

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



**DISEÑO DE MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO VS.
MURO DE GRAVEDAD BAJO LOS ENFOQUES ASD Y LRFD EN
LA CARRETERA HUÁNUCO – CONOCOCHA, TRAMO 1: KM
28+440 – KM 28+480**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERA CIVIL

PRESENTADA POR

Bach. GONZALES FERNÁNDEZ, ROXANNA MAGALY

Bach. QUIROZ QUIÑONES, VALENTINA JAZMIN

ASESOR: Mag. Ing. TORRES CHUNG, CÉSAR ROBERTO

LIMA – PERÚ

2021

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis abuelos: Raymundo, Alcira y Julia, padres: Angelino y María Elena, hermanos: Ricardo, Luis y Carlos, hermana: María Julia, cuñado: Erick, cuñadas: Luzmila y Kelly, sobrinos: Santiago y Thiago, sobrinas: Mía y María Elena y a mi mejor amiga Mandy quienes me acompañaron a lo largo de mis cinco años de estudio.

Roxanna Magaly Gonzales Fernández

Esta tesis está dedicada con todo mi cariño a mis padres Marlo Pablo y Jesica Carin por su sacrificio y esfuerzo para brindarme una carrera y haberme inculcado el ejemplo de perseverancia, esfuerzo y valentía.

A mis abuelos, tías, primos y en especial a Anthony Cabanillas y Mary Carmen Quiñones, que estuvieron a cada paso de este proceso siendo el soporte perfecto para nunca decaer y siempre mantenerme firme en cada etapa del proceso del desarrollo de esta tesis.

Valentina Jazmin Quiroz Quiñones

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a nuestra alma mater por todos los conocimientos adquiridos a lo largo de esta carrera; a nuestro querido asesor ingeniero Torres Chung por guiarnos en cada paso; y a todas las personas que nos apoyaron en el desarrollo de esta tesis.

Roxanna Gonzales y Valentina Quiroz

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	XV
ABSTRACT.....	XVI
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos	2
1.1.1 Problema general	3
1.1.2 Problemas específicos.....	3
1.2 Objetivo general y específicos.....	3
1.2.1 Objetivo general.....	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Justificación del estudio.....	4
1.3.1 Justificación teórica	4
1.3.2 Justificación económica.....	4
1.3.3 Justificación social.....	4
1.4 Importancia del estudio.....	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Antecedentes del estudio de investigación	5
2.1.1 Antecedentes internacionales.....	5
2.1.2 Antecedentes nacionales	6
2.2 Bases teóricas vinculadas a las variables de estudio	8
2.2.1 Estructuras de contención	8
2.2.2 Presión o empuje de tierras	9
2.2.3 Coeficientes de empujes de tierras.....	10
2.2.4 Muros de gravedad.....	12
2.2.5 Muro mecánicamente estabilizado.....	13
2.3 Definición de términos básicos.....	15
CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS	17
3.1 Hipótesis	17
3.1.1 Hipótesis general.....	17
3.1.2 Hipótesis específicas.....	17

3.2 Variables	17
CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	18
4.1 Tipo y método de investigación.....	18
4.1.1 Tipo de investigación.....	18
4.1.2 Método de investigación.....	18
4.2 Técnicas de procesamiento de recolección de datos.....	19
4.3 Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	19
CAPÍTULO V: METODOLOGÍAS DE DISEÑO	20
5.1 Metodología de diseño Allowable Stress Design (ASD)	20
5.1.1 Muro de gravedad	20
5.1.2 Muro mecánicamente estabilizado.....	26
5.2 Metodología de diseño Load and Resistance Factor Design (LRFD).....	36
5.2.1 Condiciones generales	36
5.2.2 Muro de gravedad	38
5.2.3 Muro mecánicamente estabilizado.....	48
CAPÍTULO VI: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	65
6.1 Ubicación de la zona de estudio	65
6.2 Topografía.....	65
6.3 Tipo de suelo.....	66
6.4 Sismicidad.....	66
6.5 Nivel freático	67
6.6 Condiciones del proyecto	67
6.7 Procedimiento de cálculos bajo la metodología ASD	67
6.7.1 Muro de gravedad	67
6.7.2 Muro mecánicamente estabilizado.....	81
6.8 Procedimiento de cálculos bajo la metodología LRFD	101
6.8.1 Muro de gravedad	101
6.8.2 Muro mecánicamente estabilizado.....	122
6.9 Presentación de resultados	148
6.9.1 Comparación de factores de seguridad bajo la metodología ASD	148
6.9.2 Comparación de CDR bajo la metodología LRFD.....	150

6.10Diferencias de enfoques ASD y LRFD	151
6.11Contrastación de hipótesis	152
6.12Discusión de resultados	153
CONCLUSIONES	156
RECOMENDACIONES	157
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	158
ANEXOS.....	161
Anexo 1: Matriz de consistencia.....	161
Anexo 3: Especificaciones técnicas del MACWALL	163
Anexo 4: Permiso de la empresa Alpha Consult	166

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Relación de variables.....	17
Tabla 2: Alturas equivalentes para cargas vehiculares bajo la metodología ASD	22
Tabla 3: Factores adimensionales de capacidad portante bajo la metodología ASD	25
Tabla 4: Cargas permanentes y transitorias bajo la metodología LRFD	36
Tabla 5: Combinaciones de carga por cada estado límite bajo la metodología LRFD sección 1	37
Tabla 6: Combinaciones de carga por cada estado límite bajo la metodología LRFD sección 2	38
Tabla 7: Alturas equivalentes bajo la metodología LRFD	40
Tabla 8: Factores y combinaciones de carga análisis estático bajo la metodología LRFD	41
Tabla 9: Factores de resistencia para la norma AASHTO bajo la metodología LRFD..	43
Tabla 10: Factores y combinaciones de carga pseudoestáticos bajo la metodología LRFD	46
Tabla 11: Longitud mínima típica de refuerzo bajo la metodología LRFD	48
Tabla 12: Profundidad mínimas de empotramiento bajo la metodología LRFD.....	48
Tabla 13: Altura equivalente bajo la metodología LRFD.....	50
Tabla 14: Factores y combinaciones de carga análisis estático bajo la metodología LRFD	52
Tabla 15: Factores de resistencia para la norma AASHTO bajo la metodología LRFD	53
Tabla 16: Factores y combinaciones de carga – análisis pseudoestático bajo la metodología LRFD	57
Tabla 17: Factores de zonas.....	66
Tabla 18: Datos geotécnicos del suelo.....	67
Tabla 19: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa	67
Tabla 20: Fuerzas y momentos estabilizadores	70
Tabla 21: Fuerzas y momentos desestabilizadores	70
Tabla 22: Parámetros para el cálculo del coeficiente de presión activa	74
Tabla 23: Parámetros para el cálculo de coeficiente Mononobe – Okabe.....	75
Tabla 24: Fuerzas y momentos estabilizadores	77
Tabla 25: Fuerzas y momentos desestabilizadores	78
Tabla 26: Parámetros para el cálculo de coeficientes de presión activa.....	81

