 |
| Tabla N°63: Índice de Confianza Estático para MSEW H= 5.66m..... | 170 |
| Tabla N°64: Índice de Confianza Dinámica para MSEW H=5.66m | 170 |
| Tabla N°65: Índice de Confianza Estática para MSEW H=10.64m..... | 171 |
| Tabla N°66: Índice de Confianza Dinámica para MSEW H=10.64m | 171 |
| Tabla N°67: Índice de Confianza Estática para MSEW H= 19.76m | 172 |
| Tabla N°68: Índice de Confianza Dinámica para MSEW H= 19.76m. | 173 |
| Tabla N°69: Resumen Probabilista – Estático para MCA H=5.66m..... | 177 |
| Tabla N°70: Resumen Probabilista - Dinámico para MCA H=5.66m..... | 178 |
| Tabla N°71: Resumen Probabilista - Estático para MCA H=10.64m..... | 178 |
| Tabla N°72: Resumen Probabilista - Dinámico para MCA H=10.64m..... | 179 |
| Tabla N°73: Resumen Probabilista - Estático para MCA H=19.76m..... | 179 |
| Tabla N°74: Resumen Probabilista - Dinámico para MCA H=19.76m..... | 180 |
| Tabla N°75: Resumen Probabilista – Estático para MSEW H=5.66m..... | 182 |
| Tabla N°76: Resumen Probabilista - Dinámico para MSEW H=5.66m..... | 183 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla N°77: Resumen Probabilista - Estático para MSEW H=10.64m..... | 183 |
| Tabla N°78: Resumen Probabilista - Dinámico para MSEW H=10.64m..... | 184 |
| Tabla N°79: Resumen Probabilista - Estático para MSEW H=19.76m..... | 184 |
| Tabla N°80: Resumen Probabilista - Dinámico para MSEW H=19.76m..... | 185 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura N° 1: Esquema del muro de contención de tierra reforzada, con todas sus componentes | 7 |
| Figura N° 2: Muro de contención en voladizo con relleno de arena limosa | 10 |
| Figura N° 3: Regla gráfica de tres sigma-para estimar los límites de desviación estándar para la resistencia. | 11 |
| Figura N° 4: Geometría de un muro de contención | 13 |
| Figura N° 5: Caracterización estadística de las variables geomecánicas | 13 |
| Figura N° 6: Construcción del intercambio Vial “El Derby” | 14 |
| Figura N° 7: Construcción de Puente en la Costa Verde | 14 |
| Figura N° 8: Vías Parque Rímac | 15 |
| Figura N° 9: a) y 9.b) Condiciones de diseño para muros de contención | 19 |
| Figura N° 10: Esquema de muros rígidos | 20 |
| Figura N° 11: Esquema de Muros Flexibles | 21 |
| Figura N° 12: Esquema de Estructuras de Tierra Reforzada | 22 |
| Figura N° 13: Caracterización geotécnica..... | 25 |
| Figura N° 14: Partición de áreas. | 26 |
| Figura N° 15: Diagrama de cuerpo libre (DCL) presiones y fuerzas..... | 27 |
| Figura N° 16: Diagrama de cuerpo libre (DCL) empujes y fuerzas. | 29 |
| Figura N° 17: Brazos de giro. | 30 |
| Figura N° 18: Ubicación de la fuerza resultante. | 33 |
| Figura N° 19: a), b) Factores de Carga de Estabilidad Externa para Muros Simples | 41 |
| Figura N° 20: Análisis Externo, Presiones Nominales de Tierra, Pendiente Horizontal con Recargo de Tráfico | 46 |
| Figura N° 21: Análisis Externo, Presión de Tierra, Caso de Relleno Inclinado | 47 |
| Figura N° 22: Análisis Externo, Presión de Tierra, Caso de Pendiente con falla | 47 |
| Figura N° 23: Notación para el Empuje Activo de Coulomb, θ , mayores de 100° ... | 49 |
| Figura N° 24: Posibles Mecanismos de Falla Externa para un Muro MSEW | 52 |
| Figura N° 25: Cálculo de la Excentricidad y la Tensión Vertical para la verificación de los rodamientos, para la pendiente horizontal con sobrecarga de tráfico..... | 57 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura N° 26: Cálculo de la Excentricidad y la Tensión Vertical para el control de rodamientos, en condiciones de pendiente inclinada..... | 58 |
| Figura N° 27: Ubicación de la Superficie de Falla para el Diseño de la Estabilidad Interna del Muro MSEW (a) refuerzos inextensibles y (b) refuerzo extensible | 65 |
| Figura N° 28: Variación del coeficiente de la relación de tensión lateral (K_r/K_a) con profundidad en un muro MSEW..... | 68 |
| Figura N° 29: Cálculo de Tensión Vertical para condiciones de relleno inclinado para estabilidad interna..... | 68 |
| Figura N° 30: Distribución de la Tensión de la Carga Vertical concentrada para el cálculo de estabilidad interna y externa..... | 74 |
| Figura N° 31: Distribución de Tensiones por Cargas Horizontales Concentradas | 75 |
| Figura N° 32: Altura Contributiva de Carga del Refuerzo | 76 |
| Figura N° 33: Radio de Cobertura | 81 |
| Figura N° 34: Tensión Vertical Nominal en el nivel de la zona de resistente, debajo de un relleno inclinado..... | 81 |
| Figura N° 35: Detalle de Conexión de Bodkin (mirando la sección transversal de la cara del panel segmentario). | 84 |
| Figura N° 36: Determinación de la altura de la bisagra para Muros MSEW con bloques de hormigón modulares..... | 87 |
| Figura N° 37: Geometrías típicas en las que la estabilidad del compuesto del muro MSEW es preocupante, pendiente empinada y alta en la parte superior de las paredes, pendiente en la punta del muro y agua en la punta de la pendiente..... | 91 |
| Figura N° 38: Definición de alturas para análisis sísmico | 92 |
| Figura N° 39: Estabilidad Externa Sísmica de un muro MSEW | 92 |
| Figura N° 40: Estabilidad Externa: Presión de tierra caso con pendiente de relleno | 93 |
| Figura N° 41: Uso de la estabilidad de taludes para calcular la presión sísmica de la tierra..... | 94 |
| Figura N° 42: Estabilidad externa de muros con talud superior | 96 |
| Figura N° 43: Análisis sísmico de la estabilidad interna para un muro MSEW | 97 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura N° 44: Esquema referencial para estimar la probabilidad de falla. | 113 |
| Figura N° 45: Tramo Costa Verde, Escardó-Virú..... | 123 |
| Figura N° 46: Calicatas a diferentes Alturas (H1= 1.00m y H2= 1.50m.) obtenidas del Tramo Costa Verde, Escardó-Virú..... | 125 |
| Figura N° 47: Muestra para ensayo granulométrico. | 125 |
| Figura N° 48: Lavado de muestras previo al secado para ensayo granulométrico .. | 126 |
| Figura N° 49: Muestras para el Contenido de Humedad | 126 |
| Figura N° 50: Secado de muestras | 126 |
| Figura N° 51: Juego de tamices y tamizado del suelo | 127 |
| Figura N° 52: Muestra seca y molida..... | 128 |
| Figura N° 53: Mezcla del suelo con agua | 129 |
| Figura N° 54: Copa de Casagrande | 129 |
| Figura N° 55: Ranurado de la muestra..... | 130 |
| Figura N° 56: Selección de la muestra cerrada a 13mm | 130 |
| Figura N° 57: Curva Granulométrica, Calicata 1 | 131 |
| Figura N° 58: Curva Granulométrica, Calicata 2..... | 132 |
| Figura N° 59: Máquina de Corte y sus partes | 134 |
| Figura N° 60: Máquina de Corte y sus partes | 135 |
| Figura N° 61: Detalle de los pasos de armado | 135 |
| Figura N° 62: Espécimen saturado después del corte | 136 |
| Figura N° 63: Fiola con mezcla después del ensayo..... | 137 |
| Figura N° 64: Hornilla para hervir la mezcla..... | 137 |
| Figura N° 65: Instrumentos para ensayo de Densidad | 138 |
| Figura N° 66: Apisonado y enrasado de la muestra..... | 138 |
| Figura N° 67: Volumen de muestra compactada | 138 |
| Figura N° 68: Mesa Vibratoria normada..... | 140 |
| Figura N° 69: Equipo utilizado | 140 |
| Figura N° 70: Inicio del ensayo | 140 |
| Figura N° 71: Ejecución del ensayo..... | 141 |
| Figura N° 72: Compactación final | 141 |
| Figura N° 73: Tipo de falla según D_r y D_f/B^* | 176 |
| Figura N° 74: Confiabilidad al Deslizamiento para el MCA..... | 180 |
| Figura N° 75: Confiabilidad al Volteo para MCA..... | 181 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura N° 76: Confiabilidad a la Capacidad de Carga para MCA | 181 |
| Figura N° 77: Probabilidad de falla vs Base del muro..... | 182 |
| Figura N° 78: Altura vs Base del Muro MSEW | 185 |
| Figura N° 79: Factores de Seguridad Estáticos vs Altura MSEW | 186 |
| Figura N° 80: Factores de Seguridad Dinámicos vs Altura MSEW | 186 |
| Figura N° 81: Factores de Seguridad Estáticos vs Base MSEW | 187 |
| Figura N° 82: Factores de Seguridad Dinámico vs Altura MSEW..... | 187 |
| Figura N° 83: Confiabilidad al Deslizamiento para MSEW | 188 |
| Figura N° 84: Confiabilidad al Volteo para MSEW | 188 |
| Figura N° 85: Confiabilidad a la Capacidad de Carga para MSEW | 189 |

RESUMEN

El gran incremento del flujo vehicular, según el diario Gestión, en Lima, obliga a optar por sistemas constructivos que optimicen el tiempo en la ejecución de proyectos de infraestructura vial y sistemas antiguos como el Muro de Concreto Armado (MCA) se ven reemplazados por sistemas más complejos y novedosos como el Muro de Suelo Reforzado (MSEW por sus siglas en inglés “Mechanically Stabilized Earth Wall”). Sin embargo, existe la incertidumbre de conocer cuál de estos dos sistemas constructivos es más confiable basándonos en el índice de confianza.

El objetivo de esta tesis fue determinar cuantitativamente el nivel de confianza de la estabilidad del MSEW y MCA. Con este fin, nuestra pregunta de investigación es: ¿De qué manera el análisis de la confiabilidad permite determinar el nivel de confianza de la estabilidad del Muro de Concreto Armado y Muro de Suelo Reforzado en la Costa Verde? Para ello se realizó el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) para determinar la variabilidad de los parámetros geotécnicos del suelo, determinar los parámetros que influyen en el diseño geotécnico del MCA y MSEW y finalmente establecer la incidencia de los parámetros que intervienen en la estabilidad del MCA y MSEW.

Para poder responder la pregunta de investigación fue preciso elaborar hojas de cálculo en Microsoft Excel para luego aplicar los casos a la zona de estudio con las características propias del suelo para obtener la probabilidad de falla y consecuentemente la confiabilidad para las diferentes alturas de análisis para ambos sistemas constructivos. Los resultados mostraron que ambos sistemas de muros son confiables bajo las mismas condiciones. Sin embargo, el muro de suelo reforzado posee la confiabilidad más elevada respecto al muro de concreto armado.

Palabras clave: confiabilidad, estabilidad de muros, muro de concreto armado, muro de suelo reforzado.

ABSTRACT

The large increase in vehicle flow, according to the newspaper Gestión, in Lima, forces us to opt for construction systems that optimize the time in the execution of road infrastructure projects and old systems such as the Reinforced Concrete Wall (MCA) are replaced by more systems complex and novel, such as the Mechanically Stabilized Earth Wall (MSEW). However, there is uncertainty about knowing which of these two construction systems is more reliable based on the confidence index.

The objective of this thesis was to quantitatively determine the level of confidence of the stability of the MSEW and MCA. To this end, our research question is: How does the reliability analysis determine the level of confidence of the stability of the Reinforced Concrete Wall and Mechanically Stabilized Earth Wall in the Costa Verde? For this, the Soil Mechanics Study (EMS) was carried out to determine the variability of the geotechnical parameters of the soil, determine the parameters that influence the geotechnical design of the MCA and MSEW and finally establish the incidence of the parameters involved in the stability of the MCA and MSEW.

To answer the research question it was necessary to prepare spreadsheets in Microsoft Excel and then apply the cases to the study area with the characteristics of the soil to obtain the probability of failure and consequently the reliability for the different heights of analysis for both Construction systems. The results showed that both wall systems are reliable under the same conditions. However, the Mechanically Stabilized Earth Wall has the highest reliability with respect to the reinforced concrete wall.

Keywords: reliability, stabilized retaining walls, reinforced concrete walls and mechanically stabilized earth walls.

INTRODUCCIÓN

El uso de hoy en día del Sistema de muro de suelo reforzado y muro de concreto armado facilita la estabilidad para la construcción de autopistas, puentes, estabilidad de taludes, etc. Esto está permitiendo que se dé paso de la ampliación de la vía de la Costa Verde desde la Av. Rafael Escardó hasta el Jr. Virú.

Para lo cual se necesita verificar la estabilidad de ambos sistemas de muros, tanto el muro de Suelo reforzado y Muro de Concreto Armado, verificando la confiabilidad de la estabilidad de dichos muros para diferentes lugares, alturas, parámetros, condiciones del suelo, etc.

Sabemos que desde hace unos recientes años se viene usando el Sistema de muro de suelo reforzado y se ha dejado un lado al sistema tradicional de muros de concreto armado, con la cual se pretende determinar evaluar los diferentes Factores de Seguridad, incidencia y un estudio probabilístico en base a sus diseños.

La presente tesis se divide en las siguientes partes o capítulos:

En el Capítulo I, se describe la problemática del tema de investigación, así como la formulación del problema, objetivos, justificación del tema, limitaciones y la viabilidad del tema. El muro de concreto armado y muro de suelo reforzado son usados para diferentes fines, ya sea para puentes, muros de contención o intercambios viales, por ello tenemos el objetivo general de realizar el análisis de confiabilidad de ambos sistemas de muros en la Costa Verde, Escardó-Virú.

En el Capítulo II, se detalla el marco teórico en base a los antecedentes, con las cuáles se da un mayor alcance a los conceptos relacionados y planteados con el tema de investigación. Y se añade a este capítulo la formulación de la hipótesis tanto general como específica.

En el Capítulo III, se realiza el diseño metodológico, donde se define el tipo y método de investigación, diseño empleado para la investigación, la población y muestra, las técnicas de recolección de datos.

En el Capítulo IV, se detalla los Métodos Deterministas de Análisis de Confiabilidad, los cuáles en este tema de investigación, tanto el muro de concreto armado y de suelo reforzado serán evaluados bajo 3 métodos probabilistas: Series de Taylor (Duncan) y Hasofer Lind y Distribución Weibull.

En el Capítulo V, se realizan los análisis a los muros de suelo reforzado y muro de concreto armado ubicado en la Costa Verde, Escardó-Virú. De los cuáles se hace empleo de una Hoja de Cálculo para el método probabilístico.

En el Capítulo VI, se realiza la discusión de los resultados obtenidos en la aplicación del muro de concreto armado y muro de suelo reforzado ubicado en la Costa Verde, tramo Escardó-Virú.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la realidad de la problemática

Hoy en día se puede ver reflejado como es que el sector automotriz ha ido creciendo de una manera constante, permitiendo así ampliar un nuevo tramo en la Costa Verde, que unirá los distritos de San Miguel-Callao para disminuir el flujo vehicular.

Según el diario Gestión, en su artículo del 20 de junio del 2018, menciona que el Índice Nacional del Flujo Vehicular que abarca la circulación tanto de vehículos ligeros y pesados que fueron registrados por las garitas en peajes aumentó en 7.9% en abril del 2018, de los cuales el 5.1% fueron unidades ligeras y un 9.7% unidades pesadas. En los últimos 12 meses aumentó 4.8% (datos obtenidos por el Instituto de Estadística e Informática – INEI).

Para la ampliación del trazo vial de la Costa Verde San Miguel-Callao, se ve en la necesidad de sostener el suelo que servirá de cimiento para la carretera, para ello, existen dos sistemas constructivos en base a Muros: de Suelo reforzado y de Concreto Armado, dichos sistemas constructivos, permite estabilizar el talud, pero las características y el diseño de estos es completamente distintos. Cabe mencionar que el sistema de muro de concreto armado es un método convencional, mientras que el sistema de muro de suelo reforzado es un método más reciente y que se está empleando en la actualidad con mayor frecuencia como en el intercambio Vial El Derby, la ampliación de la Costa Verde en San Miguel – Callao, en el proyecto minero de Quellaveco, las Vías del Parque Rímac, las plataformas torre de transferencia en Moquegua, en Cerro Verde de Arequipa, en la Vía AR-115 en Arequipa para la Minera Cerro Verde, entre otros proyectos que se desarrollaron o están en etapa constructiva en estos últimos 10 años y además son proyectos de gran importancia.

Por lo que existe la interrogante de porqué se viene empleando el sistema de muros de Suelo reforzado y no Muros de Concreto Armado, realizando el análisis en la zona de la Costa Verde, en el tramo de Escardó – Virú.

Debemos considerar de relevante importancia que la incertidumbre en la caracterización geotécnica de los suelos es elevada (Prada, Ramos, Solaque, & Caicedo, 2011), ya que no se conoce con precisión dichos parámetros y la obtención

de estos es escasa; es decir, se hace con pocas tomas de muestras, lo cual afecta en la confiabilidad. Muchas veces se opta por realizar ensayos a una sola muestra de suelo y generalizarla para poder ejecutar los trabajos; sin embargo, la naturaleza y magnitud real del suelo tiende a cambiar, por lo que el diseño geotécnico que se tenía previsto, necesariamente tiene que cambiar.

La determinación de la confiabilidad expresada en un número se basa en los diferentes parámetros que se involucran en la estabilidad de los muros de suelo reforzado y concreto armado, tales como sus características geométricas, el suelo de fundación, el relleno que estará dispuesto en la cara-tierra de los muros, las condiciones a las que estarán sometidas los suelos y la infraestructura y con esto, el costo asociado a dichos modelos. En síntesis, el análisis de confiabilidad de estos sistemas constructivos, para establecer diferencias, debe ser en las mismas condiciones.

1.2 Formulación del problema

Debido a la incorporación de estos sistemas constructivos para retención de taludes, los sistemas convencionales como el muro de concreto armado se ve reemplazado en grandes proyectos de infraestructura vial por los muros de suelo reforzado, sin embargo, nace la incógnita de saber cuál es la confiabilidad de ambos muros y porqué es que se emplea el muro de suelo reforzado actualmente.

1.2.1 Problema principal

¿De qué manera el análisis de la confiabilidad permite determinar el nivel de confianza en la estabilidad del muro de concreto armado y de suelo reforzado en la Costa Verde: Escardó-Virú?

1.2.2 Problemas secundarios

- a) ¿Cuáles son las características geotécnicas del suelo en la Costa Verde, tramo Escardó – Virú?
- b) ¿De qué manera influyen los parámetros de resistencia que intervienen en el diseño geotécnico del MCA?
- c) ¿De qué manera influyen los parámetros de resistencia que intervienen en el diseño geotécnico del MSEW?

- d) ¿Cuál será la incidencia que aportan los parámetros de resistencia en la estabilidad del MCA y MSEW?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Determinar cuantitativamente el nivel de confianza de la estabilidad del muro de concreto armado y suelo reforzado en la Costa Verde: Escardó-Virú.

1.3.2 Objetivos secundarios

- a) Realizar el estudio de Mecánica de Suelos para determinar las características del suelo en la Costa Verde: Escardó – Virú.
- b) Determinar los parámetros de resistencia que influyen en el diseño geotécnico del muro de concreto armado.
- c) Determinar los parámetros de resistencia que influyen en el diseño geotécnico del muro de suelo reforzado.
- d) Establecer la incidencia de los parámetros de resistencia que intervienen en la estabilidad del muro de concreto armado y suelo reforzado.

1.4 Justificación e importancia de la investigación

La siguiente investigación servirá para analizar la confiabilidad de los sistemas constructivos en cuestión: muro de concreto armado y suelo reforzado, basándonos en la estabilidad de estos.

Desde el punto de vista social, al analizar la confiabilidad de cada sistema, se pretende determinar cuál de los dos sistemas resulta más confiable, y esto está asociado a la estabilidad del talud en estudio, el cual la cual permitirá una adecuada y segura circulación de los vehículos.

Desde el punto de vista cognitivo, se pretende dar a conocer el sistema constructivo que es susceptible a fallar y por consiguiente genera la confiabilidad más alta. A la vez, servirá de aporte para futuros proyectos geotécnicos que involucre un suelo costero, para la cimentación, y suelos de relleno de diferentes características.

1.5 Limitaciones de la investigación

Dentro del estudio se encontraron las siguientes limitaciones:

- a) El acceso al área de estudio está restringido debido a los trabajos de construcción en la ampliación de la autopista. También dificulta la exploración de campo para la toma de muestras.
- b) La tesis solo se limita al análisis de la confiabilidad geotécnica de los sistemas constructivos ya mencionados en la Costa Verde, tramo Escardó – Virú orientado a la estabilidad, mas no abarcará el diseño de la infraestructura vial de la Costa Verde ni el análisis estructural de los muros.

1.6 Viabilidad

1.6.1 Viabilidad Económica

Para la ejecución del proyecto del Tramo Escardó – Virú se aprobó y está financiado por el Gobierno Regional del Callao al tratarse de una necesidad para reducir el tráfico vehicular y unir las zonas de San Miguel – Callao.

1.6.2 Viabilidad Social

Al generar un cálculo probabilista en base a la Confiabilidad permitirá lograr la tranquilidad y seguridad para el usuario y personas que vivan por el lugar.

1.6.3 Alternativas

Para poder saber hasta qué punto la estructura no falla, se realizará cálculos para poder determinar hasta donde la estructura puede resistir cambiando los parámetros y estableciendo un presupuesto de comparación desde el punto de vista técnico entre la estructura: MSEW y MCA.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco Histórico (Antecedentes)

2.1.1 En el ámbito Internacional

Basheer y Najjar (1996) en su revista *Reliability – Based Design of Reinforced Earth Retaining Walls* describe que, Los muros de suelo reforzado soportan suelos arenosos que se determina utilizando la aproximación de las Series de Taylor de Primer Orden, los diagramas de diseños permiten estimar la media y la varianza pudiendo así evitar cálculos extensos. También se describe las ventajas de un Muro de Suelo reforzado sobre los tradicionales Muros de Contención de Concreto Armado ya que se indica que son más flexibles, por lo cual son más tolerantes al asentamiento de la fundación, son más estables y si fallan no causan daños catastróficos y no requiere empotramiento en el suelo de cimentación para su estabilidad (pp. 64-65). (Ver Figura N° 1)

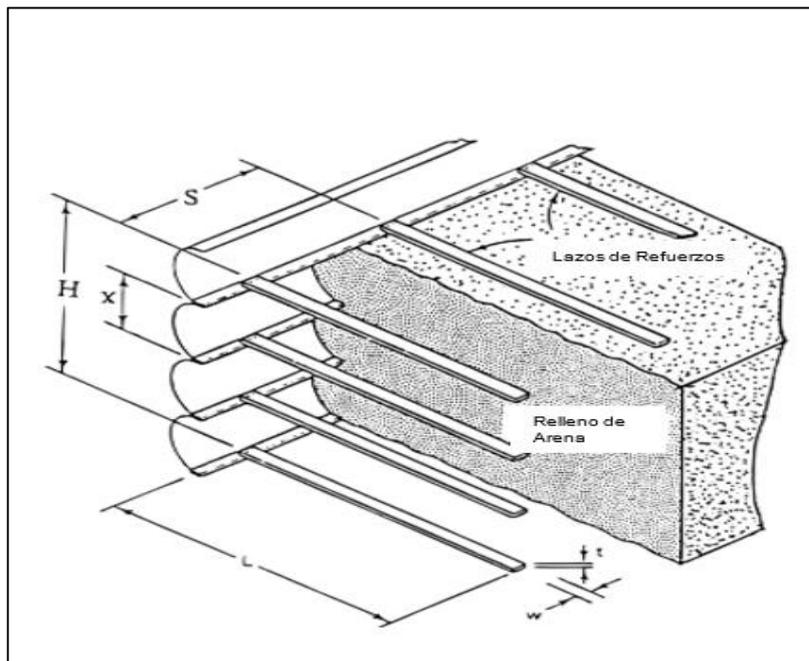


Figura N° 1: Esquema del muro de contención de tierra reforzada, con todas sus componentes

Fuente: *Reliability – Based Design of Reinforced Earth Retaining Walls*

Hamrouni, A; Dias, D & Sbartai, B (2017), en su artículo de investigación científica "*Reliability analysis of a mechanically stabilized earth wall using*

the surface response methodology optimized by a genetic algorithm” presentaron un análisis basado en la confiabilidad de los muros de tierra mecánicamente estabilizados (muro de suelo reforzado). El estado límite de servicio se utiliza para caracterizar el comportamiento del desplazamiento horizontal máximo de la cara del muro. Utilizan un modelo determinista basado en simulaciones numéricas para calcular el desplazamiento del muro. El índice de confiabilidad de *HasoferLind* se adopta para la evaluación de la confiabilidad del muro de tierra mecánicamente estabilizada. La metodología de la superficie de respuesta se utiliza para encontrar los índices de confiabilidad con una optimización mediante un algoritmo genético. Solo los parámetros del suelo fueron considerados como variables aleatorias. (pp. 3-15). Se concluye que:

- Los principales parámetros de entrada que influyen en el movimiento del muro son principalmente el ángulo de fricción interno y el peso unitario del suelo granular.
- El uso de un algoritmo genético es muy efectivo para optimizar los parámetros desconocidos de la función de rendimiento. La optimización del algoritmo genético permite reducir el tiempo de cálculo al eliminar el método iterativo sucesivo utilizado por el método clásico RSM bajo (2005).
- La probabilidad de falla es mucho más sensible a las incertidumbres del ángulo de fricción interna del suelo que del peso unitario del suelo.
- Para un valor límite de desplazamiento pequeño, el índice de confiabilidad es más pequeño y una alta probabilidad de falla indica la vulnerabilidad de esta estructura.
- El supuesto simplificador de considerar variables normales es seguro en comparación con modelos probabilísticos más complejos (variables no normales). Por lo tanto, puede conducir a diseños no económicos de paredes de tierra estabilizadas mecánicamente.

Duncan, M (2000), en su artículo científico “*Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering*”, determinaron la confiabilidad mediante el método de la Serie de Taylor, método probabilístico, de un muro de concreto armado tomando en cuenta sus propiedades mecánicas tanto del muro como del suelo de fundación y suelo de relleno. En esta investigación menciona

que la teoría de confiabilidad se puede aplicar a la ingeniería geotécnica a través de procedimientos simples, y no se necesita requerir más datos de los que se requieren para los análisis deterministas convencionales. Con un esfuerzo adicional relativamente pequeño para realizar análisis de confiabilidad, el valor de los análisis puede aumentar considerablemente. Proponen que la probabilidad de falla no debe considerarse como un reemplazo del factor de seguridad, sino como un complemento. Afirman que calcular tanto el factor de seguridad como la probabilidad de falla es mejor que calcular uno solo. Sin embargo, ni el factor de seguridad ni la probabilidad de falla se pueden calcular con alta precisión, ambos tienen valor y cada uno mejora el valor del otro.

La palabra "falla" no implica necesariamente un error catastrófico. Algunas condiciones, por ejemplo, el deslizamiento de un muro de contención, se describirían más adecuadamente como "desempeño insatisfactorio" y no como "falla". Otras condiciones, por ejemplo, fallas de pendiente que involucran grandes movimientos, se describen adecuadamente por la palabra "falla". Es importante tener en cuenta las posibles consecuencias del modo de "falla" que se analiza y si son catastróficos o más benignos.

Finalmente, los análisis de confiabilidad proporcionan un marco lógico para elegir los factores de seguridad que son apropiados para el grado de incertidumbre y las consecuencias del fracaso. Si bien los factores que entran en la relación entre la probabilidad de falla, las consecuencias de falla y el costo adicional del aumento del factor de seguridad no se pueden evaluar con alta precisión, la relación sirve para distinguir las condiciones en que los factores de seguridad más bajos de lo normal son apropiados o donde se necesitan factores de seguridad más altos de lo normal. (pp. 307-309). Ver Figuras N° 2, 3 y Tablas N°1, 2.

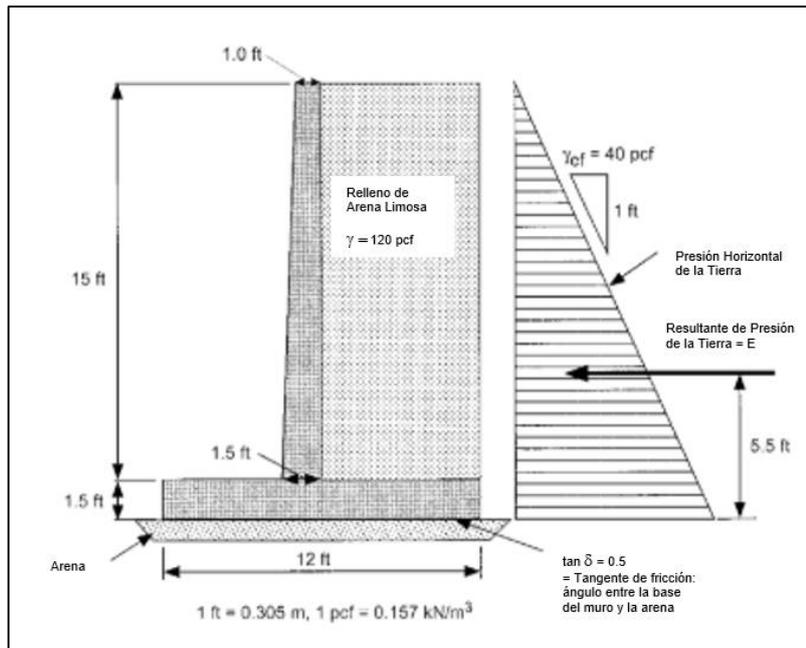


Figura N° 2: Muro de contención en voladizo con relleno de arena limosa

Fuente: Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering (p. 307)

Tabla N° 1: Análisis de la Confiabilidad de la Serie de Taylor para Muro de Contención (con todas las variables asignadas a sus valores más probables $F_s=1.50$)

| Variabes | Valores | Factor de Seguridad | ΔF |
|-----------------------------------------------------|---------|---------------------|------------|
| (1) | (2) | (3) | (4) |
| Unidad de Fluido Equivalente en Peso, γ_{ef} | | | |
| Valor más probable σ | 45 pcf | $F^+ = 1.33$ | - |
| Valor menos probable σ | 35 pcf | $F^- = 1.71$ | 0.38 |
| Tangente de δ | | | |
| Valor más probable σ | 0.55 | $F^+ = 1.65$ | |
| Valor menos probable σ | 0.45 | $F^- = 1.35$ | 0.30 |
| Peso Unitario de Relleno, γ_{ef} | | | |
| Valor más probable σ | 127 pcf | $F^+ = 1.56$ | |
| Valor menos probable σ | 113 pcf | $F^- = 1.44$ | 0.12 |
| Peso Unitario de Concreto, γ_{ef} | | | |
| Valor más probable σ | 152 pcf | $F^+ = 1.50$ | |
| Valor menos probable σ | 148 pcf | $F^- = 1.49$ | 0.01 |

Fuente: Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. (p.307)

Tabla N° 2: Probabilidades de que el factor de seguridad sea menor que 1.00, basado en la distribución Log. Normal del Factor de Seguridad

Coefficiente de Variación del Factor de Seguridad (V_f)

| F_{MLV} | 2% | 4% | 6% | 8% | 10% | 12% | 14% | 16% | 20% | 25% | 30% | 40% | 50% | 60% | 80% |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-----|-----|
| 1.05 | 0.8% | 12% | 22% | 28% | 33% | 36% | 39% | 41% | 44% | 47% | 49% | 53% | 55% | 58% | 61% |
| 1.10 | 0.00% | 0.9% | 6% | 12% | 18% | 23% | 27% | 30% | 35% | 40% | 43% | 48% | 51% | 54% | 59% |
| 1.15 | 0.00% | 0.03% | 1.1% | 4% | 9% | 13% | 18% | 21% | 27% | 33% | 37% | 43% | 48% | 51% | 56% |
| 1.16 | 0.00% | 0.01% | 0.7% | 3% | 8% | 12% | 16% | 20% | 26% | 32% | 36% | 42% | 47% | 50% | 56% |
| 1.18 | 0.00% | 0.00% | 0.3% | 2% | 5% | 9% | 13% | 17% | 23% | 29% | 34% | 41% | 45% | 49% | 55% |
| 1.20 | 0.00% | 0.00% | 0.13% | 1.2% | 4% | 7% | 11% | 14% | 21% | 27% | 32% | 39% | 44% | 48% | 54% |
| 1.25 | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.3% | 1.4% | 4% | 6% | 9% | 15% | 22% | 27% | 35% | 41% | 45% | 51% |
| 1.30 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.06% | 0.5% | 1.6% | 3% | 6% | 11% | 17% | 23% | 31% | 37% | 42% | 49% |
| 1.35 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.2% | 0.7% | 1.9% | 4% | 8% | 14% | 19% | 28% | 34% | 40% | 47% |
| 1.40 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.04% | 0.3% | 1.0% | 2% | 5% | 11% | 16% | 25% | 32% | 37% | 45% |
| 1.50 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.04% | 0.2% | 0.7% | 3% | 6% | 11% | 19% | 27% | 32% | 41% |
| 1.60 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.05% | 0.2% | 1.1% | 4% | 7% | 15% | 22% | 28% | 38% |
| 1.70 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.06% | 0.5% | 2% | 5% | 12% | 19% | 25% | 34% |
| 1.80 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.2% | 1.2% | 3% | 9% | 16% | 22% | 31% |
| 1.90 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.08% | 0.65% | 2% | 7% | 13% | 19% | 29% |
| 2.00 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.03% | 0.36% | 1.3% | 5% | 11% | 17% | 26% |
| 2.20 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.10% | 0.56% | 1.3% | 8% | 13% | 22% |
| 2.40 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.03% | 0.23% | 1.9% | 5% | 10% | 19% |
| 2.60 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.09% | 1.1% | 4% | 7% | 16% |
| 2.80 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.04% | 0.66% | 3% | 6% | 13% |
| 3.00 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.02% | 0.39% | 1.8% | 4% | 11% |

Nota: F_{MLV} = factor de seguridad calculado utilizando los valores más probables de los parámetros

Recuperado del estudio científico: Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering (Duncán, M 2000)

Fuente: Recuperado de "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering" (p.308)

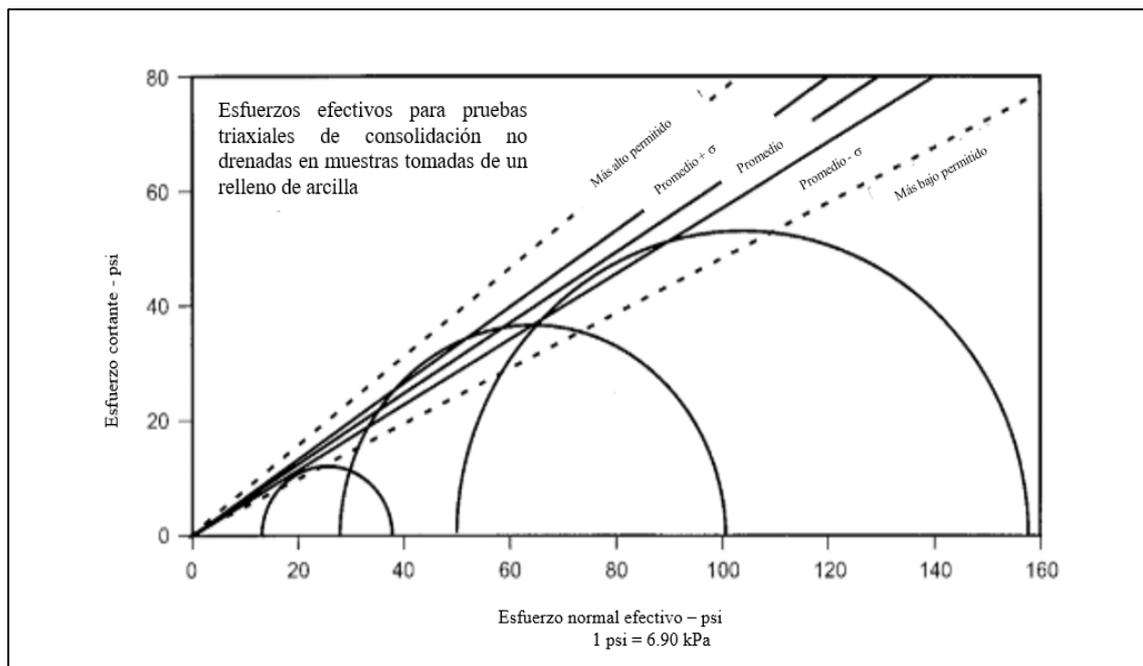


Figura N° 3: Regla gráfica de tres sigma-para estimar los límites de desviación estándar para la resistencia.

Fuente: Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. (p.308)

Prada, F; Ramos, A; Solaque, D y Caicedo, B (2011), en su artículo científico “Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención”, determinaron que los factores de seguridad que caracterizan en la práctica diaria del diseño son determinadas en base a la experiencia y criterio del ingeniero calculista. Un único factor de seguridad no permite distinguir entre las incertidumbres del modelo y de la variabilidad del material estudiado y las cargas que actúan sobre él. También, afirman que las metodologías basadas en el análisis de la confiabilidad permiten discretizar cada componente y estudiar de manera objetiva la influencia de su variabilidad en la respuesta general del sistema.

La cantidad de variables aleatorias que se incluyen en la función del desempeño afectan directamente el costo computacional o el tiempo que se invierte en las simulaciones, lo cual califican el método como impráctico.

Esta investigación emplea como metodología de análisis los métodos probabilísticos de Monte Carlo, Series de Taylor y de estimación puntual.

Las cuales se simulan y se comparan entre sí, tomando en consideración:

- El factor de seguridad en función a la base del muro.
- La probabilidad de falla en función al costo asociado (costo de construcción, costo de falla y la superposición de ambos).

Se menciona también que los diseños geotécnicos deben cumplir con requisitos de seguridad, funcionalidad, resistencia y economía dentro de límites razonables. Sin embargo, los resultados de las estimaciones que se pueden hacer sobre el comportamiento del suelo de fundación y de la superestructura, nunca habrá garantía absoluta de que al finalizar la construcción esta se comporte dentro de los niveles de estabilidad y deformación considerados en la modelación analítica. Por lo que, la causa de este problema está relacionada con los factores:

- Incertidumbre sobre la representatividad de la caracterización geotécnica.
- Incertidumbre sobre la naturaleza y magnitud real de las acciones impuestas a la cimentación.
- Incertidumbre sobre la validez de los métodos de análisis.
- Incertidumbre sobre los posibles efectos de los procesos de construcción sobre la cimentación.

- Y la incertidumbre sobre la tolerancia de la cimentación a las acciones impuestas por la superestructura y el suelo de fundación. (p. 49-52). Ver Figura N° 4 y 5.

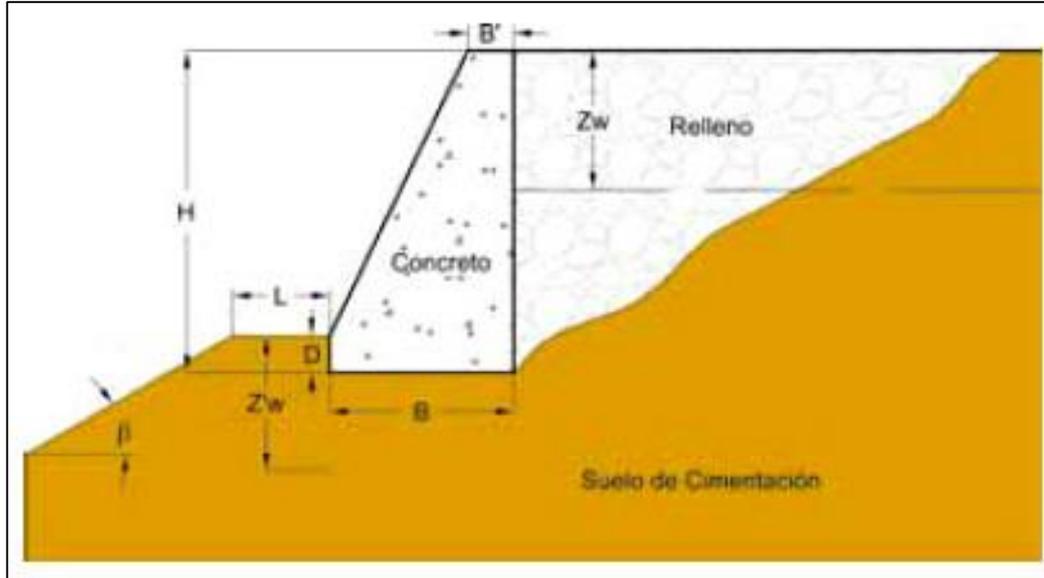


Figura N° 4: Geometría de un muro de contención

Fuente: Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención (p.50)

| | Media | CV(%) | Distribución |
|-----------------------------|----------------------|-------|--------------|
| Suelo de cimentación | | | |
| ϕ' | 35 | 20 | Normal |
| c' | 10 kPa | 30 | Lognormal |
| γ_{sat} | 22 kN/m ³ | 15 | Normal |
| Z'_w | 3.0 m | 30 | Normal |
| β | 20 | 10 | Normal |
| Relleno | | | |
| ϕ'_r | 30 | 20 | Normal |
| c'_r | 0 | | ---- |
| $\gamma_{sat r}$ | 24 kN/m ³ | 15 | Normal |
| $Z_{w r}$ | 4.0 m | 30 | Normal |

Figura N° 5: Caracterización estadística de las variables geomecánicas

Fuente: Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención.(p.51)

2.1.2 En el ámbito Nacional

Actualmente, se puede apreciar más proyectos que emplean los muros de suelo reforzado para contención de taludes como los empleados en el Derby con la carretera Panamericana y en la Costa Verde. (Ver Figura N° 6-8)



Figura N° 6: Construcción del intercambio Vial “El Derby”

Fuente: Diario El Comercio.



Figura N° 7: Construcción de Puente en la Costa Verde

Fuente: Freyssinet Suelo reforzado.



Figura N° 8: Vías Parque Rímac

Fuente: Freyssinet Muro Suelo Reforzado.

Alvarado, A y Cornejo, A (2014) describe que hoy en día se vienen realizando análisis de estabilidad de talud en la Costa Verde, ya que en base al análisis de la estabilidad de taludes se puede establecer una alternativa para los problemas presenten en el tramo evaluado. Para llegar a una eficaz evaluación de la problemática de la zona en estudio, se recolecta información topográfica, geológica y geomorfológica para obtener los parámetros necesarios que permitan tener una certeza del talud en estudio. Y con ayuda del Software Slope/W se pueda establecer la estabilidad. También se determina las fallas de diversos problemas que pueden estar implicados en la zona de estudio y en las zonas más críticas donde se presentan los problemas, ya que una vez concluido con el análisis de la problemática de la zona se procede a realizar la posible solución alternativa y con ello tratar como objetivo la reducción de la pendiente para poder aumentar el factor de seguridad para la estabilidad y/o empleo de geosintéticos tales como el empleo de geomallas y geomantos que ayudarán a la vegetación de la zona mediante la siembra de césped. (pp. 3-8)

Torres, C (2007) menciona que el riesgo está vinculado a la confiabilidad. Además, la cuantificación del riesgo requiere el empleo de herramientas

estadísticas como los cálculos probabilísticos. El objetivo principal de la investigación es estudiar y evaluar las metodologías para cuantificar el grado de riesgo a deslizamientos en taludes de suelos y rocas en nuestro país, en el cual se aplican nuevos conceptos a los análisis de estabilidad de taludes aplicados a un caso real en estudio. Menciona las incertidumbres que aparecen en el cálculo geotécnico. También, se hace mención de las herramientas de análisis de confiabilidad y la valoración de esta. La metodología empleada es netamente estadística, mejor dicho, probabilística, en la que se desea obtener cuantitativamente la confiabilidad y asociarla al riesgo en deslizamientos, además menciona que si se tiene mayor información respecto a las variables de análisis, como la obtención de los parámetros del suelo es importante para reducir el posible error sistemático que este representa. (pp. 25-44)

El autor concluye en la importancia de la obtención de la “curva de confiabilidad” sobre los taludes de la zona estudiada. La curva representa gráficamente y resumida el nivel de riesgo y confiabilidad en la cual se encontraron los taludes estudiados. También existe una relación entre el factor de seguridad calculado, el índice de confiabilidad, la pendiente del terreno y el índice de vulnerabilidad. (p. 203)

2.2 Bases teóricas

Se empleó el Manual FHWA-043 en donde podemos encontrar el detalle del diseño del muro de suelo reforzado bajo la metodología de Diseño por Esfuerzos Admisibles, empleando así las ecuaciones que se desarrollarán en esta tesis para el cálculo de los Factores de Seguridad tanto para el Deslizamiento, Volteo y Capacidad de Carga. Se hizo el diseño del Muro de suelo reforzado mediante una hoja de cálculo que se presentará dentro de esta tesis, las cuales cumplen con el Análisis para la Estabilidad tanto Interna como Externa.

Se complementó la información del muro de suelo reforzado con la tesis Comparación entre Muros de Suelo Reforzado con elementos extensibles y no extensibles de Miguel Alonso Pinedo Arévalo. Donde detalla el diseño del MSEW bajo la metodología del Diseño por Esfuerzos Admisibles, empleando las ecuaciones

que permiten validar el diseño del sistema de suelo reforzado, así como gráficos que proporcionan una mejor idea de cómo se comporta dicho muro.

Para el muro de concreto armado, se empleó el Libro de Braja M. Das Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – 9na Edición, del cual se extrae información del análisis y diseño geotécnico del muro de concreto armado. Se extraen los criterios de diseño y predimensionamiento del muro partiendo de la altura, así como los factores de seguridad mínimos para el deslizamiento, volteo y capacidad de carga. Las formulaciones empleadas para el cálculo de los factores de seguridad mencionadas en esta tesis son extraídas del libro en mención. Así como el procedimiento del cálculo.

Adicionalmente, para el análisis de la confiabilidad y, por tanto, el análisis probabilista, se empleó el artículo de Michael Duncan titulado Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering, del cual aplicamos el método de las series de Taylor para la estimación de la probabilidad de falla y con ello determinar la confiabilidad. También se emplearon los artículos “Herramientas para el Análisis por Confiabilidad en Geotecnia: La Teoría” de Hidalgo, César y Pacheco, André; y Reliability Analysis Methods de Bastidas, Emilio y Soubra, Abdel, para el cálculo de la confiabilidad mediante el enfoque Hasofer-Lind, el cual nos permite determinar el índice de confianza y asociarlo a la probabilidad de falla. Finalmente, se empleó el método de la Distribución de Weibull definida por Sasso, Salvador; Cea, Alexander y Torres, Josue en su artículo “Distribución de Weibull”, del cual se emplean las formulaciones para el cálculo de la probabilidad de falla y la confiabilidad asociados a los factores de seguridad.

Como complemento para el estudio de mecánica de suelos, se emplearon normas nacionales como internacionales tales como la Norma Técnica Peruana (NTP), del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM por sus siglas en ingles) de los cuales se empleó los procedimientos establecidos y los lineamientos para obtener un correcto y adecuado valor de las características del suelo.

2.3 Definiciones conceptuales

- a) Muro de Suelo reforzado: “sistema que se está usando en el Perú, el cuál consta de una interacción entre el suelo y geotextil, capaz de soportar las fuerzas tensionales donde su fuente de resistencia es la fricción interna del propio suelo debido a que las fuerzas se producen dentro de la masa se transfiere del suelo a los refuerzos por fricción.” (Federal Highway Administration - NHI, 2014, p. 28)
- b) Muro de Concreto Armado: “muro que se crea con la finalidad de sostener una masa de tierra, la cual está hecho de hormigón y es capaz de resistir al volteo y deslizamiento por su propio peso.” (Das, 2016, pp. 485-486)
- c) Sobrecarga Vehicular: “es la carga de diseño que corresponde a la suma del camión de diseño o tándem, tomándose los efectos más desfavorables y la sobrecarga distribuida.” (AASHTO, 2007, pp. 47-50)
- d) Refuerzo extensible: es un poliéster de alta tenacidad que trabaja a tensión, soportando cargas manteniendo una deformación mínima.
- e) Factor de Seguridad: “es un valor que asegura que la estructura no llegue a fallar, se maneja un factor de seguridad tanto para el volteo y deslizamiento.” (Das, 2016, pp. 252)
- f) Probabilidad de Falla: “es el cálculo de las posibilidades que existe de comprometer la estructura al borde de colapsar.” (Hidalgo Montoya & Pacheco de Assis, 2011, pp. 73-76).
- g) Confiabilidad: “lo opuesto a la probabilidad de falla. Define el nivel de confianza de una estructura para que salvaguarde la vida.” (Hidalgo Montoya & Pacheco de Assis, 2011, pp. 73-76).
- h) Índice de confianza: “es la confianza del diseño, según los requerimientos necesarios para asegurar que la estructura o cualquier otro elemento no tenga ningún tipo de vulnerabilidad a sufrir daños.” (Prada, Ramos, Solaque, & Caicedo, 2011, p. 50)
- i) Cohesión: “es la cualidad por las cuales las partículas se mantienen adheridas en virtud de sus fuerzas internas, que depende del número de puntos de contactos que cada partícula tendrá.” (Das, 2016, p. 151).