Tabla 27: Fuerzas y momentos estabilizadores	83
Tabla 28: Fuerzas y momentos desestabilizadoras	83
Tabla 29: Tensiones máximas en cada refuerzo	87
Tabla 30: Resistencia del refuerzo a las tracciones	88
Tabla 31: Factores de seguridad por tensión y Pullout	89
Tabla 32: Factores de seguridad por tensión y Pullout	89
Tabla 33: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa	90
Tabla 34: Parámetros para el cálculo de coeficiente Mononobe - Okabe	91
Tabla 35: Fuerzas y momentos estabilizadores	92
Tabla 36: Fuerzas y momentos desestabilizadores	93
Tabla 37: Tensiones máximas en cada refuerzo	96
Tabla 38: Resistencia del refuerzo a la tracción	97
Tabla 39: Longitud total del refuerzo	98
Tabla 40: Incremento dinámico	99
Tabla 41: Tracción máxima	99
Tabla 42: Resistencias últimas de los refuerzos	100
Tabla 43: Factores de seguridad por tensión y Pullout	101
Tabla 44: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa	102
Tabla 45: Fuerzas y momentos estabilizadores	104
Tabla 46: Fuerzas y momentos desestabilizadores	104
Tabla 47: Combinaciones y factores de carga	104
Tabla 48: Fuerzas estabilizadoras	105
Tabla 49: Momentos estabilizadores	105
Tabla 50: Fuerzas desestabilizadoras	106
Tabla 51: Momentos desestabilizadores	106
Tabla 52: Resistencia nominal al deslizamiento mayor a la suma de fuerzas horizontales	106
Tabla 53: CDR por deslizamiento	107
Tabla 54: Máximos y mínimos	107
Tabla 55: Excentricidad	107
Tabla 56: CDR por volteo	108
Tabla 57: Máximos y mínimos	108
Tabla 58: Esfuerzos verticales	108
Tabla 59: Resistencia factorada por capacidad portante	109

Tabla 60: CDR por capacidad portante.....	109
Tabla 61: Máximos y mínimos	109
Tabla 62: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa	111
Tabla 63: Parámetros para el cálculo del coeficiente de Mononobe - Okabe.....	112
Tabla 64: Fuerzas y momentos estabilizadores	115
Tabla 65: Fuerzas y momentos desestabilizadores	115
Tabla 66: Combinaciones y factores de carga	116
Tabla 67: Fuerzas estabilizadoras	116
Tabla 68: Momentos estabilizadores	117
Tabla 69: Fuerzas desestabilizadoras.....	117
Tabla 70: Momentos desestabilizadores	117
Tabla 71: Resistencia nominal al deslizamiento mayor a la suma de fuerzas horizontales	118
Tabla 72: CDR por deslizamiento	118
Tabla 73: Máximos y mínimos	118
Tabla 74: Excentricidad	119
Tabla 75: CDR por volteo.....	119
Tabla 76: Máximos y mínimos	120
Tabla 77: Esfuerzos verticales	120
Tabla 78: Resistencia factorada por capacidad portante.....	120
Tabla 79: CDR por capacidad portante.....	121
Tabla 80: Máximos y mínimos	121
Tabla 81: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa	123
Tabla 82: Fuerzas y momentos estabilizadores	124
Tabla 83: Fuerzas y momentos desestabilizadores	125
Tabla 84: Combinación de carga y factores.....	125
Tabla 85: Fuerzas estabilizadoras	125
Tabla 86: Momentos estabilizadores	125
Tabla 87: Fuerzas desestabilizadoras.....	126
Tabla 88: Momentos desestabilizadores	126
Tabla 89: Resistencia nominal al deslizamiento mayor a la suma de fuerzas horizontales	126
Tabla 90: CDR por deslizamiento	127
Tabla 91: Máximos y mínimos	127

Tabla 92: Excentricidad	127
Tabla 93: CDR por volteo.....	128
Tabla 94: Máximos y mínimos	128
Tabla 95: Esfuerzos verticales	128
Tabla 96: Resistencia factorada por capacidad portante.....	129
Tabla 97: CDR por capacidad portante.....	129
Tabla 98: Máximos y mínimos	129
Tabla 99: Fuerzas de tracción en cada refuerzo.....	131
Tabla 100: CDR de resistencia	132
Tabla 101: Longitud efectiva y CDR Pullout	133
Tabla 102: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa	134
Tabla 103: Parámetros para el cálculo del coeficiente de Mononobe - Okabe.....	135
Tabla 104: Fuerzas y momentos estabilizadores	137
Tabla 105: Fuerzas y momentos desestabilizadores	137
Tabla 106: Combinaciones de cargas y factores.....	137
Tabla 107: Fuerzas estabilizadoras	138
Tabla 108: Momentos estabilizadores	138
Tabla 109: Fuerzas desestabilizadoras.....	138
Tabla 110: Momentos desestabilizadores	139
Tabla 111: Resistencia nominal al deslizamiento mayor a la suma de fuerzas horizontales	139
Tabla 112: CDR por deslizamiento	140
Tabla 113: Máximos y mínimos	140
Tabla 114: Excentricidad	141
Tabla 115: CDR por volteo.....	141
Tabla 116: Máximos y mínimos	141
Tabla 117: Esfuerzos verticales	142
Tabla 118: Resistencia factorada por capacidad portante.....	142
Tabla 119: CDR por capacidad portante.....	143
Tabla 120: Máximos y mínimos	143
Tabla 121: Fuerzas de tracción en cada refuerzo.....	146
Tabla 122: Resistencia a la tracción del suelo en cada refuerzo.....	147
Tabla 123: Longitud efectiva y CDR de Pullout	148
Tabla 124: Comparación de factores de seguridad estático.....	148

Tabla 125: Comparación de factores de seguridad pseudoestático	149
Tabla 126: Comparación de CDR estático	150
Tabla 127: Comparación de CDR pseudoestático	150
Tabla 128: Diferencias entre el enfoque ASD y LRFD.....	151

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Muro de gravedad.....	8
Figura 2: Muro en voladizo	9
Figura 3: Muro de contrafuerte	9
Figura 4: Naturaleza de la presión lateral del suelo en reposo, activa y pasiva.....	10
Figura 5: Zona pasiva de Coulomb.....	11
Figura 6: Zona activa de Coulomb	11
Figura 7: Terminología del muro de gravedad	13
Figura 8: Refuerzos inextensibles.....	14
Figura 9: Tipo de geotextiles	15
Figura 10: Tipos de geomallas.....	15
Figura 11: Predimensionamiento del muro de gravedad	20
Figura 12: Presión activa de tierra	21
Figura 13: Predimensionamiento del muro mecánicamente estabilizado.....	26
Figura 14: Análisis de la estabilidad externa con sobrecarga de tráfico.....	27
Figura 15: Cálculo de la tensión vertical para el cálculo de la capacidad portante	29
Figura 16: Fuerza inercial del muro mecánicamente estabilizado.....	30
Figura 17: Ubicación de la superficie de falla para refuerzos inextensibles	31
Figura 18: Ubicación de la superficie de falla para refuerzos extensibles.....	31
Figura 19: Variación de la relación de esfuerzos con la profundidad	32
Figura 20: Estabilidad interna para muros mecánicamente estabilizados	34
Figura 21: Predimensionamiento del muro de gravedad	38
Figura 22: Aplicación típica de factores de carga por deslizamiento y excentricidad....	41
Figura 23: Aplicación típica de factores de carga por capacidad portante	42
Figura 24: Aplicación típica de la sobrecarga	42
Figura 25: Factores de carga típico para la estabilidad al deslizamiento y verificación por excentricidad.....	52
Figura 26: Factores de carga típicos para el cálculo de capacidad portante	52
Figura 27: Superficie potencial de falla.....	58
Figura 28: Variación de la relación de coeficiente de esfuerzos laterales	58
Figura 29: Dimensiones del bloque segmentado	59
Figura 30: Propiedad de resistencia de reforzamiento con geosintético.....	60
Figura 31: Ubicación geográfica de Huánuco	65

Figura 32: Ubicación del tramo 1 de la carretera Huánuco – Conococha	65
Figura 33: Factores de capacidad de carga adimensionales	71
Figura 34: Estabilidad global del muro de gravedad – análisis estático	73
Figura 35: Drenaje del muro de gravedad – análisis estático	73
Figura 36: Factores de capacidad de carga adimensionales	79
Figura 37: Estabilidad global del muro de gravedad – análisis pseudoestático.....	80
Figura 38: Drenaje del muro de gravedad – análisis pseudoestático	81
Figura 39: Factores de capacidad de carga adimensionales	84
Figura 40: Estabilidad global del muro mecánicamente estabilizado – análisis estático	85
Figura 41: Drenaje del muro mecánicamente estabilizado – análisis estático.....	85
Figura 42: Factores de capacidad de carga adimensionales	94
Figura 43: Estabilidad global del muro mecánicamente estabilizado – análisis pseudoestático	95
Figura 44: Drenaje en el muro mecánicamente estabilizado – análisis pseudoestático..	95
Figura 45: Factores de capacidad de carga adimensionales	109
Figura 46: Estabilidad global del muro de gravedad – análisis estático	110
Figura 47: Drenaje en el muro de gravedad análisis estático	111
Figura 48: Factores de carga adimensionales	121
Figura 49: Estabilidad global del muro de gravedad – análisis pseudoestático.....	122
Figura 50: Drenaje del muro de gravedad análisis pseudoestático	122
Figura 51: Factores de capacidad de carga adimensionales	129
Figura 52: Estabilidad global del muro mecánicamente estabilizado – análisis estático	130
Figura 53: Drenaje del muro mecánicamente estabilizado – análisis estático.....	130
Figura 54: Factores de capacidad de carga adimensionales	142
Figura 55: Estabilidad global del muro mecánicamente estabilizado – análisis pseudoestático	144
Figura 56: Drenaje del muro mecánicamente estabilizado – análisis pseudoestático ..	144
Figura 57: Factores de seguridad entre el muro de gravedad y muro mecánicamente estabilizado – estático	149
Figura 58: Factores de seguridad entre el muro de gravedad y muro mecánicamente estabilizado – pseudoestático	149
Figura 59: CDR entre el muro de gravedad y muro mecánicamente estabilizado - estático	150

Figura 60: CDR entre el muro de gravedad y muro mecánicamente estabilizado – pseudoestático..... 151

RESUMEN

El presente trabajo de investigación realizó un análisis comparativo del enfoque convencional ASD y el enfoque LRFD entre el muro mecánicamente estabilizado vs. el muro de gravedad para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480, teniendo como objetivo principal el diseño y comparación de los muros en mención, estableciendo las diferencias de diseño.

Para el desarrollo de la investigación se utilizó la información proporcionada en el expediente técnico publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), del cual se obtuvo información geotécnica, perfil estratigráfico, orografía del terreno, entre otros, los cuales permitieron mediante las hojas de cálculo, aplicar las normativas AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed. 2017, Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Report No. FHWA-NHI-10-024, National Highway Institute, AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th Ed. 2002 y Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines FHWA – SA – 96 – 071.

Los resultados obtenidos bajo estas normativas fueron los factores de seguridad (FS) bajo la metodología ASD y los capacity demand ratio (CDR) bajo el enfoque LRFD, cuyos parámetros en ambas metodologías (FS y CDR) establecen valores de estabilidad. Además, se realizó el análisis de estabilidad global por el método de Spencer utilizando el programa Geo 5.

Se concluye, bajo el análisis comparativo que el muro mecánicamente estabilizado mostró mayores factores de seguridad y CDR, en los enfoques ya mencionados, es decir presentó mayor estabilidad externa, por otra parte, se estableció las diferencias de las metodologías de diseño para muros de contención.

Palabras Clave: Muro mecánicamente estabilizado, muro de gravedad, geomalla uniaxial, bloques de concreto segmentado, factores de seguridad y CDR.

ABSTRACT

The present research work carried out a comparative analysis of the conventional ASD approach and the LRFD approach between the mechanically stabilized wall vs. the gravity wall for the Huánuco - Conococha highway, Section 1: Km 28 + 440 - Km 28 + 480, taking as main objective the design and comparison of the walls in question, establishing the design differences.

For the development of the investigation, the information provided in the technical file published by the Ministry of Transport and Communications - MTC was used, from which geotechnical information, stratigraphic profile, terrain orography, among others, was obtained, which allowed, through the spreadsheets, to apply the AASHTO LRFD Bridge Design regulations Specification's 8th Ed. 2017, Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Report No. FHWA-NHI-10-024, National Institute of Highways, AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th Ed. 2002 and Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines FHWA - SA - 96 - 071.

The results obtained under these regulations were the safety factors (FS) under the ASD methodology and the capacity demand ratio (CDR) under the LRFD approach, parameters in both methodologies (FS and CDR) results of stability values. In addition, the global stability analysis was performed by the Spencer method using the Geo 5 program.

It is concluded, under the comparative analysis that the mechanically stabilized wall presented higher safety factors and CDR, in the previously mentioned approaches, that is, it presented greater external stability in turn, on the other hand, the differences of the design methodologies for retaining walls were established.

Keywords: Mechanically stabilized wall, gravity wall, uniaxial geogrid, segmented concrete blocks, safety factors and CDR.

INTRODUCCIÓN

Los muros de contención son estructuras que se encuentran en todo el territorio nacional, dado que, la topografía del país es altamente accidentada y esto conlleva a la localización de muchos taludes inestables, estas estructuras de soporte ayudan a la contención de estas situaciones desfavorables para las personas que transitan en esos lugares.

Este trabajo de investigación plantea diseñar y comparar bajo los enfoques ASD y LRFD entre el muro mecánicamente estabilizado vs. el muro de gravedad para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480, para obtener el diseño del muro contención más adecuado para la zona de estudio.

La investigación se divide en seis capítulos:

Capítulo I, contiene descripción y formulación del problema general y específico, objetivo general y específicos, delimitación de la investigación y justificación e importancia del estudio.

Capítulo II, presenta el marco teórico que contiene antecedentes, bases teóricas, definiciones de concepto sobre muros de contención, descripción de las normas empleadas y la definición de términos básicos.

Capítulo III, define el sistema de Hipótesis

Capítulo IV, se detalla la metodología de la investigación, el cual comprende: tipo de investigación, método de investigación, relación de variables, técnicas e instrumentos de recolección de datos y por último técnicas de procesamiento y análisis de datos.

Capítulo V, Metodologías de diseño Allowable Stress Design (ASD) y Load and Resistance Factor Design (LRFD) comprende todo lo referente al uso de las normas.

Capítulo VI, se expone el desarrollo de la investigación, el cual contiene: ubicación de la zona de estudio, condiciones del proyecto, cálculos de ambos muros por los dos métodos de análisis, modelaciones con el software Geo 5.

Por último, se presentan los resultados obtenidos en la investigación: comparación de resultados de los enfoques ASD y LRFD, diseños de los muros, comparaciones dentro de cada enfoque teniendo en cuenta el análisis estático y pseudoestático, diferencias entre enfoques, contrastación de hipótesis y discusión de resultados.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos

Actualmente a causa del crecimiento económico en diversos países de América Latina, se hace indispensable la interconexión entre las ciudades. Esto ha generado la construcción de diversas carreteras en los países de dicha región, lo que conlleva a un desencadenamiento de las construcciones de carreteras, tal es el caso de la carretera Panamericana, la cual es la más larga del mundo con 25.800 km, que une desde Alaska a Argentina según el Blog Structuralia.

El Perú al igual que los países de Latinoamérica se ha encontrado en la necesidad de interconectar ciudades a pesar de su accidentada orografía, evidenciando que las áreas de estudio se encuentran en riesgo de falla y deslizamiento debido a la falta de estudios geotécnicos en los taludes colindantes a la carretera. Una de las dificultades más importantes es la inestabilidad de los taludes, ya que frecuentemente ocurren deslizamientos de rocas ocasionando el cierre parcial o total de las principales vías de acceso, afectando así, la seguridad de las personas que transitan por esta carretera y además el beneficio socioeconómico tal como la reducción de costos en transporte, el acceso a los mercados, colegios y hospitales.