- j) Angulo de Fricción: “es una propiedad interna de los materiales granulares el cual tiene como interpretación física la relación con el ángulo de reposo posible para la pendiente de un conjunto de material granular.” (Das, 2016, p. 156)

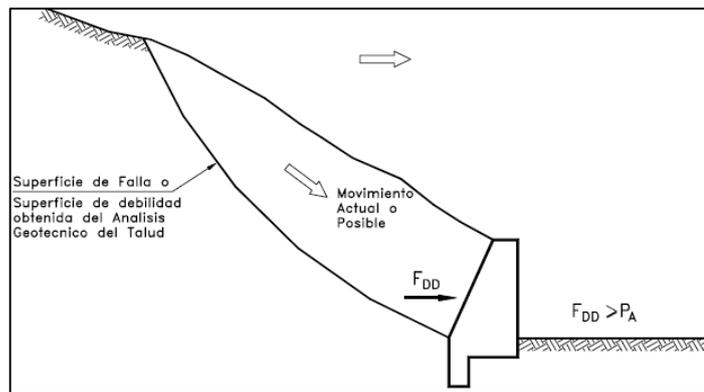
2.4 Estructura teórica y científica que sustenta la investigación

2.4.1 Introducción a los Métodos de Análisis de Muro de Contención

En la investigación de Suarez, J. (1998) detalla lo siguiente:

En caso pueda presenciar la existencia de la posibilidad de un deslizamiento de un movimiento activo, la teoría de Rankine o de Coulomb sobre Presion de Tierras no representa la realidad de las Fuerzas que actuan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes e muy superior a las fuerzasactivas calculadas por teorías tradicionales (p.474) [...] (Ver Figura N° 9).

a) Condiciones de Talud Inestable



b) Condiciones de Talud Estable

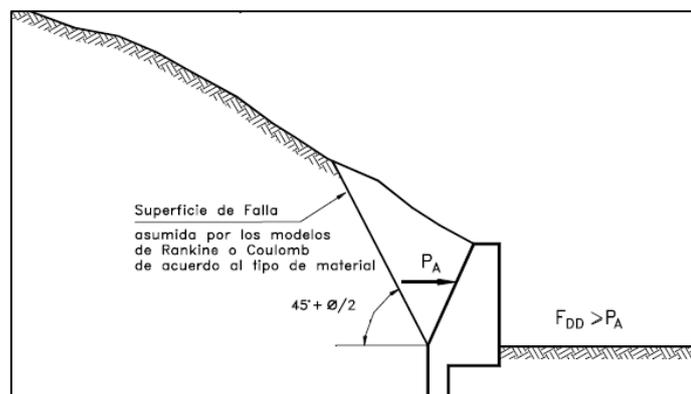


Figura N° 9: a) y 9.b) Condiciones de diseño para muros de contención

Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales – Jaime Suarez (p.474)

Existen varios tipos de estructura y cada una de ellas tiene un sistema diferente de cómo se transmiten las cargas:

2.4.1.1 Muros Masivos Rígidos

Son estructuras rígidas, por lo general de concreto, las cuales no permiten deformaciones. Se apoyan sobre suelos capaces de transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro capaces de generar una fuerza de contención. (p.475) [...] (Ver Figura N° 10 y Tabla N°3)

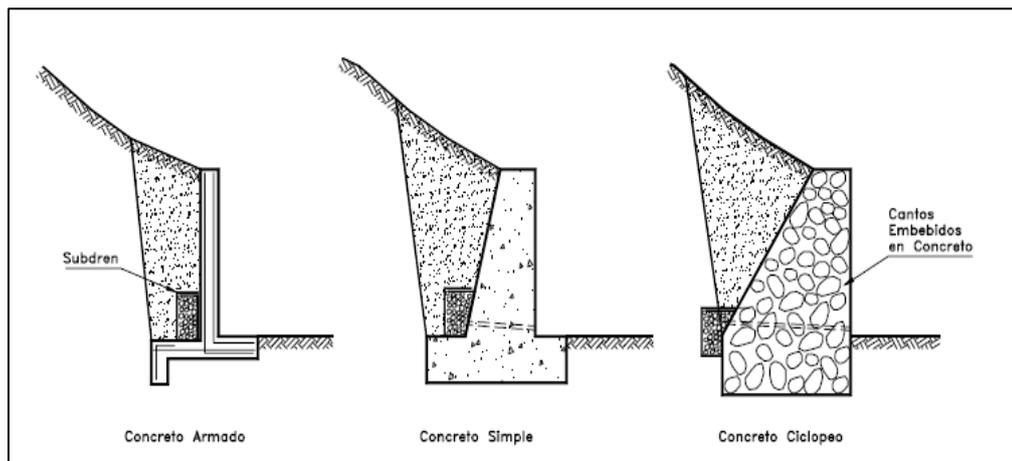


Figura N° 10: Esquema de muros rígidos

Fuente: Recuperado de “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, p.475. Suárez, J.

Tabla N° 3: Ventajas y Desventajas de los diversos tipos de muros rígidos

| Muro | Ventajas | Desventajas |
|-------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Reforzado | Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia. | Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo. |
| Concreto simple | Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior. | Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros. |
| Concreto ciclópeo | Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto. | El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes. |

Fuente: Recuperado de “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, p.475. Suárez, J.

2.4.1.2 Muros Masivos Flexibles

Son estructuras flexibles, que se adaptan a los movimientos y su efectividad dependerá del peso y capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se pueda ver afectada. (p.476) [...] (Ver Figura N° 11 y Tabla N° 4)

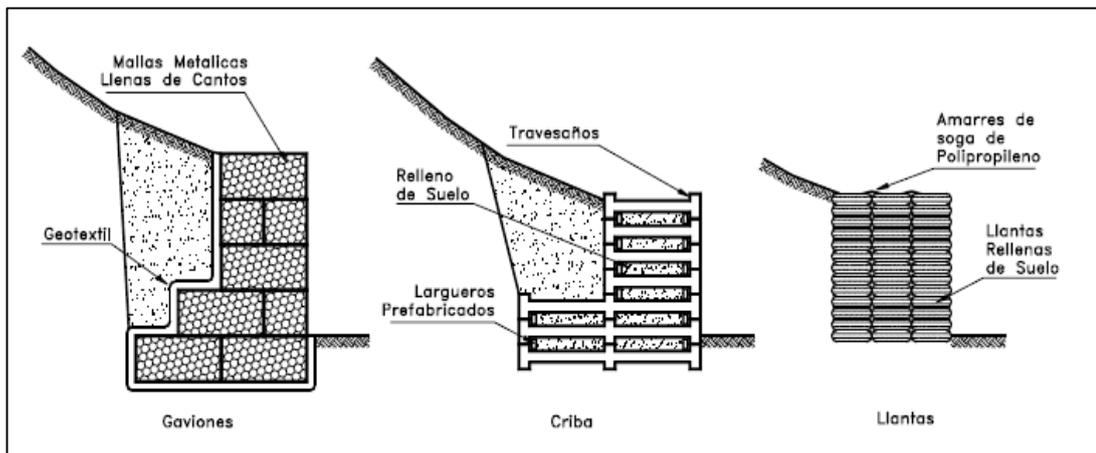


Figura N° 11: Esquema de Muros Flexibles

Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, p.476. Suárez, J.

Tabla N° 4: Ventajas y Desventajas de los diversos tipos de Muros Flexibles

| Muro | Ventajas | Desventajas |
|--------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Gaviones | Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica. | Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad. |
| Criba | Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad. | Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros. |
| Llantas (Neusol) | Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados. | No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida. |
| Piedra - Pedraplén | Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible. | Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande. |

Fuente: Recuperado de “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, p.476. Suárez, J.

2.4.1.3 Muro de Suelo Reforzado

Son estructuras donde el suelo es el principal componente. Dentro del proceso de compactación se colocan elementos de refuerzos para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante, actuando como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir y se permite realizar dentro de suelos de fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente. (p.477) [...] (Ver Figura N° 12 y Tabla N° 5)

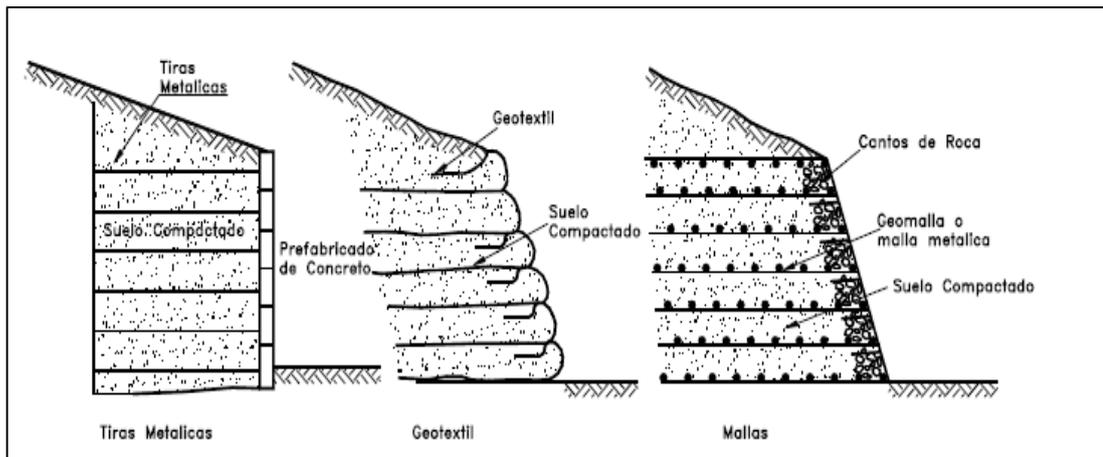


Figura N° 12: Esquema de Estructuras de Tierra Reforzada

Fuente: Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, p.477. Suárez, J.

Tabla N° 5: Ventajas y Desventajas de los diversos Muros de Tierra Reforzada

| Tipo | Ventajas | Desventajas |
|------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Refuerzo con tiras metálicas | Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción. | Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes. |
| Refuerzo con geotextil | Son generalmente muy económicos y fáciles de construir. | Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar |
| Refuerzo con malla | La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor. | Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse. |

Fuente: Recuperado de “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”, p.476. Suárez, J.

2.4.2 Selección del tipo de Muro de Contención

Para seleccionar el tipo de estructura de suelo de contención, deberá evaluarse los siguientes factores:

- a) Localización
- b) Altura de Estructura propuesta y topografía resultante
- c) Condiciones del Terreno y Nivel Freático
- d) Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y vida útil de la estructura y el efecto de ese movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios
- e) Disponibilidad de Materiales
- f) Tiempo disponible para la construcción
- g) Apariencia
- h) Vida útil y mantenimiento

2.4.3 Criterios de Comportamiento

Un muro de contención y cada componente que interviene dentro de ella, requiere cumplir ciertas condiciones fundamentales: Estabilidad, rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc. Durante la construcción y a lo largo de la vida útil y en muchos casos se requiere plantear diferentes alternativas de solución para poder cumplir con las necesidades de un proyecto específico. Estas alternativas requieren de análisis y cálculos adicionales de interacción suelo-estructura.

En todos los casos el diseño debe ser examinado de manera crítica a la luz de la experiencia local, ya que cuando una estructura de contención no llega a satisfacer cualesquiera de sus criterios de comportamiento puede considerar que ha alcanzado el “Estado Limite”. Durante el proceso del diseño deben considerarse en toda su extensión todo el rango posible de estados limite

Las siguientes clases principales de estado límite a analizarse:

a) Estado Límite Último:

Es el estado en el cual se puede formar un mecanismo de falla, bien sea en el suelo o en la estructura (inclinación o fractura). Para tener un simple diseño se debe estudiar el estado inmediatamente anterior a la falla y no al colapso total del muro.

b) Estado Límite de Servicio:

Es el estado en el cual no se cumple un criterio específico de servicio. Los estados límites de servicios deben incluir los movimientos o esfuerzos que hagan ver una estructura deformada, que sea difícil de mantener o que se disminuya su vida útil esperada. También se debe tener en cuenta su efecto sobre estructuras adyacentes o redes de servicios. De tal forma que una estructura de contención debe ser diseñada de tal forma que muestre signos visibles de peligro que puedan advertir sobre una falla. El diseño debe evitar que pueda ocurrir una falla o rotura, sin que hayan ocurrido previamente deformaciones que indiquen que puede ocurrir una falla.

Se recomienda que las estructuras de contención tengan suficiente “ductilidad” cuando se acerque a una falla.

2.4.4 Selección y características del relleno

El relleno ideal por general es un material drenante, durable de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales no deseados. El relleno detrás de un muro generalmente no debe contener: Turba, material vegetal, maderas, material orgánico o degradables, materiales tóxicos, etc.

Al especificar el grado de compactación del relleno y filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir, entre mayor sea el grado de compactación la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad menor. Por lo general, se especifica que la densidad debe cumplir una especificación del 90% de la Densidad Proctor Modificado para el nivel de los 1.5 m. más alto de relleno y del 95% cuando se requiere pavimentar la superficie arriba del muro.

Deberá tenerse en cuenta que con la compactación se produce mayores presiones sobre la estructura, por lo tanto, el efecto de la compactación debe tenerse en cuenta en el diseño.

2.4.5 Cargas a tener en cuenta en el análisis

Para cada situación de diseño deben obtenerse las cargas concentradas o distribuidas que pueden afectar la estructura de contención tales como el peso del

suelo, la roca y el agua, las presiones de tierra, presiones estáticas de agua, presiones dinámicas del agua, sobrecarga y cargas sísmicas.

Adicional a esto, se deben determinar las cargas relacionadas con factores geológicos tales como la reptación del talud, disolución de roca, colapso de cavernas y actividades del hombre como excavaciones y uso de explosivos en sitios cercanos. Es necesario algunas veces analizar diversas combinaciones posibles de cargar y diseñar con la condición más desfavorable.

2.4.6 Análisis de la Estabilidad Estática del Muro de Concreto Armado

Partiremos de la caracterización del suelo adyacente al muro de contención; es decir, suelo de relleno activo y pasivo y suelo de fundación. Tal cual se muestra en la Figura N°13.

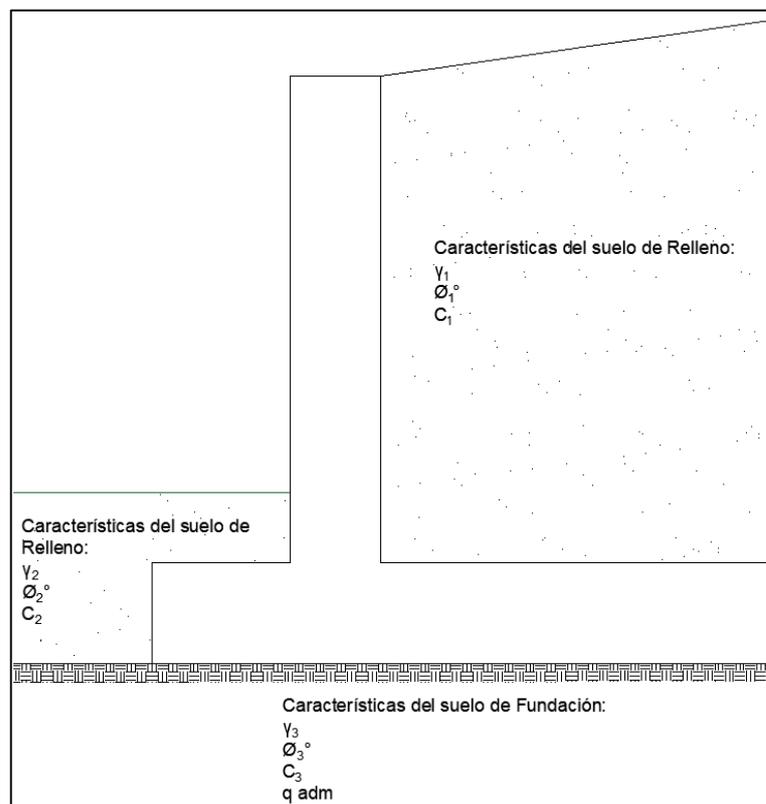


Figura N° 13: Caracterización geotécnica.

Fuente: Elaboración propia.

Luego, determinar el diagrama de cuerpo libre el muro de contención considerando las fuerzas, cargas y esfuerzos que interactúan, las cuales serán:

- Sobrecarga vehicular.
- Peso del suelo de relleno.
- Peso del muro de concreto
- Presiones del suelo de relleno activo y pasivo.
- Presiones del suelo de fundación (reacción del suelo).

Se muestra en la Figura N° 14 la partición de áreas correspondientes al peso de la estructura que trabaja como un bloque rígido.

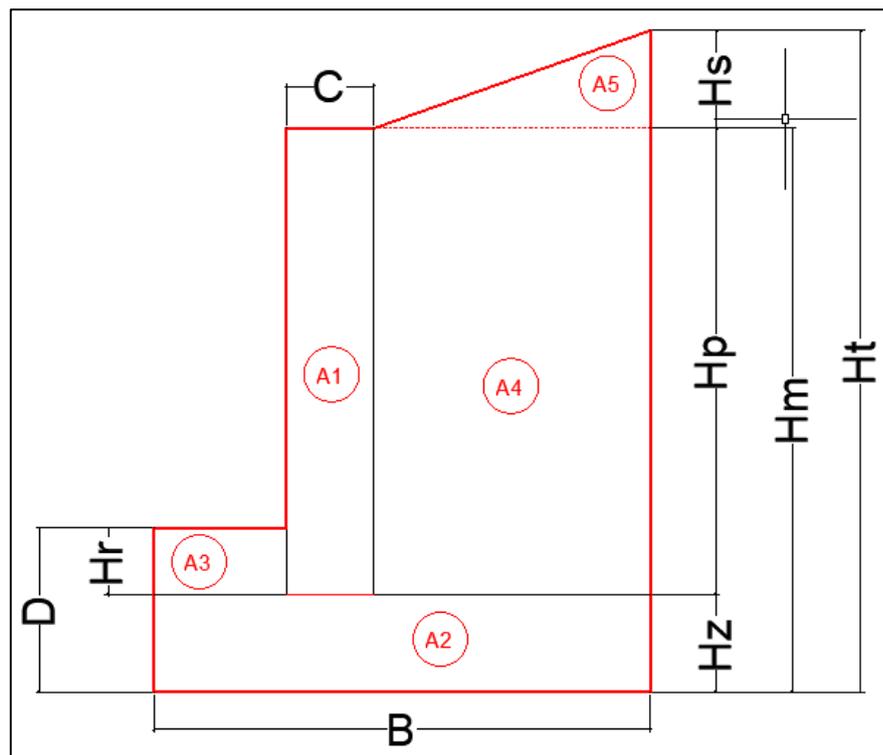


Figura N° 14: Partición de áreas.

Fuente: Elaboración propia.

Para luego mostrar el diagrama de cuerpo libre (DCL) mostrando las fuerzas, cargas y presiones actuantes sobre la estructura. (Ver Figura N° 15)

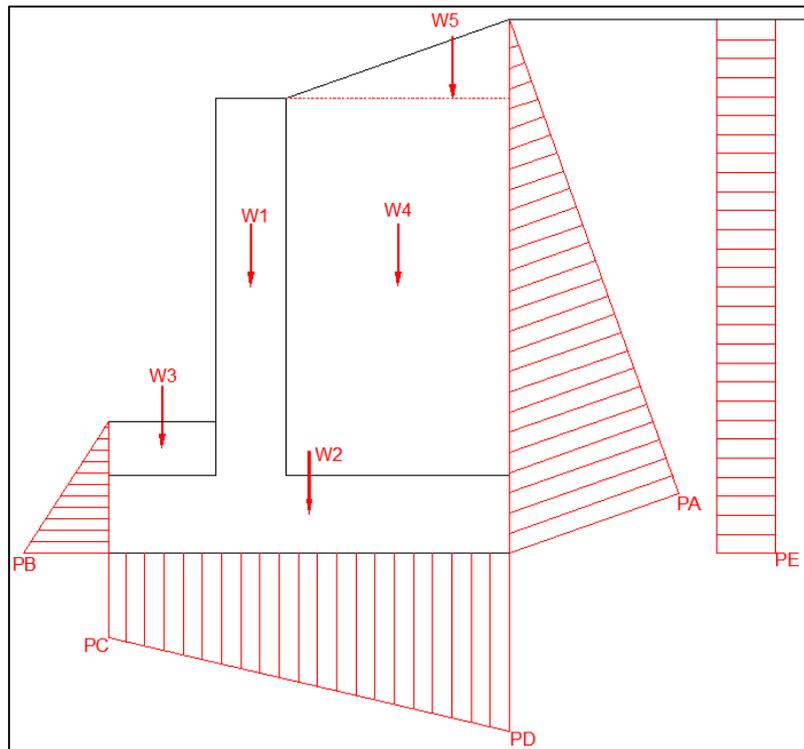


Figura N° 15: Diagrama de cuerpo libre (DCL) presiones y fuerzas

Fuente: Elaboración propia.

Donde P_x indica las presiones en los puntos A, B, C, D y E. Y los pesos están definidos como W_i , donde i va del 1 a 5.

Las presiones en los puntos A, B, C y D son debidas al suelo de relleno, mientras que la presión en el punto E es debida a la acción de la sobrecarga. Las presiones se calculan de con la ecuación (1)

$$P_i = \gamma_i \times H_i \quad (1)$$

Donde,

γ_i = peso específico del suelo correspondiente a la zona o área de análisis en tonf/m^3 .

H_i = altura desde la superficie hasta la profundidad de la cimentación, así se tiene las alturas D , H_m y H_t en m.

A estos valores de presiones se debe multiplicar el factor K de Rankine dependiendo si es un suelo pasivo o activo, para suelos activos se debe calcular el K_a y para el pasivo K_p , los cuales se calculan con las ecuaciones (2) y (3)

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\varphi)^{1/2}}{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\varphi)^{1/2}} \quad (2)$$

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\varphi)^{1/2}}{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\varphi)^{1/2}} \quad (3)$$

Donde,

β = ángulo del relleno con la horizontal y

φ = ángulo de fricción interno del suelo.

Los pesos W1 y W2 son de la estructura de concreto o el muro en sí, mientras que los pesos W3, W4 y W5 son del suelo de relleno. Los pesos se calculan con la ecuación (4)

$$W_i = \gamma_i \times A_i \quad (4)$$

Donde,

γ_i = peso específico del suelo de relleno o concreto armado, el cual equivale a 2.40 tonf/m³.

A_i = área de la figura i en m².

Algunas consideraciones que hay que tomar en cuenta es que las presiones en los puntos B y C son iguales y, de la misma manera, las presiones en los puntos A y D.

Debido a que el peso específico está en tonf/m³, se debe considerar un largo de 1 metro de longitud, así resultan fuerzas puntuales.

No se considerará la cohesión del suelo en el cálculo de los empujes.

Y los puntos de acción de las fuerzas puntuales son en el centroide de la figura del área que le corresponde.

Luego, se debe determinar el DCL del muro con influencia de cargas o fuerzas puntuales, como lo indica la Figura N° 16.

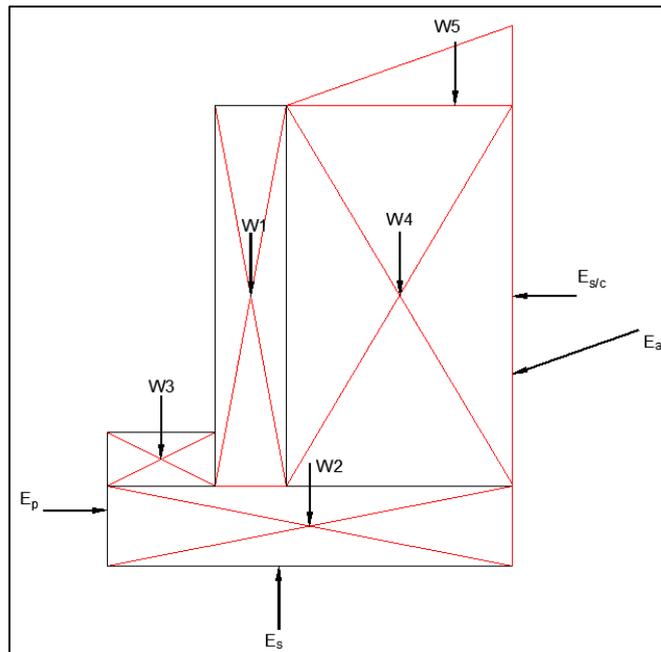


Figura N° 16: Diagrama de cuerpo libre (DCL) empujes y fuerzas.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se mostrará la Tabla N° 6, resumen de los empujes y fuerzas actuantes.

Tabla N° 6: Cálculo de los empujes y fuerzas.

| ITEM | ACCIÓN/DESCRIPCIÓN | FÓRMULA |
|------|-------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| W1 | Peso de la pantalla del muro | $\gamma_c \cdot C \cdot Hp$ |
| W2 | Peso de la zapata del muro | $\gamma_c \cdot B \cdot Hz$ |
| W3 | Peso del relleno pasivo | $\gamma_2 \cdot Lp \cdot Hr$ |
| W4 | Peso del relleno activo | $\gamma_1 \cdot Lt \cdot Hp$ |
| W5 | Peso del relleno activo | $1/2 \cdot \gamma_2 \cdot Lt \cdot Hs$ |
| Ep | Empuje pasivo del suelo de relleno | $1/2 \cdot \gamma_2 \cdot Kp \cdot D^2$ |
| Ea | Empuje activo del suelo de relleno | $1/2 \cdot \gamma_1 \cdot Ka \cdot Ht^2$ |
| Es/c | Empuje debido a la sobrecarga | $Ka \cdot \gamma_1 \cdot S/C \cdot Ht^2$ |
| Es | Empuje debido al suelo de fundación | $1/2 \cdot (Kp \cdot \gamma_2 \cdot D + Ka \cdot \gamma_1 \cdot Ht) \cdot B$ |

Fuente: Elaboración propia.

2.4.6.1 Verificación al Volteo (FS_V)

El factor de seguridad al volteo FSV es una relación de los momentos resistentes con los momentos actuantes. El punto de aplicación de los momentos se hará en torno al punto C, el cual es ubicado en la punta de la zapata. Para ello se debe calcular los brazos de giro de las fuerzas actuantes. (Ver Figura N° 17).

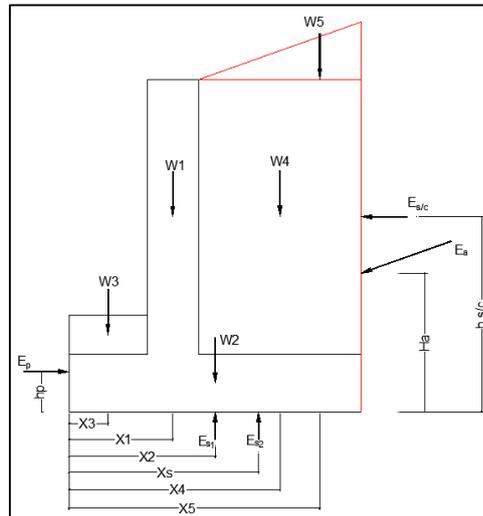


Figura N° 17: Brazos de giro.

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla N° 7, se dan las fórmulas para calcular los brazos de giro.

Tabla N° 7: Brazos de giro.

| ITEM | ACCIÓN/DESCRIPCIÓN | FÓRMULA |
|----------------|-----------------------------------------------|-----------------|
| X1 | Distancia al centroide de la pantalla | $Lp + C/2$ |
| X2 | Distancia al centroide de la zapata | $B/2$ |
| X3 | Distancia al centroide del relleno pasivo | $Lp/2$ |
| X4 | Distancia al centroide del relleno activo | $Lp + C + Lt/2$ |
| X5 | Distancia al centroide del relleno inclinado | $B - Lt/3$ |
| Xs | Distancia al centroide de la carga triangular | $2 \cdot B/3$ |
| h _p | Altura al centroide del empuje pasivo | $D/3$ |
| h _a | Altura al centroide del empuje activo | $Ht/3$ |
| h s/c | Altura al centroide de la sobrecarga | $Ht/2$ |

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, se determinarán los momentos con respecto al punto C de todas las fuerzas actuantes sobre la estructura. Así se obtiene como se muestra en la Tabla N° 8.

Tabla N° 8: Determinación de los momentos sobre el muro

| ITEM | AREA | FUERZA/EMPUJE | BRAZO DE GIRO | MOMENTO |
|------|------|---------------|---------------|---------|
| 1 | A1 | W1 | X1 | M1 |
| 2 | A2 | W2 | X2 | M2 |
| 3 | A3 | W3 | X3 | M3 |
| 4 | A4 | W4 | X4 | M4 |
| 5 | A5 | W5 | X5 | M5 |
| 6 | - | Ep | hp | Mp |
| 7 | - | Eav | B | Mav |
| 8 | - | Eah | ha | Mah |
| 9 | - | E s/c | h s/c | Ms/c |
| 10 | - | Es1 | X2 | Ms1 |
| 11 | - | Es2 | Xs | Ms2 |

Fuente: Elaboración propia.

Donde,

Eav corresponde a la componente vertical del empuje activo,

Eah corresponde a la componente horizontal del empuje activo,

Es1 es la resultante de la carga rectangular y

Es2 es la resultante de la carga triangular.

Para calcular los empujes activos vertical y horizontal se debe emplear las ecuaciones (5) y (6)

$$E_{av} = E_a \cdot \sin\beta \quad (5)$$

$$E_{ah} = E_a \cdot \cos\beta \quad (6)$$

Entonces, se calcula el factor de seguridad al vuelco con la ecuación (7)

$$FS_{VOLCAMIENTO} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \quad (7)$$

Donde,

$\sum M_R$ = sumatoria de los momentos que provocan el volteo alrededor del punto C

$\sum M_O$ = sumatoria de los momentos que resisten el volteo alrededor del punto C.

El momento que provoca el volteo se puede calcular mediante la ecuación (8)

$$\sum M_O = E_{ah} \cdot \left(\frac{Ht}{3}\right) + E_{s/c} \cdot \left(\frac{Ht}{2}\right) \quad (8)$$

La sumatoria de momentos resistentes al vuelco se calculan con la ecuación (9)

$$\sum M_R = M1 + M2 + M3 + M4 + M5 + Mav + Mp \quad (9)$$

Notar que la acción del suelo sobre la estructura se puede despreciar, del mismo modo, se puede despreciar la acción pasiva del suelo de relleno.

Otra manera de calcular el FSV es considerando las ecuaciones (10) y (11)

$$\sum M_R = M1 + M2 + M3 + M4 + M5 + Mp \quad (10)$$

$$\sum M_O = E_{ah} \cdot \left(\frac{Ht}{3}\right) + E_{s/c} \cdot \left(\frac{Ht}{2}\right) - Mav \quad (11)$$

2.4.6.2 Chequeo al deslizamiento (FS_D)

El factor de seguridad ante el deslizamiento es la relación de las fuerzas resistentes entre las fuerzas actuantes, como indica la ecuación (12)

$$FS_{DESLIZAMIENTO} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (12)$$

Donde,

$\sum F_{R'}$ = sumatoria de las fuerzas resistentes y

$\sum F_d$ = sumatoria de las fuerzas actuantes.

En la literatura de Braja M. Das, indica que existe una fuerza de corte del suelo de fundación con la base de la zapata, la cual se expresa con la ecuación (13)

$$S = \sigma' \cdot \tan\phi + c'_a \quad (13)$$

Donde,

φ = ángulo de fricción entre el suelo y la base de la zapata,

c'_a = adhesión entre el suelo y la base de la zapata

Finalmente se obtiene las ecuaciones (14) y (15),

$$\sum F_{R'} = \left(\sum V \right) \tan \varphi + Bc'_a + Ep \quad (14)$$

$$\sum F_d = Ea \cdot \cos \beta = E_{ah} \quad (15)$$

2.4.6.3 Chequeo por Capacidad Portante

La presión transmitida de la base al suelo de fundación debe ser chequeada ante la capacidad ultima de carga del suelo. La variación de esfuerzos en la punta y el talón tiene forma trapezoidal, por lo que la manera de calcularlo es la siguiente. (Ver Figura N° 18)

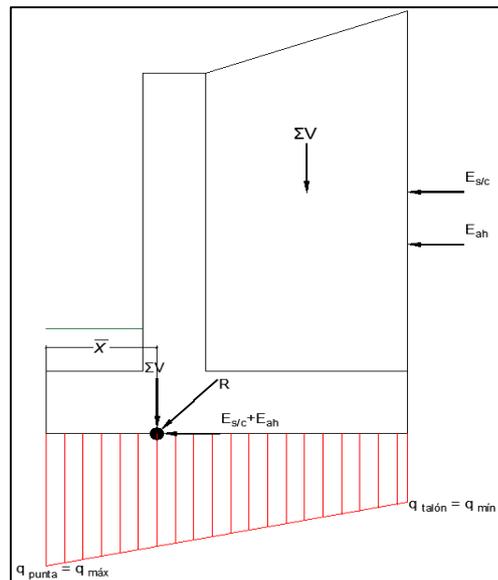


Figura N° 18: Ubicación de la fuerza resultante.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura N°18, se aprecia la distribución trapezoidal de los esfuerzos transmitidos al suelo de fundación. Además, se aprecia la fuerza Resultante R ubicada a la distancia \bar{X} . Entonces se tiene lo siguiente, la cual se expresa en la ecuación (16):

$$R = \Sigma V + E_{ah} + E_{s/c} \quad (16)$$

Y el momento neto de R, se expresa en la ecuación (17):

$$Mr = \Sigma M_R - \Sigma M_O \quad (17)$$

Entonces, la distancia de aplicación de dicha fuerza se describe en la ecuación (18):

$$\bar{X} = \frac{Mr}{\Sigma V} \quad (18)$$

Verificar que el punto de aplicación esté dentro de la mitad de la base, la cual se describe en la ecuación (19):

$$0 < \bar{X} \leq B/2 \quad (19)$$

Para luego calcular la excentricidad, la cual se calcula de la siguiente manera expresada en la ecuación (20):

$$e = \left(\frac{B}{2} - \bar{X} \right) \quad (20)$$

Finalmente, la distribución de esfuerzos sigue la ecuación (21):

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{Mr \cdot y}{I} \quad (21)$$

Donde,

I = momento de inercia por unidad de longitud de la base de la zapata, la cual se describe en la ecuación (22):

$$I = \frac{1}{12}(1)(B^3) \quad (22)$$

Entonces se tiene los siguientes valores para las presiones máxima y mínima, expresadas en las ecuaciones (23) y (24):

$$q_{\min} = q_{\text{talon}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (23)$$

$$q_{m\acute{a}x} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (24)$$

Debe cumplirse lo siguiente, tal como se expresa en la ecuaci3n (25):

$$e \leq B/6 \quad (25)$$

En caso contrario, si no cumple, debe rediseñarse la geometría del muro para que cumpla.

Para verificar la capacidad ultima de carga, se debe calcular bajo la ecuaci3n (26):

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (26)$$

Donde se detalla los siguientes valores a emplearse expresados en las ecuaciones (27)-(34):

$$P_i = \gamma_i \times H_i \quad (27)$$

$$B' = B - 2e \quad (28)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi_2} \quad (29)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B'} \quad (30)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (31)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \quad (32)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi_2}\right)^2 \quad (33)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{E_a \cos \beta}{\Sigma V} \right) \quad (34)$$

Finalmente, el factor de seguridad por capacidad portante se determina de mediante la ecuaci3n (35):

$$FS_{CAPACIDAD PORTANTE} = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} \quad (35)$$

Ahora, especialistas como Braja Das, Therzaghi, entre otros, sugieren los siguientes valores mínimos para evaluar los factores de seguridad:

$$FS_{CAPACIDAD PORTANTE} \geq 3$$

$$FS_{DESLIZAMIENTO} \geq 1.5$$

$$FS_{VOLTEO} \geq 2$$

2.4.6.4 Análisis de la Estabilidad Dinámica del Muro de Concreto Armado

Los pasos a seguir son los mismos que para el análisis estático, en este análisis se añade el empuje dinámico por el método de Mononobe-Okabe.

Partiremos definiendo el empuje total activo del suelo con las ecuaciones (36)-(38):

$$\text{Empuje total activo} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (36)$$

Para,

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\theta + \eta - \phi)}{\cos \eta \cdot \sin^2(\theta) \cdot \sin(\delta + \theta + \eta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \eta - \beta)}{\sin(\theta + \eta + \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (37)$$

Donde,

$$\eta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (38)$$

Donde, k_h es la aceleración horizontal entre la aceleración de la gravedad, k_v es la componente vertical, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo y δ es el ángulo de fricción en el contacto suelo-muro; β y θ son los ángulos de inclinación correspondientes de la superficie de relleno y del respaldo del muro.

Las aceleraciones obedecen a la ecuación (39):

$$a_h = k_h \cdot g \quad y \quad a_v = k_v \cdot g \quad (39)$$

Para poder obtener el empuje dinámico del suelo, se debe hacer lo siguiente:

1. Determinar el empuje estático, ya determinado en el análisis estático (E_a)
2. Calcular el empuje total activo,
3. Restar el punto 2 con el 1, obtener el empuje dinámico,

La altura de la fuerza aplicada es equivalente a los $2/3$ de la altura o en su defecto $0.6H$.

Posteriormente y como paso final, calcular el momento de giro con respecto a la base del muro.

La aplicación del empuje total activo será a la distancia o a la altura, expresada en la ecuación (40):

$$h = \frac{E_a \cdot \frac{H}{3} + E_{Dinámico} \cdot (0.6H)}{\text{Empuje total activo}} \quad (40)$$

Finalmente, el momento de volteo total se determina mediante la ecuación (41):

$$\sum M_o = E_{ah} \cdot \left(\frac{Ht}{3}\right) + E_{\frac{S}{c}} \cdot \left(\frac{Ht}{2}\right) + E_{Dinámico} \cdot (0.6Ht) \quad (41)$$

Y se calcula el factor de seguridad al volteo F.S.V.dinámico.

Para el factor de seguridad al deslizamiento F.S.D.dinámico se debe calcular la fuerza que genera el deslizamiento, la cual se define mediante la siguiente ecuación (42):

$$\sum F_d = E_a \cdot \cos\beta + E_{Dinámico} = E_{ah} + E_{Dinámico} \quad (42)$$

Del mismo modo para el factor de seguridad por falla de capacidad portante F.S. por capacidad portante se debe considerar la acción sísmica del empuje dinámico.

Para concluir el capítulo de estabilidad del muro de contención de concreto armado o cantiléver, los factores mínimos a alcanzar y/o superar deben ser los siguientes, detallados en la Tabla N°9:

Tabla N° 9: Valores de seguridad mínimos para la estabilidad

| FACTOR DE SEGURIDAD | ESTÁTICO | PSEUDOESTÁTICO |
|---------------------------|----------|----------------|
| AL VOLTEO | 2.0 | 1.5 |
| AL DESLIZAMIENTO | 1.5 | 1.2 |
| CAPACIDAD PORTANTE | 3.0 | 2.0 |

Fuente: Elaboración propia.

2.4.7 Diseño de Muro de Suelo Reforzado

Ryan et al.(2009) en el Capítulo 4 del Manual de “*Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*”, describe lo siguiente:

Se detalla las pautas de diseño para las estructuras de muros MSEW. En esta capitulo se describirá secuencialmente la manera a tener en cuenta en el diseño de muros MSEW:

- a) Resumen de los métodos de diseño:
 - LRFD
 - ASD
- b) Cargas y Combinaciones de Carga
 - LRFD Diseños de Muros MSEW
- c) Pautas de diseño para Muros MSEW (Paso a Paso)
 - Dimensionamiento para la estabilidad externa
 - Dimensionamiento para la estabilidad interna
- d) Muros Provisionales
- e) Control de Diseño
- f) Modelo de Diseño Asistido con Computador
- g) Diseño de Muros Estándares MSEW

2.4.8 Metodología de Diseño del Factor de Carga y Resistencia

Normalmente, el Muro MSEW ha sido desarrollado utilizando la metodología del diseño de tensión permitida (ASD) La metodología LRFD es el último avance en diseño de estructuras, el método LRFD en varias formas se está aplicando alrededor del mundo.

Cabe decir, que para el tema de Muros MSEW, los siguientes puntos con respecto a la metodología LRFD deben tener en cuenta los siguientes aspectos, a fin de evitar cualquier confusión en la aplicación de su relación y su ecuación:

- El símbolo ϕ (phi) es usado tanto para el ángulo de fricción como para el factor de resistencia LRFD.
- El símbolo γ (gamma) es usado tanto para el peso unitario del suelo como para el factor de carga LRFD.
- Los factores de carga y resistencia para los muros MSEW se calibran ajustándose a los resultados ASD. Por lo tanto, los diseños que utilizan el sistema LRFD no deben variar significativamente de los diseños ASD para la vida útil que fue diseñado.
- Para la mayoría de los diseños de muros MSEW, los estados límites de resistencia generalmente controlan los tamaños de los miembros. Los estados límites de servicio pueden controlar aspectos tales como aberturas de ancho de junta y la secuencia constructiva basada en deformaciones previstas. Los estados límites de eventos extraordinarios pueden afectar tanto el tamaño de los miembros como las deformaciones.

La metodología LRFD permite considerar cualquiera de los métodos anteriores siempre que se realicen los ajustes adecuados para los factores de resistencia utilizando una calidad aceptable.

2.4.9 Cargas y Combinaciones de Carga

Una lista completa de varias cargas, factores de cargas y combinaciones de carga que deben considerarse en el diseño de estructuras de puentes y estructuras de transportes tales como muro de contención y alcantarillas se presentan en la Sección 3 de AASHTO -2007. Muchos tipos de cargas son comunes al diseño de estructuras de puentes y no se aplican a los muros de contención como se indica en la sección 11 de AASHTO (2007)

Cargas Aplicables:

Cargas Permanentes:

EH= Carga Horizontal de Tierra

EV= Presión Vertical de carga muerta de suelo de relleno

ES= Sobrecarga de Tierra

Cargas Transitorias:

CT= Fuerza de colisión vehicular

EQ= Carga de Terremoto

LL= Carga Viva Vehicular

VS= Recargo por carga viva

Un ejemplo de una carga ES en un muro MSEW, es la presión de una zapata extendida por encima del muro reforzado, un ejemplo de carga EV es un relleno inclinado sobre la parte superior de un muro MSEW. Ver Tabla N° 10, 11 y Figura N° 19 a) y b).

Tabla N° 10: Combinación típica de carga de muros MSEW y Factor de Carga

| Combinación de Carga | EH/ EV | LL/LS | Usar uno de estos en a la vez | |
|----------------------|------------|---------------|-------------------------------|------|
| Estado Limite | EV | LS | EQ | CT |
| Fuerza I | γ_p | 1.75 | - | - |
| Evento Extremo I | γ_p | γ_{EQ} | 1.00 | - |
| Evento Extremo II | γ_p | 0.50 | - | 1.00 |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | - | - |

Nota:

γ_p = Factor de Carga permanente. Puede escribirse como γ_{p-EV} , γ_{p-EH} , etc

γ_{EQ} = Factor de Carga Viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas.

Fuente: Recuperado de Tabla 3.4.1-1. AASHTO (2007)

Tabla N° 11: Factores de Carga del Muro MSEW para Cargas Permanente, γ_p

| Tipo de Carga | Factor de Carga | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|
| | Máximo | Mínimo |
| <i>DC</i> : Componente y accesorios | 1.25 | 0.90 |
| <i>EH</i> : Presión Horizontal de la Tierra * Activo | 1.50 | 0.90 |
| <i>EV</i> : Presión Vertical de la Tierra * Estabilidad Global * Muros de contención | 1.00 1.35 | N/A 1.00 |
| <i>ES</i> : Recargo de Tierra | 1.50 | 0.75 |

Nota: Puede indicarse como γ_{EV-MIN} , γ_{EV-MAX} , γ_{EH-MIN} , γ_{EH-MAX} , etc

Fuente: Recuperado de Tabla 3.4.1-2 AASHTO (2007)

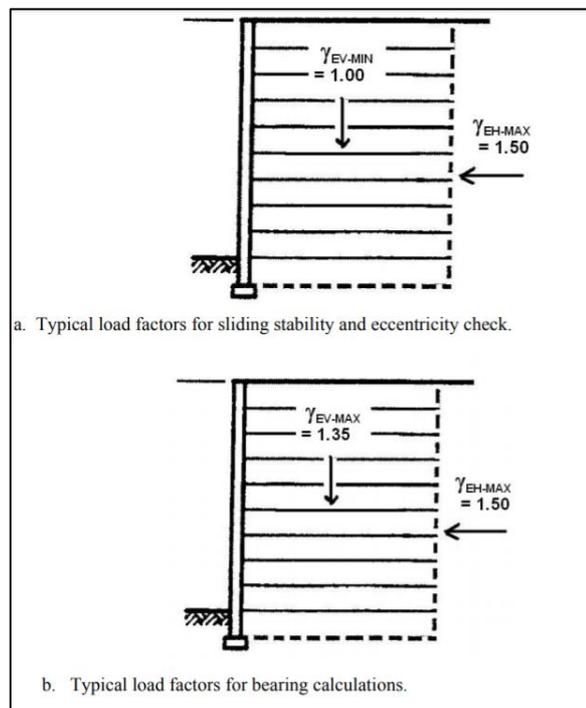


Figura N° 19: a), b) Factores de Carga de Estabilidad Externa para Muros Simples

Fuente: AASHTO (2007)

- Diseño de Muros MSEW usando la Metodología LRFD

El procedimiento para el diseño de Muros MSEW utilizando la metodología LRFD es muy similar al que utiliza la metodología ASD. En LRFD, la estabilidad externa e interna del muro MSEW es evaluado en todos los estados límites de

resistencia apropiados, la estabilidad global y de la pared lateral/vertical del muro se evalúan en el estado límite de servicio. También se utilizan combinaciones de cargas de eventos extraordinarios para diseñar y analizar las condiciones tales como impacto del vehículo y carga sísmica.

Los controles específicos para los estados límites de fuerza y servicio requeridos para el diseño del muro MSEW se detalla a continuación:

a) Estados Límites de Fuerzas para Muros MSEW:

- Estabilidad Externa
 - Excentricidad
 - Deslizamiento
 - Desplazamiento
- Estabilidad Interna
 - Resistencia a la tracción de refuerzo
 - Resistencia al empuje de refuerzo
 - Resistencia Estructural de la cara de los elementos
 - Resistencia estructural de las conexiones de los elementos frontales

b) Estados Límites de Servicio para Muros MSEW:

- Estabilidad Externa
 - Movimientos Verticales del Muro
 - Movimientos Horizontales del Muro

c) Estabilidad Global para Muros MSEW:

- Estabilidad General
- Estabilidad Compuesta

La estabilidad externa de un Muro MSEW se evalúa asumiendo que la zona del suelo reforzado actúa como un cuerpo rígido. Esto se debe a que, cuando se diseñan correctamente el revestimiento del muro y el refuerzo del suelo actúa como un bloque con presiones laterales del muro que actúan en la parte posterior de ese bloque.

La estabilidad interna en la zona del suelo reforzado depende de tres aspectos fundamentales, con las siguientes características:

- La interacción suelo-refuerzo (resistencia al empuje y al deslizamiento, para el tipo de refuerzo de láminas)
- La resistencia a la tracción del refuerzo, y
- La durabilidad del material de refuerzo

2.4.10 Pasos de Diseño

En la presenta tabla, se describe los pasos en forma de resumen. Las cuáles se detallarán a lo largo de este capítulo (Ver Tabla N° 12).

Tabla N° 12: Pasos para el diseño LRFD de Muros MSEW

| | |
|---------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| Paso 1 | Establecer los requisitos del proyecto |
| | Incluyendo geometría, condiciones de carga, etc |
| Paso 2 | Establecer los parámetros del proyecto |
| | Evaluar la topografía existente, condiciones del suelo, etc |
| Paso 3 | Estimar la profundidad de Empotramiento del muro y la longitud de refuerzo |
| Paso 4 | Definir las Cargas Nominales |
| Paso 5 | Combinaciones de Cargas, Factores de Carga y Factores de Resistencia |
| Paso 6 | a) Evaluar Deslizamiento |
| | b) Evaluar la excentricidad |
| | c) Evaluar la carga de la fundación |
| | d) Asentamiento estimado |
| Paso 7 | Evaluar la estabilidad interna |
| | a) Seleccionar el tipo de suelo de refuerzo |
| | b) Definir la superficie de deslizamiento crítico |
| | c) Definir las cargas no evaluadas |
| | d) Establecer el diseño vertical de los refuerzos del suelo |
| | e) Fuerzas de Tracción en las capas de refuerzos |
| | f) Resistencia del suelo de refuerzo |
| | g) Seleccionar el grado y/o número de elementos de refuerzo de suelo en cada nivel |
| | h) Estabilidad Interna con respecto a la Falla de Empuje |
| | i) Comprobar a fuerza de conexión |
| | j) Movimientos laterales |
| k) Movimientos verticales | |
| Paso 8 | Diseño de Elementos de Revestimiento |
| Paso 9 | Evaluar la estabilidad global |
| Paso 10 | Evaluar la Estabilidad del Compuesto |

Fuente: Recuperado de FHWA-NHI (2014)

2.4.10.1 Paso 1: Establecer los requisitos del MSEW

Antes de hacer el diseño del sistema de Muro de Suelo reforzado, deberá definirse los siguientes parámetros:

- Geometría:
 - a) Altura del muro
 - b) Altura del relleno
 - c) Pendiente
 - d) Pie del talud
- Condiciones de Carga
 - a) Carga Viva (Transitoria)
 - b) Carga Muerta (Permanente)
 - c) Carga de Estructuras Adyacentes que puedan influencia en la estabilidad interna o externa del Muro de Suelo reforzado, ejemplos: zapatas, cimientos profundos, etc.
 - d) Sismo
 - e) Impacto de la barrera del Trafico
- Criterios de Desempeño
 - a) Códigos de Diseño (ejemplo: AASHTO LRFD)
 - b) Asentamiento Máximo Diferencial
 - c) Desplazamiento Horizontal Máximo
 - d) Vida útil
 - e) Restricciones de construcción

Los criterios de diseños elegidos deben reflejar las condiciones del sitio y el código de diseño AASHTO.