La carretera “Huánuco – Conococha sector Huánuco – La Unión – Huallaga, Tramo 1”, se encuentra ubicada en el departamento de Huánuco, en la parte central del país, entre la Cordillera Occidental y el río Ucayali, cuya extensión es de 52 km aproximadamente. Cuando se habla de la carretera de Huánuco – Conococha, se hace inmediatamente alusión a una carretera demasiado afectada por diferentes factores, principalmente deslizamientos debido a la inestabilidad de talud adyacente a la carretera.

Según el expediente técnico publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones – MTC a través del portal web de Provias Nacional, entre las progresivas Km 13+800 al Km 15+000, Km 18+000 al Km 50+000 presenta sectores afectados por deslizamientos superficiales, erosión de escorrentía en épocas de lluvia ocasionando derrumbes, estos se evidencian mayormente entre los meses de marzo y abril.

Finalmente, el presente plan de tesis tiene como objetivo diseñar y comparar los resultados bajo el enfoque de la norma AASHTO LRFD entre un muro mecánicamente estabilizado vs un muro de gravedad en una de las zonas más críticas de la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 - Km 28+480.

1.1.1 Problema general

¿Cuál será el diseño más estable entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad bajo los enfoques ASD y LRFD en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480?

1.1.2 Problemas específicos

- a) ¿Entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad cuál presentará la mayor estabilidad externa bajo el enfoque LRFD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480?
- b) ¿Entre los muros mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad cuál presentará la mayor estabilidad externa bajo el enfoque ASD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480?
- c) ¿Cuál es la diferencia entre los enfoques ASD y LRFD para el diseño del muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+448?

1.2 Objetivo general y específicos

1.2.1 Objetivo general

Diseñar y comparar bajo los enfoques ASD y LRFD, entre el muro mecánicamente estabilizado vs. el muro de gravedad para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Comparar el resultado del análisis de estabilidad externa entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad bajo el enfoque LRFD, en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480
- b) Comparar el resultado del análisis de estabilidad externa entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad bajo el enfoque ASD, en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480

- c) Analizar las diferencias entre los enfoques ASD y LRFD para el diseño del muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad, en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480

1.3 Justificación del estudio

1.3.1 Justificación teórica

Este estudio comparativo bajo los enfoques ASD y LRFD servirá para futuras investigaciones geotécnicas de taludes inestables adyacentes a carreteras y así proponer el diseño más estable en la carretera afectada por la inestabilidad de taludes.

1.3.2 Justificación económica

Este estudio tiene la finalidad de aportar una solución al problema económico, para que diversas entidades ejecutoras de obras, principalmente la municipalidad de dicho sector pueda aplicar el diseño más estable entre el muro mecánicamente estabilizado y muro de gravedad, y así reducir los costos en transporte y evitar las alzas en los productos de primera necesidad.

1.3.3 Justificación social

Al realizar el diseño de los muros mecánicamente estabilizado y de gravedad, contribuirá con la población de la zona de riesgo, dando una propuesta de solución para disminuir diversos factores en relación con el deslizamiento de talud en la carretera “Huánuco – Conococha”, evitando el cierre parcial o total de las principales vías de acceso.

1.4 Importancia del estudio

La importancia del presente plan de tesis radica en la necesidad de dar una propuesta de solución a los problemas observados en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480, tales como el deslizamiento superficial de taludes y la erosión por escorrentía superficial en épocas de lluvias. Por otra parte, evaluar, analizar y comparar los posibles diseños como el muro mecánicamente estabilizado vs muro de gravedad, para ser aplicados en la zona de estudio. Además, con este estudio se pretende dar una comparación entre los enfoques ASD y LRFD.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio de investigación

2.1.1 Antecedentes internacionales

Japón y Trelles (2017) en su investigación “Análisis comparativo entre muros mecánicamente estabilizados a las alturas de 6 y 12 metros” se planteó un análisis de forma comparativa entre; los muros mecánicamente estabilizados de pantalla de gaviones con refuerzo de malla, pantallas de paneles de hormigón con refuerzo de geomallas y pantalla natural con refuerzo de geotextil a las alturas de 6 y 12 metros. Dicha investigación desarrolló como método de cálculo un enfoque en base a la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications con la metodología LRFD en los distintos muros mecánicamente estabilizados donde utilizan los geosintéticos en el relleno compactado como refuerzo y como paramento; los paneles prefabricados, la geomanta y los bloques de gavión. Entre los resultados más relevantes está, el análisis de las tensiones necesarias a los refuerzos donde los muros con 6 y 12 m de altura mostraron como resultado que los muros con paramento de paneles prefabricados con refuerzo de geomalla obtuvieron tensiones últimas necesarias más altas que en el caso del muro con refuerzo de geotextiles. A su vez se observa que, en los muros de 6 metros bajo la combinación de Resistencia I, el muro requiere que el suelo de fundación presente mayor capacidad portante en el muro con refuerzos de geotextiles, este resultado es similar al resultado del muro de 12 m. Entre los resultados finales de la estabilidad global se consideró un factor de resistencia establecido en la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications de 0.65, donde los 6 muros establecidos cumplieron con las condiciones de estabilidad global.

Tawfik, Hamid y Aggour (2007) en su investigación” Design of Cantilever retaining walls in unsaturated soils using AASHTO Load and Resistance Factor Design (LRFD) Method” se planteó el análisis y diseño de muro en voladizo bajo el enfoque LRFD para suelo no saturado. La investigación se centró en la descripción de los pasos del método en mención en forma detallada que inicia desde la elección de los estados límites hasta las revisiones de estabilidad por deslizamiento volteo y capacidad portante. Finalmente, se

desarrolló el diseño del muro en voladizo dando como resultado un diseño económico de muro de contención.

University of Maryland (2004) en su investigación "LRFD Resistance Factors for Maryland Retaining Walls" desarrolla las especificaciones para muros de retención, también hace un comparativo entre ambos los enfoques ASD y LRFD. La investigación se centra en dar una guía metódica de ambos enfoques para los casos muro mecánicamente estabilizado criba y voladizo para que sea empleado por ingenieros u otras personas interesadas en el tema. Está investigación concluye con la comparación de ambos métodos por cada caso y también un análisis del efecto respecto a la sobrecarga y excentricidad.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Herrera y Silva (2021) en su tesis "Análisis técnico - económico entre un muro de gaviones y un muro de suelo reforzado como solución de estabilidad de taludes en la carretera Choropampa – Cospan (Cajamarca)" proponen un estudio comparativo entre el muro de gaviones y el muro de suelo reforzado mediante los análisis de precios unitarios, metrados y análisis técnicos mediante los resultados de factores de seguridad. La investigación se desarrolla tomando en cuenta la metodología ASD para muro de gaviones donde se utilizó el programa Gawacwin y la metodología LRFD para muro de suelo reforzado donde se utilizó el programa MSEW para luego obtener los resultados de diseño y hacer las comparaciones pertinentes. Esta investigación concluye en que los muros de suelo reforzado son más económicos para alturas mayores a 4 metros. Además de la asignación de los muros de contención para ciertos tramos de la carretera en mención.

Ramírez (2019) en su tesis "Comparación de metodologías de diseño por esfuerzo admisible (ASD) y factores de diseño de carga y resistencia (LRFD) en muros de suelo reforzado y aplicación práctica a un proyecto" proponen presentar los pasos de diseño y a su vez un análisis comparativo entre los métodos de diseño ASD y LRFD haciendo uso los refuerzos extensibles e inextensibles. La investigación se desarrolla en ambas metodologías, haciendo diversos estudios comparativos económicos y técnicos, evaluando la

estabilidad interna y externa de los muros mecánicamente estabilizados. Esta investigación concluye que mediante el método LRFD que con refuerzos inextensible flejes de acero y una fachada de paneles prefabricados es más económico comparado con el método ASD. Además, para el método ASD requiere de refuerzos de mayor resistencia.

Rodríguez y Rosas (2020) en su tesis “Muro mecánicamente reforzado para la estabilidad de taludes de gran altura en suelos gravosos expuestos a la brisa marina” proponen el diseño de un muro mecánicamente estabilizado con refuerzos de geomallas uniaxiales en un terreno con características gravosas, formadas con relleno proveniente de desmontes a causa de las grandes construcciones en los años 60 en la ciudad de Lima. La investigación se desarrolla bajo un enfoque en la metodología LRFD en conjunto con softwares como el MSEW y Slide 6.0 que buscarán una alternativa efectiva para reducir el peligro de la falla Global en el Acantilado de la Costa Verde – Chorrillos. Esta investigación concluye resolviendo las fallas más comunes del muro mecánicamente estabilizado, como son; el inadecuado sistema de drenaje y la utilización de rellenos de Limo y Arcilla, además, como parte de una solución recomiendan el uso del muro mecánicamente estabilizado bajo la metodología LRFD para; desarrollar la capacidad de permitir altas deformaciones y asentamientos sin afectar el diseño estructural y favorecer el medio ambiente.

Puchoc (2019) en su tesis “Propuesta para mejorar la serviciabilidad de un talud vial incorporando un muro de suelo reforzado con el Sistema Terramesh para el proyecto Quebrada Honda-Ferrocarril Central-Huancayo” tiene como objetivo proyectar la construcción de muros de suelo reforzado con el Sistema Terramesh para el mejoramiento del terraplén existente en la zona de estudio. La investigación se centra en la utilización de la norma norteamericana “Diseño y Construcción de muros de tierra estabilizados mecánicamente y taludes de suelo reforzado – Volumen II – 2009” y la norma peruana “suelos y Taludes - CE0.20” para el diseño de los muros. La investigación concluye en el uso de geosintéticos como refuerzo obteniendo factores de seguridad mayores a muros sin algún tipo de refuerzo.

Sardón (2013) en su tesis “Aplicación de la metodología AASHTO LRFD en muros de gran altura de tierra estabilizada mecánicamente para minería” propone presentar de manera detallada la metodología de diseño de muros de tierra estabilizada mecánicamente para el diseño de cuatro muros colindantes a dos chancadoras primarias correspondiente a un proyecto minero al sur del país. La investigación se centra en la utilización del sistema GeoTrel de la empresa Tierra armada en el diseño de los muros de contención, y radica en un paramento de malla de acero electrosoldada relleno con piedra, y el uso de cintas poliméricas, con conectores metálicos. Esta investigación concluye con el diseño de muros reforzados para dos chancadoras cumpliendo los requerimientos de la estabilidad interna y externa.

2.2 Bases teóricas vinculadas a las variables de estudio

2.2.1 Estructuras de contención

Las estructuras de contención están en todas partes de los países, ciudades, pueblos, ya que son utilizados en los sectores de transporte, minería, entre otros.

Según Torres (2008) las estructuras de contención se clasifican en:

a) Muro de gravedad

Son muros con mucho volumen que resisten las fuerzas desestabilizadoras mediante su propio peso y con el peso del suelo donde se encuentra adyacente a la estructura; suelen ser económicos para alturas menores de 5 m. Ver Figura 1.

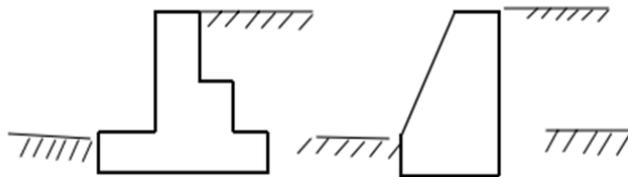


Figura 1: Muro de gravedad
Fuente: Torres (2008)

b) Muro en voladizo

Este muro soporta el empuje de tierra por la acción en voladizo de la pantalla vertical empotrada a la zapata, la acción de ambos permite resistir los momentos y fuerzas cortantes. Ver Figura 2.

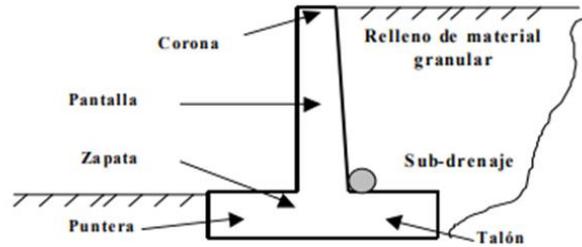


Figura 2: Muro en voladizo
Fuente: Torres (2008)

c) Muro de contrafuerte

Estos muros tienen una longitud más larga y se constituye una pantalla vertical y la base. La pantalla vertical resiste los empujes trabajando como losa larga apoyada en los contrafuertes. Ver Figura 3.

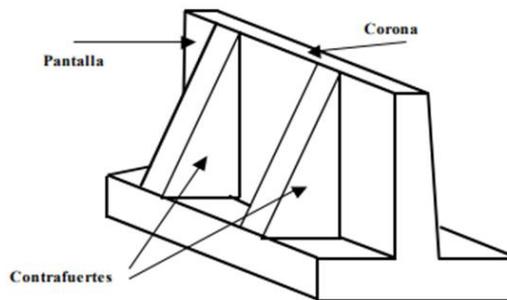


Figura 3: Muro de contrafuerte
Fuente: Torres (2008)

2.2.2 Presión o empuje de tierras

Uno de los principales objetivos de un muro de contención es resistir a la presión lateral generada por el mismo suelo. Torres (2008) en su investigación menciona que la evaluación del empuje de tierras toma diferentes factores como la deformación y la forma del muro, las propiedades del relleno, la fricción del muro - suelo y además se toma en cuenta un sistema de drenaje en el relleno según la posición del nivel freático.

En otro orden de cosas, la presión o empuje lateral puede dividirse en tres:

a) Presión de reposo

Cuando el muro y el suelo sobre el cual se va a cimentar tienen deformaciones nulas, sin fricción, que se prolonga a una profundidad incontable. Según Das (2013), una parte del suelo está sometido a presiones efectivas verticales y horizontales (σ'_v , σ'_h) respectivamente, donde no existen esfuerzos cortantes en los planos verticales y horizontales, es decir, el muro de contención no se mueve en ningún eje desde su posición inicial, generando así deformaciones nulas.

b) Presión activa

Cuando el muro de contención genera un desplazamiento que permite la expansión lateral del suelo, provocando una falla de la cuña triangular que avanza hacia el muro y desciende con éste (Calavera, 1989).

c) Presión pasiva

Se genera cuando se aplican fuerzas al muro de contención provocando un empuje hacia el relleno de suelo, que hará una falla de cuña mucho más amplia (Das, 2013). Ver Figura 4.

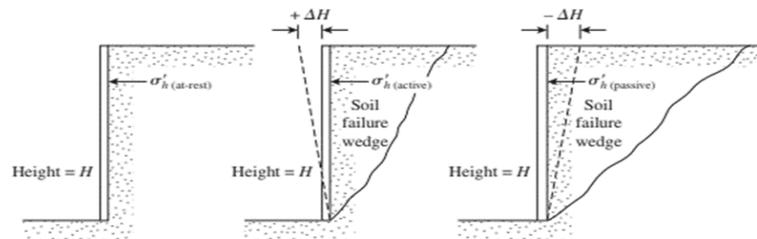


Figura 4: Naturaleza de la presión lateral del suelo en reposo, activa y pasiva
Fuente: Das (2013)

2.2.3 Coeficientes de empujes de tierras

a) Teoría de Rankine

Das (2013) afirma que esta teoría no toma en cuenta la fricción entre el suelo y el muro las siguientes fórmulas para suelos no cohesivos, son las siguientes fórmulas:

$$K_p: \left[\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \quad (1)$$

$$K_a: \left[\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \quad (2)$$

b) Teoría de Coulomb

Según Das (2013), Coulomb basa su teoría en el estudio de las presiones activas y pasivas de las cuales asume una hipótesis, que la superficie de falla es un plano, introduce el término fricción entre la pared del muro de contención y el suelo.