2.4.10.2 Paso 2: Establecer los Parámetros del MSEW

Los siguientes valores deben de ser definidos:

- Condiciones del subsuelo en todo el lugar
 - a) Propiedades mecánicas del suelo de fundación (γ_f , c'_f , ϕ'_f , c_u)
 - b) Condiciones del Agua Subterránea
- Relleno del Muro Reforzado – propiedades mecánicas del suelo de relleno (γ_r , ϕ'_r)

- Relleno Retenido – propiedades mecánicas del suelo retenido (γ_b , c'_b , ϕ'_b), refiriéndose a todos los posibles rellenos (por ejm.: in-situ, importados, etc). La Cohesión en el relleno retenido se asume por lo general que es igual a cero.

Nota: En el Manual de AASHTO (2007) se usa el subíndice f para el suelo de fundación como para el suelo retenido y el subíndice b para el relleno retenido.

2.4.10.3 Paso 3: Estimar la profundidad de empotramiento en la pared y la longitud de refuerzo

El proceso de dimensionamiento de la estructura empieza determinando el empotramiento requerido, establecido bajo los criterios del Proyecto y la pared final expuesta, cuya combinación es la altura de diseño total “H”, para cada sección se requiere el uso de la condición de altura completa para el diseño ya que esta condición generalmente prevalece en las estructuras construidas de abajo hacia arriba, hasta el final de la construcción.

Una longitud preliminar de refuerzo para iniciar el diseño: La longitud debe ser mayor de $0.7H$ o $2.5m$, donde H es la altura de diseño de la estructura, para estructuras con relleno de recargo en pendiente u otras cargas concentradas tales como pilares, generalmente requieren refuerzos más largos para la estabilidad a menudo del orden de $0.8H$ a $1.1H$. Esta longitud de refuerzo preliminar se verifica en los cálculos de estabilidad externa e interna.

En general, la longitud del refuerzo debe ser uniforme en toda la altura de la pared. Una excepción a esto son las estructuras especiales con longitudes de refuerzo más cortas en la base del muro, otra de ella es el uso de capas más largas de Refuerzo en la parte superior del suelo de refuerzo se extenderá $0.9m$ más allá de las otras capas donde se encuentre la post-construcción. Los movimientos en la zona reforzada y del relleno retenido se han observado en proyectos similares incluso si existe presencia de sismo podría provocar grietas de tensión en el suelo de relleno, inmediatamente detrás del refuerzo. En este caso el diseño se puede completar asumiendo longitud de igual medidas.

2.4.10.4 Paso 4: Definir las Cargas Nominales

La fuente principal de carga externa en una pared MSEW es la presión de la tierra desde el suelo retenido detrás de la zona reforzada y cualquier carga adicional

sobre el suelo reforzado. Por lo tanto, las cargas para las paredes MSEW pueden incluir cargas debido a:

- a) Presión Horizontal de la Tierra (EH)
- b) Presión Vertical de la Tierra (EV)
- c) Recargo por Carga Viva (LS)
- d) Recargo de Tierra (ES)
- e) Presencia de Agua
- f) Presencia Sísmica

También deberán evaluarse los cálculos para la estabilidad de muros con una cara casi vertical asumiendo que la pared MSEW actúa como un cuerpo rígido con presiones de tierra, desarrollando un plano de presiones verticales en la parte posterior del refuerzo como se detalla en la Figura N° 20 - 22.

Para la estimación de las presiones de la tierra sobre MSEW se consideran tres condiciones:

- 1) Pendiente Vertical con recargo de tráfico
- 2) Pendiente hacia atrás
- 3) Pendiente con fallas

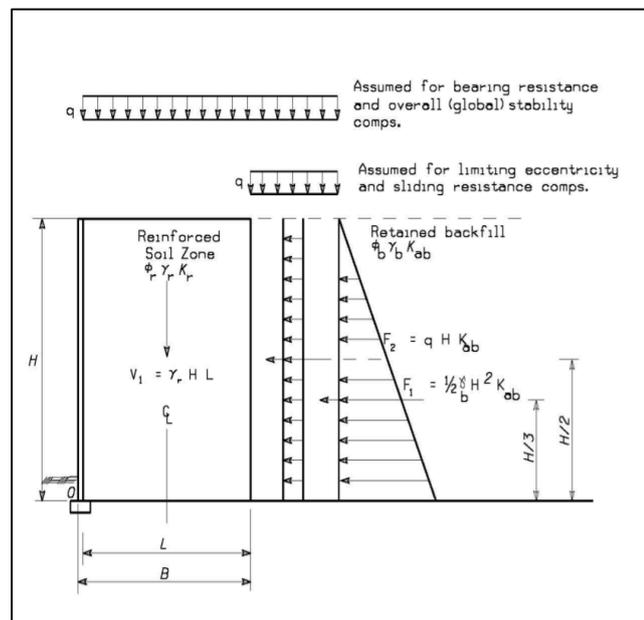


Figura N° 20: Análisis Externo, Presiones Nominales de Tierra, Pendiente Horizontal con Recargo de Tráfico

Fuente: AASHTO (2007)

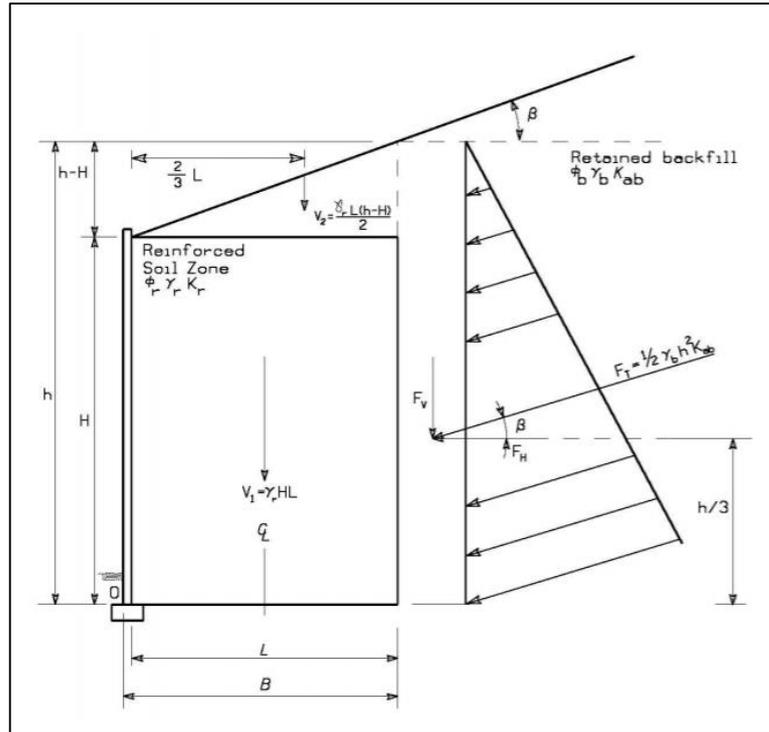


Figura N° 21: Análisis Externo, Presión de Tierra, Caso de Relleno Inclinado

Fuente: AASHTO (2007)

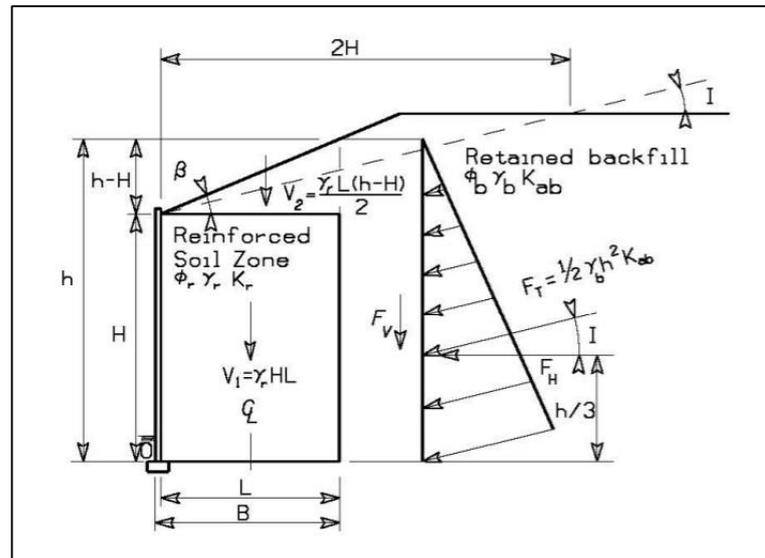


Figura N° 22: Análisis Externo, Presión de Tierra, Caso de Pendiente con falla

Fuente: AASHTO (2007)

a) Pared Vertical y Pendiente Horizontal:

El coeficiente activo de presión de tierra es calculado para muros casi verticales (definidos como muros con una masa frontal inferior a 10° de inclinación y una pendiente horizontal, expresada en la ecuación (43):

$$K_{ab} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_b}{2}\right) \quad (43)$$

Donde,

ϕ'_b = ángulo de fricción del suelo de relleno retenido

b) Pared Vertical y Pendiente de Recargo:

Se calcula el coeficiente activo de presión de tierra para muros verticales cercanos (definidos como con una masa frontal inferior a 10° de inclinación vertical) y un relleno inclinado, expresado mediante las ecuaciones (44) y (45):

$$K_{ab} = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_b)}{\Gamma * \sin^2 \theta * \sin(\theta - \delta)} \quad (44)$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_b + \delta) * \sin(\phi_b - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (45)$$

Donde:

β = Pendiente Nominal de Relleno detrás de la Pared (grados°)

δ = Ángulo de Fricción entre el Relleno Retenido y el Suelo Reforzado (grados°)

ϕ'_b = Ángulo de Fricción Efectivo del Relleno Retenido (grados°)

θ = 90° para inclinación vertical, o cerca (<10°) vertical de la inclinación del muro.

Tener en cuenta: la fuerza de la presión de la Tierra (FT) en la Figura 21 está orientada al ángulo de la pendiente β , así como se asume que $\delta=\beta$

c) Pared Vertical con Pendiente Inclinada:

El coeficiente de presión de la tierra activa (K_a) para esta condición se calcula utilizando las ecuaciones (52) y (53), con el diseño del ángulo β y el ángulo δ , estableciéndose dentro de la Figura N° 23.

d) Pared maltratada con o sin pendiente de retroceso:

Para una cara frontal inclinada y zona reforzada igual o mayor que 10° inclinación de la pared vertical, el coeficiente de presión de la tierra se puede calcular utilizando las ecuaciones (52) y (53), donde θ es la inclinación de la cara desde la horizontal, como fue definida en la Figura N° 23 y 24. El ángulo de fricción δ del muro es asumido igual a β .

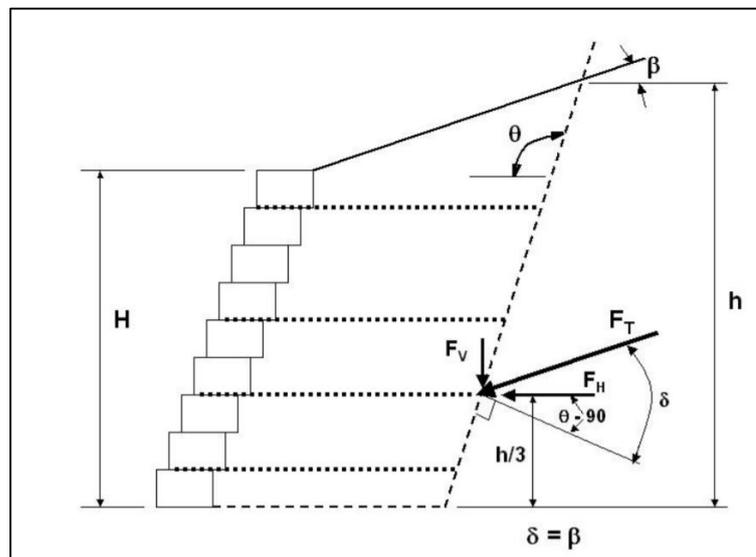


Figura N° 23: Notación para el Empuje Activo de Coulomb, θ , mayores de 100°

Fuente: AASHTO, 2007

Cargas de Tráfico:

Las cargas de tráfico deben ser consideradas como un recargo uniformemente de carga viva en un tramo no menor de 2.0 ft (0.6m) de tierra. Artículo 11.10.10.2. AASHTO - 2007. Para la estabilidad externa, la carga del tráfico para las paredes paralelas al tráfico tendrá un h_{eq} igual a 2ft (0.6m). Para la estabilidad interna, la carga del tráfico para las paredes paralelas al tráfico tendrá un h_{eq} igual a 2ft (0.6m), a menos que se permita el tráfico dentro de 1.0 ft desde la parte posterior de la pared.

Por lo general, la trayectoria de la rueda está a más de 1 ft detrás de la cara posterior debido a la presencia de una barrera de tráfico, y, por lo tanto, un valor hexadecimal de 2 ft es aplicable. Ver Tabla N° 13.

Tabla N° 13: Altura Equivalente del Suelo, h_{eq} , para la Carga de Tráfico en Pilares Perpendiculares al Tráfico

| Altura del Muro (ft) | h_{eq} (ft) |
|----------------------|---------------|
| 5.0 | 4.0 |
| 10.0 | 3.0 |
| ≥ 20 | 2.0 |

Fuente: Recuperado de Tabla 3.11.6.4-1 AASHTO (2007)

2.4.10.5 Paso 5: Combinaciones de carga, factores de carga y factores de resistencia
Las combinaciones de carga se detallan en la Tabla 11, típicamente incluyen la Fuerza I, Límites extremos I y/o II, y Servicio I. Tener en cuenta que en ciertos estados límites, la Fuerza II es más crítico que el estado límite de Fuerza I, porque el proyectista prescribe diferentes cargas tales como se visualiza en la Tabla N°14.

Tabla N° 14. Factores de Carga del Muro MSEW para Cargas Permanentes

| Tipo de Carga | Factor de Carga | |
|-------------------------------------------------------------------|-----------------|--------|
| | Máximo | Mínimo |
| <i>DC</i> : Componente y accesorios | 1.25 | 0.90 |
| <i>EH</i> : Presión Horizontal de la Tierra * Activo | 1.50 | 0.90 |
| <i>EV</i> : Presión Vertical de la Tierra * Estabilidad Global | 1.00 | N/A |
| * Muros de contención | 1.35 | 1.00 |
| <i>ES</i> : Recargo de Tierra | 1.50 | 0.75 |

Nota: Puede indicarse como γ_{EV-MIN} , γ_{EV-MAX} , γ_{EH-MIN} , γ_{EH-MAX} , etc

Fuente: Recuperado de Tabla 3.4.1-2 AASHTO (2007)

Los factores de carga que normalmente se usan para los muros de MSEW se detallan en la Tabla N°15:

Tabla N° 15: Combinación Típica de Carga del Muro MSEW y Factores de Carga

| Combinación de Carga Estado Limite | Usar uno de estos en a la vez | | | |
|------------------------------------------|-------------------------------|---------------|------|------|
| | EH | LL | EQ | CT |
| | ES EV | LS | | |
| Fuerza I | γ_p | 1.75 | - | - |
| Evento Extremo I | γ_p | γ_{EQ} | 1.00 | - |
| Evento Extremo II | γ_p | 0.50 | - | 1.00 |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | - | - |

Nota:

γ_p = Factor de Carga permanente. Puede escribirse como γ_{p-EV} , γ_{p-EH} , etc

γ_{EQ} = Factor de Carga Viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas.

Fuente: Recuperado de Tabla 3.4.1-1. AASHTO (2007)

2.4.10.6 Paso 6: Evaluar la Estabilidad Externa

Al igual que con las estructuras de muros de gravedad clásicas y semi gravedad, existen 4 tipos fallas externas a tener en cuenta. Los mecanismos generalmente se consideran al dimensionar las paredes de MSEW, como se muestra en la Figura N° 24 y Tabla N° 16. Estos incluyen:

- Deslizamiento de la base
- Punto de Excentricidad (Volcamiento)
- Resistencia al Volteo
- Estabilidad Global (Ver Paso 8)

Tabla N° 16: Factores de Resistencia de Estabilidad Externa para Muros MSEW

| Modo de Estabilidad | Condición | Factor de Resistencia |
|-------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|
| Resistencia al Desplazamiento | Para todas | 0.65 |
| Deslizamiento | Para todas | 1.00 |
| Estabilidad Global | Donde los parámetros geotécnicos están bien definidos y la pendiente no soporta o contiene un elemento estructural | 0.75 |
| | Donde los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, o la pendiente contiene o soporta un elemento estructural | 0.65 |

Fuente: Recuperado de Tabla 11.5.6-1. AASHTO (2007)

El factor de resistencia para los análisis de estabilidad externa de muros MSEW se enumeran en la Tabla N° 16.

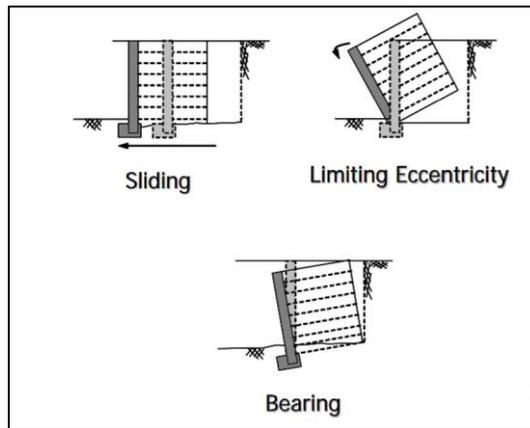


Figura N° 24: Posibles Mecanismos de Falla Externa para un Muro MSEW

Fuente: AASHTO (2007)

a) Paso 6.a. Evaluar la estabilidad de Deslizamiento

Verificar tamaño preliminar con respecto al deslizamiento de la zona reforzada donde la fuerza de resistencia es menor que la resistencia de corte a lo largo de la base del muro o de una débil parte de la capa cercana a la base del muro MSEW, y la fuerza de deslizamiento es el componente horizontal del empuje en plano vertical en la parte posterior de la pared (Ver las Figuras N° 20 - 22). La carga viva, no se considera una fuerza estabilizadora cuando se verifica el deslizamiento, es decir, el deslizamiento dentro del control de la estabilidad solo aplica la carga viva sobre el relleno retenido, como se muestra en la Figura N° 20.

La resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro se evalúa utilizando los mismos procedimientos que para extender las zapatas en el suelo, según el Artículo 10.6.3.4. AASHTO - 2007. La resistencia factorizada contra falla por deslizamiento (RR) puede ser estimado por la siguiente ecuación (46):

$$R_r = \phi_{\tau} R_{\tau} \quad (46)$$

Donde:

ϕ_{τ} = Factor de resistencia de corte entre el suelo y la cimentación (igual a 1, para el deslizamiento del suelo sobre suelo, ver Tabla N° 15)

R_{τ} = Resistencia nominal al deslizamiento entre el relleno reforzado y el suelo de cimentación.

Nota: Cualquier resistencia pasiva del suelo en el pie del muro se ignorará debido a que el suelo es removido a través de procesos naturales o artificial durante su vida útil (por ejemplo: erosión, instalación de servicios de públicos, etc). Además, la resistencia pasiva no suele estar disponible durante la construcción. La resistencia al corte del sistema de revestimiento también se descuida de manera conservadora.

Se detalla los cálculos y las ecuaciones para calcular el deslizamiento de dos casos típicos. Estas ecuaciones permiten incluir otro tipo de cargas y geometrías, como cargas adicionales de carga viva y carga muerta.

- 1) Calcular el empuje nominal, por unidad de ancho, actuando en la parte posterior de la zona reforzada:

Muro con Pendiente Horizontal: (Ver Figura N° 20)

El relleno retenido resultante, F_1 , se expresa en la ecuación (47):

$$F_1 = K_{ab} * \frac{\gamma_b}{2} * H^2 \quad (47)$$

Por un recargo uniforme, se expresa en la ecuación (48):

$$F_2 = K_{ab} * q * H \quad (48)$$

Dónde:

K_{ab} = Coeficiente de presión de tierra activa para el relleno retenido

γ_b = Peso unitario húmedo del suelo retenido

H = Altura del muro de contención

q = Recargo uniforme de carga viva = $(\gamma_r) (h_{eq})$

Pared con relleno inclinado: (Ver Figura N° 21)

Calcular la fuerza de relleno nominal retenida, resultando por unidad de ancho, F_T . Ver ecuación (49)

$$F_T = K_{ab} * \gamma_b * \frac{H}{2} \quad (49)$$

Donde:

K_{ab} = Coeficiente de presión de tierra activa para el relleno retenido.

H = Altura total del muro, H, y pendiente en la parte posterior de la zona reforzada = $H + L \tan \beta$

Para una pendiente quebrada (ver Figura N° 22), h- H no debe exceder la altura de la parte superior. Si la altura de la pendiente descendente se define como "S", entonces $(H + L \tan \beta) \leq (H + S)$, usar (H+S), si $L \tan \beta > S$

- 2) Calcular las fuerzas motrices horizontales nominales. Para una pendiente horizontal y un recargo uniforme por carga viva, se expresan mediante las siguientes ecuaciones (50) y (51):

$$\sum F = F_1 + F_2 \quad (50)$$

$$P_d = \gamma_{EH} F_1 + \gamma_{LS} F_2 \quad (51)$$

Para una condición de relleno inclinado, se expresan las siguientes ecuaciones (52) y (53):

$$F_H = F_T \cos \beta \quad (52)$$

$$P_d = \gamma_{EH} F_H + \gamma_{EH} F_T \cos \beta \quad (53)$$

Use el factor de Carga EH máximo = 1.50 en estas ecuaciones, ya que crea el efecto de fuerza matriz máxima para el estado límite deslizando.

- 3) Determinar las propiedades de fricción más críticas en la base. Elegir el suelo que tenga el menor ángulo de fricción para tres posibilidades:

- I) Deslizamiento a lo largo del suelo de la cimentación, si su resistencia al corte (basada en $c'_f + \tan \phi_f$ y/o c_u para suelos cohesivos) es más pequeño que el material de relleno reforzado ($\tan \phi'_r$)
 - II) Deslizamiento a lo largo del relleno reforzado (ϕ'_r)
 - III) Para el tipo de refuerzo tipo láminas, el deslizamiento a lo largo de las interfaces débiles tanto superiores e inferiores del suelo de refuerzo. En ángulo de fricción del refuerzo del suelo ρ , debe medirse de preferencia mediante pruebas de corte directo. En ausencia de pruebas, se puede tomar como $2/3 \tan \phi'_r$.
- 4) Calcular las componentes nominales de la fuerza de resistencia y la fuerza de resistencia factorizada por unidad de longitud de muro. Para una pendiente horizontal y un recargo de carga viva uniforme, la carga viva se excluye ya que aumenta la estabilidad de deslizamiento. Ver ecuación (54)

$$R_r = \gamma_{EV} V_1 \times \mu \quad (54)$$

Para una condición de relleno inclinado, se tiene la ecuación (55):

$$R_r = [\gamma_{EV}(V_1 + V_2) + \gamma_{EH}(F_T \sin \beta)] \times \mu \quad (55)$$

Donde:

μ = mínimo ángulo de fricción del suelo ϕ [$\tan \phi'_f$, $\tan \phi'_r$ o (para un refuerzo continuo) $\tan \rho$]

Use el mínimo factor de carga $EV=1.00$, en estas ecuaciones porque da como resultado la mínima resistencia para el estado límite de desplazamiento.

- 5) Comparar el factor de deslizamiento factorizado, R_r , con la fuerza de accionamiento factorizada, P_d , para verificar que la resistencia es mayor.
- 6) Verificar la relación de demanda de capacidad (CDR) para el deslizamiento, mediante la ecuación (56):

$$CDR = \frac{R_r}{P_d} \quad (56)$$

Si $CDR < 1.0$, incrementar la longitud de refuerzo, L , y repetir los cálculos.

b) Paso 6.b. Revisar el Límite de Excentricidad

El sistema de fuerzas para verificar la excentricidad en la base del muro se muestra Figura 25, se debe tener en cuenta que el peso y el ancho del revestimiento del muro generalmente se descuidan en los cálculos. Limitan la excentricidad y es una verificación del estado límite de fuerza. El límite de la excentricidad solo aplica para carga viva por encima del relleno, como se muestra en la Figura N° 20.

La excentricidad, e , es la distancia entre la carga de cimentación y el centro de la zona de refuerzo (es decir, $L/2$), como se detalla en la Figura 25. La excentricidad e , es calculada por la sumatoria del vuelco y los momentos de resistencia sobre la parte inferior, el centro de la longitud de la base y dividiéndola por la carga vertical. Ver ecuación (57).

$$e = \frac{\sum M_D - \sum M_R}{\sum V} \quad (57)$$

Las ecuaciones para la calcular la excentricidad para los casos típicos siguen están ecuaciones. Estas ecuaciones deben ser ampliadas en caso se incluyan otras cargas y/o diferentes geometrías.

Muros con pendiente horizontal:

Pasos de cálculo para la determinación de la excentricidad, debajo de un muro con una pendiente horizontal y un recargo uniforme de cargas vivas, detallados en la Figura N° 25.

Para un muro vertical, con pendiente horizontal y recargo de carga viva uniforme, se calcula la excentricidad en la ecuación (58):

$$e = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_1 \left(\frac{H}{3}\right) + \gamma_{LS} F_{q-LS} \left(\frac{H}{2}\right)}{\gamma_{EV-MIN} V_1} \quad (58)$$

Muro con relleno inclinado:

La excentricidad, e , con cargas factorizadas. Para un muro de relleno inclinado, la excentricidad se calcula en la ecuación (59):

$$e = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_1 \cos \beta \left(\frac{h}{3}\right) - \gamma_{EH-MAX} F_1 \sin \beta \left(\frac{L}{2}\right) - \gamma_{EV-MIN} V_2 \left(\frac{L}{6}\right)}{\gamma_{EV-MIN} V_1 + \gamma_{EV-MIN} V_2 + \gamma_{EH-MAX} F_T \sin \beta} \quad (59)$$

* Criterios de Verificación de Excentricidad:

La excentricidad, e, se considera aceptable si la ubicación calculada de la fuerza vertical resultante (basado en cargas factorizadas) está dentro de la mitad del ancho de la base para los cimientos del suelo (es decir, $e_{m\acute{a}x} = L/4$) y los tres cuartos intermedios de la base del ancho para los cimientos (es decir, $e_{m\acute{a}x} = 3/8 L$). Por lo tanto, para cada grupo de carga límite de resistencia, e debe ser menor que $e_{m\acute{a}x}$, si e, es mayor se requiere un refuerzo más largo. (Ver Figura N°25 y 26)

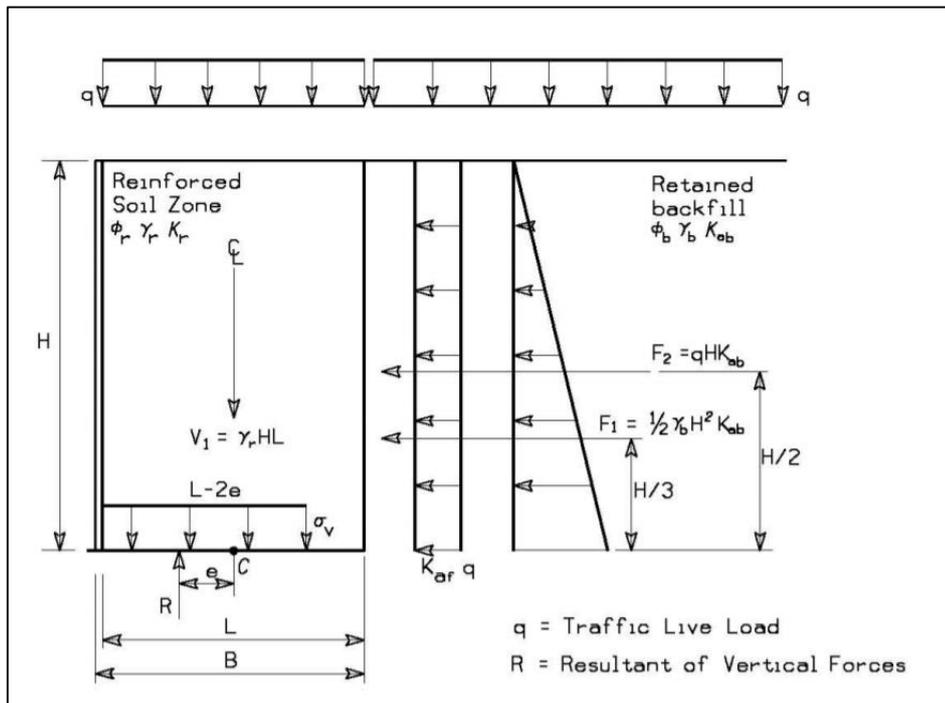


Figura N° 25: Cálculo de la Excentricidad y la Tensión Vertical para la verificación de los rodamientos, para la pendiente horizontal con sobrecarga de tráfico.

Fuente: AASHTO (2007)

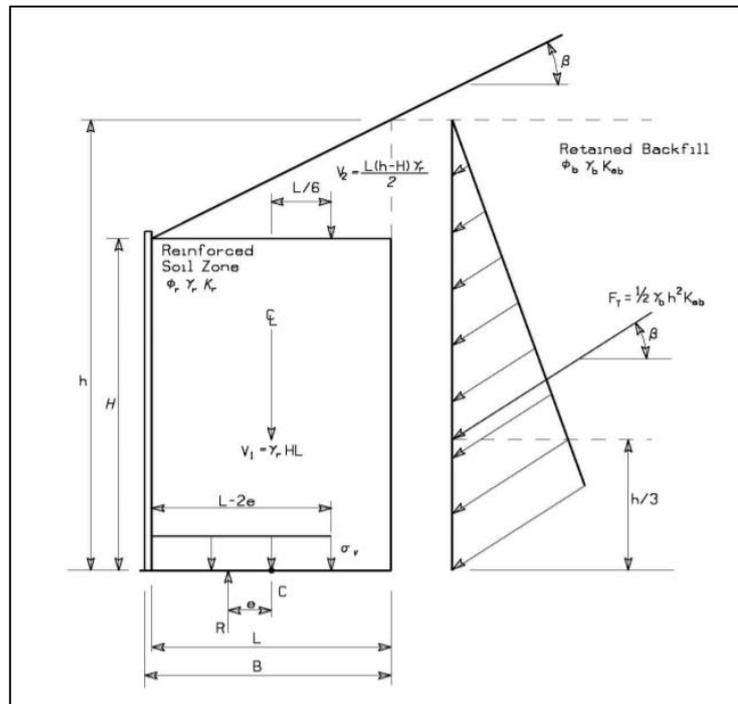


Figura N° 26: Cálculo de la Excentricidad y la Tensión Vertical para el control de rodamientos, en condiciones de pendiente inclinada

Fuente: AASHTO (2007)

c) Paso 6.c. Evaluar la Carga en la Fundación

Existen dos modelos de falla de la capacidad de carga. Por falla de corte general y falla de corte local. La cortante local se caracteriza por un punzonamiento del suelo de fundación.

Cabe señalar que el peso y el ancho del muro dentro de los cálculos se suele descuidar en control de rodamiento aplicable la carga viva tanto en la zona reforzada como el relleno retenido, como se muestra en la Figura 20.

Corte General: Para evitar la falla en el suelo de fundación, se requiere que la presión vertical factorizada en la base del muro sea calculada con la distribución uniforme del tipo Meyerhof, no exceda la resistencia de carga factorizada del suelo de cimentación. Expresada en la ecuación (60)

$$q_R \geq q_{uniforme} \quad (60)$$

La presión vertical uniforme es calculada en la ecuación (61):

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{L - 2e_n} \quad (61)$$

Donde:

ΣV = Suma de Fuerzas Verticales

L = Ancho de la cimentación, igual a la longitud de refuerzo L

e_n = Excentricidad para el Cálculo de la Carga (no igual a la verificación de excentricidad e)

1) Calcule la excentricidad, e_b de la fuerza resultante de la base del muro. El valor de e a partir de la verificación de la excentricidad, detallada en el Paso 6, no se puede utilizar. Calcular e con cargas factorizadas, para un muro con pendiente horizontal y una sobrecarga uniforme de carga viva concentrada al centro de la zona reforzada, la excentricidad se calcula mediante la siguiente ecuación (62):

$$e_B = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_1 \left(\frac{H}{3}\right) + \gamma_{LS} F_{q-LS} \left(\frac{H}{2}\right)}{\gamma_{EV-MAX} V_1 + \gamma_{ES} qL} \quad (62)$$

Donde los términos han sido definidos anteriormente. Los factores de carga máxima para γ_{EH} y γ_{EV} se utilizan para ser consistentes en el cálculo para σ_v (abajo) donde los factores de carga máxima resultan en la tensión vertical máxima.

Para muros con relleno inclinado, ver la ecuación (71). Una vez más, tenga en cuenta que en estas ecuaciones se deben incluir otras cargas y geometrías para diversos casos.

2) Calcule la Tensión Vertical Factorizada σ_{v-F} en la base, asumiendo una distribución de tipo Meyerhof. Para una pendiente vertical y una carga viva uniforme, recargue el factor. La presión de la carga de rodamiento, se calcula en la ecuación (63):

$$\sigma_{V-F} = \frac{\gamma_{EV-MAX} V_1 + \gamma_{LS} qL}{L - 2e_B} \quad (63)$$

Este enfoque, propuesto por Meyerhof, asume que en una distribución de fuerzas debido a la carga excéntrica puede ser aproximadamente dada por una distribución de tensión uniforme sobre una zona reducida en la base del muro. Esta área está definida por un ancho igual al ancho de pared menos dos veces la excentricidad tal como se muestran en las Figura N° 25 y Figura N° 26. El efecto de la excentricidad y la inclinación de la carga se aborda con el uso del ancho efectivo, $L-2e_B$, en lugar del total ancho, L . Ver ecuación (64)

$$q_{V-F} = \frac{\gamma_{EV-MAX} V_1 + \gamma_{EV-MAX} V_2 + \gamma_{EH-MAX} F_T \sin \beta}{L - 2e_B} \quad (64)$$

Tenga en cuenta que $(L-2e_B)$ se establece igual a L , cuando el valor de la excentricidad es negativo. Se puede encontrar un valor negativo de excentricidad para algunas geometrías extremas, por ejemplo: Un muro con refuerzos muy largos y una pendiente pronunciada. Tener en cuenta que cuando al verificarse los diversos factores de carga y combinaciones de carga, el valor de la excentricidad, e_B , variará y deberá determinarse un valor crítico mediante comparaciones de las combinaciones de cargas a aplicarse.

3) Determinar la resistencia nominal del deslizamiento. Para un grado de nivel frente a un Muro de suelo reforzado y sin influencia de nivel freático (Tabla N° 17), se calcula mediante la ecuación (65):

$$q_n = c_f N_c + 0.5L' \gamma_f N_f \quad (65)$$

Donde:

c_f = Cohesión del Suelo de Cimentación

γ_f = Peso Unitario del Suelo de Cimentación

N_c y N_f = Coeficientes de Capacidad de Carga Adimensionales

L' = Ancho efectivo de la cimentación, igual a $L-2e_B$; establecer L' igual a L si e_B es un valor negativo.

Tabla N° 17: Factor de Resistencia de Rodamientos

| ϕ | N_c | N_q | N_r | ϕ | N_c | N_q | N_r |
|--------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|
| 0 | 5.14 | 1.0 | 0.0 | 23 | 18.1 | 8.7 | 8.2 |
| 1 | 5.4 | 1.1 | 0.1 | 24 | 19.3 | 9.6 | 9.4 |
| 2 | 5.6 | 1.2 | 0.2 | 25 | 20.7 | 10.7 | 10.9 |
| 3 | 5.9 | 1.3 | 0.2 | 26 | 22.3 | 11.9 | 12.5 |
| 4 | 6.2 | 1.4 | 0.3 | 27 | 23.9 | 13.2 | 14.5 |
| 5 | 6.5 | 1.6 | 0.5 | 28 | 25.8 | 14.7 | 16.7 |
| 6 | 6.8 | 1.7 | 0.6 | 29 | 27.9 | 16.4 | 19.3 |
| 7 | 7.2 | 1.9 | 0.7 | 30 | 30.1 | 18.4 | 22.4 |
| 8 | 7.5 | 2.1 | 0.9 | 31 | 32.7 | 20.6 | 25.9 |
| 9 | 7.9 | 2.3 | 1.0 | 32 | 35.5 | 23.2 | 30.2 |
| 10 | 8.4 | 2.5 | 1.2 | 33 | 38.6 | 26.1 | 35.2 |
| 11 | 8.8 | 2.7 | 1.4 | 34 | 42.2 | 29.4 | 41.1 |
| 12 | 9.3 | 3.0 | 1.7 | 35 | 46.1 | 33.3 | 48.0 |
| 13 | 9.8 | 3.3 | 2.0 | 36 | 50.6 | 37.8 | 56.3 |
| 14 | 10.4 | 3.6 | 2.3 | 37 | 55.6 | 42.9 | 66.2 |
| 15 | 11.0 | 3.9 | 2.7 | 38 | 61.4 | 48.9 | 78.0 |
| 16 | 11.6 | 4.3 | 3.1 | 39 | 37.9 | 56.0 | 92.3 |
| 17 | 12.3 | 4.8 | 3.5 | 40 | 75.3 | 64.2 | 109.4 |
| 18 | 13.1 | 5.3 | 4.1 | 41 | 83.9 | 73.9 | 130.2 |
| 19 | 13.9 | 5.8 | 4.7 | 42 | 93.7 | 85.4 | 155.6 |
| 20 | 14.8 | 6.4 | 5.4 | 43 | 105.1 | 99.0 | 186.5 |
| 21 | 15.8 | 7.1 | 6.2 | 44 | 118.4 | 115.3 | 224.6 |
| 22 | 16.9 | 7.8 | 7.1 | 45 | 133.9 | 134.9 | 271.8 |

Note:
 N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reisner, 1924), and N_r (Vesic, 1975).
 N_q is embedment term, which is typically not used in MSE wall design.

Fuente: Recuperado de Tabla 10.3.2a-1. AASHTO (2007)

4) Comprobar que la resistencia del rodamiento factorizado sea mayor que la tensión del rodamiento factorizado, es decir, $q_R \geq q_{V-F}$. La resistencia de rodamiento factorizada (q_R) se expresa en la ecuación (66):

$$q_R = \phi q_n \quad (66)$$

Donde:

ϕ = Factor de Resistencia, para las paredes MSEW. Este factor es 0.65 .Tabla 11.5.6 -1, AASHTO -2007

Como se indica en los pasos 2) y 3), $qV-F$ se puede disminuir y qR aumentar al alargarse los refuerzos. La resistencia nominal del rodamiento a menudo puede incrementarse, esto dependerá de las propiedades del suelo. Si no se logran condiciones adecuadas de soporte o alargamiento, los refuerzos producen que el costo aumente significativamente. Dentro de la mejora del suelo de cimentación están considerados dentro de ellos (la compactación dinámica, reemplazo de suelo, columnas de piedras, precompresión, etc)

Corte Local, Punzonamiento y Compresión Lateral: El corte local es una transición entre Cizalla General y Punzonamiento, que puede ocurrir en suelos sueltos o compresibles, en condiciones débiles. El suelo bajo carga lenta (drenados) es posible obtener un corte local o un corte de punzonamiento. La sección 10.6.3.1.2b de AASHTO-2007, requiere el uso de parámetros reducidos de resistencia al corte para calcular la resistencia nominal de rodamiento. La tensión efectiva reducida de la cohesión, c . Se estable igual a $0.67c'$. El ángulo de fricción del suelo de tensión efectivo reducido, ϕ . Se estable igual a $\tan^{-1}(0.67\tan\phi'_{r})$

La compresión lateral es un caso especial de cizallamiento local que puede ocurrir cuando se soporta una capa con cohesión del suelo débil que recubre una capa firme del suelo. La falla de compresión lateral resulta en un movimiento horizontal significativo del suelo debajo de la estructura.

Para evitar el corte local de la estructura que soporta suelos cohesivos débiles, se expresa en la ecuación (67):

$$\gamma_r H = 3 c_u \quad (67)$$

Donde γ_r es el peso unitario del relleno reforzado, H es la altura de la pared y c_u es la cohesión de la tensión total del suelo de cimentación.

Si no se pueden lograr las condiciones de apoyos adecuadas, se debe eliminar los suelos blandos o se requiere mejorar la condición del suelo de cimentación. Teniendo en cuenta la Cortante Local en los sistemas de suelos de dos capas

en cara sin drenar y drenado, se especifica en la Sección 10.6.3.1.2. AASHTO (2007).

d) Paso 6.d. Asentamiento Estimado

Se debe realizar un análisis convencional para garantizar la consolidación y el asentamiento secundario del muro son menos que el rendimiento y requisitos del proyecto. El asentamiento es evaluado de acuerdo a la Presión calculada en un estado Limite de Servicio I.

Se estima que los asentamientos de cimentación posteriores a la construcción indican que se deben ajustar las elevaciones planificadas de la parte superior del muro. Esto se puede lograr aumentando las elevaciones de la parte superior del muro durante el diseño, o proporcionando un ajuste de altura dentro de la parte superior del muro, y/o retrasando la fila superior de los paneles hasta el final de completar la altura requerida. Los asentamientos diferenciales significativos (mayores a 1/100) indican la necesidad de juntas de deslizantes que permitan el movimiento vertical del muro.

2.4.10.7 Paso 7. Evaluar la Estabilidad Interna

La falla interna de un muro MSEW puede ocurrir de dos maneras diferentes:

- Las fuerzas de tracción (y, en el caso de refuerzos rígidos, las fuerzas cortantes) en las inclusiones se vuelven tan grande que las inclusiones se alargan excesivamente o se rompen, llevando a cabo grandes movimientos y/o posible colapso de la estructura. Este modo de fallo se llama Falla por Alargamiento o Rotura de los Refuerzos.
- Las fuerzas de tracción en los refuerzos se vuelven más grandes que la resistencia al empuje, lo que lleva a grandes movimientos y/o posible colapso de la estructura.

Este modo de falla es llamado Falla por Empuje.

El proceso de dimensionamiento y diseño para evitar fallas internas, por lo tanto, consiste en determinar las fuerzas de tensión desarrolladas máximas, dentro de su ubicación a lo largo de un lugar de superficies de deslizamiento críticos y resistencia proporcionada por los refuerzos tanto en su capacidad de fuerza de empuje como la resistencia a la tracción.

La estabilidad interna también incluye una evaluación de los requisitos de capacidad de servicio, como el movimiento lateral tolerable de las estructuras y el control de la tensión en las conexiones de refuerzo.

a) Paso 7.a. Seleccionar el Tipo de Suelo de Refuerzo:

Los refuerzos del suelo son inextensibles (es decir, en su mayoría metálicos) o extensibles (es decir, en su mayoría materiales poliméricos). El modelo de diseño de la pared interna varía según el tipo de material debido a su extensibilidad en relación con el suelo en caso sea de falla. Por lo tanto, la elección del tipo de material se debe hacer en este paso del diseño. Las variaciones son: si la predicción de la vida se basa en la corrosión del metal o la degradación del polímero, geometría del plano de falla crítica asumida para el diseño y tensión lateral utilizada para el diseño. Se puede hacer una distinción entre las características de los refuerzos inextensibles y extensibles de la siguiente manera.

- Métodos de diseños, refuerzos extensibles (geosintéticos)

Para los cálculos de estabilidad externa, el método actual supone una distribución de la presión de la tierra, la cual se basa en el método utilizado para los refuerzos inextensibles.

Para los cálculos de estabilidad interna que utilizan el método simplificado, el coeficiente interno de presión de la tierra es nuevamente una función del tipo de refuerzo. Donde el coeficiente mínimo (K_a) se utiliza para muros construidos con láminas continuas de geotextiles y geomallas. Para la estabilidad interna, se considera una superficie de falla Rankine, porque los refuerzos inextensibles pueden alargarse más que el suelo antes de la falla, y no modifican significativamente la forma de la superficie de falla del suelo.

b) Paso 7.b. Definir la Superficie de Deslizamiento Crítico:

La superficie de deslizamiento crítico en un muro de suelo reforzado simple coincide con el lugar de la fuerza de tracción máxima, $T_{MÁX}$, en cada capa de refuerzo. La forma y ubicación de la superficie de falla crítica la cual se basa en estructuras instrumentadas y estudios teóricos.

Se ha asumido que esta superficie de falla crítica es aproximadamente bilineal en el caso de refuerzos no extensibles (Figura N° 27), aproximadamente lineal en el caso de refuerzos extensible (Figura N° 27), y pasa a través del dedo del pie de la pared en ambos casos.

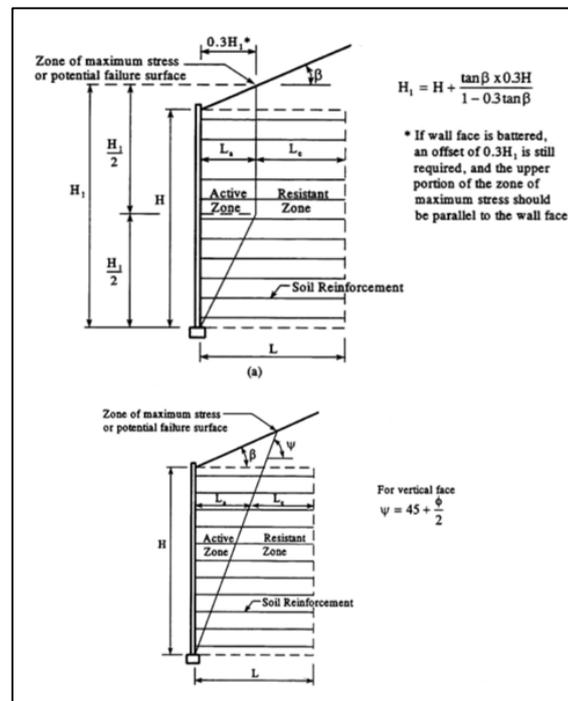


Figura N° 27: Ubicación de la Superficie de Falla para el Diseño de la Estabilidad Interna del Muro MSEW (a) refuerzos inextensibles y (b) refuerzo extensible

Fuente: AASHTO (2007)

c)Paso 7.c. Definir las Cargas no Evaluadas:

Las principales fuentes de cargas internas de un muro MSEW, es la presión del suelo de relleno reforzado y cualquier carga adicional sobre la zona reforzada. Las cargas que deben incluir son las de Presión Vertical del Suelo (EV), el recargo por Carga Viva (LS) y el recargo por la Tierra (ES). Las cargas de impacto de agua, sísmicas y vehículos deberían también evaluarse, según corresponda.

Los estudios de investigación Allen y Bathurst han indicado que la máxima fuerza de tracción está relacionada principalmente con el tipo de refuerzo en el muro MSEW, que, a su vez, es una función de su módulo, extensibilidad y densidad del refuerzo. Sobre la base de esta investigación existe una relación entre el tipo de

refuerzo y la sobrecarga que se ha desarrollado, la cual se muestra en la Figura N°28. La relación K_r/K_a para los refuerzos metálicos (inextensibles) disminuye desde la parte superior del relleno del muro reforzado hasta un valor constante de 20 pies (6m) por debajo de está elevación. En contraste con los refuerzos inextensibles (geosintéticos) es una constante. Tenga en cuenta que la relación K_r/K_a resultante se refiere a la parte superior de la pared de la cara.

La Figura N° 28 se preparó mediante un análisis posterior de la relación de tensión lateral K_r , a partir de los datos de campos disponibles donde se midieron y normalizaron las tensiones en los refuerzos en función del coeficiente de presión de la tierra activa de Rankine, K_a . La teoría de la presión activa del suelo de Rankine, asume que la presión lateral es independiente de la pendiente del relleno y de la fricción. Las relaciones mostradas en la Figura 28 corresponde a valores representativos de los sistemas de refuerzo específicos que se sabe que dan resultados satisfactorios suponiendo que la tensión vertical es igual al peso de la sobrecarga (γH). Esto proporciona un método de evaluación simplificado para todas las paredes de relleno reforzados sin cohesión. Los datos a futuros pueden llevar a modificarse en la Figura 28, incluidas las relaciones para los tipos de refuerzos recientemente desarrollados, el efecto de los paneles de altura completa, etc. Estas relaciones pueden desarrollarse mediante la instrumentación de estructuras y el uso de Modelos para verificar la relación K_r/K_a para muros rutinarios y complejos. El coeficiente de presión de tierra lateral K_r se determina aplicando un multiplicador al coeficiente activo de presión de tierra.

El coeficiente de presión de tierra activa se determina utilizando una relación de presión de tierra de Coulomb, asumiendo que no hay fricción de la pared y un ángulo β igual a cero (es decir, equivalente al coeficiente de presión de tierra de Rankine). Para un muro vertical, la presión de la tierra se reduce a la ecuación de Rankine, expresada mediante la ecuación (68):

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_r'}{2} \right) \quad (68)$$

Para un muro con inclinación igual o mayor a 10° de la vertical, se puede usar la siguiente fórmula simplificada de la ecuación de Coulomb, expresada en la ecuación (69):

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_r)}{\sin^3 \theta \left[1 + \frac{\sin \phi'_r}{\sin \theta} \right]} \quad (69)$$

Donde θ , es la inclinación de la parte posterior del revestimiento según se mide desde el inicio horizontal frente a la pared, como se muestra en la Figura N° 23.