- Zona pasiva

Ocurre cuando el suelo ejerce fuerza hacia el muro. En la Figura 5 se observa la cuña de falla pasiva.

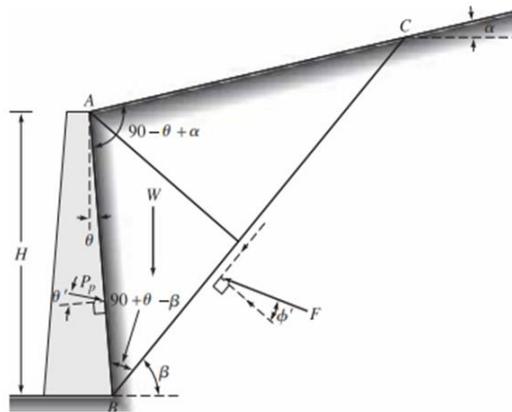


Figura 5: Zona pasiva de Coulomb
Fuente: Das (2013)

- Zona activa

Ocurre cuando el muro ejerce fuerza hacia el suelo. En la Figura 6 se observa la cuña de falla activa.

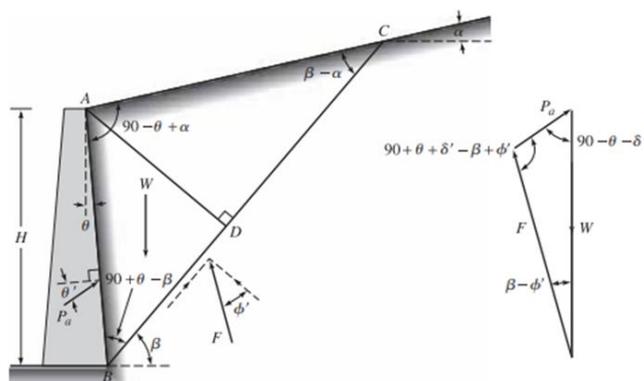


Figura 6: Zona activa de Coulomb
Fuente: Das (2013)

La siguiente fórmula para hallar los coeficientes de Coulomb son las siguientes:

$$K_p: \frac{\cos(\phi + \theta)^2}{\cos(\theta)^2 \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \quad (3)$$

$$K_a: \frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \quad (4)$$

Donde

ϕ : Ángulo de fricción del terreno

Θ : Ángulo de inclinación del terreno

α : Ángulo de inclinación del talud

δ : Ángulo de fricción entre el suelo y muro

2.2.4 Muros de gravedad

En la ingeniería geotécnica los muros de gravedad son estructuras de contención cuya estabilidad se ve proporcionada gracias a diferentes acciones que se deberá tomar en función de, su propio peso, el empuje de tierras, la fricción entre el muro y el suelo, las sobrecargas por otras estructuras, los procesos de construcción, las presiones hidrostáticas, las cargas de anclaje, las cargas de tráfico, el sistema de drenaje y las fuerzas sísmicas (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

Por otra parte, la Infraestructura Educativa INIFED (2015) explica que el muro de gravedad no puede exceder los siguientes estados límites de falla como, el volteo, el desplazamiento del muro o la rotura estructural, a su vez verifican los estados límites de servicio, que son, los asentamientos, los giros o las deformaciones desmedidas del muro. Ver Figura 7.

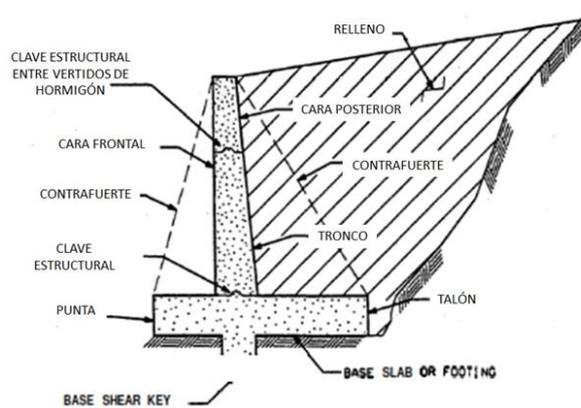


Figura 7: Terminología del muro de gravedad
Fuente: AASHTO Standard (2002)

2.2.5 Muro mecánicamente estabilizado

Los muros mecánicamente estabilizados (MSE) son estructuras compuestas por un bloque de tierra que han sido reforzados con diferentes elementos de refuerzo tales como; varillas, telas no biodegradables (geotextiles), geomallas, entre otros. Si bien es cierto que los muros mecánicamente estabilizados es un desarrollo reciente en el diseño de estructuras de contención, no siempre la idea fue tan novedosa ya que esto se remonta varios siglos atrás, buscando como finalidad el poder añadir una resistencia inicial al suelo. (Das, 2013).

a) Paramento frontal

El paramento frontal también llamado fachada, es la cara visible del muro mecánicamente estabilizado y su principal objetivo es preservar la estructura interna de los posibles fenómenos naturales como la erosión por lluvias, viento hasta el mismo desprendimiento del talud. Cabe señalar que el paramento no aporta una carga estructural siempre y cuando las dimensiones no sean significativas.

Tipos de paramentos frontales:

- Bloques

Son pequeños y generalmente tienen una altura de 10 cm hasta 38 cm.

- Paneles de concreto prefabricado
Geométricamente son cuadrados o rectangulares con un espesor no menor a 10 mm, con altura y ancho típicas de 20 y 30 cm respectivamente.
- Geomallas
Son elementos de refuerzo que a su vez funciona como fachada o paramento frontal del muro de contención.
- Gaviones
Son cestos de alambres con relleno de rocas con elementos de refuerzo como geomallas, geotextiles, etc.

b) Tipo de refuerzo

- Inextensibles
Mayormente son refuerzos de acero galvanizado, se les puede ubicar en los muros de suelo reforzado que tienen como paramento una cubierta que puede ser elaborada con secciones de material relativamente flexible, (Das, 2013). Ver Figura 8.

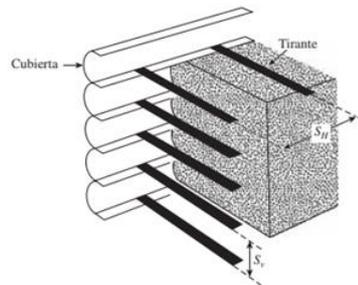


Figura 8: Refuerzos inextensibles
Fuente: Das (2013)

- Extensibles
En este grupo se encuentran los geosintéticos, geomallas, entre otros:
 - Geotextiles
Estos son uno de los grupos más grandes dentro de los geosintéticos. Son textiles que consisten en el uso de fibras sintéticas en lugar de fibras naturales, como se muestra en la

Figura 9, por eso este tipo de material tiene una alta vida útil (Koerner, 2005). Los geotextiles son utilizados como materiales de refuerzo en taludes inestables, reforzamiento de pavimentos entre otros.

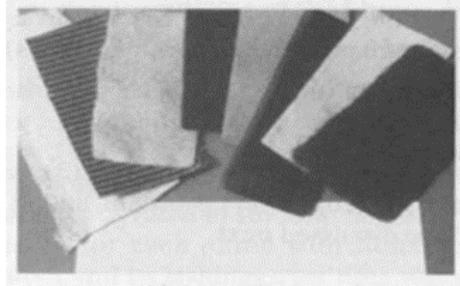


Figura 9: Tipo de geotextiles
Fuente: Koerner (2005)

- Geomalla

Es uno de los grupos de más rápido crecimiento dentro de los geosintéticos, En lugar de ser una tela textil tejida no tejida, son plásticos elaborados en forma de rejilla con una configuración muy abierta, con grandes aberturas entre las nervaduras individuales, ver Figura 10. Las geomallas pueden ser uniaxiales, biaxiales y triaxiales (Koerner, 2005).