El esfuerzo, σ_2 , debido a un relleno inclinado en la parte superior del muro MSEW, donde se puede determinar como se muestra en la Figura 29. Una altura de suelo equivalente, S , es calculada en función de la geometría de la pendiente. El valor de S_{eq} , no debe exceder la altura de la pendiente para los rellenos con pendiente inclinada hacia atrás. Se utiliza una longitud de refuerzo de $0.7H$, para calcular el esfuerzo de relleno en pendiente, σ_2 , en el refuerzo del suelo, ya que una mayor longitud solo tendría un efecto mínimo en el refuerzo. La tensión vertical es igual a la altura del suelo equivalente del producto y el peso unitario del suelo de relleno reforzado, y se aplica uniformemente en la parte superior de la zona MSEW. Ver Figura N° 28 y 29.

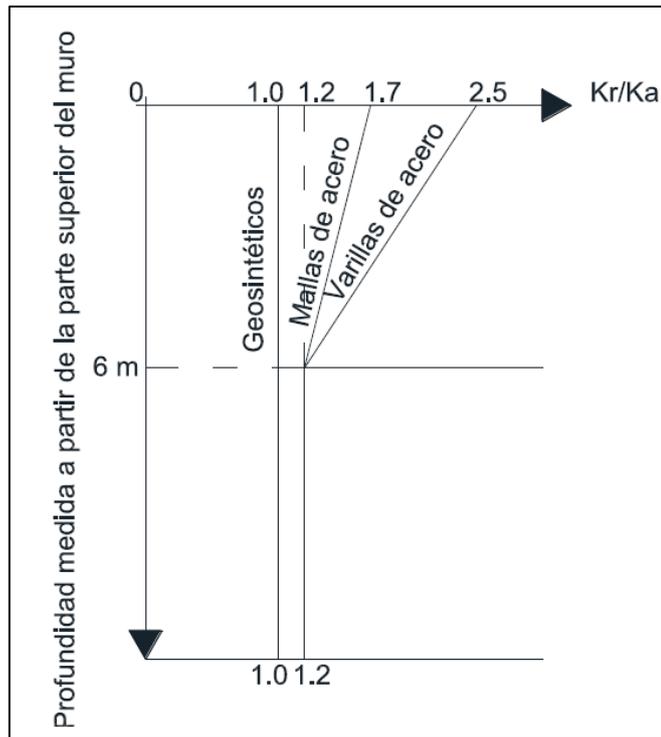


Figura N° 28: Variación del coeficiente de la relación de tensión lateral (K_r/K_a) con profundidad en un muro MSEW

Fuente: AASHTO (2007)

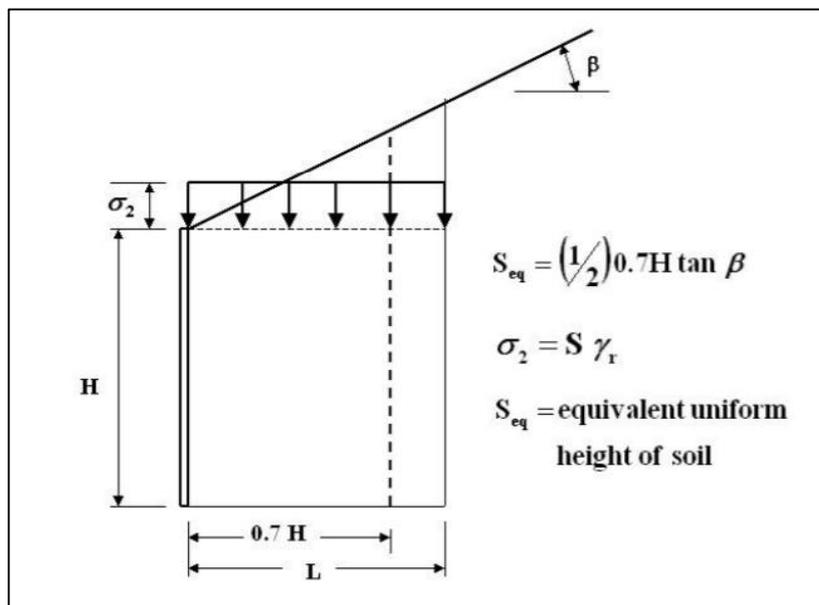


Figura N° 29: Cálculo de Tensión Vertical para condiciones de relleno inclinado para estabilidad interna

Fuente: AASHTO (2007)

d) Paso 7.d. Establecer el Diseño Vertical de los Refuerzos del Suelo:

El uso de una sección de refuerzo constante y el espaciado para la altura total en la pared, generalmente proporciona más refuerzo en la parte superior del muro que la necesaria para la estabilidad. Por lo tanto, un diseño más económico puede ser posible variando la densidad del refuerzo con la profundidad. Sin embargo, para proporcionar una zona de suelo reforzado estable, el espaciado vertical del refuerzo no debe superar las 32 pulg. (800mm).

En general, hay dos formas prácticas de lograr esto para los Muros de suelo reforzado:

- Para refuerzos que consisten en tiras, rejillas usadas como mejoras en concreto prefabricados, el espaciado vertical se mantiene constante y la densidad del refuerzo se incrementa con la profundidad al aumentar el número y/o el tamaño de refuerzos. Por ejemplo, el espaciado horizontal típicos es de 2 pulgadas (50mm) x 5/32 pulg. Las tiras (4mm) miden 30 pulg. (0.75m), pero esto puede disminuirse agregando ubicaciones de refuerzo horizontal.
- Para los refuerzos continuos de láminas, hechos de geotextiles o geomallas, una forma común de variar la densidad del refuerzo T_{al}/S_v es cambiar el espaciado vertical S_v , especialmente si se usa el revestimiento envuelto, porque se adapta fácilmente a las variaciones de espaciado. El rango de espacio aceptable se rige por la consideración de la Colocación y Compactación del Relleno (ejemplo, S_v tomado como 1, 2 o 3 veces el grosor del espesor). La densidad del refuerzo T_{al}/S_v también puede variarse cambiando la fuerza (T_{al}) especialmente si está envuelto, se utilizan técnicas de revestimiento que requieren una altura de envoltura constante.

Los muros de bajo a mediana altura (ejemplo < 16 pies (5m)), generalmente se construyen con una fuerza geosintética. Los muros más altos utilizan geosintéticos de fuerza múltiple. Por ejemplo, la pared de precarga de Seattle de 41 pies (12,6m) de altura utilizó cuatro potencias de geotextiles Allen, et al. (1992). Un espacio máximo de 16 pulg. (400 mm) es típico de los muros geosintéticos con caras envueltas, aunque puede ser conveniente un espacio más pequeño para minimizar el abultamiento.

Para unidades grandes, como gaviones de 0.9m por 0.9m, se usa típicamente un espacio vertical igual a la altura de la cara (es decir, 0.9m). Este espaciado excede ligeramente el límite indicado anteriormente, pero esto puede compensarse con las contribuciones de la unidad de gran tamaño hacia la estabilidad interna (es decir, abultamiento).

e) Paso 7.e. Calcular las Fuerzas de Tracción en las Capas de Refuerzos:

e.1. Calcular la Tensión Horizontal

Para el análisis de estabilidad interna, se establece primero la distribución de la tensión horizontal, σ_H . La tensión horizontal a cualquier profundidad dada dentro de la zona de suelo reforzado se expresa en la siguiente ecuación (70):

$$\sigma_H = K_r[\sigma_v] + \Delta\sigma_H \quad (70)$$

Donde K_r , es el coeficiente de presión lateral de la tierra en la zona del suelo reforzado y se obtiene de la Figura N° 28, σ_v es la presión vertical factorizada en la profundidad de interés, y $\Delta\sigma_h$ es la tensión horizontal debido a recargos externos.

Para el análisis de estabilidad interna, se hacen las siguientes suposiciones en el cálculo de la presión vertical factorizada, σ_v :

- 1) La presión vertical debida al peso de la zona del suelo reforzado se le asigna un tipo de carga “EV” con un factor de carga (máximo) correspondiente $\gamma_{P-EV} = 1.35$. El factor de carga máximo de 1.35 y no el factor de carga mínimo de 1.00, siempre se usa para encontrar la tensión crítica.
- 2) A cualquier sobrecarga vertical sobre la zona de suelo reforzado que se deba al suelo o que se considere como un recargo de suelo equivalente se le asigna un tipo de Carga “EV”. En este escenario, un recargo de tráfico de carga viva que está representada por un recargo de suelo equivalente a la altura h_{eq} , se asume como tipo de Carga “EV”. Esto contrasta con el análisis de estabilidad externa, donde la sobrecarga de tráfico de carga viva se asume como tipo de carga “LS” porque en e análisis de estabilidad externa se supone que el muro MSEW es un bloque rígido. Para el análisis de estabilidad interna, la

suposición del tipo de carga “EV” se utiliza para que la cantidad de refuerzo del suelo reforzado sea aproximadamente la misma que la obtenida utilizando un enfoque de diseño de esfuerzo de trabajo anterior (es decir, calibración por ajuste).

- 3) Se supone que el peso unitario del suelo de relleno equivalente al peso unitario de la zona de suelo reforzado, γ_r , que generalmente es mayor o igual que el peso unitario del relleno retenido.
- 4) Cualquier sobrecarga vertical que se deba a una fuente que no sea del suelo, se le asigna un tipo de carga “ES”. Ejemplo la carga de la presión del rodamiento bajo una zapata extendida en la parte superior de la zona de suelo reforzado, Sin embargo, la aplicación del factor de carga de $\gamma_{P-ES} = 1.50$ que se asigna al tipo de carga “ES” en una función de cómo se calculan las presiones verticales de la siguiente manera:
 - Si las presiones verticales se basan en cargas nominales (es decir, sin practicar), entonces usar $\gamma_{P-ES} = 1.50$
 - Si las presiones verticales se basan en cargas factorizadas, entonces usar $\gamma_{P-ES} = 1.00$. Esto es porque una vez que las cargas son factorizadas, no deben ser factorizadas nuevamente.

Se recomienda que la presión vertical factorizada, se evalúe utilizando los enfoques anteriores y el valor más grande elegido para el análisis.

La presión horizontal factorizada, $\Delta\sigma_h$, podría ser una variedad de fuentes. Dos ejemplos de presiones horizontales suplementarias son las siguientes:

- 1) Las Presiones Horizontales debidas a las tensiones horizontales (cortantes) en la parte inferior de una zapata extendida sobre la zona de suelo reforzado.
- 2) Las Presiones Horizontales de elementos de cimentación profunda que se extiendan a través de la zona del suelo reforzado.

A las presiones horizontales suplementarias se les asigna un tipo de carga “ES”, ya que representan recargos en o dentro de la zona del suelo reforzado. Sin embargo, de manera similar a las presiones verticales debidas a las cargas que no son del suelo, la aplicación del factor de carga máximo de $\gamma_{P-ES} = 1.50$ es asignada

al tipo de carga “ES” es una función de cómo se calculan las presiones horizontales de la siguiente forma:

- Si las presiones horizontales se basan en cargas nominales (es decir, sin prácticas) entonces se usa $\gamma_{P-ES} = 1.50$.
- Si las presiones horizontales se basaron en cargas factorizadas, entonces use $\gamma_{P-ES} = 1.00$. Esto es porque una vez que las cargas son factorizadas no deben ser factorizadas nuevamente.

Al igual que con la presión vertical, se recomienda que la presión horizontal factorizada se evalúe utilizando los enfoques anteriores y el valor más grande elegido para el análisis.

La aplicación de la guía anterior se ilustra a continuación para cuatro configuraciones del muro de suelo reforzado, desde la geometría simple a complejas. Las ecuaciones se pueden extender a cualquier otra configuración de muro de suelo reforzado con un complejo sistema de recargos.

Ejemplo 1: Muros de MSEW con relleno de nivel y sin recargo: Esto representa lo más simple de la configuración del muro de suelo reforzado para la cual la tensión horizontal a cualquier profundidad Z , dada debajo de la parte superior de la zona de suelo reforzado se da a de la siguiente ecuación (71):

$$\sigma_H = K_r [(\gamma_r Z) \gamma_{EV-MAX}] \quad (71)$$

Donde, γ_r , es el peso unitario del suelo en la zona de suelo reforzado, y γ_{EV-MAX} es el factor de carga máximo (=1.35) para el tipo de carga “EV”. El valor de K_r se obtiene al asumir que: (i) la variación de la relación K_r/K_a que se muestra en la Figura N° 29 comienza desde la parte superior de la zona de suelo reforzado, y (ii) K_a se calcula utilizando la fórmula de Rankine, expresada en la ecuación (52).

Ejemplo 2: Muro MSEW con Relleno Inclinado: Esta configuración se usa comúnmente para aplicaciones de muros de contención con pendientes inclinadas. El ejemplo de este modelo se muestra en la Figura N°28. Como se muestra en la Figura N° 29, el recargo en pendiente se aproxima por un recargo de altura uniforme equivalente en el suelo, S_{eq} . Para este caso, la tensión horizontal en

cualquier profundidad Z, debajo de la parte superior de la zona de suelo reforzado se puede escribir de la siguiente manera:

$$\sigma_H = K_r [\gamma_r (Z + S_{eq}) \gamma_{EV-MAX}] \quad (72)$$

El valor de K_r se obtiene al asumir que: (i) la variación entre la relación K_r/K_a que se muestra en la Figura N° 28, comienza desde la parte superior de la zona de suelo reforzado, y (ii) K_a se calcula usando la fórmula de Rankine, expresada en la ecuación 52) asumiendo que el relleno está nivelado.

Ejemplo 3: Muro MSEW con Relleno de Nivel y Recargo de Carga Viva: Esta configuración se usa comúnmente para caminos separados por pendientes. Suponiendo que la carga viva se expresa como un sobrecargo de altura uniforme equivalente en el suelo, h_{eq} , (igual a 2 pies) la tensión horizontal a cualquier profundidad Z, debajo de la parte superior de la zona de suelo reforzado se puede escribir de la siguiente manera:

$$\sigma_H = K_r [\gamma_r (Z + h_{eq}) \gamma_{EV-MAX}] \quad (73)$$

El valor de K_r se obtiene al asumir que: (i) la variación entre la relación K_r/K_a que se muestra en la Figura N° 28, comienza desde la parte superior de la zona de suelo reforzado, y (ii) K_a se calcula usando la fórmula de Rankine, expresada en la ecuación 52.

En la Figura N°30 se presenta la distribución de la carga de la Tensión Vertical:

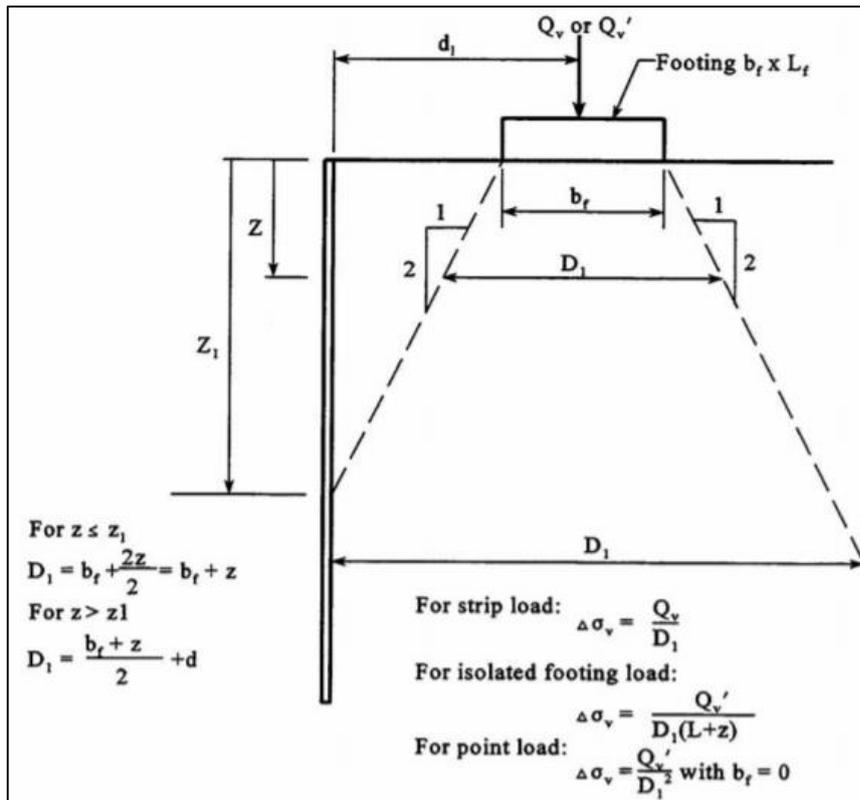


Figura N° 30: Distribución de la Tensión de la Carga Vertical concentrada para el cálculo de estabilidad interna y externa

Fuente: AASHTO (2007)

Donde:

D_1 = Ancho Efectivo de la carga Aplicada a cualquier profundidad, calculado como se muestra arriba.

b_f = Ancho de carga aplicada. Para zapatas que están cargadas de forma excéntrica (ejemplo zapatas de apoyo de puente), estableciendo b_f igual al ancho de la zapata B' al reducirlo en $2e'$, donde e' es la excentricidad de la zapata (es decir, $b_f - 2e'$).

L_f = Longitud de la base.

Q_v = Carga por pie lineal de zapatas.

Q_v' = Carga en pie rectangular aislado o carga puntual

z_1 = Profundidad donde el ancho efectivo se cruza por detrás de la pared = $2d_f - b_f$

Suponga que el aumento de la tensión vertical debido a la sobrecarga no influye en las tensiones utilizadas para evaluar la estabilidad interna si la sobrecarga se ubica detrás de la masa del suelo reforzado. Para la estabilidad externa, suponga que el recargo no tiene influencia si está ubicado fuera de la zona activa detrás de muro. (Ver Figura N° 31 y 32).

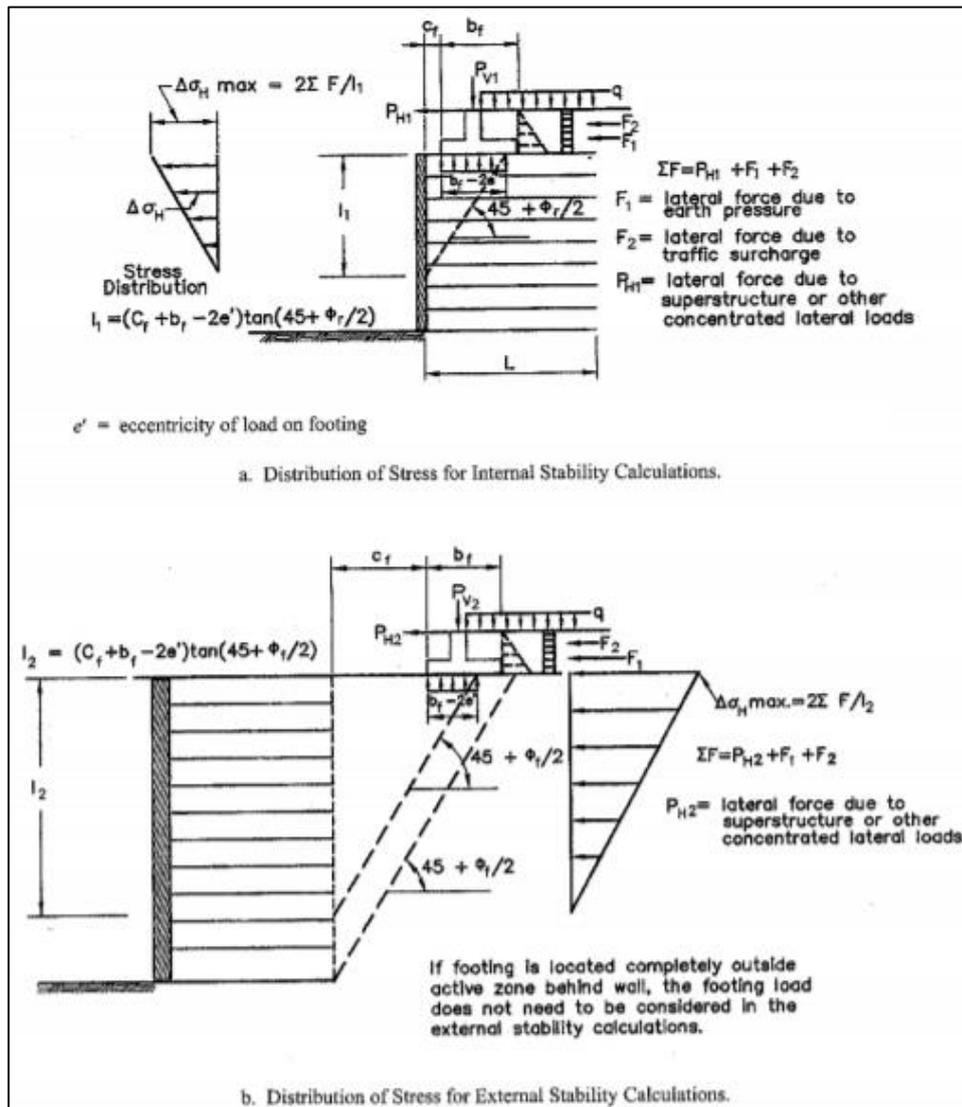


Figura N° 31: Distribución de Tensiones por Cargas Horizontales Concentradas

Fuente: AASHTO (2007)

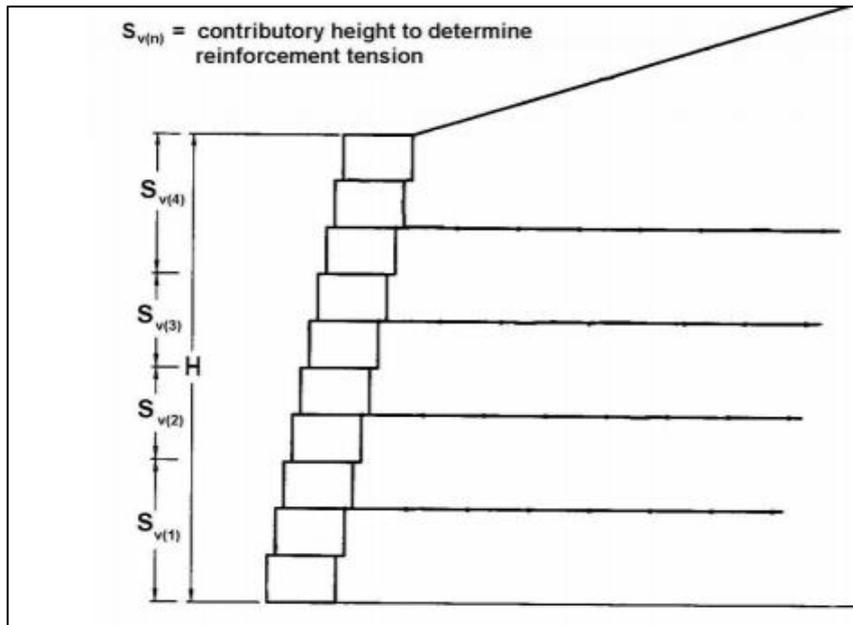


Figura N° 32: Altura Contributiva de Carga del Refuerzo

Fuente: AASHTO (2007)

e2. Calcular la Máxima Tensión, T_{MAX}

Calcule la tensión máxima factorizada T_{MAX} en cada capa de refuerzo por unidad de ancho de la base de muro, basado en el espaciado vertical S_v , expresada en la ecuación (74):

$$T_{MAX} = \sigma_H S_v \text{ (fuerza por unidad de ancho de refuerzo [kips/ft])} \quad (74)$$

El término S_v es igual al espaciado de refuerzo vertical para una capa donde los refuerzos adyacentes verticalmente están igualmente separados de la capa en consideración. En este caso, σ_H , calculado a nivel del refuerzo, esta se ubica en el centro de la altura contributiva. La altura se define como el punto medio entre las elevaciones de refuerzo verticalmente adyacentes, excepto el refuerzo de las capas superior e inferior.

Para las capas superior e inferior de refuerzo, S_v es la distancia desde la parte superior de la pared, respectivamente, hasta el punto medio entre la primera y la segunda capa (desde la parte superior o inferior del muro) de refuerzo. Las distancias S_v , se ilustran en la Figura N°32.

La tensión máxima de refuerzo, T_{MAX} , para las capas superiores e inferiores del refuerzo y para las capas intermedias que no tienen capas adyacentes igualmente espaciadas, se calcula como el producto de la altura contributiva y la tensión horizontal factorizada promedio que actúa sobre esa altura contributiva. La tensión promedio se puede calcular basándose en el área trapezoidal tributaria (es decir, el promedio de la tensión en la parte superior y en la parte inferior de la altura contributiva) o en el punto medio de la altura contributiva, como se ilustra en la Figura N° 32.

Alternativamente, para refuerzos discretos (tiras de metal, esteras de barras, geomallas, etc) T_{MAX} (fuerza por unidad de ancho) se puede calcular en cada nivel como $P_{TMAX-UWR}$ en términos de fuerza o por unidad de ancho de refuerzo, expresada en la ecuación (75):

$$P_{TMAX-UWR} = \frac{\sigma_H S_V}{R_c} \quad (75)$$

Donde:

R_c = Relación entre el ancho bruto de la tira, la hoja o la cuadrícula con respecto al espaciado horizontal de centro a centro entre las tiras, hojas o cuadrículas. $R_c = 1$, para un refuerzo de cobertura total.

Para refuerzos discretos de espaciado conocido y revestimiento de concreto prefabricado segmentario, las dimensiones conocidas del panel, T_{MAX} (fuerza por unidad de ancho) se pueden calcular alternativamente por refuerzo discreto, P_{TMAX-D} , por ancho de panel, definido en la siguiente ecuación (76):

$$P_{TMAX-D} = \frac{\sigma_H S_V W_P}{N_P} \quad (76)$$

Donde:

P_{TMAX-D} = Carga máxima factorizada en elemento de refuerzo discreto.

W_P = Ancho del panel.

N_P = Número discreto de refuerzos por ancho de panel (ejm= 2, 3, etc)

f) Paso 7.f. Calcular la resistencia del refuerzo del suelo

El procedimiento y la discusión sobre la definición de la resistencia nominal del diseño de refuerzo a largo plazo (T_{al}). La resistencia del suelo factorizada es el producto de la resistencia del suelo factorizada es el producto de la resistencia nominal a largo plazo, la relación de la cobertura y el factor de resistencia aplicable, ϕ . Los factores de resistencia para la rotura por tracción de los refuerzos del suelo del muro MSEW se resumen en la Tabla N° 17. La resistencia a la tracción factorizada, donde T_r , expresada en la siguiente ecuación (77):

$$T_r = \phi T_{al} \quad (77)$$

T_{al} y T_r pueden expresarse en términos de resistencia por unidad de ancho de pared, por elemento de refuerzo o por unidad de ancho de refuerzo.

En el Manual FHWA NHI-10-024, en la Sección 3.5, se define:

La resistencia a la tracción nominal a largo plazo del refuerzo, T_{al} , se obtiene para las tiras y rejillas de acero como se muestra en las siguientes ecuaciones. T_{al} en unidades de fuerza por unidad de ancho, se utiliza para proporcionar un enfoque de fuerza unificado, que se puede aplicar a cualquier refuerzo. Ver ecuación (78)

$$T_{al} = \frac{F_y * A_c}{b} \quad (78)$$

Donde:

b = El ancho bruto de la tira, hoja o lámina

F_y = Fluencia del Acero

A_c = Área de sección transversal del diseño de acero, definida como el área de sección transversal original menos las pérdidas por corrosión que se anticipa y que ocurrirán durante la vida útil del muro. ($w*t$), donde w es el ancho del refuerzo y t es el espesor del refuerzo. (Ver Tabla N° 18)

Tabla N° 18: Factores de Resistencia ϕ , para la resistencia a la tracción y a la fuerza de empuje del muro MSEW

| Tipo de Refuerzo y Condición de Carga | | Factor de Resistencia |
|--------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|-----------------------|
| Refuerzos Metálicos y Conectores | Tira de refuerzos | |
| | Carga Estática | 0.75 |
| | Combinación de Carga Estática/Sísmica | 1.00 |
| | Combinación de Carga Estática/Impacto de barrera de trafico | 1.00 |
| | Refuerzos de Rejillas | |
| | Carga Estática | 0.65 |
| | Combinación de Carga Estática/Sísmica | 0.85 |
| | Combinación de Carga Estática/Impacto de barrera de trafico | 0.85 |
| | Refuerzos y Conectores del Geosintético | Carga Estática |
| Combinación de Carga Estática/Sísmica | | 1.20 |
| Combinación de Carga Estática/Impacto de barrera de trafico | | 1.20 |
| Resistencia al empuje del refuerzo de tracción (metálico y geosintético) | Carga Estática | 0.90 |
| | Combinación de Carga Estática/Sísmica | 1.20 |
| | Combinación de Carga Estática/Impacto de barrera de trafico | 1.20 |

Fuente: Recuperado de Tabla 11.5.6-1, AASHTO (2007)

g) Paso 7.g. Seleccione el grado y/o número de elementos de refuerzo de suelo en cada nivel

La disposición vertical del refuerzo del suelo, la fuerza de tracción factorizada en cada nivel de refuerzo y la resistencia del refuerzo del suelo factorizado se definieron en tres pasos anteriores. Con esta información, seleccione las calidades adecuadas (fuerzas) de refuerzo, o el número de refuerzos discretos (por ejemplo, tiras), para el diseño de refuerzo vertical definido. Luego, con este diseño, saque la extracción y, según corresponda las cargas de eventos extremos. Ajustar e diseño si es necesario.

La estabilidad con respecto a la rotura de los refuerzos se presenta requiere la verificación expresada en la ecuación (79):

$$T_{MAX} \leq T_r \quad (79)$$

Donde T_{MAX} es la carga máxima factorizada en un refuerzo (ecuación 86,87) y T_r es la resistencia a la tracción reforzada.

h) Paso 7.h. Estabilidad Interna con respecto a la Falla de Empuje

La estabilidad con respecto a la extracción de los refuerzos requiere que la longitud de extracción efectiva factorizada sea mayor o igual a la carga de tracción factorizada en el refuerzo, T_{MAX} . Se debe verificar cada capa de refuerzo, ya que la resistencia a la extracción y/o las cargas de tracción pueden variar con la capa de refuerzo. Por lo tanto, los siguientes criterios se presentan en la siguiente ecuación (80):

$$\phi L_e \geq \frac{T_{MAX}}{F * \alpha \sigma_v C R_c} \quad (80)$$

Donde:

L_e = La longitud de empotramiento en la zona de resistencia. Tenga en cuenta que el límite entre las zonas resistentes y activas se puede modificar concentrándose cargas.

T_{MAX} = Tensión máxima de refuerzo

ϕ = Factor de resistencia para el refuerzo de empuje. Ver Tabla N°17.

F^* = Factor de resistencia a la extracción con una variación en la profundidad que comienza en la misma elevación que la variación K_r/K_a ($2/3 \tan \phi$, donde ϕ , es el máximo ángulo de fricción para muros MSEW que usan relleno granular selecto, se toma como un máximo de 34° a menos que los datos de pruebas específicas del proyecto justifiquen valores más altos).

α = Factor de corrección de escala (generalmente 1.0 para refuerzos metálicos y 0.6 a 1.0 para refuerzos geosintéticos)

σ = Tensión vertical nominal (es decir, no practicada) en el nivel de refuerzo en la zona resistente, incluidos los recargos por carga muerta

distribuida descuidando las cargas de tráfico. Consulte Figura 34 para calcular σ_v para rellenos inclinados.

$C = 2$, para refuerzo de tiras, rejillas y láminas (Tipos de Refuerzo)

$R_c =$ Radio de cobertura (donde b , es el ancho de la tira y S_h es el espaciado de centro a centro entre tiras, láminas o rejillas). (Ver Figura N° 33 y 34)

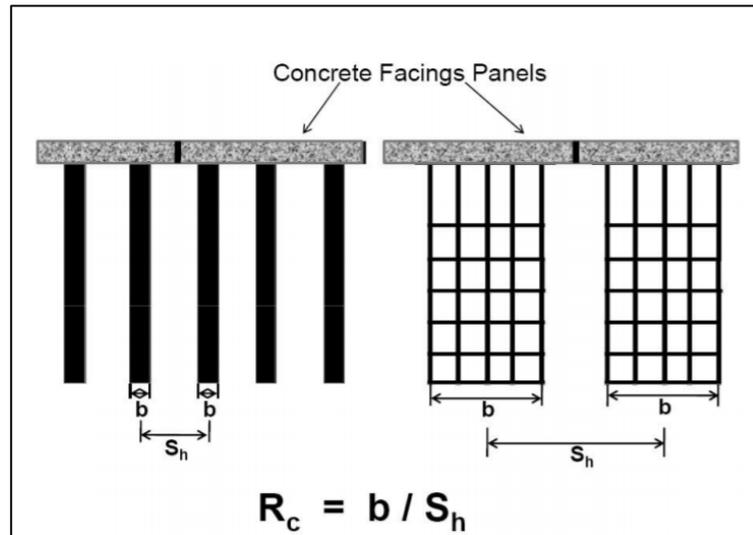


Figura N° 33: Radio de Cobertura

Fuente: AASHTO (2007)

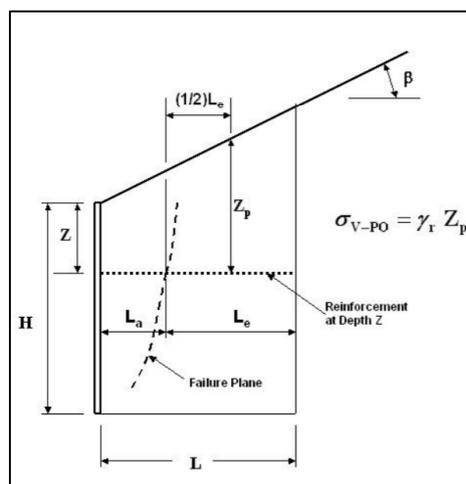


Figura N° 34: Tensión Vertical Nominal en el nivel de la zona de resistente, debajo de un relleno inclinado

Fuente: AASHTO (2007)

Por lo tanto, la longitud de empotramiento requerida en la zona de resistencia (es decir, más allá de la superficie potencial de falla), se puede determinar a partir de la siguiente ecuación (81):

$$L_e \geq \frac{T_{MAX}}{F * \alpha \sigma_v C R_c} \geq 3ft (1m) \quad (81)$$

Si hay un tráfico u otra carga activa, se recomienda que T_{MAX} se calcule con las cargas vivas y que la resistencia a la extracción se calcule excluyendo las cargas vivas. Esto aborda la posibilidad de que las cargas vivas estén presentes cerca de la parte frontal de la pared, pero no por encima de la longitud de empotramiento del refuerzo. La resistencia al empuje y el T_{MAX} , se pueden calcular con la carga activa excluida. Si puede ser se muestra que la carga viva estará en las zonas activas y resistentes al mismo tiempo o solo en la zona resistente. Si se puede demostrar que la carga viva estará en las zonas activas y resistentes al mismo tiempo o solo en la zona resistente. Una agencia debe tener en cuenta sus requisitos de cálculo de retirada, si varía según en las especificaciones de AASHTO.

Si el criterio no se cumple para todas las capas de refuerzo, la longitud del refuerzo se debe usar un refuerzo y/o refuerzo con una mayor resistencia de extracción por unidad de ancho, o se puede reducir el espaciado vertical del refuerzo, lo que reduciría el T_{MAX} .

La longitud total del refuerzo, L , requerida para la estabilidad interna se determina a partir de la siguiente ecuación (82):

$$L = L_a + L_c \quad (82)$$

Donde L_a se obtiene de la Figura N° 27, para estructuras simples que no soportan cargas externas concentradas, como pilares de puentes. Sobre la base de esta figura, se pueden obtener las siguientes relaciones para L_a :

Para muros MSEW con refuerzo extensible, cara vertical y relleno horizontal, se obtiene L_a mediante la siguiente ecuación (83):

$$L_a = (H - Z) \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (83)$$

Donde Z es la profundidad al nivel de refuerzo.

Para muros con refuerzo inextensible, cara vertical y relleno horizontal, desde la base hasta $H/2$, expresada mediante la siguiente ecuación (84):

$$L_a = 0.6(H - Z) \quad (84)$$

Para la mitad superior de un muro con refuerzos inextensibles, cara vertical y relleno horizontal, expresada mediante la siguiente ecuación (85):

$$L_a = 0.3H \quad (85)$$

Para facilitar la construcción, comúnmente se elige una longitud uniforme final, basada en la longitud máxima requerida. Sin embargo, si la estabilidad interna controla la longitud, se puede variar desde la base, aumentando con la altura de la pared hasta el requisito de longitud máxima basado en una combinación de requisitos de estabilidad interna y máxima externa.

i) Paso 7.i. Comprobar la fuerza de conexión

La conexión de los refuerzos con el revestimiento, debe diseñarse para TMAX para todos los estados límites. Los factores de resistencia (ϕ) para los conectores son los mismos que para la resistencia del refuerzo, y se enumeran en la Tabla N° 17.

- Conexiones a paneles de hormigón:

Los refuerzos metálicos para sistemas MSEW construidos con paneles prefabricados segmentarios están conectados estructuralmente al revestimiento, ya sea atornillado el refuerzo a una tira de amarre moldeada en el panel o conectados con un conectados de barra a dispositivos de anclaje adecuados en los paneles. La capacidad del conector integrado como anclaje debe verificarse mediante pruebas, según lo requerido por el Artículo 5.11.3 AASHTO - 2007. Para cada geometría utilizada. Las conexiones entre metálicos, los refuerzos y las unidades de revestimiento deben diseñarse de acuerdo con el Artículo 6.13.3. AASHTO, y considerar las pérdidas por corrosión. La carga de diseño en la conexión es igual a la carga máxima en el refuerzo. Los refuerzos de geomalla de polietileno se pueden conectar estructuralmente a los paneles prefabricados

segmentarios colocando una pestaña de la geomalla en el panel y conectando a la longitud completa de geomalla con una articulación, como se muestra en la Figura 35. La capacidad de los conectores incrustados como anclaje debe verificarse mediante pruebas, según lo exige el Artículo 5.11.3. AASHTO-2007, para cada geometría utilizada. Se utiliza un listón de polietileno para el cuerpo, se debe tener cuidado durante la construcción para eliminar la holgura de esta conexión.

Las geomallas de poliéster y los geotextiles no deben moldearse en el concreto para las conexiones debido a la degradación química potencial. Otros tipos de geotextiles tampoco se convierten en concreto para conexiones debido a los requisitos de fabricación y de conexión de campo. Ver Figura N°35

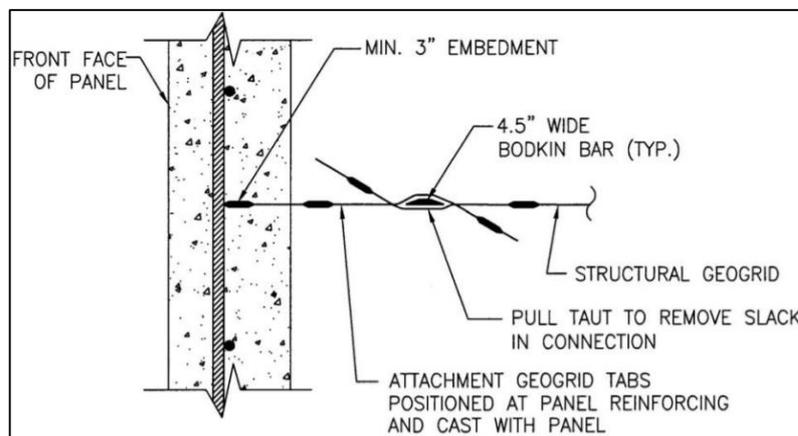


Figura N° 35: Detalle de Conexión de Bodkin (mirando la sección transversal de la cara del panel segmentario).

Fuente: AASHTO (2007)

- Conexiones a unidades MBW:

Los muros MSEW construidos con unidades MBW están conectadas ya sea por (i) una conexión estructural sujeta a verificación bajo el Artículo 5.11.3. AASHTO-2007, (ii) fricción entre las unidades y el refuerzo, incluida la fricción desarrollada a partir del contenido dentro del núcleo de unidades, o una combinación de fricción y corte de los dispositivos de conexión. Esta resistencia variará con cada unidad dependiendo de su geometría, unidad de masa, presión y profundidad.

Por lo tanto, la resistencia de la conexión es específica para cada combinación de unidad de refuerzo y debe desarrollarse de manera única mediante las pruebas para

combinación. La resistencia de la conexión normal a largo plazo desarrollado por fricción y/o estructurales se determina de la siguiente ecuación (86):

$$T_{alc} = \frac{T_{ult} * CR_{CR}}{RF_D} \quad (86)$$

Donde:

T_{alc} = Resistencia Nominal de Conexión a largo plazo de refuerzo / revestimiento por unidad de ancho de refuerzo a una presión de confinamiento especificada.

T_{ult} = Máxima resistencia a la tracción del refuerzo geosintético del suelo, definido como el valor mínimo promedio del rollo.

RF_D = Factor de reducción para tener en cuenta la degradación química y biológica.

CR_{CR} = Factor de reducción de resistencia de conexión a largo plazo para tener en cuenta la resistencia final reducida resultante de la conexión.

CR_{CR} puede obtenerse de pruebas a corto o largo plazo, como se describe a continuación.

CR_{CR} definido con pruebas a largo plazo:

Se realiza una serie de pruebas de fluencia de conexión durante largos periodos de tiempo para evaluar la ruptura de fluencia en la conexión. La ruptura de fluencia de conexión a largo plazo se extrapola a la vida de diseño especificada (ejm: 75 años, 100 años) para definir la resistencia de conexión reducida de fluencia, T_{crc} , en la vida de diseño especificada. Con esta prueba a largo plazo, CR_{CR} se define de la siguiente ecuación (87):

$$CR_{CR} = \frac{T_{crc}}{T_{lot}} \quad (87)$$

T_{lot} es la máxima resistencia a la tracción de ancho del rollo/material de refuerzo utilizado para la prueba de resistencia de la conexión. La resistencia T_{lot} , por ejemplo, podría ser del 103% al 115% de la resistencia del valor mínimo promedio de balanceo (MARV), T_{ult} (o T_{ult} -MARV).

CR_{CR} definido con pruebas a corto plazo:

Las pruebas de resistencia final a corto plazo (es decir, rápidas). Según ASTM D6638, se utilizan para definir una resistencia de conexión final, $T_{ultconn}$, a una presión de confinamiento especificado. Las pruebas deben de realizarse de acuerdo con lo que se especifica en ASTM D6638, *Determining Connection Strength Between Geosynthetic Reinforcement and Segmental Concrete Units (Modular Concrete Blocks)*. Con las pruebas a corto plazo, CR_{cr} , se define de la siguiente ecuación (88):

$$CR_{CR} = \frac{T_{ultconn}}{RF_{CR} T_{lot}} \quad (88)$$

j) Paso 7.j. Movimiento lateral

La evaluación de los movimientos de la pared lateral en LRFD es la misma que en ASD, ya que las deformaciones se evalúan en el Estado Límite de Servicio I. En general, la mayoría de las deformaciones laterales internas de un muro MSEW, generalmente ocurren durante la construcción. Sin embargo, los movimientos posteriores a la construcción pueden tener lugar debido a cargas de recargos posteriores a la construcción, asentamiento del relleno del muro o asentamientos a largo plazo de los suelos de cimentación.

Un análisis de respuesta a la deformación permite una evaluación del rendimiento anticipado de la estructura con respecto al desplazamiento horizontal y vertical. Los análisis de deformación horizontal son los más difíciles y menos seguros de los análisis realizados. En muchos casos, solo se hacen aproximadamente. Los resultados pueden afectar la elección de enfrentamiento, conexiones enfrentadas o secuencias de relleno. Figura N°36.

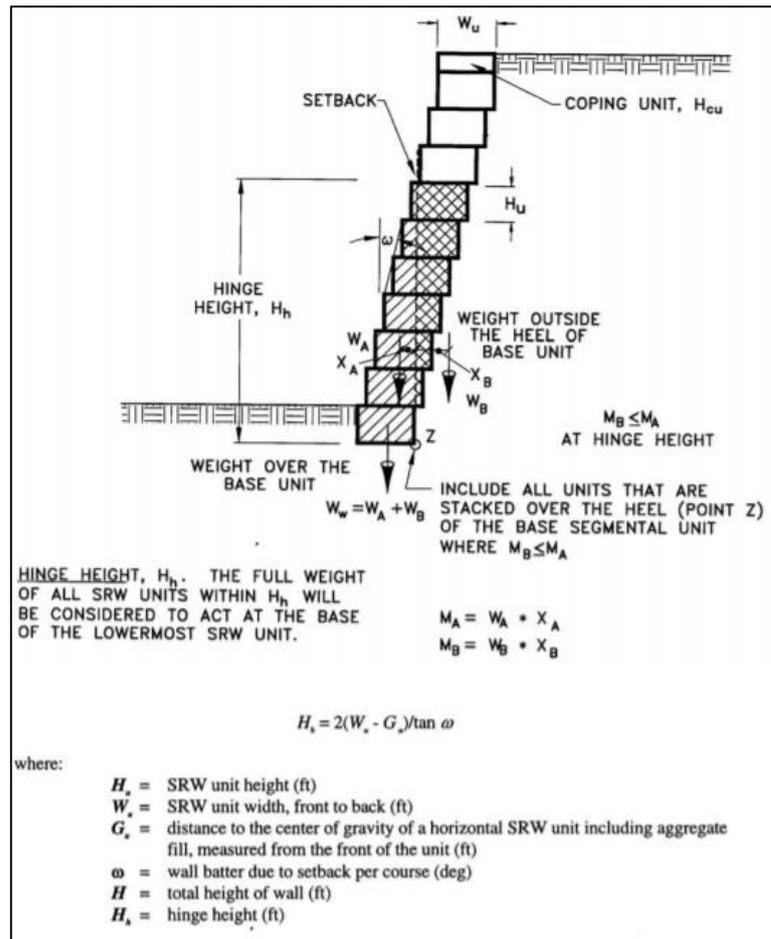


Figura N° 36: Determinación de la altura de la bisagra para Muros MSEW con bloques de hormigón modulares

Fuente: AASHTO (2007)

k) Paso 7.k. Movimiento vertical y bearing pads

Los bearing pads se colocan en juntas horizontales de paneles de hormigón prefabricados segmentados para permitir que el panel y el refuerzo se muevan hacia abajo con el relleno reforzado a medida que se colca y se asienta. El asentamiento interno dentro del relleno reforzado es prácticamente inmediato con algún movimiento menor después de la construcción debido a la compresión elástica en materiales granulares.

La cantidad de movimiento total es la combinación del movimiento interno y el movimiento diferencial externo. El grosor y la compresibilidad del cojinete/compresión podrían ajustarse de acuerdo con el movimiento anticipado. De lo contrario, pueden producirse grietas en el panel de concreto y/o arrastre

descendente en las conexiones, lo que puede doblar las conexiones y/o mover el panel fuera del plano.

2.4.10.8 Paso 8. Diseño de elementos de revestimiento

Paso 8.a. Diseño de Revestimientos de Hormigón, Acero y Madera:

Como mínimo, se debe proporcionar temperatura y acero de contracción para el revestimiento segmentado del panel prefabricado. Se recomienda la protección del refuerzo del panel o un mínimo de 3 pulg. (75mm) de cubierta de concreto, donde se prevé la pulverización de sal.

Para bloques de revestimiento de hormigón modulares (MBW), debe estar disponible la suficiente capacidad de corte entre unidades y el espacio máximo entre las capas de refuerzo debe limitarse al doble del ancho de adelante hacia atrás, W_u , como se define en la Figura N° 36, del modular de unidad de revestimiento de concreto o 2.7 pies (32 pulg, 800mm) lo que sea menor.

La profundidad máxima de revestimiento debajo de la capa de refuerzo interior normalmente debe limitarse al ancho, W_u (Figura N° 36), de la unidad modular de revestimiento de concreto utilizado. La fila superior del refuerzo debe limitarse a 1.5 la profundidad del bloque (por ejemplo, una unidad más una unidad de tapa) (En la Tabla 11.10.2.3.1, AASHTO (2007))

La capacidad de corte entre unidades factorizadas obtenida mediante pruebas (ASTM D6916) a la carga normal apropiada, debe exceder a la presión de tierra horizontal factorizada en el revestimiento.

Para el rendimiento sísmico, las conexiones en las paredes modulares colocadas en bloques MBW deben usar dispositivos resistentes al corte entre las unidades MBW y el refuerzo de suelo, y no debe depender completamente de la resistencia a la fricción entre el refuerzo del suelo y bloques. Debe usarse dispositivos resistentes al corte entre los bloques enfrentados y el refuerzo del suelo, como llaves de corte, pasadores, etc. Para conexiones que dependen parcial o totalmente de la fricción entre los bloques enfrentados y el refuerzo del suelo, la resistencia de la conexión nominal a largo plazo T_{ac} , debe reducirse al 80 por ciento de su valor estático. Además, los bloques sobre la capa superior del refuerzo del suelo deben asegurarse contra el derrumbe en todos los eventos sísmicos.

2.4.10.9 Paso 9. Evaluar la estabilidad del Compuesto

Se deben realizar análisis adicionales de estabilidad de taludes para muros de suelo reforzado, para investigar posibles superficies de falla compuesta, es decir; los planos de falla que pasan detrás o debajo y a través de una porción de la zona de suelo reforzado como se ilustra en la Figura 37. Para estructuras simples con geometrías rectangulares, espaciado de refuerzo relativamente uniforme y una cara casi vertical, las fallas compuestas que pasan tanto a través de las zonas reforzadas como no reforzadas no serán críticas. Sin embargo, si existen condiciones complejas, como cambios en los tipos de suelos reforzados o longitudes de refuerzo, cargas de alto recargo, carga sísmica, estructuras con caras inclinadas, pendientes significativas al pie del muro, o estructuras compuestas deben ser consideradas.

Este paso de diseño se realiza para verificar los posibles planos de falla compuestas que pasan a través de la zona del suelo reforzado. La estabilidad del compuesto se determina usando análisis rotaciones o de cuña, según corresponda, realizando con programas informáticos que incorporan directamente elementos de refuerzo (por ejemplo, el software ReSSA) en los análisis. El muro del suelo reforzado no se considera como un cuerpo rígido y se modela con las propiedades apropiadas del suelo y las capas de refuerzo del suelo como elementos discretos. La resistencia a largo plazo de cada capa de refuerzo intersectada por la superficie de falla debe ser considerado como fuerzas de resistencia en el análisis de estabilidad de la pendiente de equilibrio límite. El sistema de revestimiento debe modelarse con propiedades de resistencia separadas, pero apropiados.

Procedimiento Propuesto: La actual AASHTO (2007) establece que la estabilidad del compuesto debe investigarse. Sin embargo, los procedimientos (es decir, los factores de carga y resistencia) no están específicamente definidos. El procedimiento recomendado es seguir los procedimientos de estabilidad global e incluir la resistencia del refuerzo.

Si se evalúa la estabilidad compuesta con métodos de estabilidad de la pendiente de equilibrio límite (por ejemplo, Bishop modificado, Spencer, etc), se debe usar un factor de carga de 1.0. Los análisis compuestos deberían usar los mismos factores de resistencia de estabilidad global (ϕ) de 0.75 y 0.65. Estos factores de

resistencia aproximadamente equivalentes a los factores de seguridad de 1.3 y 1.5, respectivamente como se señaló anteriormente.

Por lo tanto, si se evalúa la estabilidad compuesta con métodos de estabilidad de pendiente de equilibrio límite, los objetivos de los factores de seguridad con análisis de equilibrio límite son:

FS= 1.30 donde los parámetros geotécnicos están bien definidos;

FS= 1.50 donde los parámetros geotécnicos se basan en información limitada; y

FS= 1.50 donde el muro/pendiente contiene o soporta un elemento estructural.

La evaluación de la estabilidad del compuesto debe realizarse con estimaciones razonables de las presiones de agua a corto y largo plazo. Si la evaluación de la estabilidad del compuesto no indica un resultado satisfactorio, entonces la longitud del refuerzo, la resistencia del refuerzo, el espaciado vertical de refuerzo y/o la profundidad del muro pueden tener que aumentarse, o el suelo de la base puede mejorar. El diseño debe ser revisado de acuerdo con estos cambios, y la estabilidad del compuesto debe volver a comprobarse según corresponda.

El análisis de estabilidad compuestos requiere información detallada sobre las condiciones del subsuelo (generalmente definidas por el proyectista) y el diseño del refuerzo del suelo (típicamente definido por el vendedor. A diferencia de los análisis de estabilidad global, la responsabilidad este análisis no está claramente definido. Se debe realizar una evaluación inicial de una estructura de muro MSEW propuesta con un diseño de refuerzo asumido para determinar si la estabilidad del compuesto es una preocupación y debe abordarse en el diseño final. Las geometrías típicas donde la estabilidad del compuesto es preocupante se ilustran en la Figura N°37. En general, los vendedores/ proveedores de muros MSEW excluyen el control de estabilidad compuesto y la responsabilidad a menos que el propietario lo requiera específicamente.

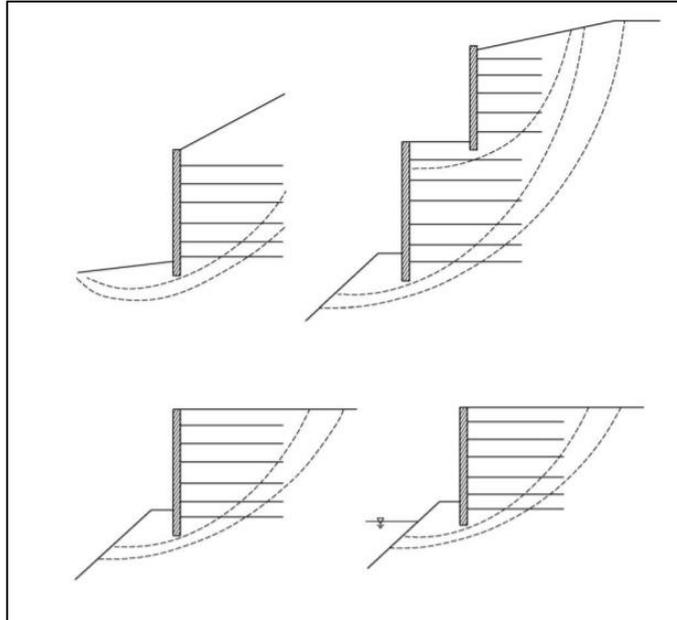


Figura N° 37: Geometrías típicas en las que la estabilidad del compuesto del muro MSEW es preocupante, pendiente empinada y alta en la parte superior de las paredes, pendiente en la punta del muro y agua en la punta de la pendiente

Fuente: Manual FHWA 043

2.4.11 Análisis por evento de Sismo

2.4.11.1 Estabilidad Externa

Se determina el total PAE (Estático + Dinámico) usando el método de Mononabe – Okabe (M-O) (Ver Figura N°38 y 39), expresada en la ecuación (89):

$$P_{AE} = 0.5(K_{AE}) * \gamma_b H^2 \quad (89)$$

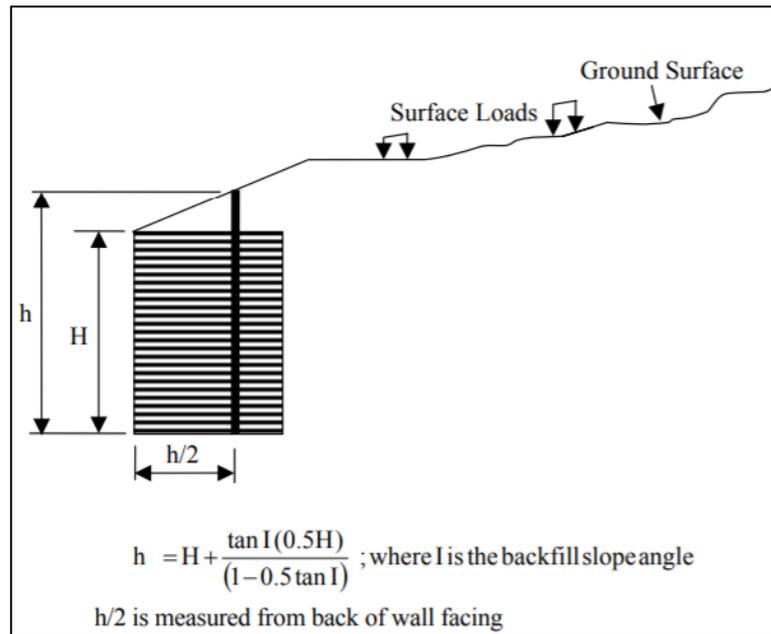


Figura N° 38: Definición de alturas para análisis sísmico

Fuente: AASHTO (2007)

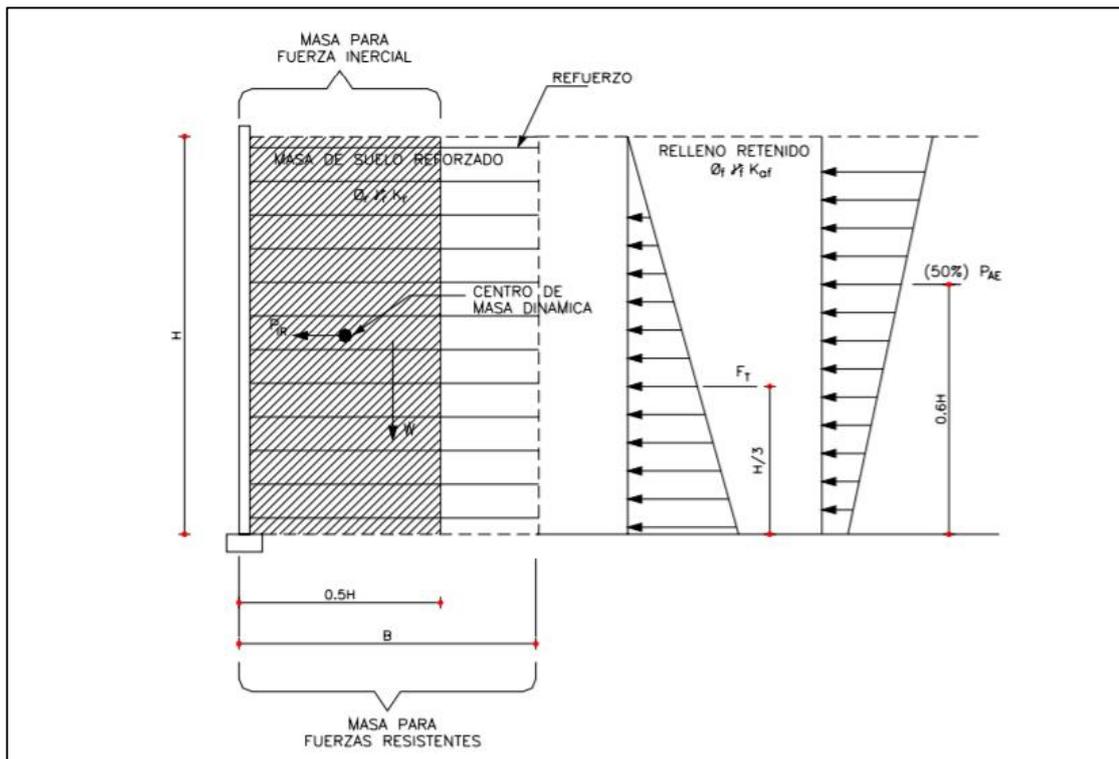


Figura N° 39: Estabilidad Externa Sísmica de un muro MSEW

Fuente: AASHTO (2007)

Donde h , es la altura de la pared a lo largo del plano vertical dentro de la masa de suelo reforzado como se muestra en la Figura N° 38, γ_b , es el peso unitario del relleno retenido y K_{AE} se obtiene de la siguiente ecuación (90):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi'_b - \xi - 90 + \theta)}{\cos \xi \cos^2(90 - \theta) \cos(\delta + 90 - \xi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_b + \delta) \sin(\phi'_b - \xi - 1)}{\cos(\delta + 90 - \theta + \xi) \cos(1 - 90 + \theta)}} \right]} \quad (90)$$

Donde:

$\xi = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$ con k_h = coeficiente sísmico horizontal y k_v = coeficiente sísmico vertical.

δ = ángulo de fricción = el menor ángulo de fricción para la masa de suelo reforzada (ϕ'_r) y relleno retenida (ϕ'_b). (Ver Figura N° 40)

I = ángulo de la pendiente de relleno = β (Ver Figura N° 21)

ϕ'_b = ángulo de fricción interno para retener el relleno

θ = el ángulo de inclinación de la cara (Ver Figura N° 23)

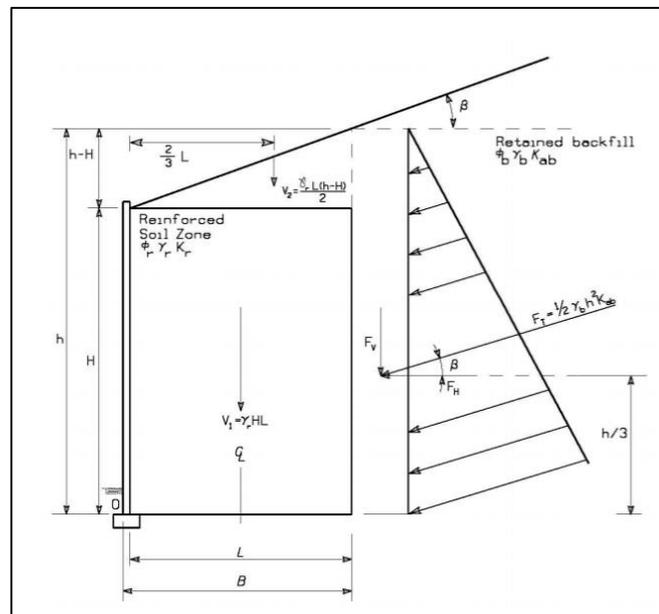


Figura N° 40: Estabilidad Externa: Presión de tierra caso con pendiente de relleno

Fuente: AASHTO (2007)

Donde W es el peso de la masa total del suelo reforzado y las pendientes permanentes superpuestas y/o recargos permanentes dentro de los límites de la masa del suelo reforzado. Se supone que la fuerza de inercia actúa en el centroide de la masa utilizada para determinar el peso W . Dentro de la cuál se presenta en la Figura N° 41 la estabilidad de taludes para calcular la presión sísmica de la tierra.

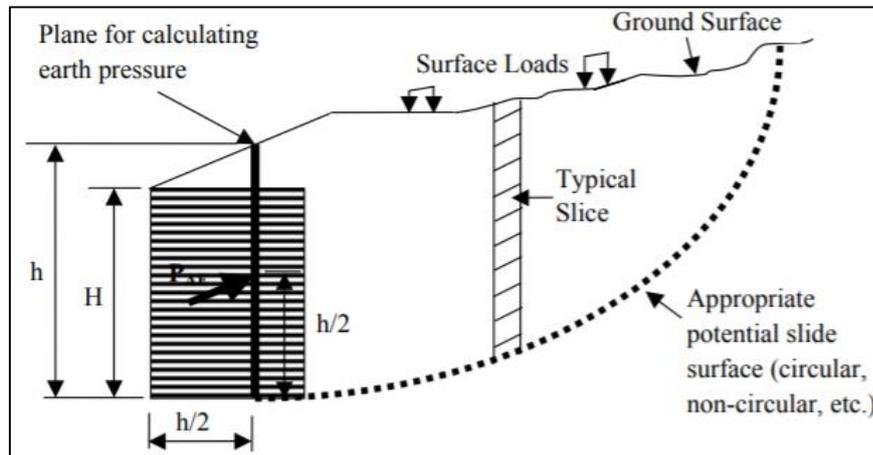


Figura N° 41: Uso de la estabilidad de taludes para calcular la presión sísmica de la tierra

Fuente: AASHTO (2007)

Los valores de P_{AE} y P_{IR} para estructuras con relleno horizontal deben determinarse utilizando las siguientes ecuaciones (91)-(93):

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (91)$$

$$P_{AE} = 0.375A_m\gamma_f H^2 \quad (92)$$

$$P_{IR} = 0.5A_m\gamma_f H^2 \quad (93)$$

Donde:

A = Coeficiente de aceleración de terreno, en el cual el coeficiente sísmico horizontal K_h igual a la mitad del coeficiente de aceleración del terreno A , con un coeficiente sísmico vertical K_v igual a cero.

A_m = Coeficiente máximo de aceleración del muro en el centroide de la masa del muro. Para aceleraciones del terreno mayores a 0.45g, se calcularía un A_m menor que A, por lo tanto, si A es mayor que 0.45g debe utilizarse A_m igual a A.

P_{AE} = Empuje dinámico horizontal, donde se asume un ángulo de fricción de 30° y puede ser ajustado para los diferentes ángulos de fricción de otros suelos utilizando el Método Mononobe-Okabe en general con aceleraciones horizontales k_h igual a A_m con K_v igual a cero.

P_{IR} = La fuerza inercial de la masa del suelo reforzado debido a carga sísmica.

2.4.11.2 Estabilidad Interna

Para la estabilidad interna, se supone que la cuña activa desarrolla una fuerza dinámica interna, P_i , que es igual al producto de la masa en la zona activa y al coeficiente sísmico promedio dependiendo de la altura del muro, k_{av} . (Ver Figura N°42) Por lo tanto, P_i se expresa de las siguientes ecuaciones (94) y (95):

$$P_i = k_{av} W_a \quad (94)$$

$$k_{av} = \alpha k_{max} \quad (95)$$

Donde:

W_a , es el peso del suelo de la zona activa como se muestra por el área sombreada

α , es el factor de reducción dependiente de la altura del muro.

K_{av} , es la aceleración media máxima del suelo dentro de la zona del suelo reforzado.

- Para Suelos Tipos A, B y C. Para determinar el factor de reducción, α , usar la siguiente ecuación (96):

$$\alpha = 1 + 0.01H \left[0.5 \left(\frac{F_v S_1}{k_{máx}} \right) - 1 \right] \quad (96)$$

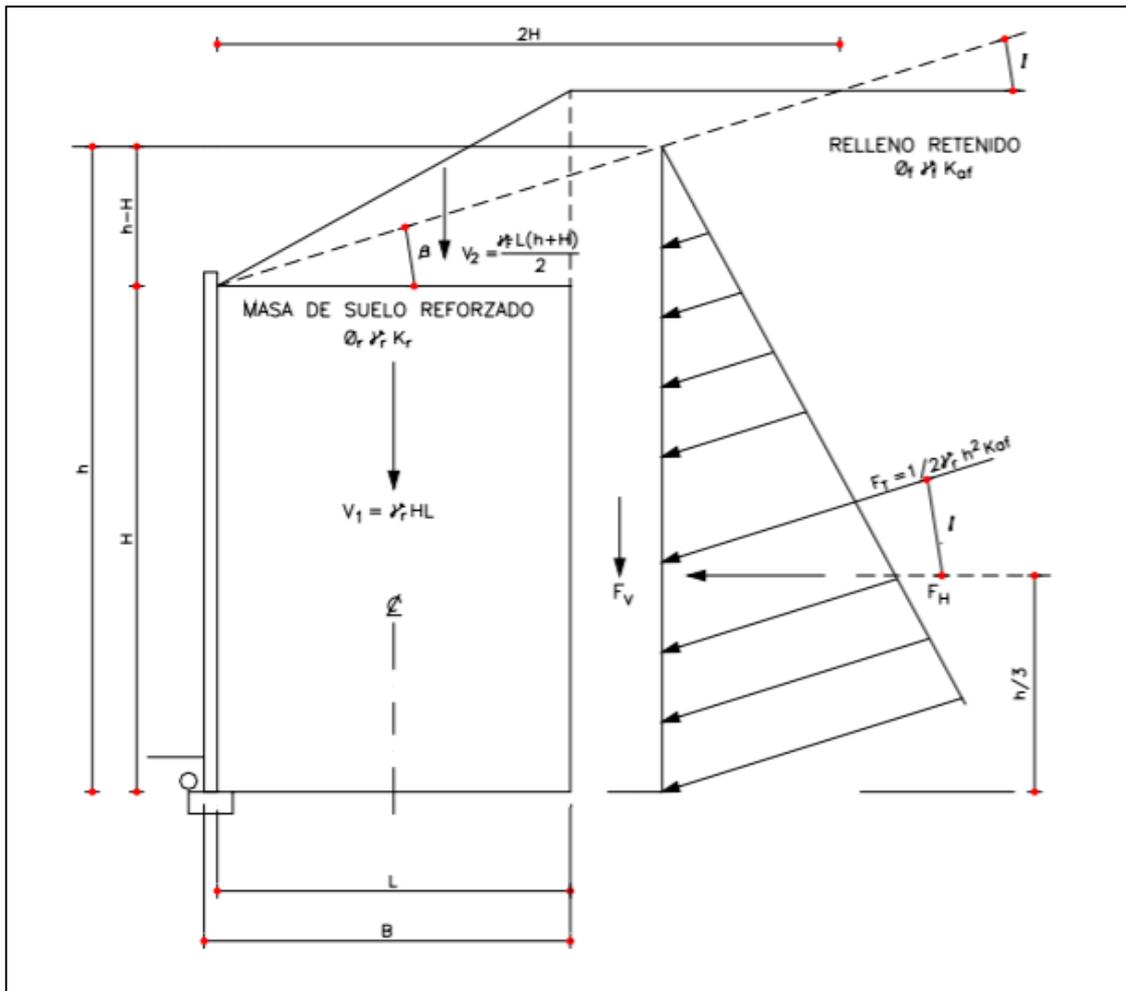


Figura N° 42: Estabilidad externa de muros con talud superior

Fuente: AASHTO (2007)

- Para las condiciones de cimentación de la clase de Sitio A y B (es decir, roca dura y blanda) los valores de α determinados en la ecuación 106, deben aumentarse en un 20 por ciento.

Donde:

H = es la altura del muro en m.

F_v = es la Fuerza $F_T \cdot \sin(I)$

S_1 = es la aceleración espectral a 1-segundo.

La fuerza de inercia suplementaria, P_i , conducirá aumentos dinámicos en las fuerzas máximas de tracción en los refuerzos. Los refuerzos deben diseñarse para

resistir las fuerzas horizontales generadas por la fuerza de inercia interna, P_i , además de las fuerzas estáticas. Durante la evaluación de estabilidad interna, se supone que la ubicación y las líneas de fuerza de tracción máxima no cambian durante la carga sísmica. Ver Figura N° 43.

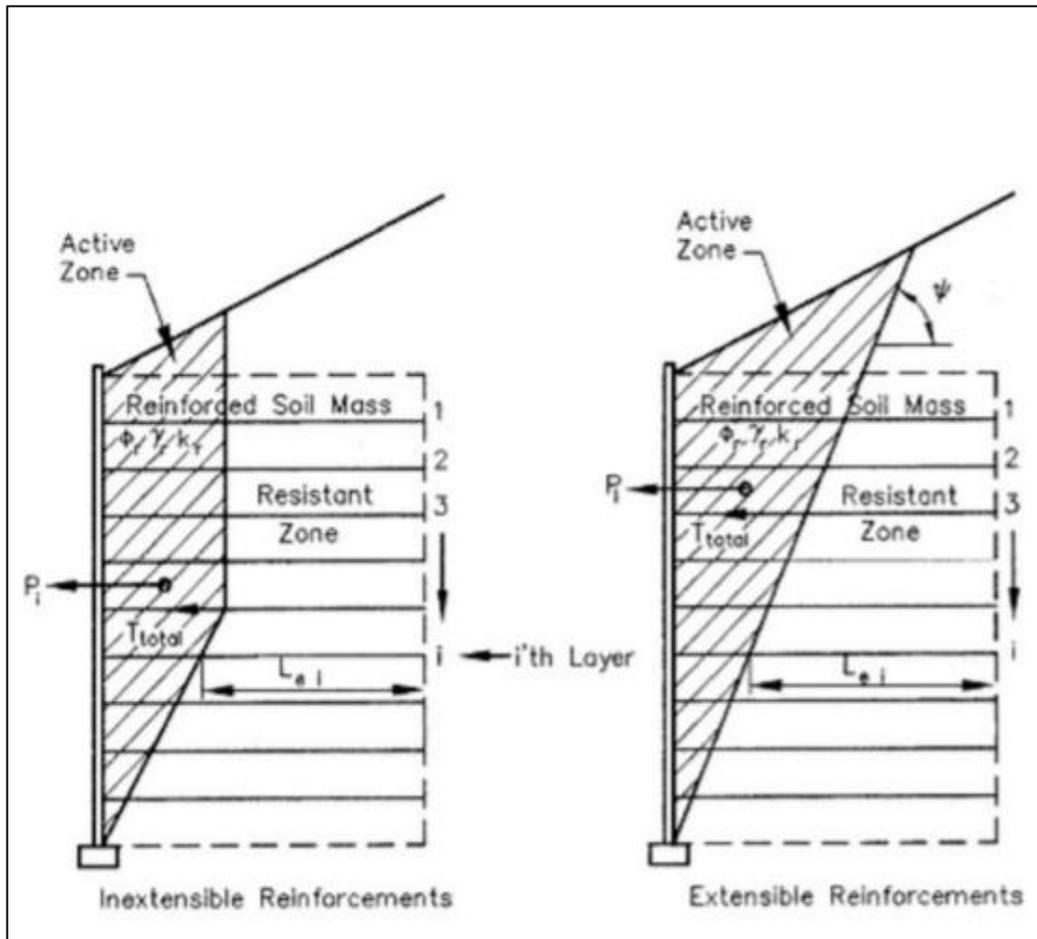


Figura N° 43: Análisis sísmico de la estabilidad interna para un muro MSEW

Fuente: AASHTO (2007)

La fuerza de inercia se distribuye a los refuerzos por igual de la siguiente ecuación (97):

$$T_{md} = \frac{P_i}{n} \quad (97)$$

Donde:

T_{md} = Fuerza de inercia dinámica incremental factorizada en la capa i

P_i = Fuerza de inercia interna debido al peso del relleno dentro de la zona activa, es decir, el área sombreada en la Figura N° 43.

n = número de capas de refuerzo de suelo dentro de la zona del suelo reforzada.

El factor de carga para las fuerzas sísmicas es igual a 1.0. Por lo tanto, la carga factorizada total aplicada al refuerzo en una carga por unidad de ancho de pared, se determina de la siguiente ecuación (98):

$$T_{TOTAL} = T_{MAX} + T_{md} \quad (98)$$

Con la fuerza de tensión obtenida, incluyendo las cargas por eventos de sismos, revisamos la estabilidad de la estructura con respecto a la ruptura y la extracción del geosintético, con un factor de seguridad sísmico del 75% del factor de seguridad mínimo admisible.

Para la falla por ruptura del geosintético, los refuerzos se deben de diseñar para resistir las cargas estáticas y dinámicas por lo que se debe cumplir las siguientes condiciones:

Para cargas estáticas, se tiene la ecuación (99):

$$S_{rs} \leq \frac{T_{max}RF}{\phi R_c} \quad (99)$$

Para cargas dinámicas, se tiene la ecuación (100):

$$S_{rt} \leq \frac{T_{md}RF_{ID}RF_D}{\phi R_c} \quad (100)$$

Por lo tanto, la resistencia ultima requerida para el refuerzo de geosintético se expresa en la ecuación (100):

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (101)$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia para la carga estática/sísmica = 1.20

Srs = Máxima resistencia a la tracción de refuerzo requerido para resistir el componente de carga estática

Srt = Máxima resistencia a la tracción de refuerzo requerido para resistir el componente de carga dinámica

RF = Factor de reducción de resistencia combinado para tener en cuenta la degradación a largo plazo debido a daños en la instalación, fluencia y envejecimiento químico igual a $RF_{CR} \times RF_{ID} \times R_{FD}$.

Rc = Relación de cobertura de refuerzo.

a) Factor de reducción por daño de instalación (RF_{ID})

Se pueden producir daños durante la manipulación y construcción, como por abrasión y desgaste, perforaciones y rasgaduras o rasguñas y grietas en los geosintéticos. Estos tipos de daños solo pueden evitarse con cuidado durante el manejo y la construcción, el equipo de construcción no debe viajar directamente sobre materiales geosintéticos.

El daño durante la colocación del relleno reforzado y las operaciones de compactación es una función de gravedad de la carga impuesta sobre el geosintético durante las fases de construcción y el tamaño y la angularidad del relleno reforzado. Para muros MSEW, se deben evitar geotextiles y geomallas livianos y de baja resistencia para minimizar el daño de la pérdida de resistencia.

En cuanto a las características geosintéticos, el geosintético peso/espesor pueden tener un efecto significativo en RF_{ID} . Sin embargo, para las geomallas de poliéster recubiertas el grosor del recubrimiento puede abrumar el efecto del peso o grosor de la unidad del producto en RF_{ID} . Ver Figura N° 19.

Tabla N° 19: Factor de Reducción de Daños en la Instalación

| Reduction Factor, RF_{ID} | | |
|-------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| Geosynthetic | Type 1 Backfill Max. Size 4 in. (100mm) D_{50} about 1½-in. (30 mm) | Type 2 Backfill Max. Size ¾ -in. (20mm) D_{50} about #30 (0.7 mm) |
| HDPE uniaxial geogrid | 1.20 - 1.45 | 1.10 - 1.20 |
| PP biaxial geogrid | 1.20 - 1.45 | 1.10 - 1.20 |
| PVC coated PET geogrid | 1.30 - 1.85 | 1.10 - 1.30 |
| Acrylic coated PET geogrid | 1.30 - 2.05 | 1.20 - 1.40 |
| Woven geotextiles (PP&PET) ^a | 1.40 - 2.20 | 1.10 - 1.40 |
| Non woven geotextiles (PP&PET) ^a | 1.40 - 2.50 | 1.10 - 1.40 |
| Slit film woven PP geotextile ^a | 1.60 - 3.00 | 1.10 - 2.00 |
| a. Minimum weight 8.0 oz/yd ² (270 g/m ²). | | |

Fuente: Recuperado de AASHTO (2007)

b) Factor de reducción de Fluencia (RF_{CR})

Se requiere el factor de reducción de fluencia para limitar la carga en el refuerzo a un nivel conocido como límite de fluencia, eso impedirá el alargamiento excesivo y la ruptura de fluencia durante la vida útil de la estructura. La resistencia límite de fluencia es, por lo tanto, análoga a la resistencia al desgaste en acero.

Los rangos típicos de RF_{CR} en función al tipo de polímero, se muestran en la Tabla N° 20:

Tabla N° 20. Factor de Reducción de Fluencia

| <u>Polymer Type</u> | <u>Creep Reduction Factors</u> |
|----------------------------------|--------------------------------|
| Polyester (PET) | 2.5 to 1.6 |
| Polypropylene (PP) | 5 to 4.0 |
| High Density Polyethylene (HDPE) | 5 to 2.6 |

Fuente: Recuperado de AASHTO (2007)

c) Factor de Reducción de Durabilidad (RF_D)

Este factor de reducción depende de la susceptibilidad del geosintético al ataque de químicos, oxidación térmica, hidrólisis, agrietamiento por el esfuerzo ambiental y microorganismos y pueden variar típicamente de 1.1 a 2.0.

- Geosintéticos de Poliéster:

Para los geosintéticos, se recomiendan que para su uso sea solo en entornos caracterizados por $3 < \text{pH} < 9$. Los factores de reducción para el envejecimiento enumerados en la Tabla 20, se desarrollan para una vida de diseño de 100 años en ausencia de productos específicos a largo plazo de pruebas. En base a estos resultados de investigación, para el refuerzo de Poliéster, las especificaciones AASHTO LRFD: recomienda un número mínimo de peso molecular promedio de 25 000 y un contenido máximo de grupo final de carboxilo (CEG) de 30 para permitir el uso de un factor de reducción. El factor de reducción de durabilidad se expresa en la Tabla N° 21.

Tabla N° 21: Factor de Reducción de Durabilidad

| Product ^a | Durability Reduction Factor, RF_D | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------------------|
| | $5 \leq \text{pH} \leq 8$ | $3^b < \text{pH} \leq 5$ $8 \leq \text{pH} < 9$ |
| Geotextiles $M_n < 20,000, 40 < \text{CEG} < 50$ | 1.6 | 2.0 |
| Coated geogrids, Geotextiles $M_n > 25,000, \text{CEG} < 30$ | 1.15 | 1.3 |
| M_n = number average molecular weight CEG = carboxyl end group <u>Notes:</u> a. Use of materials outside the indicated molecular property range requires specific product testing. Use of products outside of $3 < \text{pH} < 9$ range is not recommended. b. Lower limit of pH for permanent applications is 4.5 and lower limit for temporary applications is 3, per Article 11.10.6.4.2b (AASHTO, 2007). | | |

Fuente: Recuperado de AASHTO (2007)

- Factor de Resistencia de Refuerzo Geosintético LRFD, ϕ :

El factor de resistencia para el refuerzo geosintético explica la potencia de sobreesfuerzo local debido a la falta de uniformidad de carga e incertidumbres en la resistencia del refuerzo a largo plazo. Para las condiciones de estado límite de resistencia I, ϕ igual a 0.90 para el uso de geosintéticos de refuerzo.

Falla de Empuje:

Para el arrancamiento de acero o refuerzo geosintéticos, se utiliza la siguiente ecuación (102):

$$L_e \geq \frac{T_{\text{total}}}{\phi(0.8F^* \alpha \sigma_V CR_C)} \quad (102)$$

Donde:

L_e = La longitud de refuerzo en la zona de resistencia.

T_{total} = Tensión máxima de refuerzo factorizado

ϕ = Factor de resistencia para el refuerzo de empuje (1.20). Ver Tabla 25.

F^* = Factor de resistencia a la extracción con una variación en la profundidad que comienza en la misma elevación que la variación K_r/K_a ($2/3 \tan \phi$, donde ϕ , es el máximo ángulo de fricción para muros MSEW que usan relleno granular selecto, se toma como un máximo de 34° a menos que los datos de pruebas específicas del proyecto justifiquen valores más altos).

α = Factor de corrección de escala (generalmente 1.0 para refuerzos metálicos y 0.6 a 1.0 para refuerzos geosintéticos)

σ_v = Tensión Vertical no factorizada en el nivel de refuerzo en la zona resistente.

$C = 2$, para refuerzo de tiras, rejillas y láminas (Tipos de Refuerzo)

R_c = Radio de cobertura (donde b , es el ancho de la tira y S_h es el espaciado de centro a centro entre tiras, láminas o rejillas).

2.4.12 Metodología de Diseño por Esfuerzos Admisibles

Por sus siglas en inglés, ASD (Allowable Stress Design), es un código de diseño el cual procura lograr que los esfuerzos actuantes reales sean menores que los esfuerzos permisibles.

El procedimiento de diseño basados en este código (ASD) se adaptará a los lineamientos que posee Maccaferri para la verificación por pullout en la estabilidad interna.

2.4.13 Pasos de Diseño por Esfuerzos Admisibles

2.4.13.1 Paso 1. Establecer los requisitos del MSEW

Este paso, es similar al del LRFD, se toman las mismas consideraciones.

2.4.13.2 Paso 2. Establecer los Parámetros del MSEW

Se establecen las propiedades mecánicas del suelo de fundación, suelo retenido y suelo reforzado. Donde, el suelo retenido y el suelo reforzado se toman con las mismas propiedades

2.4.13.3 Paso 3. Estimar empotramiento y longitud del refuerzo

Se debe asegurar una profundidad mínima de empotramiento de 1.00 metro. En cuanto a la longitud del refuerzo, se estima una longitud inicial equivalente al 70% de la altura del muro.

2.4.13.4 Paso 4. Definir las Cargas Nominales

Se definen las presiones tanto vertical como horizontal de la tierra, la carga viva por sobrecarga, la carga muerta de la tierra, la presencia del nivel freático y la presencia de la acción sísmica.

Se determinan los coeficientes de Rankine (pasivo y activo).

La sobrecarga vehicular se determina mediante la altura equivalente; sin embargo, la sobrecarga mínima es de 20 kN/m (Ver Anexo N°14)

2.4.13.5 Paso 5. Establecer los Factores de Seguridad

Se evalúa por Deslizamiento, Volteo y Capacidad de Carga.

Algunas consideraciones para el análisis externo son:

- Factor de Seguridad al Deslizamiento > 1.50
- Factor de Seguridad al Volteo > 2.00
- Factor de Seguridad por Capacidad de Carga > 3.00
- Verificación por excentricidad < L/6

Para poder efectuar la formulación de Meyerhof se debe cumplir que el tipo de falla sea General o Corte.

Para el análisis interno se verifica lo siguiente:

- Pullout > 1.50
- Esfuerzo permitido = 0.55Fy
- Vida útil de diseño = 75 años

2.4.13.6 Paso 6. Estabilidad Externa

Primero, se determinan los empujes por unidad de ancho F1 y F2, expresados en las ecuaciones (103) y (104)

$$F_1 = K_{ab} * \frac{\gamma_b}{2} * H^2 \quad (103)$$

$$F_2 = K_{ab} * q * H^2 \quad (104)$$

Segundo, se calculan las fuerzas verticales V1 y V2, expresadas en las ecuaciones (105) y (106)

$$V_1 = \gamma_r * H * L \quad (105)$$

$$V_2 = q * L \quad (106)$$

Tercero, se verifican los F.S. al volteo, deslizamiento y capacidad de carga. También se verifica la excentricidad. Ver ecuaciones del (107) – (112).

- Volteo:

$$M_{DESESTABILIZANTE} = F_1 * \frac{H}{3} + F_2 * \frac{H}{2} \quad (107)$$

$$M_{RESISTENTE} = (V_1 + V_2) * \frac{L}{2} \quad (108)$$

$$F.S.VOLTEO = \frac{M_{RESISTENTE}}{M_{DESESTABILIZANTE}} \quad (109)$$

- Deslizamiento:

$$F.S.DESLIZAMIENTO = \frac{(V_1 + V_2) * \mu}{F_1 + F_2} \quad (110)$$

- Capacidad de Carga:

$$F.S.CAPACIDAD DE CARGA = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} \quad (111)$$

- Excentricidad:

$$e = \frac{F_1 * \frac{H}{3} + F_2 * \frac{H}{2}}{V_1 + V_2} \quad (112)$$

La capacidad ultima de carga se determina mediante la formulación de Meyerhof, expresada en la ecuación (113):

$$q_{ult} = cf * Nc + 0.5 * (L - 2e) * \gamma_f * N_y \quad (113)$$

2.4.13.7 Paso 7. Análisis Interno

Primero definir el tipo de Cinta a emplear.

En la Tabla N° 22 se detalla las resistencias de las cintas y la cantidad de puntos de ataque (loops) proporcionados por Maccaferri. Ver Anexo N°9.

Tabla N° 22: Tipos de Cinta y cantidad de puntos.

| Tipo | Resistencia (kN) | Número de Loops |
|---------------|------------------|-----------------|
| 30 kN - 2 att | | 2 |
| 30 kN - 3 att | 30 | 3 |
| 30 kN - 4 att | | 4 |
| 50 kN - 2 att | | 2 |
| 50 kN - 3 att | 50 | 3 |
| 50 kN - 4 att | | 4 |
| 75 kN - 2 att | | 2 |
| 75 kN - 3 att | 75 | 3 |
| 75 kN - 4 att | | 4 |

Fuente: Elaboración propia.

Luego se calcula la Tensión Última Lineal para luego determinar el Radio de Cobertura que dependerá de la cinta y la separación. Ver N° Tabla 23.

Tabla N° 23: Radio de Cobertura.

| Tipo | Ancho de Cinta (mm) | Separación (mm) | Rc |
|---------------|---------------------|-----------------|------|
| 30 kN - 2 att | 83 | 760 | 0.22 |
| 30 kN - 3 att | 83 | 510 | 0.33 |
| 30 kN - 4 att | 83 | 380 | 0.44 |
| 50 kN - 2 att | 90 | 760 | 0.24 |
| 50 kN - 3 att | 90 | 510 | 0.35 |
| 50 kN - 4 att | 90 | 380 | 0.47 |
| 75 kN - 2 att | 90 | 760 | 0.24 |
| 75 kN - 3 att | 90 | 510 | 0.35 |
| 75 kN - 4 att | 90 | 380 | 0.47 |

Fuente: Elaboración propia.

La Tensión Última Lineal se determina de la siguiente ecuación (114):

$$T_{ult} = (Resistencia\ de\ la\ cinta) * (Cant\ de\ cintas) \quad (114)$$

En la Tabla N° 24 se aprecian la Tensiones Últimas típicas.

Tabla N° 24: Tensiones Últimas típicas.

| Tipo de Refuerzo | Ancho de Cinta (mm) | Cantidad de Cintas ml (und) | Tensión Última Lineal (kN/ml) |
|------------------|---------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| ParaWeb 30 kN | 83 | 12 | 360 |
| ParaWeb 30 kN | 90 | 11 | 550 |
| ParaWeb 30 kN | 90 | 11 | 825 |

Fuente: Maccaferri.

Luego se definen los factores de reducción. Ver Tabla N° 25 y Anexo N°9.

Tabla N° 25: Factores de Reducción.

| ParaWeb | 30kN | 50kN | 75kN |
|-------------------------|------|------|------|
| 1) Fluencia (100años) | 1.38 | 1.38 | 1.38 |
| 2) Daños Ambientales | 1.05 | 1.05 | 1.05 |
| 3) Instalación | | | |
| Grava bien gradada (GW) | 1.04 | 1.04 | 1.04 |
| Arena bien gradada (SW) | 1.03 | 1.02 | 1.02 |
| Arena Limosa (SM) | 1.02 | 1.01 | 1.01 |

Fuente: Maccaferri.

Posteriormente se calcula la Tensión a Largo Plazo de los refuerzos. La Tensión a Largo Plazo se determina de la siguiente ecuación (115):

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{FR} * Rc \quad (115)$$

Donde,

FR = factor de reducción amplificada que resulta el producto de los factores de reducción a la fluencia, por daños ambientales y por instalación.

Como siguiente paso, se define la posición y altura tributaria de las cintas. Como recomendación, el inicio es a 0.38m y la distribución a cada 0.76m debido a la geometría de los paneles prefabricados de 1.52x1.52m. Para determinar el

espaciamiento vertical en cada capa, se usa la ecuación que se muestra en la ecuación (116):

$$Sv_{ni+1...ni-1} = 0.38 + 0.35 * (d_{ni} + 1 - d_{ni}) \quad (116)$$

A continuación, se verifica por Tensión en cada nivel de refuerzo con la división entre la Tensión a largo plazo entre la Tensión máxima.

La tensión máxima se calcula de las siguientes ecuaciones (117) y (118):

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma_H * Svi \quad (117)$$

$$\sigma_H = Kar(\gamma_r * di + q) \quad (118)$$

Se debe establecer los factores para Pullout en cada nivel, los factores son los siguientes:

$$C = 2.00$$

$$F^* = \text{TAN}(\varphi) * Ci$$

$$\alpha = 0.80$$

Como penúltimo paso, se debe calcular la Longitud de Anclaje de la cinta, para ello se emplean las siguientes ecuaciones (119) y (120):

$$L_{ai} = di * \tan(45 - \frac{\varphi}{2}) \quad (119)$$

$$L_{ei} = H - L_{ai} \quad (120)$$

Finalmente, se verifica por Pullout con los valores obtenidos en el paso anterior.

La tensión por Pullout se calcula mediante la siguiente ecuación (121):

$$T_{PULLOUT} = F^*(\gamma_b * di + q) * L_{ei} * C * Rc * \alpha \quad (121)$$

2.4.13.8 Paso 8. Estabilidad Externa por Sismo

Esta última verificación se desarrolla igual que la metodología del LRFD explicada en el presente capítulo (cálculo de fuerzas sísmicas).

2.5 Formulación de Hipótesis

2.5.1 Hipótesis general

El análisis de la confiabilidad permite conocer cuantitativamente el nivel de confianza de la estabilidad del muro de concreto armado y el suelo reforzado en la Costa Verde, en el tramo Escardó – Virú.

2.5.2 Hipótesis específicas

1. El estudio de Mecánica de Suelos permitirá determinar las características del suelo en la Costa Verde, en el tramo Escardó – Virú.
2. La determinación de los parámetros de resistencia influye en el diseño geotécnico del muro de concreto armado.
3. La determinación de los parámetros de resistencia influye en el diseño geotécnico del muro de suelo reforzado.
4. La estabilidad del muro de concreto armado y suelo reforzado dependerá de la incidencia de los parámetros.

2.5.3 Variables

2.5.3.1 Variable independiente

- Muro de concreto armado y muro de suelo reforzado.

2.5.3.2 Variable dependiente

- Análisis de la confiabilidad.
- Estabilidad del muro de concreto armado.
- Estabilidad del muro de suelo reforzado.

2.5.3.3 Definición conceptual de las Variables

- Muro de concreto armado: estructura de concreto con armadura de acero, consta de una pantalla y una zapata o cimiento. Sirve de retención de material de relleno para garantizar la estabilidad y la confiabilidad del talud.
- Muro de suelo reforzado: estructura conformada por placas seccionadas de concreto, con armadura de acero, cuyo elemento que brinda estabilidad al talud es una cinta que puede ser metálica o de plástico. Cumple la misma función que el muro de concreto armado con la peculiaridad que las cintas trabajan a tracción.

- Confiabilidad: determinado por el índice de confiabilidad, el cual permite determinar el nivel de confianza que tienen los muros a analizar. Dependerá de la altura y de las características del suelo de retención.
- Estabilidad de muros: determinado por el factor de seguridad (FS), el cual dependerá de los parámetros del suelo. El FS nos muestra si el talud es estable, inestable o está pronto al colapso.

2.5.3.4 Operacionalización de las Variables

Se presenta la operacionalización de las variables en la Tabla N°26.

Tabla N° 26: Operacionalización de variables

| Variable | Medidores | Indicadores | Instrumento | Unidades |
|-----------------------------------------|---------------------|--------------------------------------------|--------------------------|----------|
| Confiabilidad en muros | Nivel de confianza | Índice de confiabilidad | Hoja de cálculo MS Excel | - |
| | | Confiabilidad | | % |
| | | Factor de seguridad al deslizamiento | | - |
| | | Factor de seguridad al volteo | | - |
| Estabilidad del muro de concreto armado | Estabilidad externa | Factor de seguridad por capacidad de carga | Hoja de cálculo MS Excel | - |
| | | Probabilidad de falla | | % |
| | | Factor de seguridad al deslizamiento | | - |
| | | Factor de seguridad al volteo | | - |
| Estabilidad del muro de suelo reforzado | Estabilidad externa | Factor de seguridad por capacidad de carga | Hoja de cálculo MS Excel | - |
| | | Probabilidad de falla | | % |
| | Estabilidad interna | Factor de seguridad por Pullout | | - |

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y método de investigación

El enfoque de la investigación fue cuantitativo, porque se obtuvo resultados numéricos.

El tipo de investigación fue descriptiva, porque se determinó la confiabilidad de la estabilidad de los muros.

3.2 Diseño de la investigación

El diseño de la investigación fue cuasiexperimental, porque se conoce el objeto de estudio y se manipuló todos sus parámetros de resistencia (cohesión, ángulo de fricción y peso específico).

3.3 Población y muestra

3.3.1 Población

La investigación se llevó a cabo en el tramo de Av. Rafael Escardó – Jirón Virú, aproximadamente 3 kilóm. Lo constituye el suelo proveniente de la Costa Verde.

3.3.2 Diseño Muestral

Estuvo considerada dentro del análisis las muestras de suelos extraídas dentro del tramo Escardó – Virú, también fueron muestra de análisis los muros de suelo reforzado y de concreto armado.

3.4 Técnicas de recolección de datos

3.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

Se realizaron los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos a las muestras que se extrayeron in-situ del suelo del área de estudio para determinar las propiedades mecánicas del suelo de fundación y el suelo de relleno.

Se elaboraron hojas de cálculo mediante MS Excel para determinar la confiabilidad de ambos muros empleando diferentes métodos estadísticos.

Se contó con el Estudio Definitivo de Ingeniería (EDI) de obra y el estudio de mecánica de suelos.

3.4.2 Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos

Se tomó como referencia:

Ministerio de Vivienda (2018). E050 *Suelos y Cimentaciones*. Sencico. Perú donde se detalla los tipos de ensayos de laboratorio a realizarse bajo la Normativa Técnica Peruana.

Braja M.Dass. (2016) *Principios de Ingeniería Geotécnica* señala que los Factores de Seguridad para el análisis estático son: Volteo 2.0, Deslizamiento 1.5 y Capacidad de Carga 3.0, mientras que para el dinámico son Volteo 1.5, Deslizamiento 1.2 y Capacidad de Carga 2.0. Tal como se puede apreciar en la Tabla N°9 Valores de Seguridad mínimos para la estabilidad.

La variabilidad de los parámetros geotécnicos que tienen influencia en los procesos de análisis de riesgo por deslizamiento puede ser manejada mediante técnicas estadísticas y probabilísticas pueden ser estimados de varias formas, por ejemplo, lo que menciona el Cuerpo de Ingenieros el Ejército de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés) se detalla en la Tabla N°28 Valores de coeficientes de variación típicos para el cálculo de la confiabilidad.

3.4.3 Técnicas para el procesamiento y análisis de datos

Una vez obtenido los parámetros de resistencia del suelo mediante el estudio de Mecánica de Suelos, se ingresaron a la hoja de cálculo elaborada en MS Excel para modelar los muros y otorgarles las propiedades y características que le corresponde y obtener el Factor de Seguridad de estos.

Se determinó la probabilidad de falla y finalmente la confiabilidad de ambos muros.

Finalmente se hizo un análisis comparativo mediante MS Excel para determinar el nivel de confianza entre ambos muros, teniendo en cuenta que las condiciones de terreno y altura son las mismas, también, se evaluó qué parámetro será el que mayor incidencia tenga en el cálculo de la confiabilidad.

CAPÍTULO IV: ESTIMACION DE LA PROBABILIDAD

La probabilidad de falla es la razón entre el número de casos que propician la falla y el número de casos posibles.

El índice de confiabilidad es la medida de la cantidad de las desviaciones estándar, la cual separa el valor analizado con el valor crítico. Es utilizado para calcular la probabilidad de desempeño de la estructura. Se determina a partir de tablas estadísticas asociadas a la distribución de probabilidad seleccionada.

Para ello, se necesitan los datos de entrada los cuales son denominados como variables aleatorias, las cuales sirven para calcular la función de densidad de probabilidad.

Distribución de probabilidad: función que establece la probabilidad de que cierto evento ocurra. Existen varias distribuciones de probabilidad, algunas de las comunes son la distribución Normal estándar, la distribución Lognormal, distribución de Poisson y distribución t de Student.

Según Barakat, Alzubaidi & Omar (2015), se puede establecer índices de confiabilidad asociados a probabilidades de falla. Ver Tabla N° 27.

Tabla N° 27: Índice de confiabilidad asociados a probabilidades de falla.

| Clase de falla | Consecuencias de la falla | |
|---------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | Poco seria | Seria |
| Estructura redundante | $\beta = 3,09$ (PF = 10-3) | $\beta = 3,71$ (PF = 10-34) |
| Advertencia significativa antes de la aparición de la falla en estructura redundante. | $\beta = 3,71$ (PF = 10-34) | $\beta = 4,26$ (PF = 10-35) |
| Sin advertencia antes de la aparición de la falla en estructura redundante | $\beta = 4,26$ (PF = 10-35) | $\beta = 4,75$ (PF = 10-36) |

Fuente: Elaboración propia.