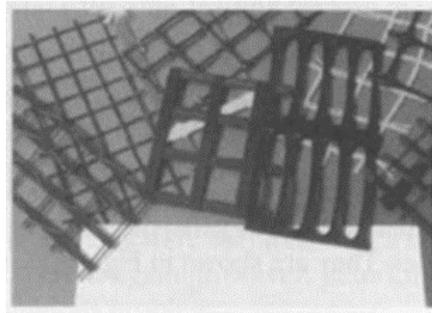


Figura 10: Tipos de geomallas
Fuente: Koerner (2005)

2.3 Definición de términos básicos

Para el desarrollo del presente plan de tesis sobre el diseño del muro mecánicamente estabilizado vs. muros de gravedad bajo el enfoque LRFD se deberá tener en cuenta algunos términos de la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed. 2017.

- Ángulo de fricción: Ángulo cuyo recurso arco – tangente representa la fricción aparente de una masa de suelo.
- Carga: El efecto de la aceleración, incluyendo a la gravedad
- Carga nominal: Cargas y fuerzas que permanecen constantes, terminada la construcción esta se mantienen perennes.
- Empuje activo de tierras: Presión lateral resultado de la retención de tierras por una estructura que tiende a alejarse de la masa del suelo.
- Estabilidad global: Estabilidad total del muro de contención; para ser determinada se evalúa las potenciales superficies de deslizamiento que se localizan fuera de la estructura.

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis general

El diseño del muro mecánicamente estabilizado es el más estable bajo los enfoques ASD y LRFD para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440- Km 28+480.

3.1.2 Hipótesis específicas

- a) El muro mecánicamente estabilizado presenta mayor estabilidad externa en comparación con el muro de gravedad bajo el enfoque LRFD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480.
- b) El muro mecánicamente estabilizado presenta mayor estabilidad externa en comparación con el muro de gravedad bajo el enfoque ASD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480.

3.2 Variables

En el estudio se establecieron las siguientes variables, ver Tabla 1.

Tabla 1: Relación de variables

VARIABLES DEPENDIENTES	Muro de gravedad Muro mecánicamente estabilizado
VARIABLES INDEPENDIENTES	Parámetros geotécnicos Geometría del muro Topografía del terreno
INDICADORES	Factor de seguridad (FS) Radio capacidad de demanda (CDR)

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo y método de investigación

4.1.1 Tipo de investigación

La presente investigación en función a su propósito es básica, dado que solamente se utilizaron datos para el desarrollo, comparación y diseños de muros de contención más no se realizó su aplicación en la zona de estudio.

El enfoque de esta investigación es mixto, es decir, se obtuvieron resultados cualitativos y cuantitativos mediante el establecimiento de diferencias entre las metodologías ASD y LRFD, así mismo la obtención de datos numéricos de factores de seguridad y CDR en cada enfoque.

Según Hernández, Fernández y Baptista (2014) el enfoque mixto permite esquematizar un conjunto de procesos sistemáticos, empíricos y críticos de la investigación para que, a partir del análisis de datos cuantitativos y cualitativos, sacar inferencias y lograr el mejor resultado del estudio.

4.1.2 Método de investigación

El presente trabajo de investigación se basó en el método ingenieril, porque tomó en cuenta muchos puntos del método científico, es decir; se usó los descubrimientos científicamente comprobados para crear, diseñar y dar soluciones a los problemas en la ingeniería.

El enfoque ingenieril consta de 5 pasos según González y Villamil (2013):

- a) Formulación del problema
Se identifican las causas y consecuencias del problema.
- b) Análisis del problema
Descripción a detalle del problema.
- c) Búsqueda de alternativa
Búsqueda de una o más soluciones al problema planteado.

- d) Evaluación de alternativa
Evaluar una o más soluciones encontradas.

- e) Solución del problema
Seleccionar y describir la solución del problema.

4.2 Técnicas de procesamiento de recolección de datos

Según Hernández, Fernández, Baptista (2014) la recolección de datos conlleva a realizar un plan de procedimientos para un propósito definido. Esta investigación se basó en obtener datos sobre los parámetros geotécnicos del suelo de la carretera Huánuco - Conococha. Tramo 1 proporcionados por el Expediente Técnico publicado por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones a través del portal web de Provias Nacional.

4.3 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Los diferentes estudios desarrollados en el Expediente Técnico brindaron una serie de resultados geotécnicos, primordiales para el correcto diseño y modelamiento del muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad. El programa Microsoft Excel, ayudó en los diseños de ambos muros de contención para evaluar la estabilidad interna y externa según la geometría del talud. Además, se utilizó el software Geo5 para evaluar la estabilidad global.

Los estudios geotécnicos fueron primordiales para la recolección de datos, estos sirvieron para el procesamiento de datos en el programa Microsoft Excel, donde se evaluó la estabilidad interna y externa del talud. Para ello se utilizó las normas AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed. 2017, Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Report No. FHWA-NHI-10-024, National Highway Institute, AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th Ed. 2002 y Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines FHWA – SA – 96 – 071, para la evaluación de las cargas que soportó el talud de estudio con los diferentes enfoques. Finalmente, se hicieron los modelamientos del muro mecánicamente estabilizado con muro de gravedad en el programa Geo5.

CAPÍTULO V: METODOLOGÍAS DE DISEÑO

5.1 Metodología de diseño Allowable Stress Design (ASD)

5.1.1 Muro de gravedad

Para el diseño de los muros de gravedad, la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002) proporciona los requerimientos generales para obtener un diseño con una vida útil no menor a 75 años. Dentro del diseño del tipo de muro, se basa en la evaluación de diferentes factores como la magnitud, dirección de la carga, el potencial de carga sísmica y la geometría de la sección transversal del muro.

Este último, la norma AASHTO no brinda un predimensionamiento para el muro de gravedad por lo cual se tomó referencias del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica 4ta edición del autor Braja M. Das, en el cual se realiza un predimensionamiento como se muestra en la Figura 11.

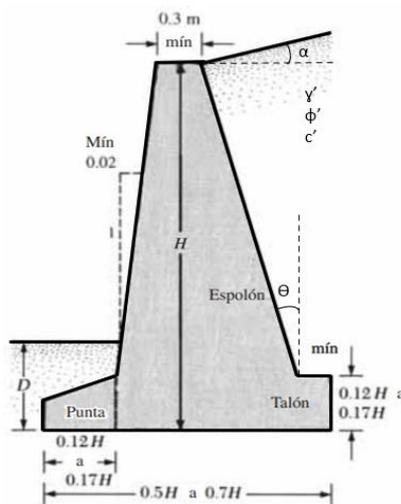


Figura 11: Predimensionamiento del muro de gravedad

Fuente: Das (2013)

- Análisis estático externo
 - Coeficiente de presión activa (K_a)
Teoría de Rankine

$$K_a: \left[\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \quad (5)$$

Teoría de Coulomb

$$K_a: \frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (6)$$

- Presión activa de tierra

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e \quad (7)$$

Donde

γ_1 : Peso específico unitario

H : Altura total del muro de gravedad

K_a : Coeficiente de presión activa

e : Espesor del muro de gravedad

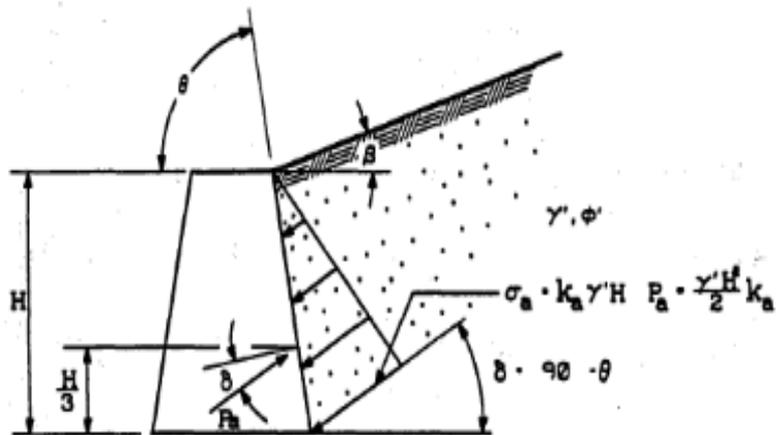


Figura 12: Presión activa de tierra
Fuente: AASHTO (2002)