Se debe seguir un procedimiento para determinar el nivel de confiabilidad del muro a ser evaluado, por lo que, se seguirá el siguiente esquema como referencia a tener para la evaluación de todos los pasos. Ver Figura N^a44.

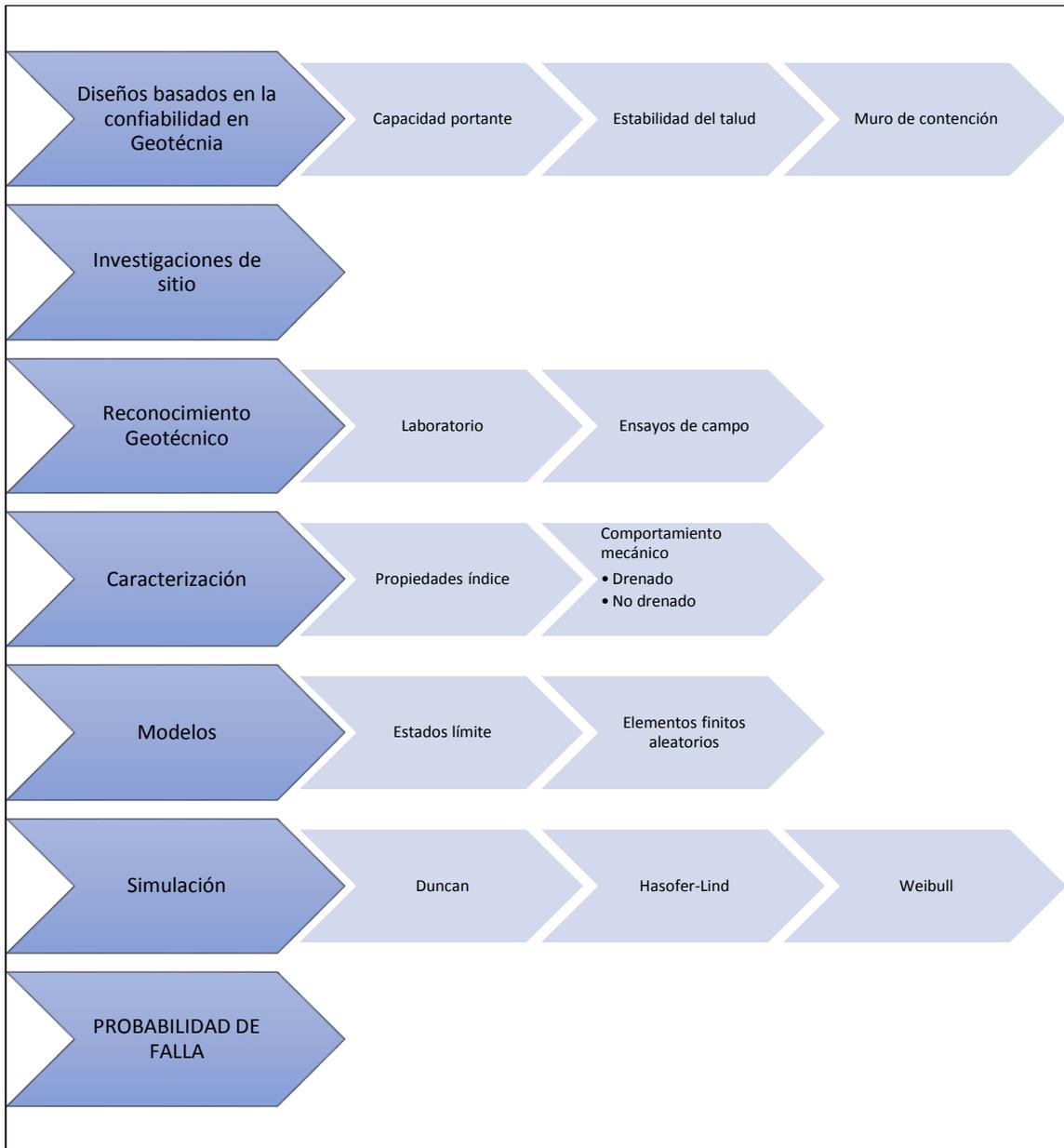


Figura N° 44: Esquema referencial para estimar la probabilidad de falla.

Fuente: Elaboración propia.

Cuando no se dispone de un número suficiente de ensayos, se puede utilizar coeficientes de variación estimados (desviación estándar sobre la media), a partir de valores típicos que han mostrado tener poca sensibilidad temporal y espacial. En la tabla N° 28 se muestra algunos valores típicos para el análisis de la estabilidad de taludes.

Tabla N° 28: Valores de coeficientes de variación típicos para el cálculo de la confiabilidad

| Parámetros | Coefficiente de Variación (%) | Fuente |
|-------------------------------------------------------|--------------------------------------|----------------|
| Peso específico | 3-7 | R.H.C. Ribeiro |
| | 4-8 | USACE |
| Peso unitario sumergido | 0-10 | J. M. Duncan |
| Cohesión | 40 (20 a 80) | R.H.C. Ribeiro |
| | 2-13 | |
| Angulo de fricción interno | 3.7-9.3 arenas y | USACE |
| | 7.5-10.1 arcillas | |
| Resistencia no drenada de arcillas | 13-40 | R.H.C. Ribeiro |
| | 11-45 | USACE |
| Coeficiente de permeabilidad (k) | 20-90 | J. M. Duncan |
| | | USACE |
| Coeficiente de consolidación (Cv) | 33-68 | J. M. Duncan |
| Presión de Preconsolidación (Pp) | 10-35 | J. M. Duncan |
| Índice de compresión (Cc) | 10-37 | J. M. Duncan |
| Número de golpes SPT (N) | 15-45 | R.H.C. Ribeiro |
| Resistencia a la compresión uniaxial de metalimolitas | 29-55 | C. A. Hidalgo |
| Resistencia a la compresión uniaxial de metacalcáreos | 18-40 | C. A. Hidalgo |

Fuente: Elaboración propia.

La variabilidad de los parámetros geotécnicos que tienen influencia en los procesos de análisis de riesgo por deslizamiento puede ser manejada mediante técnicas estadísticas y probabilísticas pueden ser estimados de varias formas, por ejemplo, lo que menciona el Cuerpo de Ingenieros el Ejército de los Estados Unidos (USACE por sus siglas en inglés) es:

- Análisis estadísticos de determinaciones en ensayos del parámetro deseado,
- Ensayos índices que pueden ser correlacionados con el parámetro deseado, y
- Basados en criterio y experiencia cuando no hay datos disponibles.

4.1 Introducción a los Métodos Probabilistas de Análisis de Confiabilidad

Estos diseños permiten analizar variable independiente determinando la distribución de probabilidades a través de la distribución estadística de variables independientes.

Algunos de los métodos de diseño más empleados en el análisis de estructuras geotécnicas son las estimativas puntuales de Rosenblueth y las Series de Taylor.

4.1.1 Enfoque Hasofer-Lind o AFOSM

Es el índice de confiabilidad β_{HL} , en el sistema coordinado estandarizado, corresponde a la mínima distancia desde el origen de los ejes hasta el estado limite.

$$\beta_{HL} = \sqrt{(x'^*)^T(x'^*)} \quad (122)$$

El mínimo punto de distancia en el estado limite se llama “punto de diseño” y se denota como el vector \mathbf{x}^* en el sistema coordinado original y como el vector \mathbf{x}'^* en el sistema coordinado reducido. Dichos vectores representan los valores de todas las variables aleatorias.

Usando las propiedades trigonométricas, la ecuación correspondiente al β_{HL} , se puede estimar del siguiente modo:

$$\beta_{HL} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (123)$$

Donde, R y S son las variables aleatorias, las cuales son reducidas como una función lineal:

$$R' = \frac{(R - \mu_R)}{\sigma_R} \quad y \quad S' = \frac{(R - \mu_R)}{\sigma_R} \quad (124)$$

4.1.2 Regla 3 σ – Duncan (2010)

Es una adaptación de las Series de Taylor, sigue el procedimiento:

1. Estimar la desviación estándar de las variables envueltas. Los métodos para estimar las desviaciones estándar pueden ser determinadas por uno mismo.
2. Aplicar las Series de Taylor para estimar la desviación estándar y el coeficiente de variación del factor de seguridad con las siguientes formulas:

$$\sigma_F = \sqrt{\left(\frac{\Delta F_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta F_2}{2}\right)^2 + \dots + \left(\frac{\Delta F_n}{2}\right)^2} \quad (125)$$

$$V_F = \frac{\sigma_F}{F_{MLV}} \quad (126)$$

En donde, $\Delta F_i = (F_i^+ - F_i^-)$, F_i^+ es el factor de seguridad calculado con el valor del primer parámetro incrementado con una desviación estándar y el segundo término es con el decremento de una desviación estándar.

3. Reemplazar los valores de ΔF_i en la primera ecuación y calcular también el valor de VF.
4. Con los valores del FMLV y VF, la probabilidad de falla y la confiabilidad se pueden determinar mediante la Tabla N° 29:

Tabla N° 29: Probabilidad de Falla según el FMLV

| F_{MLV} | 2% | 4% | 6% | 8% | 10% | 12% | 14% | 16% | 20% | 25% | 30% | 40% | 50% | 60% | 80% |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-----|-----|
| 1.05 | 0.8% | 12% | 22% | 28% | 33% | 36% | 39% | 41% | 44% | 47% | 49% | 53% | 55% | 58% | 61% |
| 1.10 | 0.00% | 0.9% | 6% | 12% | 18% | 23% | 27% | 30% | 35% | 40% | 43% | 48% | 51% | 54% | 59% |
| 1.15 | 0.00% | 0.03% | 1.1% | 4% | 9% | 13% | 18% | 21% | 27% | 33% | 37% | 43% | 48% | 51% | 56% |
| 1.16 | 0.00% | 0.01% | 0.7% | 3% | 8% | 12% | 16% | 20% | 26% | 32% | 36% | 42% | 47% | 50% | 56% |
| 1.18 | 0.00% | 0.00% | 0.3% | 2% | 5% | 9% | 13% | 17% | 23% | 29% | 34% | 41% | 45% | 49% | 55% |
| 1.20 | 0.00% | 0.00% | 0.13% | 1.2% | 4% | 7% | 11% | 14% | 21% | 27% | 32% | 39% | 44% | 48% | 54% |
| 1.25 | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.3% | 1.4% | 4% | 6% | 9% | 15% | 22% | 27% | 35% | 41% | 45% | 51% |
| 1.30 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.06% | 0.5% | 1.6% | 3% | 6% | 11% | 17% | 23% | 31% | 37% | 42% | 49% |
| 1.35 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.2% | 0.7% | 1.9% | 4% | 8% | 14% | 19% | 28% | 34% | 40% | 47% |
| 1.40 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.04% | 0.3% | 1.0% | 2% | 5% | 11% | 16% | 25% | 32% | 37% | 45% |
| 1.50 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.04% | 0.2% | 0.7% | 3% | 6% | 11% | 19% | 27% | 32% | 41% |
| 1.60 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.05% | 0.2% | 1.1% | 4% | 7% | 15% | 22% | 28% | 38% |
| 1.70 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.06% | 0.5% | 2% | 5% | 12% | 19% | 25% | 34% |
| 1.80 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.2% | 1.2% | 3% | 9% | 16% | 22% | 31% |
| 1.90 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.08% | 0.65% | 2% | 7% | 13% | 19% | 29% |
| 2.00 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.03% | 0.36% | 1.3% | 5% | 11% | 17% | 26% |
| 2.20 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.10% | 0.56% | 1.3% | 8% | 13% | 22% |
| 2.40 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.03% | 0.23% | 1.9% | 5% | 10% | 19% |
| 2.60 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 0.09% | 1.1% | 4% | 7% | 16% |
| 2.80 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.04% | 0.66% | 3% | 6% | 13% |
| 3.00 | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.00% | 0.02% | 0.39% | 1.8% | 4% | 11% |

Fuente: Recuperado de “Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering”. Duncan, 2010

4.1.3 Estimaciones puntuales – Rosenblueth (1975)

Este método simplifica la tarea de estimar la media y la desviación estándar del factor de seguridad y se compromete la exactitud del cálculo cuando las dispersiones de las variables son grandes. Se encarga de estimar los momentos como la media, desviación estándar, etc, de la variable dependiente en función de las variables independientes, y que por lo menos se conocen dos momentos (media y desviación estándar) sin la necesidad de conocer las distribuciones de probabilidad completas de ambas variables (dependientes e independientes). Las estimativas se pueden determinar mediante las siguientes formulas (127) y (128):

$$\bar{F} = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} (f_i) \quad (127)$$

$$\sigma_{\bar{F}}^2 = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} (f_i - \bar{F})^2 \quad (128)$$

Se establece una función de densidades de probabilidad que puede simularse como puntos aleatorios situados a más o menos una desviación estándar del valor promedio.

Su función es determinar el factor de seguridad que existe entre dos variables aleatorias. Si se consideran las variables X y Y, la función que Rosenblueth establece para poder determinar el FS es la siguiente ecuación (129):

$$F = g(X, Y) \quad (129)$$

La incertidumbre de estas variables se describe a partir de las desviaciones estándar σ_x y σ_y y las medias μ_x y μ_y .

Las variables aleatorias pueden ser dependientes o independientes entre sí, esto lo definirá el coeficiente de variación. Cuando las variables son dependientes, la covarianza se define mediante las ecuaciones (130) y (131):

$$COV[X, Y] = E[(X - \sigma_x)(Y - \sigma_y)] \quad (130)$$

$$COV[X, Y] = \frac{1}{n} \sum [(X - \sigma_x)(Y - \sigma_y)] \quad (131)$$

La primera ecuación se emplea para ecuaciones continuas y la segunda para ecuaciones discretas.

El coeficiente de correlación de las variables se expresa de la siguiente ecuación (132):

$$\rho_{xy} = \frac{COV[X, Y]}{\sigma_x \sigma_y} \quad (132)$$

Para determinar la probabilidad de ocurrencia, se utiliza las siguientes ecuaciones (133) y (134):

$$P_{++} = P_{--} = \frac{1}{2^n} (1 + \rho_{xy}) \quad (133)$$

$$P_{\pm} = P_{\mp} = \frac{1}{2^n} (1 - \rho_{xy}) \quad (134)$$

Luego se calcula el FS realizando variaciones a los parámetros que se desean modificar. Para este cálculo se utilizan las siguientes ecuaciones (135) - (138):

$$F_{++} = g[(\mu_x + \sigma_x)(\mu_y + \sigma_y)] \quad (135)$$

$$F_{\pm} = g[(\mu_x + \sigma_x)(\mu_y - \sigma_y)] \quad (136)$$

$$F_{\mp} = g[(\mu_x - \sigma_x)(\mu_y + \sigma_y)] \quad (137)$$

$$F_{--} = g[(\mu_x - \sigma_x)(\mu_y - \sigma_y)] \quad (138)$$

Una vez determinado los valores de probabilidad de ocurrencia y el FS para todos los casos, se procede a determinar el valor esperado $E[F]$. Ver ecuación (139):

$$E[F] = \mu_x = P_{++}F_{++} + P_{\pm}F_{\pm} + P_{\mp}F_{\mp} + P_{--}F_{--} \quad (139)$$

Po último, se procede a determinar la varianza del factor de seguridad mediante la ecuación (140) y (141):

$$VAR[F] = E[F^2] - (E[F])^2 \quad (140)$$

Donde,

$$E[F^2] = \mu_x = P_{++}F_{++}^2 + P_{\pm}F_{\pm}^2 + P_{\mp}F_{\mp}^2 + P_{--}F_{--}^2 \quad (141)$$

4.1.4 Simulación de Monte Carlo (MCS)

Con este método se pretende determinar la función de distribución de frecuencia de la variable dependiente analizada mediante la generación de números aleatorios. La variable dependiente sigue la función $Y=f(X_1, X_2, X_n)$ y se conocen las distribuciones de probabilidad de las variables X_1, X_2, \dots, X_n y se evalúa la función Y . Resulta un proceso iterativo que hace uso de la función de distribución acumulada $F^{\otimes} = P[x < r]$, la cual es una distribución uniforme que va de $[0,1]$.

4.1.5 Primer Orden (FORM)

Como sus siglas indica, *First Order Reliability Method*, este método hace uso del primer y segundo momento de las variables aleatorias (Bastidas & Soubra 2015). Este método incluye dos enfoques: Primer Orden Segundo Momento (FOSM) y Primer Orden Segundo Momento Avanzado (AFOSM). En el primer enfoque, FOSM, la información de la distribución aleatoria de las variables es ignorada; sin embargo, en el otro enfoque, AFOSM, la información distributiva es usada apropiadamente.

Primer Orden Segundos Momentos: este método hace uso solamente de los segundos momentos estadísticos como la media y el coeficiente de variación de las variables aleatorias y estas requieren una forma linealizada de la función de rendimiento en los valores medios de dichas variables. Se emplea la aproximación de la serie de Taylor de primer orden para linealizar la función de desempeño en los valores medios de las variables aleatorias. Al aplicar la Serie de Taylor, se determina la distribución de probabilidad de la función con un número “n” de variables aleatorias.

Hidalgo, C (2011) afirma que las ventajas de este método de solución radican en que los cálculos matemáticos son simplificados y solo se requiere el conocimiento de los momentos de las distribuciones estadísticas de las variables aleatorias. Entonces para “n” variables aleatorias no correlacionadas, $F(x_1, x_2, \dots, x_N)$ y conservando los términos lineales en la Serie de Taylor, se obtiene las siguientes ecuaciones (142) y (143):

$$E[F] = F(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3, \dots, \bar{x}_N) \quad (142)$$

$$V[F] = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial F}{\partial x_i} \right)^2 V(x_i) \quad (143)$$

Donde $\bar{x}_i = E[x_i]$

La función F es evaluada para los puntos medios de todas las variables ($E[F]$), así como la varianza de F ($V[F]$). Para la obtención de las derivadas es usual emplear la aproximación numérica de Christian. Expresada en la ecuación (144):

$$\frac{\partial F}{\partial x_i} = \frac{F(X_i + \Delta X_i) - F(X_i)}{\Delta X_i} \quad (144)$$

4.1.6 Second Order Reliability Method (SORM)

La evaluación de confiabilidad es relativamente simple si la función de estado límite es lineal. Sin embargo, la mayoría de las funciones de estado límite no son lineales. La no linealidad se debe a la relación no lineal entre variables aleatorias, a la consideración de variables aleatorias no normales y / o a la transformación de variables aleatorias correlacionadas a no correlacionadas. De hecho, un estado límite lineal en el espacio original se vuelve no lineal cuando se transforma al espacio normal estándar si alguna de las variables no es normal. Además, la transformación de variables correlacionadas a no correlacionadas podría inducir la no linealidad.

4.1.7 Series de Taylor

Basado en la formulación de las series de Taylor, de la función en la que se desarrolla el valor esperado, con variables aleatorias. El valor esperado se expresa mediante la siguiente ecuación (145):

$$E[F] = \mu_F \approx g(E[X_1], E[X_2], \dots, E[X_n]) + e \quad (145)$$

La función $g([X_1], [X_2], \dots, [X_n])$ se determina a partir de los valores promedio de las variables aleatorias. El valor “e” es el error del modelo, es cual se considera 0 por ser despreciable.

Cuando las variables que se están analizando son dependientes entre sí, es decir $\rho_{xy} > 0$, el cálculo del valor esperado se puede aproximar mediante la ecuación (146):

$$E[F] = \mu_F \approx g(E[X_1], E[X_2], \dots, E[X_n]) + \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \frac{\partial^2 F}{\partial X_i \partial X_j} COV(X_i, X_j) + e \quad (146)$$

Donde $i < j$

Las ecuaciones parciales de la ecuación anterior, deben ser evaluadas para cada variable en la función seleccionada. Para la solución de estas derivadas parciales, el cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos propone la aproximación por diferencias finitas, expresadas en las ecuaciones (147) y (148):

$$\frac{\partial F}{\partial X_1} = \frac{g(X_1 + \sigma_1, X_2, X_3, \dots, X_n) - g(X_1 - \sigma_1, X_2, X_3, \dots, X_n)}{2\sigma_1} = \frac{\Delta F}{2\sigma_1} \quad (147)$$

$$\frac{\partial F}{\partial X_2} = \frac{g(X_1, X_2 + \sigma_2, X_3, \dots, X_n) - g(X_1, X_2 - \sigma_2, X_3, \dots, X_n)}{2\sigma_2} = \frac{\Delta F}{2\sigma_2} \quad (148)$$

Una vez realizados los cálculos, se determinará la varianza y la desviación estándar de las variables dependientes, expresada en la ecuación (149):

$$VAR[F] = \sigma_F^2 \approx \frac{1}{2} \sum_{i=1}^k [\Delta F_i]^2 + \frac{1}{4} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k [\Delta F_i \Delta F_j \Delta \rho_{ij}] + V[e] \quad (149)$$

Finalmente se calcula el índice de confiabilidad, con la siguiente ecuación (150):

$$\beta = \frac{E[F] - F}{\sigma_F} \quad (150)$$

Donde,

F = factor de seguridad

σ_F = desviación estándar

Para determinar la probabilidad de falla es necesario realizar una hipótesis que supone que F se distribuye de acuerdo a la función de distribución de probabilidad utilizada, $F \sim$ Función de distribución de probabilidad, expresada en la ecuación (151):

$$\left(\mu_F, \frac{\sigma_1}{2} \right) \quad (151)$$

Por lo tanto, la probabilidad de falla se define como:

$$P_f[F \leq F_{falla}] = \text{Función de distribución de probabilidad } (F_{falla})$$

4.1.8 Distribución de Weibull

Es una distribución que permite ser usada para modelar una variedad de aplicaciones en ingeniería, investigación médica, control de calidad, finanzas, etc. Se utiliza frecuentemente en análisis de fiabilidad para modelar datos con la probabilidad que falle, se usa para modelar datos asimétricos del proceso en el análisis de capacidad,

Se describe según los parámetros de forma, escala y valor umbral. El caso en que el parámetro de valor umbral es cero, se conoce como la distribución de Weibull de 2 parámetros. La distribución de Weibull se define solo para variables no negativas, dependiendo de los valores de los parámetros, la distribución de Weibull puede adoptar varias formas.

Fórmula para la media aritmética, expresada en la ecuación (152):

$$Xn = \frac{\sum_{i=1}^n Ln(FS)}{n} \quad (152)$$

Fórmula para la varianza, expresada en la ecuación (153):

$$S^2 = \frac{1}{(n-1)(\sum Ln(F.S.) - x)^2} \quad (153)$$

Fórmula para la varianza estándar, expresada en la ecuación (154):

$$S = \sqrt{S^2} \quad (154)$$

Donde:

n = Cantidad de datos

F.S. = Factor de Seguridad

Y mediante las siguientes ecuaciones (155) –(159) obtenemos los niveles de confianza:

$$\beta = \frac{\pi}{S * \sqrt{6}} \quad (155)$$

$$e = x + \left(\frac{0.5772}{\beta}\right) \quad (156)$$

$$\alpha = \exp(e) \quad (157)$$

$$(F.S.) = \exp\left(-\left(\frac{F.S. - \gamma}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\beta}}\right) \quad (158)$$

$$F(F.S.) = 1 - R(F.S.) \quad (159)$$

CAPÍTULO V: ANÁLISIS DEL CASO

5.1 Ubicación del área de estudio y selección de secciones

Ubicado en el tramo comprendido entre la Av. Rafael Escardó y Jr. Virú, en la bajada a la Costa Verde. La dirección de análisis de San Miguel – Chorrillos.

Las secciones a ser evaluadas son las pertenecientes al lado izquierdo (color azul), donde se tomaron alturas de 5.66, 10.64 y 19.76 m extraídas del EDI. Ver Figura N° 45.

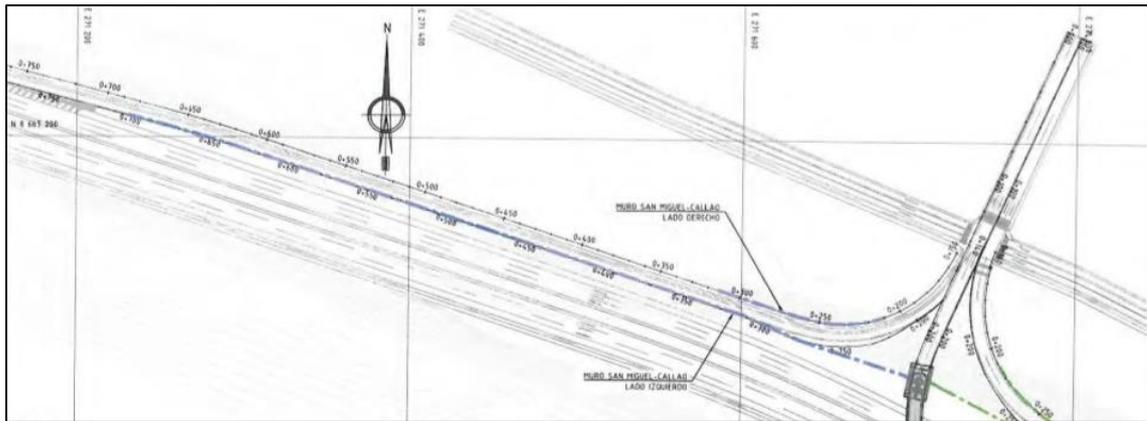


Figura N° 45: Tramo Costa Verde, Escardó-Virú

Fuente: Estudio Definitivo para la Construcción de la Vía Costa Verde, Tramo: Escardó-Jr. Virú

5.2 Caracterización geotécnica del suelo

Partiremos de la caracterización geotécnica del suelo en estudio, Costa Verde, tanto del suelo de fundación como del suelo de relleno estructural.

5.2.1 Exploración de suelos y muestreo

El estudio de suelos, y, por ende, la toma de muestras corresponde al de la Costa Verde, se extrajeron alrededor de 20 kg repartidos en 2 calicatas de una profundidad de 1.50 m. Las calicatas están espaciadas cada 1000 m, cubriendo 1.0 kilómetro.

5.2.2 Ejecución de ensayos de Mecánica de suelos

5.2.2.1 Contenido de Humedad y Análisis Granulométrico

Se inició con el ensayo de contenido de humedad (NTP 339.127) y luego con granulometría por tamizado (NTP 339.128).

La NTP 339.127 indica que se debe determinar el peso de agua eliminada mediante un secado en el horno a 110° C. El suelo que permanece seco es el peso de partículas sólidas mientras que la pérdida de peso durante el secado es el peso del agua. El procedimiento de ensayo según la norma es: a) determinar y registrar la masa de un contenedor limpio y seco,

b) seleccionar especímenes de ensayo representativos (>100 g), c) determinar el peso del espécimen con el contenedor, d) llevar al horno el contenedor durante toda la noche hasta el día siguiente, e) retirar del horno y dejar enfriar el contenedor para luego pesar. Finalmente, obtener el contenido de humedad mediante la ecuación (160) :

$$\omega = \frac{W_{agua}}{W_{suelo\ seco}} * 100 \quad (160)$$

Para los resultados y cálculos obtenidos ver Anexo N°3 y Anexo N°4.

Los aparatos a emplear son:

- Horno a 110°C con una tolerancia de 5°C.
- Balanzas: con aproximaciones de 0.01g para muestras menores a 200 g o de 0.1 para muestras mayor a 200 g.
- Recipientes: deben ser de preferencia metálicos que resistan la corrosión y al cambio de temperaturas bruscas.
- Juego de tamices.

El procedimiento para ambos ensayos en el laboratorio de la URP fue:

Se separaron aproximadamente menos de 300 gr de suelo cada calicata en recipientes diferente (R-7 y R-8) para el ensayo de contenido de humedad. Para el ensayo de granulometría por tamizado se emplearon dos bandejas (B-9 y B-10) con aproximadamente unos 3 kilogramos cada una. Para posteriormente iniciar con el lavado de ambas muestras con detergente y agua, con la finalidad de poder retirar todo el material fino de la muestra (material pasante la malla N° 200). Una vez terminado el lavado y la toma de muestras para el contenido de humedad, se llevó al horno a 110°C por 24 horas para el secado.

Posteriormente al día siguiente, con el material seco, se calculó el contenido de humedad de ambas muestras y se tamizaron con los diferentes tamices que posee el laboratorio de mecánica de suelos y asfalto de la URP. Obteniéndose así la cantidad de material de % finos y % gruesos. Dentro de las Figuras N° 46-51, se aprecia el material para hacer los ensayos correspondientes.



Figura N° 46: Calicatas a diferentes Alturas ($H_1 = 1.00\text{m}$ y $H_2 = 1.50\text{m}$.) obtenidas del Tramo Costa Verde, Escardó-Virú.

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 47: Muestra para ensayo granulométrico.

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 48: Lavado de muestras previo al secado para ensayo granulométrico

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 49: Muestras para el Contenido de Humedad

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 50: Secado de muestras

Fuente: elaboración propia



Figura N° 51: Juego de tamices y tamizado del suelo

Fuente: Elaboración propia

5.2.2.2 Ensayo de Límites de Atterberg

Este ensayo está definido por la norma americana del ASTM D4318, el cual menciona que el límite líquido (LL) y plástico (LP) son conocidos como los límites de Atterberg o límites de consistencia. Estos límites de consistencia nos permiten conocer la facilidad con que el suelo puede ser deformado. El LL es el contenido de agua que hay en un suelo entre los estados semilíquido y plástico. Este límite se determina mediante la Copa de Casagrande. El LP es el contenido de agua que hay entre los estados plástico y semisólido. La manera de obtener el LP es moldeando la muestra en bastones sin que se desarme o desmorone.

El procedimiento a seguir según la ASTM D4318 es el siguiente: a) procesar la muestra por el tamiz N°40, b) para el límite líquido, la muestra se debe moldear en la Copa de Casagrande dividido en dos mediante una ranura metálica, luego se deja fluir juntos hasta chocar causadas por los golpes repetidos ocasionados en la copa. Se debe contar los golpes. Como es un ensayo multipunto, se deben ejecutar por lo menos 3 ensayos, para ello, la muestra en estado natural se debe saturar para poder contar los golpes para 3 saturaciones diferentes. c) el límite plástico se determina rodando en un cilindro de 3.2 mm de diámetro una pequeña porción de suelo hasta que se desmorone y no se pueda rodar.

Este ensayo es importante para la clasificación del suelo en estudio.

Para los resultados y cálculos obtenidos ver Anexo N°6.

Los aparatos a emplear son:

- Copa de Casagrande: dispositivo mecánico que consiste en una taza de latón suspendida para controlar su caída en una base de caucho sólido.
- Herramientas: ranurador de metal no corrosivo con dimensiones específicas para el ensayo, espátulas para moldear la muestra en la copa.
- Recipientes: contenedores de metal resistentes a la corrosión.
- Balanzas: con precisión de 0.01 g.
- Superficie lisa para el ensayo de LP (de preferencia vidrio).
- Vernier.
- Tamiz N°4.
- Horno de secado a 110°C

El procedimiento empleado en el laboratorio de la URP fue:

Se separaron 4 muestras del suelo proveniente de la Costa Verde, previo molido de del ensayo de contenido de humedad, y luego se saturaron (ver Figuras N°52 y N°53) para obtener el conteo de golpes de 15, 24, 36 y 45. Lo que supone que la saturación debe disminuir para alcanzar la mayor cantidad de golpes. Una vez mezcladas el suelo con el agua para cada ensayo, se moldeó con ayuda de una espátula, en la Copa de Casagrande (ver Figura N°54) para luego, con el ranurador metálico, dividir la muestra en 2 partes iguales (ver Figura N°55). Se procedió a girar la manivela para dejar caer la Copa y que golpee contra la base de caucho y poder contar los golpes. Cuando la ranura se cierre 13 mm o ½” finaliza el ensayo. Finalmente, se retiró la muestra, únicamente la abertura de los 13 mm para llevarla al horno a 110°C por una noche para determinar la humedad de ensayo (Ver Figura N°52-56).



Figura N° 52: Muestra seca y molida

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 53: Mezcla del suelo con agua

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 54: Copa de Casagrande

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 55: Ranurado de la muestra

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 56: Selección de la muestra cerrada a 13mm

Fuente: Elaboración propia

Los parámetros obtenidos de los ensayos 5.2.2.1 y 5.2.2.2 fueron:

- Calicata N° 1

En la Figura N° 57, se presenta la curva granulométrica, correspondiente a la Calicata 1:

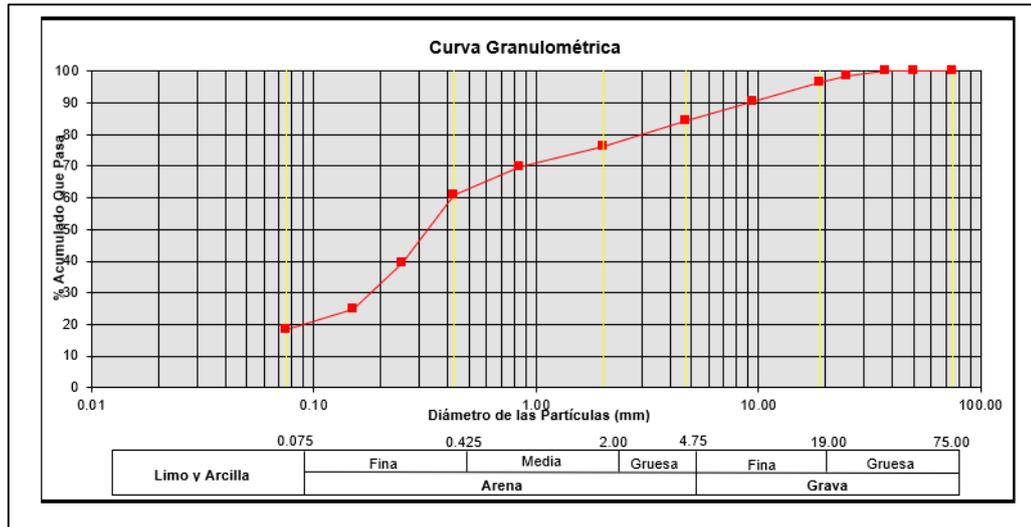


Figura N° 57: Curva Granulométrica, Calicata 1

Fuente: Elaboración propia

En esta muestra se encontró:

- Contenido de Humedad: 6.35 %
- % Finos: 18.16%
- % Gruesos: 81.84%
- LL: 18.60
- LP: NP
- IP: NP
- D60: 0.41mm
- D30: 0.18mm
- D10: 0.03mm
- Cc: 2.49
- Cu: 13.13
- Clasificación SUCS: SP-SM
- Calicata N° 2

En la Figura N° 58, se presenta la Curva granulométrica correspondiente a la Calicata 2.

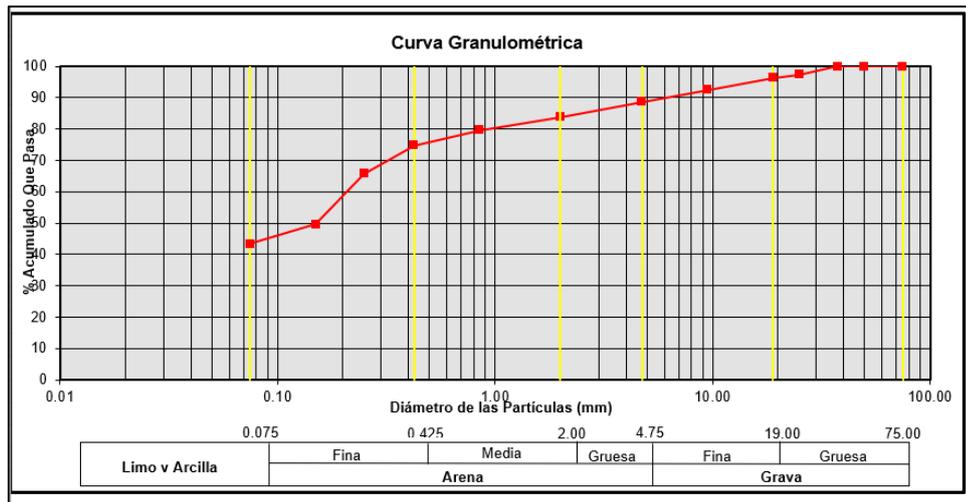


Figura N° 58: Curva Granulométrica, Calicata 2

Fuente: Elaboración propia

En esta muestra se encontró:

- Contenido de Humedad: 12.70
- % Finos: 43.35%
- % Gruesos: 56.65%
- LL: 18.60
- LP: NP
- IP: NP
- D60: 0.21mm
- D30: 0.02mm
- D10: 0.01mm
- Cc: 0.75
- Cu: 21
- Clasificación SUCS: SP-SM

5.2.2.3 Ensayo de Corte Directo

La norma del ensayo: ASTM D3080 o MTC E 123-2000.

El objetivo de este ensayo es determinar los parámetros de resistencia al corte, lo cuales son indispensables para el diseño geotécnico. Este ensayo se puede usar para todos tipos de suelos, con muestras inalteradas y remoldadas.

El procedimiento según el MTC E 123-2000 es: a) se ensambla la caja de corte con todas sus componentes y se bloquea, b) se talla la muestra del suelo y se cierra la caja de corte, c) se ajusta el dial para medir la deformación a lo largo del ensayo, d) se debe permitir la consolidación inicial de la muestra bajo una fuerza normal adecuada, e) luego se llena la caja de corte con agua hasta cubrir con agua la muestra, f) se debe tomar lecturas de deformación normal en tiempos apropiados antes de aplicar un nuevo incremento de la fuerza, g) el ensayo termina cuando la deformación alcanzada en la lectura del dial de deformación llega a los 1.20 cm o al 20% del lado de la muestra (6 cm).

Para los cálculos y resultados ver Anexo N°7.

Los aparatos emplear son:

- Máquina de corte: consiste en una maquina eléctrica, constituida por un marco de carga (Load Frame), la celda de carga y el anillo de carga. Ver Figura N°59.
- Celda de carga: juego de piezas que constituyen varias capas de, en ese orden, abajo hacia arriba: placa de soporte, placa de drenaje, piedra porosa, papel filtro, muestra tallada, papel filtro, piedra porosa, placa de drenaje y tapa o transmisor de carga. Ver Figura N°59 y N°60.
- Martillo de goma y apisonador: para poder compactar la muestra a una altura de 2 centím.
- Horno a 110°C.

El procedimiento empleado en el laboratorio de la URP fue:

Se seleccionaron 6 muestras del suelo. La cantidad depende de la densidad del suelo y el volumen que va a ocupar en el molde. El volumen que ocupa el molde es de 72 cc, por lo que la cantidad de suelo, en gramos, a tallar en la celda de carga es como muestra la ecuación (161):

$$W = \rho * 72 \quad (161)$$

El valor de la densidad es obtenido mediante el punto 5.2.2.4

La muestra extraída es de 125 g para cada ensayo.

Luego se ensambló la celda de carga según lo indicado anteriormente (Ver Figura N°61). se talla la muestra en la celda y se compacta hasta la altura de 2 cm y se cierra con la misma

secuencia (como si fuera un sándwich). Se gradúa la aceleración del ensayo a 0.750 mm/seg, sin embargo, la maquina se encontró desfasado 0.300 mm/seg, por lo que el ensayo se realizó con una lectura de 1.050 mm/seg. El ensayo se ejecutó para presiones de 0.50, 1.00 y 1.50 kg/cm² con una transferencia en pesas en relación de 1 a 4, es decir, el peso aplicado fue de 2.00, 4.00 y 6.00 kg para cada ensayo respectivamente. Después, se ajustaron los 3 diales (horizontal, vertical y del anillo). Luego se llenó la celda con agua para saturar la muestra y se procedió con el inicio del ensayo hasta llegar a la deformación de 1.20 cm. Finalmente se extrae la muestra ya saturada para llevarla al horno a 110°C y obtener las humedades finales. Ver Figura N°59-62.

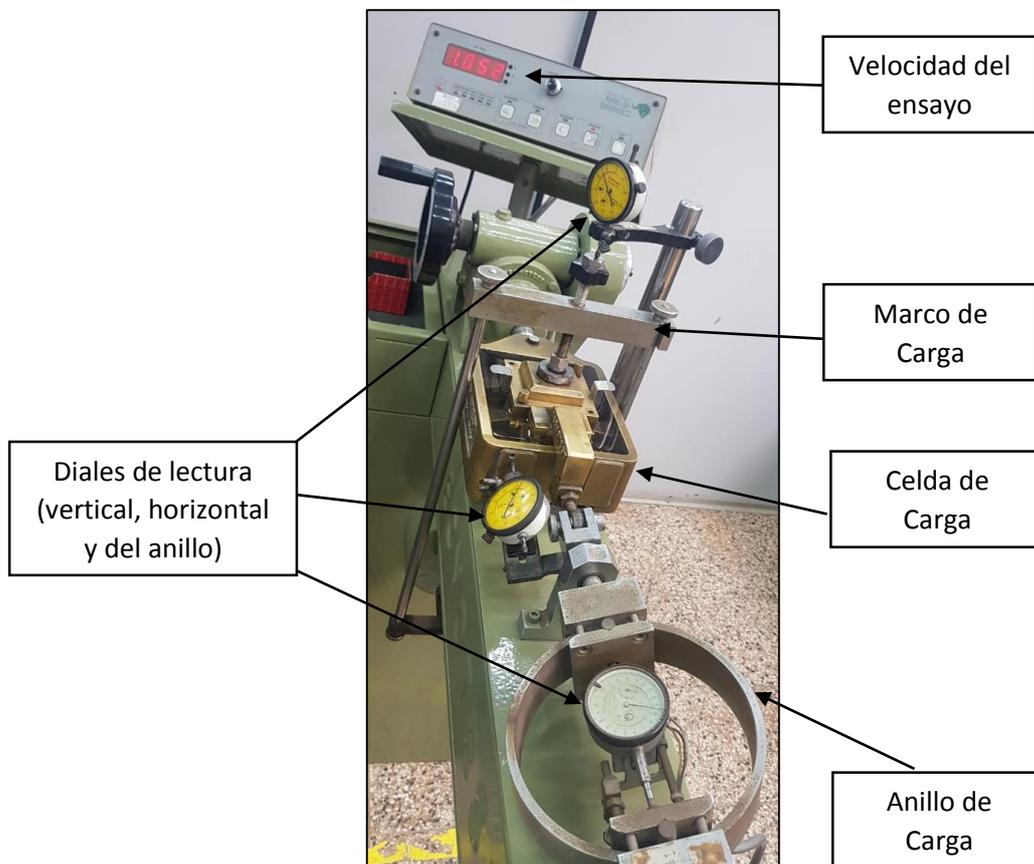


Figura N° 59: Máquina de Corte y sus partes

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 60: Máquina de Corte y sus partes

Fuente: Elaboración propia

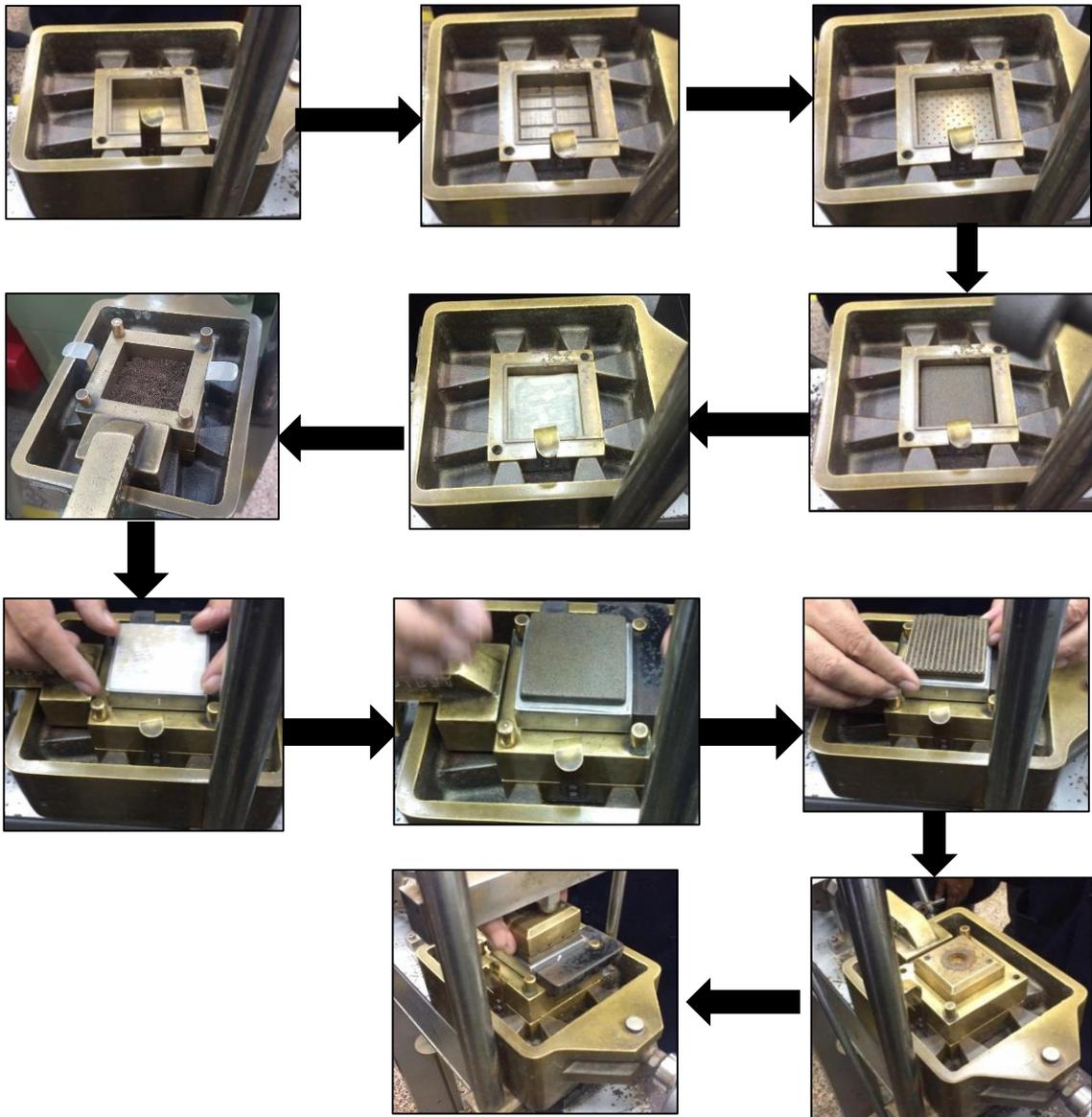


Figura N° 61: Detalle de los pasos de armado

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 62: Espécimen saturado después del corte

Fuente: elaboración propia

5.2.2.4 Ensayo de Densidad y Peso Específico

El ensayo corresponde a la norma ASTM D854-14

Es importante conocer la densidad del suelo para luego poder determinar el peso específico para el diseño de estructuras geotécnicas.

La normativa para el Peso Específico indica el siguiente procedimiento de ensayo: a) llenar el picnómetro o fiola con capacidad de 250 ml con suelo (aproximadamente 100 g) y llenarlo de agua, b) hervir la fiola en una hornilla hasta el punto de ebullición para eliminar los vacíos, c) verter el contenido de la fiola en un contenedor y llevar al horno por una noche, determinar peso seco de la muestra.

La normativa para el ensayo de Densidad indica lo siguiente: a) separar una porción del suelo, b) llenar el cono con el suelo y apisonar para compactar, c) el apisonado es en 3 capas con 25 golpes en forma totalmente vertical, d) pesar el suelo compactado del cono. Ver Figuras N°63 - 67.

Para los cálculos y resultados ver Anexo N°5.

Los aparatos a emplear son:

- Picnómetro o fiola con capacidad de 250 ml.
- Pipeta.
- Contenedores.
- Horno a 110°C.
- Hornilla
- Cono metálico.
- Apisonador metálico.

- Balanzas.

El procedimiento empleado en el laboratorio de la URP fue:

El mismo procedimiento que indica la normativa. Algunas recomendaciones que se deben considerar es evitar que al momento en que la mezcla se encuentra en ebullición, este se salga disparado debido a que los gases salen expulsados, para ello se recomienda usar una pipeta vacía para que pueda generar aire y evitar que estos gases expulsen de manera violenta las partículas. Ver Figuras N° 63 – 67.



Figura N° 63: Fiola con mezcla después del ensayo

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 64: Hornilla para hervir la mezcla

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 65: Instrumentos para ensayo de Densidad

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 66: Aplonado y enrasado de la muestra

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 67: Volumen de muestra compactada

Fuente: Elaboración propia

5.2.2.5 Ensayo de Densidad Relativa

Para poder determinar el tipo de falla que va a presentar el suelo, se requiere del ensayo de densidad relativa, mediante la mesa vibratoria.

Este ensayo corresponde a la Norma ASTM D2049.

El ensayo consiste en determinar la densidad relativa máxima y mínima de un suelo no cohesivo. Nos permite, también, determinar el grado de compactación de un suelo y se puede emplear tanto para suelos granulares como para rellenos compactos.

La densidad relativa se calcula mediante la siguiente ecuación (162):

$$D_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{dmín}} - \frac{1}{\gamma_d}}{\frac{1}{\gamma_{dmín}} - \frac{1}{\gamma_{dmáx}}} * 100 \quad (162)$$

Donde:

$\gamma_{dmín}$ = Densidad seca mínima,

$\gamma_{dmáx}$ = Densidad seca máxima y

$\gamma_{dmín}$ = Densidad seca natural.

El método es mediante la mesa vibratoria de 750x750 mm apoyada sobre amortiguadores y accionada por medio de un vibrador electromagnético.

Para cálculos y resultados ver Anexo N°15.

El método empleado es el siguiente:

Se prepara 3 especímenes de suelo para las pruebas, previamente se debe secar el suelo y pasar por la malla N°4. Llenar el recipiente metálico y dejar que asiente por gravedad, registrar peso y obtener la densidad mínima seca. Luego se ensambla en la mesa adicionando la placa de nivelación, el collarín y la sobrecarga correspondiente. Luego, se vibra a la frecuencia de 60 Hz durante 3 minutos como mínimo. Con esto se logra la densificación y se deberá medir con la ayuda de un vernier y medir alturas iniciales y finales para luego calcular la Densidad máxima seca. Ver Figuras N°68-72.



Figura N° 68: Mesa Vibratoria normada

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 69: Equipo utilizado

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 70: Inicio del ensayo

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 71: Ejecución del ensayo

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 72: Compactación final

Fuente: Elaboración propia

5.2.3 Parámetros de resistencia del suelo de fundación y relleno pasivo

Los parámetros de resistencia obtenidos mediante ensayos de laboratorio son:

- Ángulo de fricción interno = 35.41°
- Cohesión = 0 kPa
- Módulo de Elasticidad = 653.225 kgf/cm^2
- Módulo de Poisson = 0.328
- Peso específico = 16.51 kN/m^3
- Densidad relativa = 89.50%

5.2.4 Parámetros de resistencia del relleno activo

Los parámetros obtenidos mediante el EDI son:

- Ángulo de fricción interno = 37.03°
- Cohesión = 0 kPa
- Peso específico = 19.85 kN/m³

Ver Anexo N°2 para ver, detalladamente, los valores obtenidos.

Se calculan las medias y las desviaciones estándar de los parámetros de diseño para el análisis estadístico. Ver Tablas N°30-32.

Tabla N° 30: Valores Medios de los parámetros del suelo

| | Cohesión | Ángulo de Fricción | Peso Específico |
|--------------------|------------------------|--------------------|-------------------------|
| Relleno Activo | 0.00 kN/m ² | 37.03° | 19.85 kN/m ³ |
| Relleno Pasivo | 0.00 kN/m ² | 35.41° | 16.51 kN/m ³ |
| Suelo de Fundación | 0.00 kN/m ² | 35.41° | 16.51 kN/m ³ |

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 31: Desviación Estándar de los parámetros del suelo

| | Cohesión | Ángulo de Fricción | Peso Específico |
|--------------------|----------|--------------------|-----------------|
| Relleno Activo | 0.00 | 1.55 | 0.40 |
| Relleno Pasivo | 0.00 | 3.40 | 1.25 |
| Suelo de Fundación | 0.00 | 3.40 | 1.25 |

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 32: Coeficientes de Variación (CV)

| | Cohesión | Ángulo de Fricción | Peso Específico |
|--------------------|----------|--------------------|-----------------|
| Relleno Activo | 0.00 % | 4.17 % | 2.00 % |
| Relleno Pasivo | 0.00 % | 9.59 % | 7.57 % |
| Suelo de Fundación | 0.00 % | 9.59 % | 7.57 % |

Fuente: Elaboración propia

5.2.5 Consideraciones generales de diseño

- El talud por encima del muro es horizontal, por lo que no hay inclinación.
- La aceleración sísmica es 4.2 m/s² según las isostáticas (Ver Anexo N°16)
- Las componentes horizontal y vertical de la aceleración son:
- Componente Horizontal = 0.5(Aceleración máxima)/(Gravedad)

- Componente Vertical $=0.5(\text{Componente Horizontal})$
- La sobrecarga mínima será de 20 kPa, según lo indicado en el Marco Teórico.
- Se puede despreciar el empuje Pasivo del suelo.
- Las propiedades del Suelo de Fundación y el Relleno Pasivo se consideran iguales; es decir, el ángulo de fricción interno, cohesión y peso específico son iguales.
- Los casos de análisis a evaluar son:

Desarrollo Estático:

- Análisis 1.1: Peso específico del relleno activo + CV
- Análisis 1.2: Peso específico del relleno activo – CV
- Análisis 2.1: Ángulo de fricción del relleno activo + CV
- Análisis 2.2: Ángulo de fricción del relleno activo – CV
- Análisis 3.1: Peso específico del suelo de fundación + CV
- Análisis 3.2: Peso específico del suelo de fundación – CV
- Análisis 4.1: Ángulo de fricción del suelo de fundación + CV
- Análisis 4.2: Ángulo de fricción del suelo de fundación – CV

Desarrollo Dinámico:

- Análisis 5.1: Peso específico del relleno activo + CV
- Análisis 5.2: Peso específico del relleno activo – CV
- Análisis 6.1: Ángulo de fricción del relleno activo + CV
- Análisis 6.2: Ángulo de fricción del relleno activo – CV
- Análisis 7.1: Peso específico del suelo de fundación + CV
- Análisis 7.2: Peso específico del suelo de fundación – CV
- Análisis 8.1: Ángulo de fricción del suelo de fundación + CV
- Análisis 8.2: Ángulo de fricción del suelo de fundación – CV

5.3 Análisis de muro de concreto armado: Método de Duncan.

Se diseñarán muros de concreto armado tomando en cuenta diferentes alturas. Las alturas a emplear serán de 5.66, 10.64 y 19.76 m de altura. La información de alturas se extrae del EDI del proyecto.

El modelo estadístico a emplear para el análisis es el de Duncan, adaptación de las Series de Taylor.

El procedimiento es sumar un coeficiente de variación y luego restar un coeficiente de variación para cada parámetro de suelo.

5.3.1 Análisis de la Estabilidad para altura de 5.66 m

El procedimiento de análisis consiste en realizar las corridas de la hoja de cálculo del MS. Excel para altura de 5.66 m incrementando un coeficiente de variación y luego restándole un coeficiente de variación para cada parámetro de suelo.

A continuación, se muestra los F.S. para los valores medios. (Ver Tabla N° 33)

Tabla N° 33: F.S. Determinista para MCA H=5.66 m

| | Análisis Estático | Análisis Dinámico |
|------------------------|-------------------|-------------------|
| F.S.Deslizamiento | 3.34 | 1.68 |
| F.S.Volteo | 3.65 | 1.69 |
| F.S.Capacidad de Carga | 10.67 | 3.90 |

Fuente: Elaboración propia

Se hicieron las corridas respectivas para obtener los Factores de Seguridad al volteo, deslizamiento y por capacidad portante.

5.3.1.1 Confiabilidad ante el Deslizamiento

En la Tabla N° 34, se muestra el Analisis Probabilista al Deslizamiento para MCA H= 5.66m.

Tabla N° 34: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para MCA H=5.66 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 3.31 | 1.67 | -0.06 | -0.03 |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 3.37 | 1.70 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 3.96 | 1.91 | 0.08 | 0.04 |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 3.85 | 1.86 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58 ° | 3.61 | 1.78 | 0.51 | 0.19 |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49 ° | 3.10 | 1.59 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81 ° | 3.72 | 1.92 | 1.98 | 0.73 |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02 ° | 2.99 | 1.63 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.3687
- Coeficiente de variación Estático = 11%
- Desviación estándar Dinámica = 0.1436
- Coeficiente de variación Dinámico = 9%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.02%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100%
- Confiabilidad Dinámica = 99.98%

5.3.1.2 Confiabilidad ante el Volteo

En la Tabla N° 35, se presenta el Análisis Probabilista ante el Vuelco para MCA H=5.66m.

Tabla N° 35: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MCA H=5.66 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 3.65 | 1.69 | 0.02 | -0.01 |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 3.64 | 1.69 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 3.65 | 1.69 | 0.01 | 0.01 |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 3.64 | 1.69 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58 ° | 3.91 | 1.77 | 0.50 | 0.16 |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49 ° | 3.41 | 1.61 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81 ° | 3.65 | 1.71 | 0.00 | -1.07 |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02 ° | 3.65 | 2.78 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.2456
- Coeficiente de variación Estático = 7%
- Desviación estándar Dinámica = 0.5652
- Coeficiente de variación Dinámico = 33%

Interpolando en la Tabla N° 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 4.50%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100%
- Confiabilidad Dinámica = 95.50%

5.3.1.3 Confiabilidad de la Capacidad Portante

En la Tabla N°36, se muestra el Análisis Probabilista para la capacidad de carga MCA H=5.66m.

Tabla N° 36: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de carga del MCA H=5.66 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|----------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| γ1 + CV(γ1): | 20.25 kN/m3 | 10.57 | 3.82 | -0.24 | -0.15 |
| γ1 - CV(γ1): | 19.46 kN/m3 | 10.81 | 3.97 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| γ3 + CV(γ3): | 17.76 kN/m3 | 11.50 | 4.20 | 1.61 | 0.60 |
| γ3 - CV(γ3): | 15.26 kN/m3 | 9.89 | 3.59 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| θ1 + CV(θ1): | 38.58 ° | 12.21 | 4.46 | 2.87 | 1.10 |
| θ1 - CV(θ1): | 35.49 ° | 9.89 | 3.37 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| θ3 + CV(θ3): | 38.81 ° | 19.18 | 7.24 | 13.08 | 4.46 |
| θ3 - CV(θ3): | 32.02 ° | 6.10 | 2.78 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 5.9699
- Coeficiente de variación Estático = 92%
- Desviación estándar Dinámica = 2.0357
- Coeficiente de variación Dinámico = 87%

Interpolando en la Tabla N° 24, obtenemos la probabilidad de Falla.

- Probabilidad de Falla Estática = 1.50%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 2.35%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 98.50%
- Confiabilidad Dinámica = 97.65%

5.3.2 Análisis de la Estabilidad para altura de 10.64 m

El procedimiento de análisis consiste en realizar las corridas de la hoja de cálculo del MS Excel para altura de 10.64 m incrementando un coeficiente de variación y luego restándole un coeficiente de variación para cada parámetro de suelo.

En la Tabla N° 37, se muestran los F.S. obtenidos:

Tabla N° 37: F.S. Determinista para MCA H=10.64 m

| | Análisis Estático | Análisis Dinámico |
|------------------------|-------------------|-------------------|
| F.S.Deslizamiento | 3.25 | 1.64 |
| F.S.Volteo | 4.37 | 1.83 |
| F.S.Capacidad de Carga | 11.14 | 3.86 |

Fuente: Elaboración propia

Se hicieron las corridas respectivas para obtener los Factores de Seguridad al volteo, deslizamiento y por capacidad portante.

5.3.2.1 Confiabilidad ante el Deslizamiento

En la Tabla N° 38, se muestra el Análisis Probabilista al deslizamiento para el MCA H=10.64m.

Tabla N° 38: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para MCA H=10.64 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 3.23 | 1.63 | | |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 3.27 | 1.65 | -0.04 | -0.02 |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 3.27 | 1.65 | | |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 3.23 | 1.62 | 0.05 | 0.02 |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58 ° | 3.50 | 1.73 | | |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49 ° | 3.02 | 1.55 | 0.48 | 0.17 |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81 ° | 3.64 | 1.88 | | |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02 ° | 2.89 | 1.57 | 0.75 | 0.30 |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.3713
- Coeficiente de variación Estático = 11%
- Desviación estándar Dinámica = 0.1466
- Coeficiente de variación Dinámico = 9%

Interpolando en la Tabla N° 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.02%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100%
- Confiabilidad Dinámica = 99.98%

5.3.2.2 Confiabilidad ante el Volteo

En la Tabla N° 39, se muestra el Análisis Probabilista al vuelco para el MCA H=10.64m.

Tabla N° 39: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MCA H=10.64 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 4.37 | 1.83 | 0.01 | -0.01 |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 4.37 | 1.84 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 4.79 | 1.91 | 0.01 | 0.00 |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 4.79 | 1.90 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58 ° | 4.68 | 1.92 | 0.60 | 0.16 |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49 ° | 4.09 | 1.75 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81 ° | 4.37 | 1.85 | 0.00 | -0.81 |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02 ° | 4.37 | 2.66 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.2955
- Coeficiente de variación Estático = 7%
- Desviación estándar Dinámica = 0.4386
- Coeficiente de variación Dinámico = 24%

Interpolando en la Tabla N° 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 5.10%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100%
- Confiabilidad Dinámica = 94.90%

5.3.2.3 Confiabilidad de la Capacidad Portante

En la Tabla N°40, se muestra el Análisis Probabilista para la Capacidad de Carga del MCA H=10.64 m.

Tabla N° 40: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de carga MCA H=10.64 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 10.99 | 3.78 | | |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 11.30 | 3.93 | -0.31 | -0.15 |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 12.95 | 4.42 | | |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 11.13 | 3.79 | 1.83 | 0.63 |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58 ° | 12.66 | 4.37 | | |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49 ° | 9.78 | 3.37 | 2.87 | 1.01 |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81 ° | 20.30 | 7.26 | | |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02 ° | 6.24 | 2.66 | 14.06 | 4.59 |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 6.4363
- Coeficiente de variación Estático = 58%
- Desviación estándar Dinámica = 2.1060
- Coeficiente de variación Dinámico = 55%

Interpolando en la Tabla N° 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 1.56%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 3.05%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 98.44%
- Confiabilidad Dinámica = 96.95%

5.3.3 Análisis de la Estabilidad para altura de 19.76 m

El procedimiento de análisis consiste en realizar las corridas de la hoja de cálculo del MS Excel para altura de 19.76 m incrementando un coeficiente de variación y luego restándole un coeficiente de variación para cada parámetro de suelo.

En la Tabla N°41, se muestran los F.S. obtenidos:

Tabla N° 41: F.S. Determinista para MCA H=19.76 m

| | Análisis Estático | Análisis Dinámico |
|------------------------|-------------------|-------------------|
| F.S.Deslizamiento | 3.22 | 1.62 |
| F.S.Volteo | 4.92 | 1.94 |
| F.S.Capacidad de Carga | 11.49 | 4.01 |

Fuente: Elaboración propia

Se hicieron las corridas respectivas para obtener los Factores de Seguridad al volteo, deslizamiento y por capacidad portante.

5.3.3.1 Confiabilidad ante el Deslizamiento

En la Tabla N°42, se muestra el Análisis Probabilista al Deslizamiento MCA H =19.76m.

Tabla N° 42: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento MCA H=19.76 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|----------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| γ1 + CV(γ1): | 20.25 kN/m3 | 3.21 | 1.61 | -0.03 | -0.02 |
| γ1 - CV(γ1): | 19.46 kN/m3 | 3.24 | 1.63 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| γ3 + CV(γ3): | 17.76 kN/m3 | 3.24 | 1.63 | 0.04 | 0.02 |
| γ3 - CV(γ3): | 15.26 kN/m3 | 3.20 | 1.61 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| θ1 + CV(θ1): | 38.58 ° | 3.47 | 1.71 | 0.47 | 0.17 |
| θ1 - CV(θ1): | 35.49 ° | 3.00 | 1.54 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| θ3 + CV(θ3): | 38.81 ° | 3.62 | 1.86 | 0.76 | 0.30 |
| θ3 - CV(θ3): | 32.02 ° | 2.86 | 1.56 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.3726
- Coeficiente de variación Estático = 12%

- Desviación estándar Dinámica = 0.1479
- Coeficiente de variación Dinámico = 9%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.20%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.25%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 99.80%
- Confiabilidad Dinámica = 99.75%

5.3.3.2 Confiabilidad ante el Volteo

En la Tabla N°43, se muestra el Análisis Probabilista ante el vuelco para MCA H=19.76m.

Tabla N° 43: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MCA H=19.76 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|---------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| γ1 + CV(γ1): | 20.25 kN/m ³ | 4.92 | 1.93 | | |
| γ1 - CV(γ1): | 19.46 kN/m ³ | 4.92 | 1.94 | 0.00 | -0.01 |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| γ3 + CV(γ3): | 17.76 kN/m ³ | 4.92 | 1.94 | | |
| γ3 - CV(γ3): | 15.26 kN/m ³ | 4.92 | 1.94 | 0.01 | 0.00 |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| θ1 + CV(θ1): | 38.58 ° | 5.27 | 2.02 | | |
| θ1 - CV(θ1): | 35.49 ° | 4.60 | 1.86 | 0.67 | 0.17 |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| θ3 + CV(θ3): | 38.81 ° | 4.92 | 1.95 | | |
| θ3 - CV(θ3): | 32.02 ° | 4.92 | 2.72 | 0.00 | -0.77 |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.3347
- Coeficiente de variación Estático = 7%
- Desviación estándar Dinámica = 0.4188
- Coeficiente de variación Dinámico = 22%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 5.90%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100%
- Confiabilidad Dinámica = 94.10%

5.3.3.3 Confiabilidad de la Capacidad Portante

En la Tabla N°44, se muestra el Análisis Probabilista para la Capacidad de Carga MCA H=19.76m.

Tabla N° 44: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de carga, MCA H=19.76 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 11.23 | 3.93 | | |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 11.76 | 4.10 | -0.53 | -0.17 |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 12.36 | 4.32 | | |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 10.62 | 3.71 | 1.74 | 0.61 |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58 ° | 11.46 | 4.53 | | |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49 ° | 10.57 | 3.53 | 0.88 | 1.00 |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81 ° | 21.08 | 7.60 | | |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02 ° | 6.38 | 2.72 | 14.69 | 4.88 |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 7.0603
- Coeficiente de variación Estático = 61%
- Desviación estándar Dinámica = 2.2538
- Coeficiente de variación Dinámico = 56%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 1.80%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 4.02%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 98.20%
- Confiabilidad Dinámica = 95.98%

5.4 Análisis de Muro de Concreto Armado: Método Índice Hasofer – Lind.

Método descrito en el Capítulo IV, se desea calcular el Índice de Confianza (β_{HL}) partiendo de los valores del F.S. calculados mediante el Método de Duncan.

5.4.1 Análisis para muro de 5.66 m

En la Tabla N° 45, se muestra el Índice de Confianza Estático para MCA H=5.66m.

Tabla N° 45: Índice de Confianza Estático para MCA H=5.66 m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|---------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 3.34 | 3.65 | 10.67 |
| 1.1 | 3.31 | 3.65 | 10.57 |
| 1.2 | 3.37 | 3.64 | 10.81 |
| 2.1 | 3.61 | 3.91 | 12.21 |
| 2.2 | 3.10 | 3.41 | 9.34 |
| 3.1 | 3.38 | 3.65 | 11.50 |
| 3.2 | 3.30 | 3.64 | 9.89 |
| 4.1 | 3.72 | 3.65 | 19.18 |
| 4.2 | 2.99 | 3.65 | 6.10 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.24 | 0.13 | 3.71 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 9.73 | 19.75 | 2.61 |

Fuente: Elaboración propia

Donde, el caso de análisis 0.1 corresponde al análisis de la estabilidad con los parámetros medios y los demás corresponden a los ya definidos en el punto 5.3 Análisis de Muro de Concreto Armado: Método de Duncan. Ver Tabla N°46.

Tabla N° 46: Índice de Confianza Dinámico para MCA H=5.66 m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|---------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 1.68 | 1.69 | 3.90 |
| 1.1 | 1.67 | 1.69 | 3.82 |
| 1.2 | 1.70 | 1.69 | 3.97 |
| 2.1 | 1.78 | 1.77 | 4.46 |
| 2.2 | 1.59 | 1.61 | 3.37 |
| 3.1 | 1.70 | 1.69 | 4.20 |
| 3.2 | 1.66 | 1.69 | 3.59 |
| 4.1 | 1.92 | 1.71 | 7.24 |
| 4.2 | 1.63 | 2.78 | 2.78 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.10 | 0.39 | 1.34 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 6.60 | 1.78 | 2.16 |

Fuente: Elaboración propia

Donde el caso 0.2 corresponde al análisis de la estabilidad con los parámetros medios y los demás corresponden a los casos definidos en el punto 5.3 Análisis de Muro de Concreto Armado: Método de Duncan.

5.4.2 Análisis para muro de 10.64 m

En la Tabla N° 47, se muestra el Índice de Confianza Estático para MCA H= 10.64m.

Tabla N° 47: Índice de Confianza Estático para MCA H=10.64 m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 3.25 | 4.37 | 11.14 |
| 1.1 | 3.23 | 4.37 | 10.99 |
| 1.2 | 3.27 | 4.37 | 11.30 |
| 2.1 | 3.50 | 4.68 | 12.66 |
| 2.2 | 3.02 | 4.09 | 9.78 |
| 3.1 | 3.27 | 4.79 | 12.95 |
| 3.2 | 3.23 | 4.79 | 11.13 |
| 4.1 | 3.64 | 4.37 | 20.30 |
| 4.2 | 2.89 | 4.37 | 6.24 |

| | | | |
|---------------------|------|-------|------|
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.24 | 0.25 | 3.97 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 9.44 | 13.53 | 2.55 |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N°48, se muestra el Índice de Confianza Dinámico para MCA H=10.64m.

Tabla N° 48: Índice de Confianza Dinámico para MCA H=10.64 m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|---------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 1.64 | 1.83 | 3.86 |
| 1.1 | 1.63 | 1.83 | 3.78 |
| 1.2 | 1.65 | 1.84 | 3.93 |
| 2.1 | 1.73 | 1.92 | 4.37 |
| 2.2 | 1.55 | 1.75 | 3.37 |
| 3.1 | 1.65 | 1.91 | 4.42 |
| 3.2 | 1.62 | 1.90 | 3.79 |
| 4.1 | 1.88 | 1.85 | 7.26 |
| 4.2 | 1.57 | 2.66 | 2.66 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.10 | 0.29 | 1.36 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 6.26 | 2.88 | 2.10 |

Fuente: Elaboración propia

5.4.3 Análisis para muro de 19.76 m

En la Tabla N° 49, se muestra el Índice de Confianza Estático para H=19.76m.

Tabla N° 49: Índice de Confianza Estático para H=19.76 m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|---------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 3.22 | 4.92 | 11.49 |
| 1.1 | 3.21 | 4.92 | 11.23 |
| 1.2 | 3.24 | 4.92 | 11.76 |
| 2.1 | 3.47 | 5.27 | 11.46 |
| 2.2 | 3.00 | 4.60 | 10.57 |
| 3.1 | 3.24 | 4.92 | 12.36 |
| 3.2 | 3.20 | 4.92 | 10.62 |
| 4.1 | 3.62 | 4.92 | 21.08 |
| 4.2 | 2.86 | 4.92 | 6.38 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.24 | 0.18 | 4.12 |

| | | | |
|---------------------|------|-------|------|
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 9.34 | 21.89 | 2.55 |
|---------------------|------|-------|------|

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 50, se muestra el Índice de Confianza Dinámico para H=19.76m.

Tabla N° 50: Índice de Confianza Dinámico para MCA H=19.76 m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|---------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 1.62 | 1.94 | 4.01 |
| 1.1 | 1.61 | 1.93 | 3.93 |
| 1.2 | 1.63 | 1.94 | 4.10 |
| 2.1 | 1.71 | 2.02 | 4.53 |
| 2.2 | 1.54 | 1.86 | 3.53 |
| 3.1 | 1.63 | 1.94 | 4.32 |
| 3.2 | 1.61 | 1.94 | 3.71 |
| 4.1 | 1.86 | 1.95 | 7.60 |
| 4.2 | 1.56 | 2.72 | 2.72 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.10 | 0.28 | 1.44 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 6.14 | 3.36 | 2.09 |

Fuente: Elaboración propia

5.5 Análisis de Muro de Concreto Armado: Método de la Distribución de Weibull

5.5.1 Análisis para muro de 5.66 m

5.5.1.1 Análisis para el Deslizamiento

Ver Anexo N°12 para cálculos

- Probabilidad de Falla Estática = 0.89%
- Confiabilidad Estática = 99.11%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.61%
- Confiabilidad Dinámica = 99.39%

5.5.1.2 Análisis para el Vuelco

Ver Anexo N°12 para cálculos

- Probabilidad de Falla Estática = 2.70%
- Confiabilidad Estática = 97.30%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 6.22%

- Confiabilidad Dinámica = 93.78%
- 5.5.1.3 Análisis para la Capacidad de Carga
Ver Anexo N°12 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 5.95%
 - Confiabilidad Estática = 94.05%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 5.37%
 - Confiabilidad Dinámica = 94.63%
- 5.5.2 Análisis para muro de 10.64 m
- 5.5.2.1 Análisis para el Deslizamiento
Ver Anexo N°12 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 0.98%
 - Confiabilidad Estática = 99.02%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 0.65%
 - Confiabilidad Dinámica = 99.35%
- 5.5.2.2 Análisis para el Vuelco
Ver Anexo N°12 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 5.31%
 - Confiabilidad Estática = 94.69%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 6.35%
 - Confiabilidad Dinámica = 93.65%
- 5.5.2.3 Análisis para la Capacidad de Carga
Ver Anexo N°12 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 5.97%
 - Confiabilidad Estática = 94.03%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 5.45%
 - Confiabilidad Dinámica = 94.55%
- 5.5.3 Análisis para muro de 19.76 m
- 5.5.3.1 Análisis para el Deslizamiento
Ver Anexo N°12 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 1.02%
 - Confiabilidad Estática = 98.98%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 0.96%

- Confiabilidad Dinámica = 99.04%

5.5.3.2 Análisis para el Vuelco

Ver Anexo N°12 para cálculos

- Probabilidad de Falla Estática = 5.51%
- Confiabilidad Estática = 94.49%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 6.55%
- Confiabilidad Dinámica = 93.45%

5.5.3.3 Análisis para la Capacidad de Carga

Ver Anexo N°12 para cálculos

- Probabilidad de Falla Estática = 6.27%
- Confiabilidad Estática = 93.73%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 5.51%
- Confiabilidad Dinámica = 94.49%

5.6 Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método Duncan

Se diseñarán muros de suelo reforzado tomando en cuenta diferentes alturas. Las alturas a emplear serán de 5.66, 10.64 y 19.76 m de altura. La información de alturas se extrae del EDI del proyecto.

El modelo estadístico a emplear para el análisis es el de Duncan, adaptación de las Series de Taylor.

El procedimiento es sumar un coeficiente de variación y luego restar un coeficiente de variación para cada parámetro de suelo.

5.6.1 Análisis de la Estabilidad para altura de 5.66 m

El procedimiento de análisis consiste en realizar las corridas de la hoja de cálculo del MS. Excel para altura de 5.66 m incrementando un coeficiente de variación y luego restándole un coeficiente de variación para cada parámetro de suelo.

En la Tabla N° 51, se muestra los F.S. para los valores medios:

Tabla N° 51: F.S. Determinista para MSEW H=5.66 m

| | Análisis Estático | Análisis Dinámico |
|-------------------|-------------------|-------------------|
| F.S.Deslizamiento | 3.52 | 1.69 |
| F.S.Volteo | 4.64 | 1.85 |

| | | |
|------------------------|------|------|
| F.S.Capacidad de Carga | 7.87 | 2.69 |
|------------------------|------|------|

Fuente: Elaboración propia

Se hicieron las corridas respectivas para obtener los Factores de Seguridad al volteo, deslizamiento y por capacidad portante.

5.6.1.1 Confiabilidad ante el Deslizamiento

En la Tabla N°52, se muestra el Análisis Probabilista al Deslizamiento MSEW H=5.66m.

Tabla N° 52: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para MSEW H=5.66 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 3.53 | 1.69 | | |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 3.51 | 1.69 | 0.02 | 0.00 |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 3.52 | 1.69 | | |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 3.52 | 1.69 | 0.00 | 0.00 |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58° | 3.45 | 1.62 | | |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49 ° | 3.45 | 1.62 | 0.31 | 0.12 |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81 ° | 3.73 | 1.79 | | |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02 ° | 3.09 | 1.49 | 0.64 | 0.31 |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.2609
- Coeficiente de variación Estático = 7%
- Desviación estándar Dinámica = 0.1261
- Coeficiente de variación Dinámico = 7%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%

- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100.00%

5.6.1.2 Confiabilidad ante el Volteo

En la Tabla N° 53, se muestra el Análisis Probabilista ante el Vuelco para MSEW H=5.66 m.

Tabla N° 53: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MSEW H=5.66 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 4.65 | 1.85 | 0.04 | 0.00 |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 4.62 | 1.85 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 4.65 | 1.85 | 0.02 | 0.00 |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 4.64 | 1.85 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58° | 4.96 | 1.90 | 0.23 | 0.10 |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49° | 4.73 | 1.79 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + COV(\theta_3)$: | 38.81° | 4.64 | 1.85 | 0.00 | 0.00 |
| $\theta_3 - COV(\theta_3)$: | 32.02° | 4.64 | 1.85 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.0930
- Coeficiente de variación Estático = 2%
- Desviación estándar Dinámica = 0.0454
- Coeficiente de variación Dinámico = 2%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%

- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100.00%

5.6.1.3 Confiabilidad Capacidad Portante

En la Tabla N° 54, se muestra el Análisis Probabilista ante el Vuelco para MSEW H=5.66 m.

Tabla N° 54: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de Carga MSEW H=5.66m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 7.75 | 2.64 | | |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 7.99 | 2.73 | -0.23 | -0.09 |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 8.46 | 2.89 | | |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 7.27 | 2.48 | 1.19 | 0.41 |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58° | 8.16 | 2.86 | | |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49 ° | 8.47 | 2.66 | -0.31 | 0.20 |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81 ° | 13.71 | 4.68 | | |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02 ° | 4.65 | 1.59 | 9.06 | 3.09 |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 3.8760
- Coeficiente de variación Estático = 5%
- Desviación estándar Dinámica = 1.2778
- Coeficiente de variación Dinámico = 5%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%

- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100.00%

5.6.2 Análisis de la Estabilidad para altura de 10.64 m

El procedimiento de análisis consiste en realizar las corridas de la hoja de cálculo del MS Excel para altura de 10.64 m incrementando un coeficiente de variación y luego restándole un coeficiente de variación para cada parámetro de suelo.

Se hicieron las corridas respectivas para obtener los Factores de Seguridad al volteo, deslizamiento y por capacidad portante.

Posteriormente, se calcularon las probabilidades de falla mediante la Tabla N° 24. En la Tabla N° 55, se presenta los Factores de Seguridad Deterministas para MSEW H=10.64m.

Tabla N° 55: F.S. Determinista para MSEW H=10.64 m

| | Análisis Estático | Análisis Dinámico |
|------------------------|-------------------|-------------------|
| F.S.Deslizamiento | 3.96 | 1.78 |
| F.S.Volteo | 5.82 | 2.08 |
| F.S.Capacidad de Carga | 10.05 | 3.94 |

Fuente: Elaboración propia

5.6.2.1 Confiabilidad ante el Deslizamiento

En la Tabla N°56, se muestra el Análisis Probabilista al Deslizamiento para H=10.64m.

Tabla N° 56: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para H=10.64 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 3.97 | 1.78 | 0.01 | 0.00 |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 3.96 | 1.78 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 3.96 | 1.78 | 0.00 | 0.00 |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 3.96 | 1.78 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |

| | | | | | |
|--------------------|---------|------|------|------|------|
| 01 + CV(01): | 38.58° | 4.24 | 1.83 | 0.54 | 0.11 |
| 01 - CV(01): | 35.49 ° | 3.71 | 1.72 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| 03 + CV(03): | 38.81 ° | 4.21 | 1.88 | 0.72 | 0.32 |
| 03 - CV(03): | 32.02 ° | 3.49 | 1.56 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.3181
- Coeficiente de variación Estático = 8%
- Desviación estándar Dinámica = 0.1319
- Coeficiente de variación Dinámico = 7%

Interpolando en la Tabla N° 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100.00%

5.6.2.2 Confiabilidad ante el Volteo

En la Tabla N°57, se muestra el Análisis Probabilista ante el Vuelco para MSEW H= 10.64m.

Tabla N° 57: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MSEW H=10.64 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|---------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| γ1 + CV(γ1): | 20.25 kN/m ³ | 5.84 | 2.08 | 0.03 | 0.00 |
| γ1 - CV(γ1): | 19.46 kN/m ³ | 5.81 | 2.08 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| γ3 + CV(γ3): | 17.76 kN/m ³ | 5.84 | 2.08 | 0.02 | 0.00 |
| γ3 - CV(γ3): | 15.26 kN/m ³ | 5.82 | 2.08 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |

| | | | | | | |
|--------------------|--------------|--------|------|------|------|------|
| | 01 + CV(01): | 38.58° | 6.24 | 2.13 | | |
| | 01 - CV(01): | 35.49° | 5.45 | 2.03 | 0.79 | 0.10 |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | | |
| | 03 + CV(03): | 38.81° | 5.82 | 2.08 | | |
| | 03 - CV(03): | 32.02° | 5.82 | 2.08 | 0.00 | 0.00 |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.3350
- Coeficiente de variación Estático = 6%
- Desviación estándar Dinámica = 0.0434
- Coeficiente de variación Dinámico = 2%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100.00%

5.6.2.3 Confiabilidad Capacidad Portante

En la Tabla N° 58, se muestra el Análisis Probabilista para la Capacidad de Carga MSEW H=10.64m.

Tabla N°: 58 Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de Carga MSEW H=10.64 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|---------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| γ1 + CV(γ1): | 20.25 kN/m ³ | 9.88 | 3.86 | | |
| γ1 - CV(γ1): | 19.46 kN/m ³ | 10.22 | 4.01 | -0.34 | -0.15 |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| γ3 + CV(γ3): | 17.76 kN/m ³ | 10.81 | 4.23 | | |
| γ3 - CV(γ3): | 15.26 kN/m ³ | 9.29 | 3.64 | 1.52 | 0.60 |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |

| | | | | | |
|--------------------|---------|-------|------|-------|------|
| 01 + CV(01): | 38.58° | 10.33 | 4.11 | | |
| 01 - CV(01): | 35.49 ° | 9.76 | 3.76 | 0.56 | 0.35 |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| 03 + CV(03): | 38.81 ° | 17.51 | 6.86 | | |
| 03 - CV(03): | 32.02 ° | 5.94 | 2.32 | 11.57 | 4.53 |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 4.8041
- Coeficiente de variación Estático = 5%
- Desviación estándar Dinámica = 1.8654
- Coeficiente de variación Dinámico = 5%

Interpolando en la Tabla N° 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100.00%

5.6.3 Análisis de la Estabilidad para altura de 19.76 m

El procedimiento de análisis consiste en realizar las corridas de la hoja de cálculo del MS Excel para altura de 19.76 m incrementando un coeficiente de variación y luego restándole un coeficiente de variación para cada parámetro de suelo. Se hicieron las corridas respectivas para obtener los Factores de Seguridad al volteo, deslizamiento y por capacidad portante.

Posteriormente, se calcularon las probabilidades de falla mediante la Tabla N°24. En la Tabla N° 59, se presenta los Factores de Seguridad para MSEW H=19.76m.

Tabla N° 59: F.S. Determinista para MSEW H=19.76

| | Análisis Estático | Análisis Dinámico |
|------------------------|-------------------|-------------------|
| F.S.Deslizamiento | 3.87 | 1.66 |
| F.S.Volteo | 5.53 | 1.84 |
| F.S.Capacidad de Carga | 9.65 | 2.98 |

Fuente: Elaboración propia

5.6.3.1 Confiabilidad ante el Deslizamiento

En la Tabla N° 60, se muestra el Análisis Probabilista al Deslizamiento para MSEW H=19.76 m.

Tabla N° 60: Análisis Probabilista (Duncan) al Deslizamiento para MSEW H=19.76 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 3.87 | 1.66 | 0.01 | 0.00 |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 3.87 | 1.66 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 3.87 | 1.66 | 0.00 | 0.00 |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 3.87 | 1.66 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58° | 3.96 | 1.65 | 0.01 | 0.00 |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49° | 3.95 | 1.65 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81° | 4.11 | 1.76 | 0.70 | 0.30 |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02° | 3.40 | 1.46 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.3024
- Coeficiente de variación Estático = 8%
- Desviación estándar Dinámica = 0.1309
- Coeficiente de variación Dinámico = 7%

Interpolando en la Tabla N°24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100.00%

5.6.3.2 Confiabilidad ante el Volteo

En la Tabla N° 61, se muestra el Análisis Probabilista ante el Vuelco para MSEW H=19.74m.

Tabla N° 61: Análisis Probabilista (Duncan) ante el Vuelco para MSEW H=19.76 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| $\gamma_1 + CV(\gamma_1)$: | 20.25 kN/m ³ | 5.54 | 1.84 | 0.02 | 0.00 |
| $\gamma_1 - CV(\gamma_1)$: | 19.46 kN/m ³ | 5.52 | 1.84 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| $\gamma_3 + CV(\gamma_3)$: | 17.76 kN/m ³ | 5.53 | 1.84 | 0.00 | 0.00 |
| $\gamma_3 - CV(\gamma_3)$: | 15.26 kN/m ³ | 5.53 | 1.84 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| $\theta_1 + CV(\theta_1)$: | 38.58° | 5.77 | 1.83 | 0.02 | 0.00 |
| $\theta_1 - CV(\theta_1)$: | 35.49° | 5.75 | 1.83 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| $\theta_3 + CV(\theta_3)$: | 38.81° | 5.53 | 1.84 | 0.00 | 0.00 |
| $\theta_3 - CV(\theta_3)$: | 32.02° | 5.53 | 1.84 | | |

Fuente: elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 0.0107
- Coeficiente de variación Estático = 0%
- Desviación estándar Dinámica = 0.0002
- Coeficiente de variación Dinámico = 0.00%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00 %

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100.00%

5.6.3.3 Confiabilidad Capacidad Portante

En la Tabla N°62, se muestra el Análisis Probabilista para la Capacidad de Carga MSEW H=19.76m.

Tabla N° 62: Análisis Probabilista (Duncan) para la Capacidad de Carga MSEW H=19.76 m

| PARÁMETRO O VARIABLE | VALOR PROBABLE | F.S. ESTÁTICO PROBABLE | F.S. DINÁMICO PROBABLE | ΔFS ESTÁTICO | ΔFS DINÁMICO |
|----------------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|--------------|--------------|
| PESO ESPECÍFICO ACTIVO | | | | | |
| γ1 + CV(γ1): | 20.25 kN/m ³ | 9.47 | 2.93 | -0.35 | -0.11 |
| γ1 - CV(γ1): | 19.46 kN/m ³ | 9.83 | 3.04 | | |
| PESO ESPECÍFICO FUNDACIÓN | | | | | |
| γ3 + CV(γ3): | 17.76 kN/m ³ | 10.38 | 3.21 | 1.46 | 0.45 |
| γ3 - CV(γ3): | 15.26 kN/m ³ | 8.92 | 2.76 | | |
| FRICCIÓN ACTIVA | | | | | |
| θ1 + CV(θ1): | 38.58° | 5.18 | 1.56 | -0.43 | -0.13 |
| θ1 - CV(θ1): | 35.49° | 5.61 | 1.70 | | |
| FRICCIÓN FUNDACIÓN | | | | | |
| θ3 + CV(θ3): | 38.81° | 16.80 | 5.20 | 11.11 | 3.44 |
| θ3 - CV(θ3): | 32.02° | 5.70 | 1.76 | | |

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, se calcularon las desviaciones estándar y los coeficientes de variación para los valores obtenidos.

- Desviación estándar Estática = 4.7713
- Coeficiente de variación Estático = 5%
- Desviación estándar Dinámica = 1.4769
- Coeficiente de variación Dinámico = 5%

Interpolando en la Tabla 24, obtenemos la probabilidad de Falla

- Probabilidad de Falla Estática = 0.00%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.00%

Finalmente, se calculó la confiabilidad (%) para cada caso.

- Confiabilidad Estática = 100.00%
- Confiabilidad Dinámica = 100%

5.7. Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método Índice Hasofer – Lind.

Método descrito en el Capítulo IV, se desea calcular el Índice de Confianza (β_{HL}) partiendo de los valores del F.S. calculados mediante el Método de Duncan.

5.7.1. Análisis para muro de 5.66 m

En la Tabla N°63, se muestra el Índice de Confianza Estático para MSEW H=5.66m.

Tabla N° 63: Índice de Confianza Estático para MSEW H= 5.66m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|-----------------------------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 3.52 | 4.64 | 7.87 |
| 1.1 | 3.77 | 4.96 | 8.16 |
| 1.2 | 3.45 | 4.73 | 8.47 |
| 2.1 | 3.73 | 4.64 | 13.71 |
| 2.2 | 3.09 | 4.64 | 4.65 |
| 3.1 | 3.53 | 4.65 | 7.75 |
| 3.2 | 3.51 | 4.62 | 7.99 |
| 4.1 | 3.52 | 4.64 | 8.46 |
| 4.2 | 3.52 | 4.64 | 7.27 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR ÍNDICE DE CONFIANZA | 0.20 | 0.12 | 2.51 |
| | 12.33 | 31.22 | 2.74 |

Fuente: Elaboración propia

Donde, el caso de análisis 0.1 corresponde al análisis de la estabilidad con los parámetros medios y los demás corresponden a los ya definidos en el punto 5.6 Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método de Duncan. Ver Tabla N°64.

Tabla N° 64: Índice de Confianza Dinámica para MSEW H=5.66m

| CONDICIÓN DE FALLA DINÁMICA | | | |
|-----------------------------|---------------|--------|--------------------|
| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
| 0.1 | 1.69 | 1.85 | 2.69 |
| 1.1 | 1.75 | 1.90 | 2.86 |
| 1.2 | 1.62 | 1.79 | 2.66 |
| 2.1 | 1.79 | 1.85 | 4.68 |
| 2.2 | 1.49 | 1.85 | 1.59 |
| 3.1 | 1.69 | 1.85 | 2.64 |
| 3.2 | 1.69 | 1.85 | 2.73 |
| 4.1 | 1.69 | 1.85 | 2.89 |

| | | | |
|---------------------|------|-------|------|
| 4.2 | 1.69 | 1.85 | 2.48 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.09 | 0.03 | 0.86 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 7.56 | 30.23 | 1.96 |

Fuente: Elaboración propia

Donde el caso 0.1 corresponde al análisis de la estabilidad con los parámetros medios y los demás corresponden a los casos definidos en el punto 5.6 Análisis de Muro de Suelo Reforzado: Método de Duncan.

5.7.2. Análisis para muro de 10.64 m

En la Tabla N° 65, se muestra el Índice de Confianza Estática para MSEW H=10.64m.

Tabla N° 65: Índice de Confianza Estática para MSEW H=10.64m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|---------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 3.96 | 5.82 | 10.05 |
| 1.1 | 4.24 | 6.24 | 10.33 |
| 1.2 | 3.71 | 5.45 | 9.76 |
| 2.1 | 4.21 | 5.82 | 17.51 |
| 2.2 | 3.49 | 5.82 | 5.94 |
| 3.1 | 3.97 | 5.84 | 9.88 |
| 3.2 | 3.96 | 5.81 | 10.22 |
| 4.1 | 3.96 | 5.82 | 10.81 |
| 4.2 | 3.96 | 5.82 | 9.29 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.25 | 0.21 | 3.22 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 12.02 | 22.85 | 2.81 |

Fuente: Elaboración propia

Donde, el caso de análisis 0.1 corresponde al análisis de la estabilidad con los parámetros medios y los demás corresponden a los ya definidos en el punto 5.6 Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método de Duncan. Ver Tabla N° 66.

Tabla N° 66: Índice de Confianza Dinámica para MSEW H=10.64m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 1.78 | 2.08 | 3.94 |
| 1.1 | 1.83 | 2.13 | 4.11 |
| 1.2 | 1.72 | 2.03 | 3.76 |
| 2.1 | 1.88 | 2.08 | 6.86 |

| | | | |
|------------------------|------|-------|------|
| 2.2 | 1.56 | 2.08 | 2.32 |
| 3.1 | 1.78 | 2.08 | 3.86 |
| 3.2 | 1.78 | 2.08 | 4.01 |
| 4.1 | 1.78 | 2.08 | 4.23 |
| 4.2 | 1.78 | 2.08 | 3.64 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.09 | 0.03 | 1.26 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 8.24 | 13.42 | 2.32 |

Fuente: Elaboración propia

5.7.3. Análisis para muro de 19.76 m

En la Tabla N° 67, se muestra el Índice de Confianza Estática para MSEW H=19.76m.

Tabla N° 67: Índice de Confianza Estática para MSEW H= 19.76m

| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
|------------------------|---------------|--------|--------------------|
| 0.1 | 3.87 | 5.53 | 9.65 |
| 1.1 | 3.96 | 5.77 | 5.18 |
| 1.2 | 3.95 | 5.75 | 5.61 |
| 2.1 | 4.11 | 5.53 | 16.80 |
| 2.2 | 3.40 | 5.53 | 5.70 |
| 3.1 | 3.87 | 5.54 | 9.47 |
| 3.2 | 3.87 | 5.52 | 9.83 |
| 4.1 | 3.87 | 5.53 | 10.38 |
| 4.2 | 3.87 | 5.53 | 8.92 |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.20 | 0.11 | 3.79 |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 1.42 | 4.25 | 2.28 |

Fuente: Elaboración propia

Donde, el caso de análisis 0.1 corresponde al análisis de la estabilidad con los parámetros medios y los demás corresponden a los ya definidos en el punto 5.6 Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método de Duncan. Ver Tabla N°68.

| CONDICIÓN DE FALLA DINÁMICA | | | |
|-----------------------------|---------------|--------|--------------------|
| CASO DE ANÁLISIS | DESLIZAMIENTO | VOLTEO | CAPACIDAD PORTANTE |
| 0.1 | 1.66 | 1.84 | 2.98 |
| 1.1 | 1.65 | 1.83 | 1.56 |
| 1.2 | 1.65 | 1.83 | 1.70 |

| | | | | |
|------------------------|------|------|------|-------------------------------------------------------------------------------|
| 2.1 | 1.76 | 1.84 | 5.20 | Tabla N° 68: Índice de Confianza Dinámica para MSEW H= 19.76m. |
| 2.2 | 1.46 | 1.84 | 1.76 | |
| 3.1 | 1.66 | 1.84 | 2.93 | |
| 3.2 | 1.66 | 1.84 | 3.04 | |
| 4.1 | 1.66 | 1.84 | 3.21 | |
| 4.2 | 1.66 | 1.84 | 2.76 | |
| DESVIACIÓN ESTÁNDAR | 0.08 | 0.00 | 1.18 | |
| ÍNDICE DE CONFIANZA | 7.91 | 4.67 | 1.68 | |

Fuente: Elaboración propia

5.8. Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método de la Distribución de Weibull

5.8.1. Análisis para muro de 5.66 m

Donde, el caso de análisis 0.1 corresponde al análisis de la estabilidad con los parámetros medios y los demás corresponden a los ya definidos en el punto 5.6 Análisis de Muro de Suelo reforzado: Método de Duncan.

5.8.1.1 Análisis para el Deslizamiento

Ver Anexo N°13 para cálculos

- Probabilidad de Falla Estática = 0.11%
- Confiabilidad Estática = 99.89%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 0.61%
- Confiabilidad Dinámica = 99.39%

5.8.1.2 Análisis para el Vuelco

Ver Anexo N°13 para cálculos

- Probabilidad de Falla Estática = 2.70%
- Confiabilidad Estática = 97.30%

- Probabilidad de Falla Dinámica = 4.25%
 - Confiabilidad Dinámica = 95.75%
- 5.8.1.3 Análisis para la Capacidad de Carga
- Ver Anexo N° 13 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 5.95%
 - Confiabilidad Estática = 94.05%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 6.75%
 - Confiabilidad Dinámica = 93.25%
- 5.8.2 Análisis para muro de 10.64 m
- 5.8.2.1 Análisis para el Deslizamiento
- Ver Anexo N° 13 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 0.85 %
 - Confiabilidad Estática = 99.15%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 0.75%
 - Confiabilidad Dinámica = 99.25%
- 5.8.2.2 Análisis para el Vuelco
- Ver Anexo N° 13 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 5.42%
 - Confiabilidad Estática = 94.58%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 6.75%
 - Confiabilidad Dinámica = 93.25%
- 5.8.2.3 Análisis para la Capacidad de Carga
- Ver Anexo N° 13 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 8.42%
 - Confiabilidad Estática = 91.58%
 - Probabilidad de Falla Dinámica = 5.85%
 - Confiabilidad Dinámica = 94.15%
- 5.8.3 Análisis para muro de 19.76 m
- 5.8.3.1 Análisis para el Deslizamiento
- Ver Anexo N° 13 para cálculos
- Probabilidad de Falla Estática = 1.98%

- Confiabilidad Estática = 98.02%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 3.65%
- Confiabilidad Dinámica = 96.35%

5.8.3.2 Análisis para el Vuelco

Ver Anexo N° 13 para cálculos

- Probabilidad de Falla Estática = 5.42%
- Confiabilidad Estática = 94.58%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 5.48%
- Confiabilidad Dinámica = 94.52%

5.8.3.3 Análisis para la Capacidad de Carga

Ver Anexo N° 13 para cálculos

- Probabilidad de Falla Estática = 8.42%
- Confiabilidad Estática = 91.58%
- Probabilidad de Falla Dinámica = 7.64%
- Confiabilidad Dinámica = 92.36%

CAPÍTULO VI: DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

6.1 Discusión sobre el Suelo de Fundación

6.1.1 Calicata N°1

La calicata presenta mayor cantidad de agregado grueso conformado por Arenas con un 81.84% del total.

Debido a que la profundidad de excavación fue de 1.00 m, la humedad es de 6.35%.

6.1.2 Calicata N° 2

A diferencia de la anterior calicata, el porcentaje de Arenas es 56.65%, siendo de igual manera predominante en la muestra; sin embargo, la cantidad de finos respecto a la C-2, es mayor, por lo que el estrato del suelo no es uniforme, cabe la posibilidad de que el suelo de fundación sea parte de un relleno sanitario o desmonte.

En cuanto al contenido de humedad, el valor de 12.70% se debe a que, por tener una profundidad de excavación de 1.50 m, a mayor profundidad, el contenido de humedad aumenta.

Para ambas calicatas, la densidad relativa obtenida es de 89.5% y con una relación D_f/B^* menor a la unidad, según la siguiente figura, indica una falla General por Corte. Ver Figura N°73.

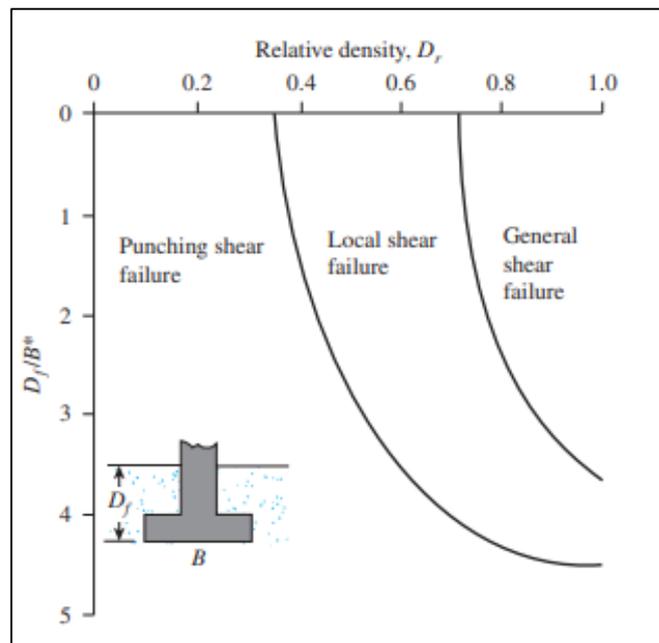


Figura N° 73: Tipo de falla según D_r y D_f/B^*

Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. B. Dass.

Entonces, la ecuación de capacidad de carga es la de Meyerhof.

6.1.3 Sobre los parámetros que intervienen en el análisis de la estabilidad

Al obtenerse los Coeficientes de Variación (CV):

- CV (γ relleno activo):
Según la Tabla N° 28, el valor obtenido de los datos está dentro de lo sugerido por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE) dentro del rango de 4% - 8%.
- CV (γ suelo de fundación):
Según la Tabla N° 28, el valor obtenido está dentro del USACE.
- CV (ϕ relleno activo):
Según la Tabla N°28, el CV para arenas es de 9.3% como máximo, por lo que está dentro del rango sugerido por el USACE y de Ribeiro, R.
- CV (ϕ suelo de fundación):
Según la Tabla N° 23, el CV para arenas es de 9.3% como máximo, por lo que está dentro del rango sugerido por el USACE y de Ribeiro, R, excediendo solo un 0.29%

6.2 Discusión sobre el Muro de Concreto Armado

6.2.1 Para el muro de 5.66 m

En la Tabla N° 69, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Estático del MCA H=5.66 m.

Tabla N° 69: Resumen Probabilista – Estático para MCA H=5.66m

| CONDICIÓN DE FALLA ESTÁTICA | | | | |
|------------------------------------|------------------------------|----------------------|---------------|---------------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 1.50% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 98.50% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.01% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 99.99% | 100.00% |
| | Indice | 9.73 | 19.75 | 2.61 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.89% | 2.70% | 5.95% |
| | Confiabilidad | 99.11% | 97.30% | 94.05% |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 70, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Dinámico del MCA H=5.66 m.

Tabla N° 70: Resumen Probabilista - Dinámico para MCA H=5.66m

| CONDICIÓN DE FALLA DINÁMICA | | | | |
|------------------------------------|------------------------------|----------------------|---------------|---------------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.02% | 4.50% | 2.35% |
| | Confiabilidad | 99.98% | 95.50% | 97.65% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 6.60 | 1.78 | 2.16 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.92% | 6.22% | 5.37% |
| | Confiabilidad | 99.08% | 93.78% | 94.63% |

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en la Tabla N° 69 y 70, la confiabilidad más crítica, en condiciones estáticas, equivale al 94.05% (Capacidad de Carga según Weibull), mientras que, en condiciones dinámicas, el valor crítico es de 93.78% (Volteo según Weibull). Además, se cumple que, en condiciones dinámicas, la confiabilidad decrece y la probabilidad de falla es mayor con respecto a las condiciones estáticas. Por lo que el F.S. decrece también.

6.2.2 Para el muro de 10.64 m

En la Tabla N° 71, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Estático del MCA H=10.64 m.

Tabla N° 71: Resumen Probabilista - Estático para MCA H=10.64m

| CONDICIÓN DE FALLA ESTÁTICA | | | | |
|------------------------------------|------------------------------|----------------------|---------------|---------------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 1.56% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 98.44% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 9.44 | 13.53 | 2.55 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.98% | 5.31% | 5.97% |
| | Confiabilidad | 99.02% | 94.69% | 94.03% |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 72, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Dinámico del MCA H=10.64 m.

Tabla N° 72: Resumen Probabilista - Dinámico para MCA H=10.64m

| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
|---------------|-----------------------|---------------|---------|--------------------|
| Duncan | Prob. de Falla | 0.02% | 5.10% | 3.05% |
| | Confiabilidad | 99.98% | 94.90% | 96.95% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 6.26 | 2.88 | 2.10 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.65% | 6.35% | 5.45% |
| | Confiabilidad | 99.35% | 93.65% | 94.55% |

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en la Tabla N°71 y 72, la confiabilidad más crítica, en condiciones estáticas, equivale al 94.03% (Capacidad de Carga según Weibull), mientras que, en condiciones dinámicas, el valor crítico es de 93.35% (Deslizamiento según Weibull). Además, se cumple que, en condiciones dinámicas, la confiabilidad decrece y la probabilidad de falla es mayor con respecto a las condiciones estáticas. Por lo que el F.S. decrece también.

6.2.3 Para el muro de 19.76 m

En la Tabla N° 73, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Estático del MCA H=19.76 m.

Tabla N° 73: Resumen Probabilista - Estático para MCA H=19.76m

| CONDICIÓN DE FALLA ESTÁTICA | | | | |
|-----------------------------|-----------------------|---------------|---------|--------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.20% | 0.00% | 1.80% |
| | Confiabilidad | 99.80% | 100.00% | 98.20% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 9.34 | 21.89 | 2.55 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 1.02% | 5.51% | 6.27% |
| | Confiabilidad | 98.98% | 94.49% | 93.73% |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 74, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Dinámico del MCA H=19.76 m.

Tabla N° 74: Resumen Probabilista - Dinámico para MCA H=19.76m

| CONDICIÓN DE FALLA DINÁMICA | | | | |
|-----------------------------|-----------------------|---------------|---------|--------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.25% | 5.90% | 4.02% |
| | Confiabilidad | 99.75% | 94.10% | 95.98% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 6.14 | 3.36 | 2.09 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.96% | 6.55% | 6.29% |
| | Confiabilidad | 99.04% | 93.45% | 93.71% |

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en la Tabla N°73 y 74, la confiabilidad más crítica, en condiciones estáticas, equivale al 93.73% (Capacidad de Carga según Weibull), mientras que, en condiciones dinámicas, el valor crítico es de 93.45% (Volteo según Weibull). Además, se cumple que, en condiciones dinámicas, la confiabilidad decrece y la probabilidad de falla es mayor con respecto a las condiciones estáticas. Por lo que el F.S. decrece también.

6.2.4 Comparativa respecto a la altura

A continuación, se mostrará gráficos representando una comparativa del MCA en cuanto a su altura y la confiabilidad para cada método de análisis. Ver Figura N° 74-76.

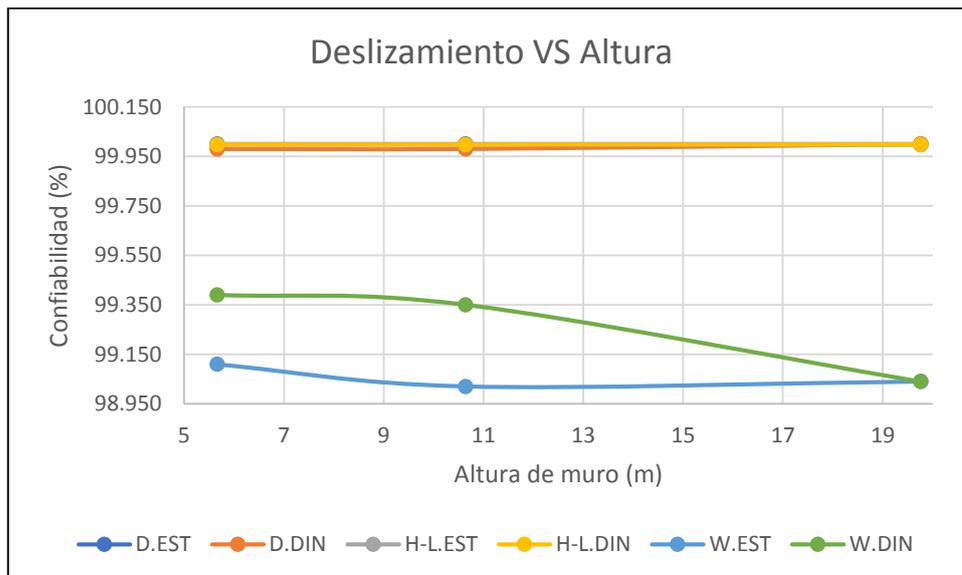


Figura N° 74: Confiabilidad al Deslizamiento para el MCA

Fuente: Elaboración propia

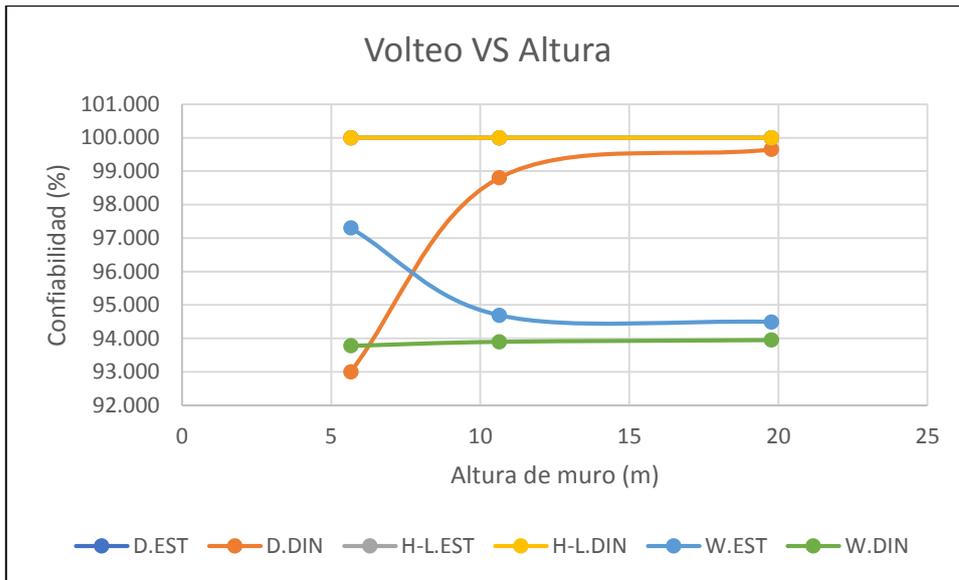


Figura N° 75: Confiabilidad al Volteo para MCA

Fuente: Elaboración propia

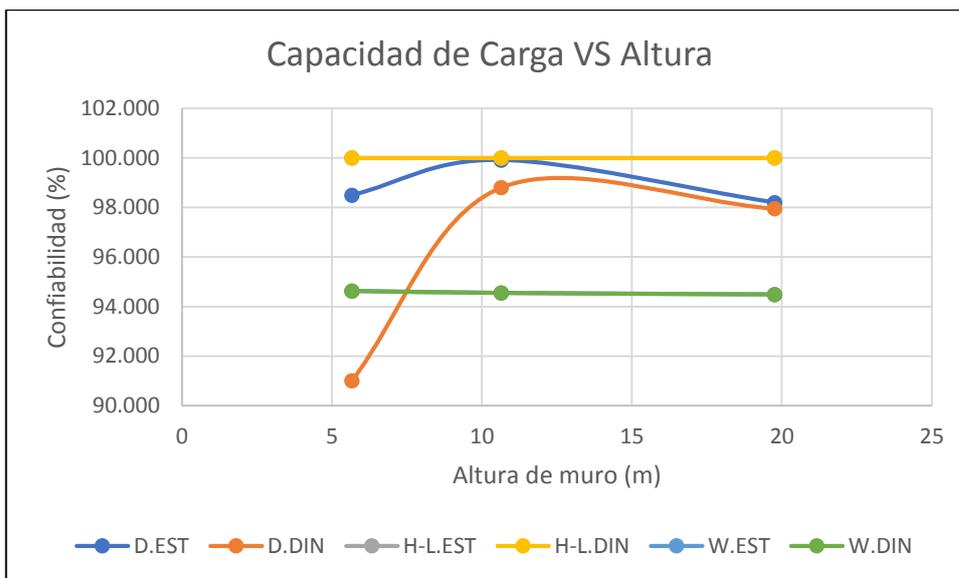


Figura N° 76: Confiabilidad a la Capacidad de Carga para MCA

Fuente: Elaboración propia

En las Figuras N° 74-76 se muestra como a medida que la altura del muro incrementa, la confiabilidad disminuye (Weibull) tanto para condiciones estáticas como para condiciones dinámicas. Mientras que ocurre lo contrario para Duncan y Hasofer-Lind. En este último caso, ocurre lo similar con el estudio realizado por Felipe Prada et. al. En la que concluyen que, a mayor base, la probabilidad de falla es menor. Ver Figura N° 77.

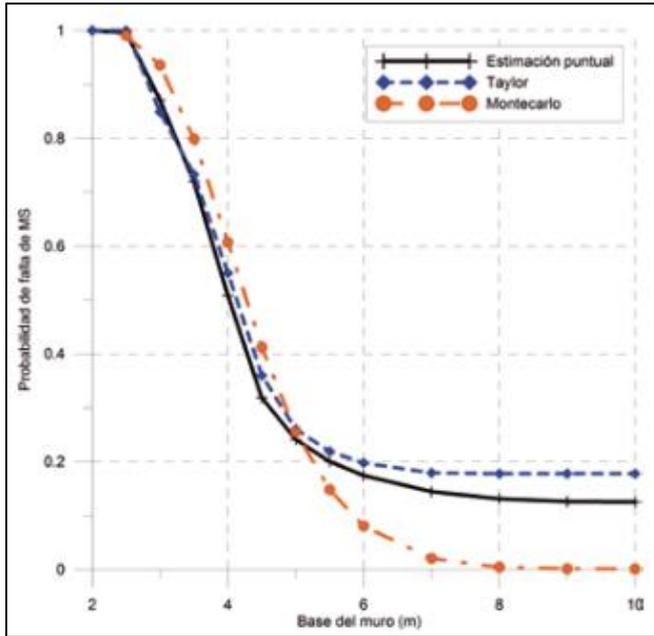


Figura N° 77: Probabilidad de falla vs Base del muro

Fuente: Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención.

6.4 Discusión sobre el Muro de Suelo reforzado

6.4.1 Para el muro de 5.66 m

En la Tabla N° 75, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Estático del MSEW H=5.66 m.

Tabla N° 75: Resumen Probabilista – Estático para MSEW H=5.66m

| CONDICIÓN DE FALLA ESTÁTICA | | | | |
|-----------------------------|-----------------------|---------------|---------|--------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.01% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 99.99% | 100.00% |
| | Índice | 12.33 | 31.22 | 2.74 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.11% | 2.70% | 5.95% |
| | Confiabilidad | 99.89% | 97.30% | 94.05% |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 76, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Dinámico del MSEW H=5.66 m.

Tabla N° 76: Resumen Probabilista - Dinámico para MSEW H=5.66m

| CONDICIÓN DE FALLA DINÁMICA | | | | |
|------------------------------------|------------------------------|----------------------|---------------|---------------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 7.56 | 30.23 | 1.96 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.61% | 4.25% | 6.75% |
| | Confiabilidad | 99.39% | 95.75% | 93.25% |

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en la Tabla N°75 y 76, la confiabilidad más crítica, en condiciones estáticas, equivale al 94.05% (Capacidad de Carga según Weibull), mientras que, en condiciones dinámicas, el valor crítico es de 93.25% (Capacidad de Carga según Weibull). Además, se cumple que, en condiciones dinámicas, la confiabilidad decrece y la probabilidad de falla es mayor con respecto a las condiciones estáticas.

6.4.2 Para el muro de 10.64 m

En la Tabla N° 77, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Estático del MSEW H=10.64m.

Tabla N° 77: Resumen Probabilista - Estático para MSEW H=10.64m

| CONDICIÓN DE FALLA ESTÁTICA | | | | |
|------------------------------------|------------------------------|----------------------|---------------|---------------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 12.12 | 22.85 | 2.81 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.85% | 5.42% | 8.42% |
| | Confiabilidad | 99.15% | 94.58% | 91.58% |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 78, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Dinámico del MSEW H=10.64 m.

Tabla N° 78: Resumen Probabilista - Dinámico para MSEW H=10.64m

| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
|---------------|-----------------------|---------------|---------|--------------------|
| Duncan | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 8.24 | 13.42 | 2.32 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 0.75% | 6.75% | 5.45% |
| | Confiabilidad | 99.25% | 93.25% | 94.55% |

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en la Tabla N° 77 y 78, la confiabilidad más crítica, en condiciones estáticas, equivale al 91.58% (Capacidad de Carga según Weibull), mientras que, en condiciones dinámicas, el valor crítico es de 93.25% (Volteo según Weibull). Además, se cumple que, en condiciones dinámicas, la confiabilidad decrece y la probabilidad de falla es mayor con respecto a las condiciones estáticas.

6.4.3 Para el muro de 19.76 m

En la Tabla N° 79, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Estático del MSEW H=19.76m.

Tabla N° 79: Resumen Probabilista - Estático para MSEW H=19.76m

| CONDICIÓN DE FALLA ESTÁTICA | | | | |
|-----------------------------|-----------------------|---------------|---------|--------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 1.42 | 4.25 | 2.28 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 1.98% | 5.42% | 8.42% |
| | Confiabilidad | 98.02% | 94.58% | 91.58% |

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 80, se presenta el Resumen Probabilista para el Caso Dinámico del MSEW H=19.76 m.

Tabla N° 80: Resumen Probabilista - Dinámico para MSEW H=19.76m

| CONDICIÓN DE FALLA DINÁMICA | | | | |
|-----------------------------|-----------------------|---------------|---------|--------------------|
| Método | Análisis Probabilista | Deslizamiento | Volteo | Capacidad de Carga |
| Duncan | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| Hasofer-Lind | Prob. de Falla | 0.00% | 0.00% | 0.00% |
| | Confiabilidad | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| | Indice | 7.91 | 4.67 | 1.68 |
| Dist. Weibull | Prob. de Falla | 3.65% | 5.48% | 7.64% |
| | Confiabilidad | 96.35% | 94.52% | 92.36% |

Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en la Tabla N° 79 y 80, la confiabilidad más crítica, en condiciones estáticas, equivale al 91.58% (Capacidad de Carga según Weibull), mientras que, en condiciones dinámicas, el valor crítico es de 92.36% (Capacidad de Carga según Weibull). Además, se cumple que, en condiciones dinámicas, la confiabilidad decrece y la probabilidad de falla es mayor con respecto a las condiciones estáticas.

6.4.4 Comportamientos del Factor de Seguridad respecto a las dimensiones del Muro MSEW.

De la Figura N°78, se puede interpretar como se comporta las longitudes del refuerzo que según lo señalado capítulos anteriores se establece que el valor mínimo de la altura es de $0.7H$ y no menor de 2.50 m.

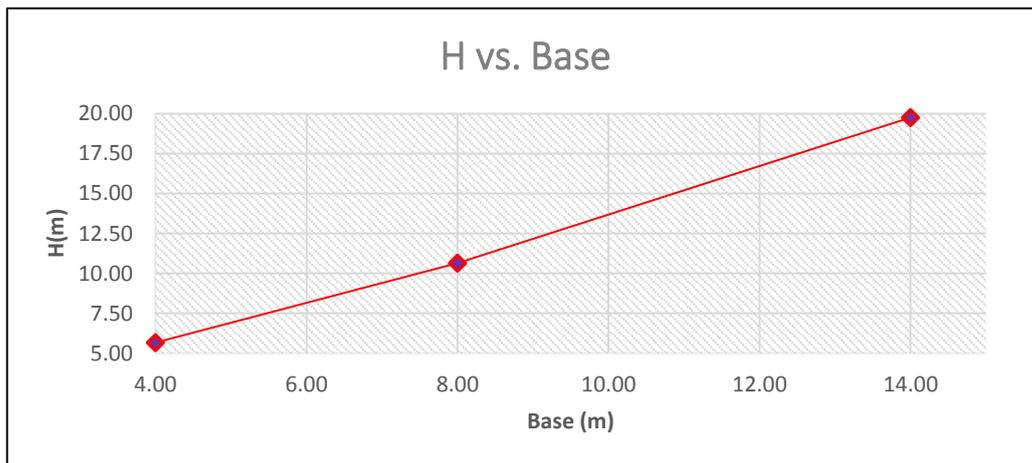


Figura N° 78: Altura vs Base del Muro MSEW

De las Figuras N° 79 y 80 se puede observar a medida que cambian de altura cómo se comporta el Factor de Seguridad.

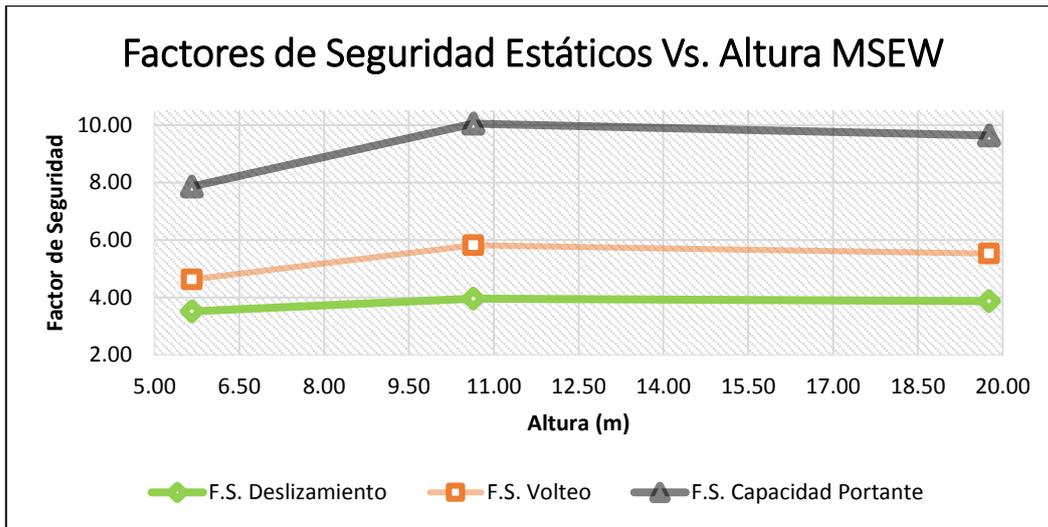


Figura N° 79: Factores de Seguridad Estáticos vs Altura MSEW

Fuente: Elaboración propia

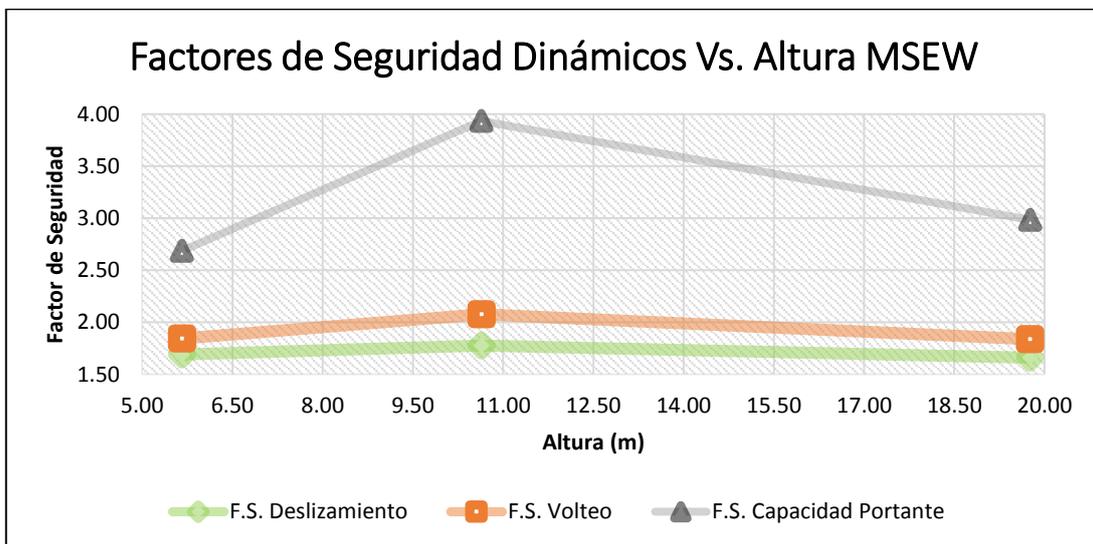


Figura N° 80: Factores de Seguridad Dinámicos vs Altura MSEW

Fuente: Elaboración propia

De la Figura N°81 y 82, se puede apreciar cómo se comporta el Factor de Seguridad tanto para Dinámico, como para el Estático ya que a medida que avanza el Factor de Seguridad Estático es mayor que el Dinámico.

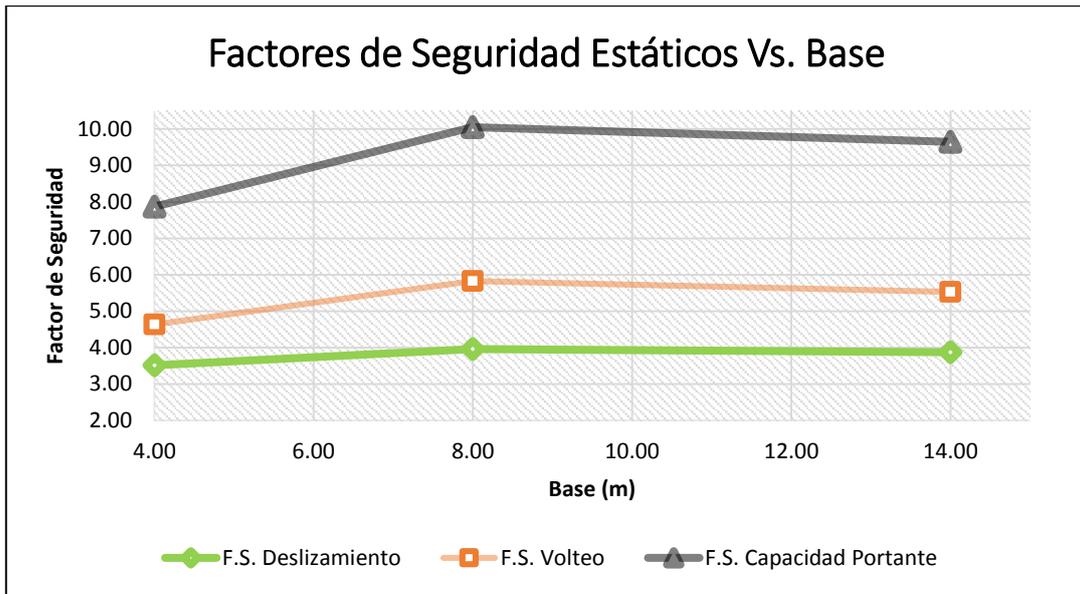


Figura N° 81: Factores de Seguridad Estáticos vs Base MSEW

Fuente: Elaboración Propia

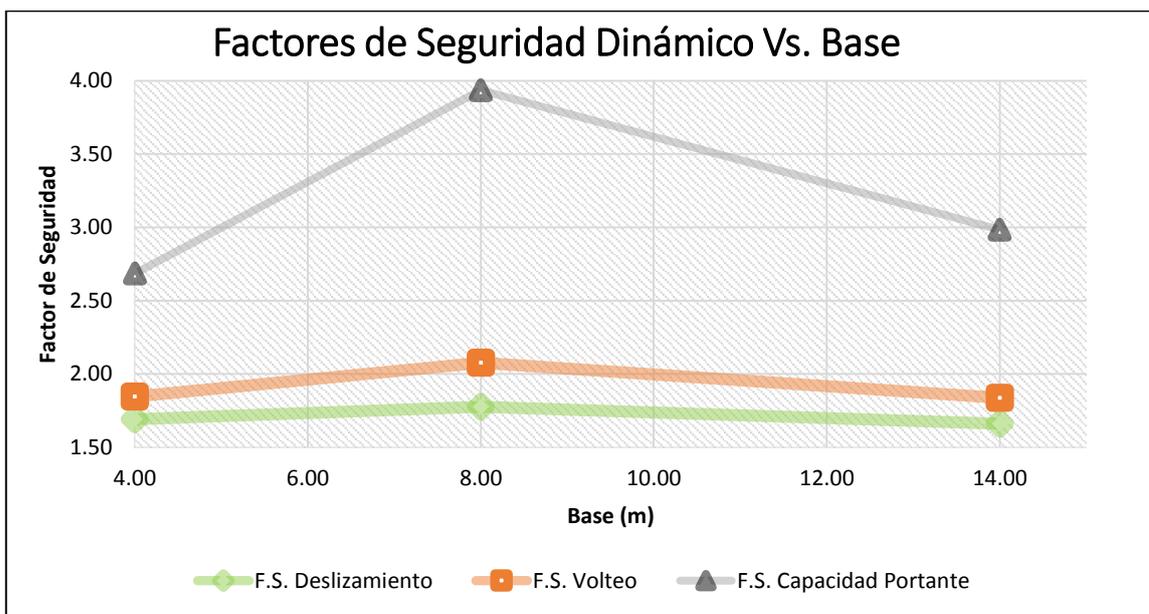


Figura N° 82: Factores de Seguridad Dinámico vs Altura MSEW

Fuente: Elaboración propia

En la Figura N° 83-85 se muestra como a medida que la altura del muro incrementa, la confiabilidad disminuye (Weibull) tanto para condiciones estáticas como para condiciones dinámicas. Mientras que ocurre lo contrario para Duncan y Hasofer-Lind. En este último caso, ocurre lo similar con el estudio realizado por Felipe Prada et. al. En la que concluyen que, a mayor base, la probabilidad de falla es menor.

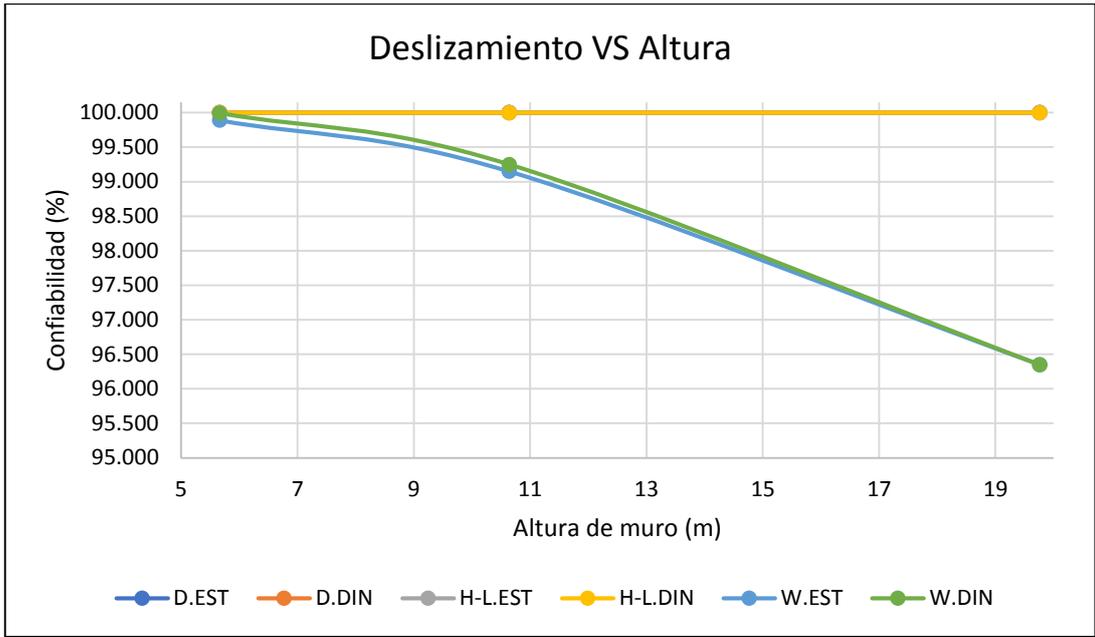


Figura N° 83: Confiabilidad al Deslizamiento para MSEW

Fuente: Elaboración propia

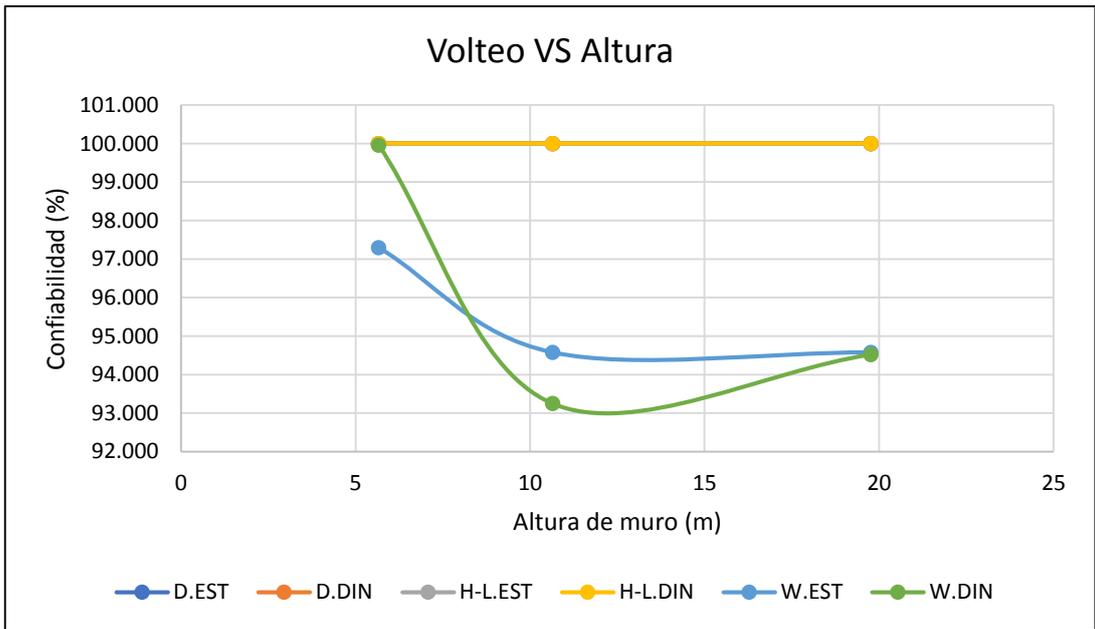


Figura N° 84: Confiabilidad al Volteo para MSEW

Fuente: Elaboración propia

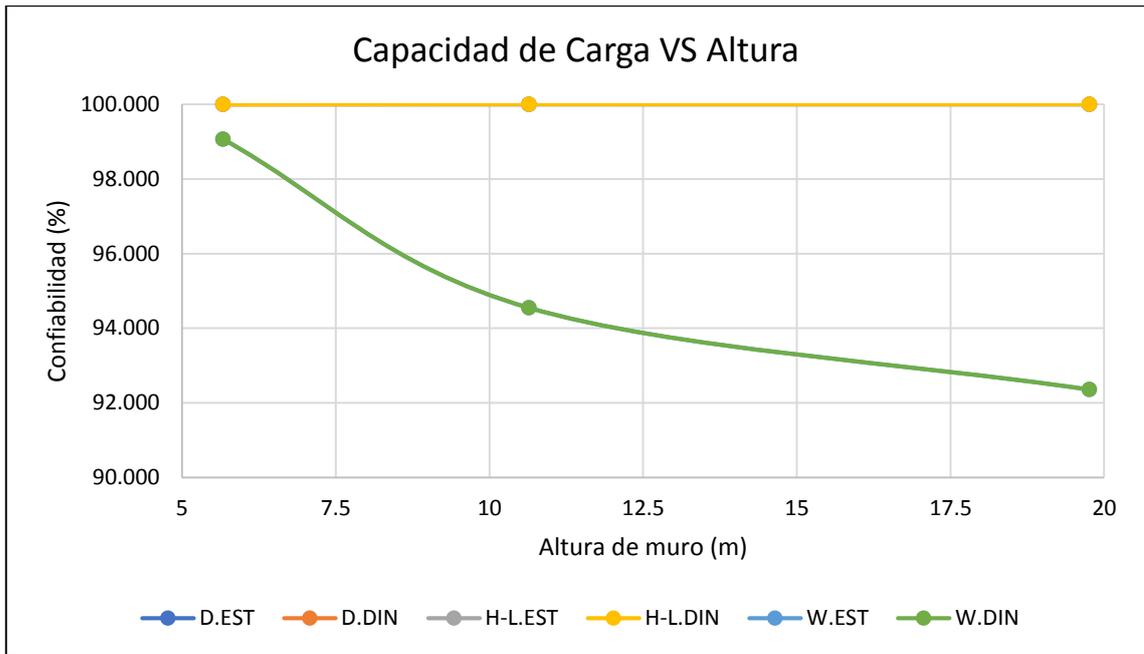


Figura N° 85: Confiabilidad a la Capacidad de Carga para MSEW

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

- 1) Se determinó cuantitativamente el nivel de confianza de la estabilidad de ambos sistemas mediante el análisis de la confiabilidad:
 - a. Para el muro de concreto armado se obtuvo una confiabilidad mínima de 91% según Figura N°76.
 - b. Para el muro de suelo reforzado se obtuvo una confiabilidad mínima de 92.36% según Tabla N°68
- 2) La variabilidad de las características del suelo según el estudio de mecánica de suelos y el desarrollo probabilista basados en el coeficiente de variación (CV) es aceptable o se encuentra dentro del rango establecido por autores como el USACE y Ribeiro, R. (Ver Tabla N°28)
- 3) Los parámetros que intervienen en el diseño geotécnico del muro de concreto armado son:
 - a. Ángulo de Fricción interno del suelo de relleno y fundación y
 - b. Peso específico del suelo de relleno y fundación.

La magnitud y la incidencia del porqué estos parámetros son los que influyen directamente en el diseño del muro de concreto armado se define en el punto 5).

- 4) Para el muro de suelo reforzado, los parámetros que intervienen en el diseño geotécnico son:
 - a. Ángulo de Fricción interno del suelo reforzado y fundación,
 - b. Peso específico del suelo reforzado y fundación, y
 - c. Resistencia a la tensión del refuerzo extensible.

La magnitud y la incidencia del porqué estos parámetros son los que influyen directamente en el diseño del muro de concreto armado se define en el punto 5).

- 5) Se estableció la incidencia que tienen los parámetros que intervienen en la estabilidad del muro de concreto armado y muro de suelo reforzado. Por ejemplo, para el muro de concreto armado, para condiciones estáticas se tiene que se incrementa un 79.71% el F.S. por capacidad de carga si aumentamos el ángulo de fricción del suelo de fundación, en contraparte, se reduce un 42.81% el mismo F.S. si disminuimos el ángulo de fricción. En condiciones dinámicas, se tiene un incremento del 85.92% y un decremento del 28.56% para el mismo F.S. siendo estos resultados los más críticos. Por otro lado, para el muro de suelo reforzado, para condiciones estáticas se tiene un incremento del 74.21% en el F.S. por capacidad de carga si aumentamos el ángulo de fricción del relleno activo y disminuye un

40.92% al disminuir dicho parámetro . En condiciones dinámicas, se tiene el mismo resultado siendo estos los más críticos. Ver Anexo N°13 para visar las incidencias obtenidas.

De estas incidencias obtenidas dependerá la estabilidad de ambos sistemas. Se tiene que, aumentando cualquier parámetro (fricción o peso específico), la estabilidad, reflejada en el factor de seguridad, incrementa. Y, si se disminuye cualquier parámetro , la estabilidad disminuye también.

- 6) El suelo de fundación no es un suelo uniforme en profundidad debido al porcentaje de finos encontrados a 1.00 y 1.50 m. Lo que significa que los parámetros y propiedades del suelo varían a medida que la profundidad aumenta.
- 7) Con los resultados estadísticos de las desviaciones estándar, se tiene que el suelo de fundación es menos variable que el relleno activo en cuanto al Peso Específico, mientras que, para el Ángulo de Fricción, ocurre lo opuesto, el suelo de fundación es más variable que el relleno activo.
- 8) Ambos suelos (relleno y fundación) son distribuciones normales, asimétricas positivas hacia la derecha.
- 9) El acceso restringido a la zona de estudio, dificulta la toma de muestras del área de interés. Por lo que las calicatas fueron extraídas en el perímetro colindante al proyecto que se está ejecutando.
- 10) En cuanto a la confiabilidad de la estabilidad de los muros:
 - Para todos los casos, se tiene que ambos sistemas constructivos son estables.
 - Para todos los casos, para Duncan, ambos sistemas constructivos son confiables, con una confiabilidad por encima del 95%
 - Para el análisis del índice Hasofer-Lind, ambos sistemas constructivos son estables y confiables.
 - Para el análisis de la distribución de Weibull, ambos sistemas son estables.
 - Sin embargo, la confiabilidad (%) obtenida para ambos sistemas bajo cualquier método ya realizado en el capítulo anterior, se tiene los valores más elevados para el muro de suelo reforzado, no obstante, ambos presentan una confiabilidad por encima del 90%.
 - A pesar de que los F.S. obtenidos sean aceptables, todos los casos de condición de falla dinámica no cumplen los requisitos por excentricidad, es decir, que no se encuentra dentro del tercio central de la zapata.
 - El análisis de ambos muros con diferentes parámetros permite determinar los diferentes factores de seguridad empleando los parámetros variables afectado

por un coeficiente de variación, tal como se muestra usando el Método de Duncan. (Para Muro de concreto armado ver Tabla N° 34-44y para el muro de suelo reforzado ver Tabla N° 52-62.

- 11) En cuanto a los Factores de Seguridad como se indica en la Tabla N°9, todos los análisis presentados en el Anexo N° 12 y N°13, cumplen relación con el valor para garantizar la estabilidad tanto al deslizamiento, volteo y capacidad de carga.

RECOMENDACIONES

- 1) Obtener muestras inalteradas a profundidades mayores a los 1.50 m, asegura un panorama más amplio del suelo que se va a estudiar.
- 2) Para la obtención de mejores muestras de suelo, se debería emplear métodos exploratorios que no modifiquen el suelo como ensayos de penetración (SPT) o de refracción sísmica, los cuales permiten tomar muestras a mayores profundidades.
- 3) La definición y aplicación de los métodos probabilísticos debe ser estudiado a más profundidad para acoplar el modelo estadístico-matemático a la Geotecnia, puesto que la teoría de dichos modelos, no precisa con exactitud las variables que van a ser utilizadas.
- 4) Debe enfocarse la confiabilidad en el diseño estructural de ambos muros para determinar la cuantía de refuerzo que requieren.
- 5) Para una mejor comparativa, se recomienda evaluar el costo – beneficio de ambos sistemas, la elaboración de un presupuesto base puede ser decisivo a la hora optar por el mejor sistema, ya que ambos son estables. Así se puede determinar cuál es el sistema constructivo con una viabilidad técnica – económica.
- 6) Tener en cuenta el tipo de cinta que se va a usa para garantizar la estabilidad interna del muro de suelo reforzado
- 7) Se recomienda tener una profundidad de empotramiento mínimo de 1.00 m para ambos sistemas.
- 8) Para futuras investigaciones, se recomienda implementar el análisis de estabilidad y confiabilidad por deformación y asentamiento. Por lo cual, la ejecución de ensayos como ensayos de compresión se deberían implementar con técnicas de muestreo específicas que permitan una extracción inalterada del suelo. Finalmente, realizar los estudios geotécnicos del suelo adyacente al de esta tesis, brindará un mejor panorama de la variabilidad del suelo costero y como sus propiedades geo mecánicas varían en profundidad y a lo largo del suelo costero.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2007). *Bridge Design Specifications*. Oakdale.
- Allen, T., & Bathurst, R. (2003). *Prediction of Reinforcement Loads in Reinforced Soil Walls*. Washington: Federal Highway Administration.
- Alva Hurtado, J., & Cañari Sanchez, M. (2003). *Análisis de la Estabilidad de taludes de la Costa Verde*. Lima.
- Alvarado Cornejo, A., & Cornejo Guardia, A. (2014). *Estabilización de taludes en la Costa Verde - Callao. Tramo Av. Santa Rosa - Jr. Virú (1.3km) (tesis de pregrado)*. Lima: Universidad San Martín de Porres.
- Basheer, I., & Najjar, Y. (1996). Reliability - Based Design of Reinforced Earth Retaining Walls. *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, 15.
- Bastidas-Arteaga, E., & Soubra, A.-H. (2015, Febrero 19). *Alert Geomaterials*. Retrieved from <http://alertgeomaterials.eu>
- Brizuela Agüero, S. (2017). *Análisis probabilístico de estructuras geotécnicas*. Costa Rica.
- Consorcio Maranura. (2015). *Estudio definitivo para la construcción del puente Maranura y accesos*. Lima.
- Das, B. (2016). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Estados Unidos: Cengage Learning.
- Diario Gestiona. (2018, Abril). *Gestiona*. Retrieved from <https://gestion.pe/economia/flujo-vehicular-crecio-7-1-abril-nivel-nacional-236416-noticia/>
- Duncan, M. (2010). Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. 10.
- Eamon, C. (2007). Reliability of Concrete Masonry Unit Walls Subjected to Explosive Loads. *Civil and Environmental Engineering*, 44.
- Elias, V., Barry, C., & Berg, R. (2001, Marzo). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*. Washington: Federal Highway Administration.
- Escobar, C., & Duque-Escobar, G. (2017). *Geotecnia para el trópico andino*. Colombia.
- Federal Highway Administration - NHI. (2014). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Vol-I*. Washington: Federal Highway Administration.

- Federal Highway Administration. (1997, Mayo). Geotechnical Engineering Circular No. 3. *Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering For Highways*. Washington, DC, U.S.A.: FHWA.
- Federal Highway Administration. (2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II*. Washington DC: Federation Highway Administration.
- Federal Highway Administration RD 89-04. (1991). *Reinforced Soil Structures - Volume I, Design and Construction Guidelines (Vol. II)*. Washington DC, Washington DC: Federal Highway Administration.
- Gallarday Bocanegra, T. (2015). *Estabilidad de las obras civiles en la corona del Malecón Costanera, Distrito San Miguel - Lima*. Lima: Instituto de Investigación.
- González Blandón, C., & Romo Organista, M. (2014). Empuje Dinámico en estructuras de retención con inclusión compresible. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 11.
- Hamrouni, A., Dias, D., & Sbartai, B. (2017). Análisis de Confiabilidad de un muro de Tierra Armada estabilizada mecánicamente utilizando la metodología de respuesta de superficie optimizada por un algoritmo genético. 9.
- Hidalgo Montoya, C., & Pacheco de Assis, A. (2011). Herramientas para Análisis por confiabilidad en Geotecnia: La teoría. *Ingenierías Universidad de Medellín*, 9.
- Ministerio de Vivienda. (2018). *E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima: SENSICO.
- Montoya Orozco, A. (2009). *Confiabilidad en Estabilidad de Taludes*. México.
- National Association Concrete Masonry. (2009).
- Officials, A. A. (2002). *Washing DC Patent No. 20001*.
- Pinedo Arévalo, M. (2012). *Comparación entre Muros de Suelo Reforzado con elementos extensibles y no extensibles (tesis de pregrado)*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Prada, F., Ramos, A., Solaque, D., & Caicedo, B. (2011). Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención. In *Obras y Proyectos 9* (p. 10). Colombia.
- Rodríguez, W. (2019). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Suelos y Cimentaciones*. Lambayeque.

- Ryan, B., Barry, C., & Naresh, S. (2009, Noviembre). *Desing of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes - Volume I*. Washington D.C: Federal Highway Administration.
- Suarez Diaz, J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en zonal Tropicales*. Colombia: Ingeniería de Suelos Ltda.
- Suarez, J. (2001). Capítulo 7: Comportamiento Sísmico en los Taludes. In J. Suarez, *Deslizamientos: Análisis Geotécnico* (p. 40). Colombia.
- Tavera, H., Bernal, I., & Salas, H. (2007). *El Sismo de Pisco dle 15 de Agosto, 2007*. Lima.
- Torres, B., & Rafael, A. (2008). *Análisis y Diseño de Muros de contenciónde concreto armado*. Venezuela: Universidad de los Andes.
- Torres, C. (2007). *Valoración del Riesgo en Deslizamientos (tesis de pregrado)*. Lima.
- Vera, L. (2004). *Muros de retención de suelos con sistema de tierra armada*. Chile.

ANEXOS

Anexo N°1: Matriz de Consistencia Interna de la investigación.

Anexo N°2: Parámetros Geotécnicos

Anexo N°3: Ensayo de Granulometría por Tamizado.

Anexo N°4: Ensayo de Contenido de Humedad.

Anexo N°5: Ensayo de Densidad y Peso Específico del suelo

Anexo N°6: Ensayo de Límites de Consistencia.

Anexo N°7: Ensayo de Corte Directo.

Anexo N°8: Ensayos de terceros – EDI del proyecto.

Anexo N°9: Especificaciones Técnicas del refuerzo extensible ParaWeb – MACCAFERRI.

Anexo N°10: Análisis Determinista para el Muro de Concreto Armado.

Anexo N°11: Análisis Determinista para el Muro de Suelo reforzado.

Anexo N°12: Análisis Probabilista para el Muro de Concreto Armado

Anexo N°13: Análisis Probabilista para el Muro de Suelo reforzado

Anexo N°14: Especificaciones Técnicas de la Sobrecarga Vehicular.

Anexo N°15: Ensayo de Densidad Relativa.

Anexo N°16: Mapa de Peligro Sísmico del Perú

Anexo N°17: Planos