- Sobrecarga por tráfico vehicular

Dentro del diseño del muro de gravedad se analizan las cargas por tráfico vehicular con una altura equivalente a 2 ft o 0.6 m (ver Tabla 2), donde multiplicada con el peso específico del suelo darán resultado a la sobrecarga distribuida de tráfico (q).

$$q: h_{eq} \gamma_1 \quad (8)$$

$$P_{LS}: HqK_a \quad (9)$$

Tabla 2: Alturas equivalentes para cargas vehiculares bajo la metodología ASD

ALTURA DEL MURO DE RETENCIÓN (ft)	heq (ft)	
	0 ft	1 ft
5	5	2
10	3.5	2
≥ 20	2	2

Fuente: AASHTO (2002)

- Cargas muertas de componentes estructurales

Para el cálculo de la carga muerta estructural general será necesario dividir la estructura en figuras geométricas con el fin de facilitar el cálculo.

$$DC: \text{ÁREA } \gamma_{cc} e \quad (10)$$

Donde

γ_{cc} : Peso específico del concreto

e : Espesor del muro de gravedad

- Presión vertical de tierra

Al igual que la carga muerta estructural se divide la sección de suelo retenido en figuras geométricas para facilitar el cálculo.

$$EV: \text{ÁREA } \gamma_1 e \quad (11)$$

Donde

γ_1 : Peso específico del suelo retenido

e : Espesor del muro de gravedad

- Estabilidad por volteo

$$FS_V: \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (12)$$

Donde

M_r : Momentos estabilizadores

M_a : Momentos desestabilizadores

- Estabilidad por deslizamiento

$$\Sigma F_r: \Sigma F_v \tan\left(\frac{2}{3} \phi_2\right) + B \left(\frac{2}{3} c_2\right) + E_p \quad (13)$$

$$FS_D: \frac{\Sigma F_r}{\Sigma F_h} \quad (14)$$

Donde

F_r : Fuerzas horizontales resistentes

F_h : Fuerzas horizontales

- Estabilidad por capacidad portante

$$FS_{cc}: \frac{q_{\text{últ}}}{q_{\text{máx}}} \quad (15)$$

Donde

$q_{\text{últ}}$: Capacidad de carga última

$q_{\text{máx}}$: Capacidad de carga máxima en la punta

Excentricidad

$$e: \frac{B}{2} - \left(\frac{\Sigma M_r - \Sigma M_a}{\Sigma F_v}\right) \quad (16)$$

$$e \leq \frac{B}{6} \quad (17)$$

Donde

B: Base del muro de gravedad

F_v : Fuerza vertical

Capacidad de carga máxima en la punta

$$q_{\text{máx}}: \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (18)$$

Capacidad de carga última

$$q_{\text{últ}}: c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (19)$$

$$q: \gamma_2 H_2 \quad (20)$$

$$B': B - 2e \quad (21)$$

Factores de profundidad

$$F_{qd}: 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 + \sin \phi'_2)^2 \left(\frac{H_2}{B'}\right) \quad (22)$$

$$F_{\gamma d}: 1 \quad (23)$$

Factores de inclinación

$$\psi: \tan^{-1} \left(\frac{\Sigma F_h}{\Sigma F_v} \right) \quad (24)$$

$$F_{qi}: \left(1 - \frac{\psi}{90^\circ}\right)^2 \quad (25)$$

$$F_{\gamma i}: \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2}\right)^2 \quad (26)$$

Donde

Ψ : Ángulo de inclinación de la carga

Los factores de carga adimensionales N_c , N_q y N_γ se calcularán con la Tabla 3 para un ángulo de fricción de 31.80° el cual será interpolado entre los valores ya mencionados.

Tabla 3: Factores adimensionales de capacidad portante bajo la metodología ASD

ϕ	N_c	N_q	N_γ
31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22

Fuente: AASHTO (2002)

- Estabilidad global

Se realizó mediante el software Geo 5.

- Análisis pseudoestático externo

Para el cálculo del análisis pseudoestático externo en el muro de gravedad se recurrirá a las mismas fórmulas usadas para el análisis estático y solo se adicionará las fórmulas con condiciones sísmicas y fuerza inercial.

- Coeficiente de presión activa de tierra con Mononobe – Okabe

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \theta_{MO} - \theta)^2}{\cos(\theta_{MO}) \cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta + \theta_{MO})} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \theta_{MO}) \cos(\beta - \theta)}} \right]^{-2} \quad (27)$$

$$\theta_{MO} = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) \quad (28)$$

Donde

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

θ_{MO} : Ángulo de Mononobe - Okabe

θ : Ángulo de inclinación del muro

δ : Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

β : Ángulo de inclinación del talud

- Presión activa de tierra con efecto sísmico Mononobe – Okabe

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - K_v) K_{AE} e \quad (29)$$

Donde

K_v : Coeficiente de aceleración vertical

K_{AE} : Coeficiente de presión activa con efecto sísmico

- Fuerza inercial del muro de gravedad

$$PIR: (\Sigma DC)(K_h) \quad (30)$$

Donde

DC: Cargas muertas

K_h : Coeficiente de aceleración horizontal

5.1.2 Muro mecánicamente estabilizado

En el diseño del muro mecánicamente estabilizado la norma AASTHO Standard hace mención a otra norma Mechanically Stabilized Earth Wall and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines FHWA – SA – 96 – 071 para el respectivo diseño del muro donde se determina los pasos generales para prevenir las fallas internas y externas. Dentro de los pasos secuenciales se definen la geometría, las sobrecargas por tráfico, las cargas vivas y las cargas muertas. Ver Figura 13.

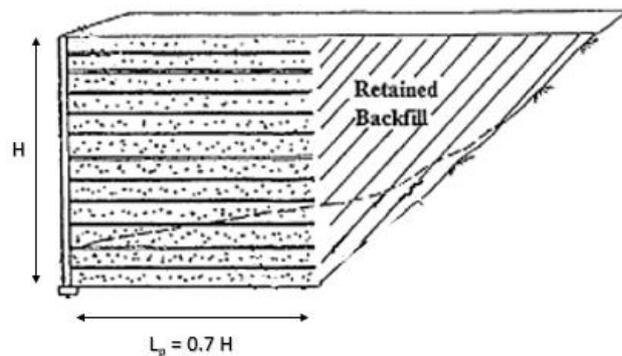


Figura 13: Predimensionamiento del muro mecánicamente estabilizado
Fuente: FHWA (1997)

- Análisis estático externo
 - Presión y coeficiente terrestre

$$P_{LS}: qHK_a \quad (31)$$

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a \quad (32)$$

Donde

q : Carga uniforme distribuida por tráfico

K_a : Coeficiente de tierra activa

γ_1 : Peso específico del relleno retenido

H : Altura total del muro mecánicamente estabilizado

Dentro de las presiones terrestres se calcula el coeficiente de presión de tierra activa (K_a). Para muros verticales con talud horizontal se calcula como:

$$K_a: \left[\tan\left(45 - \frac{\phi_r}{2}\right) \right]^2 \quad (33)$$

Donde

ϕ_r : Ángulo de fricción del suelo reforzado

Además del cálculo realizado es necesario precisar que para elementos de revestimiento relativamente gruesos (por ejemplo, bloque de revestimiento de hormigón segmentados) puede ser conveniente incluir las dimensiones y el peso del propio revestimiento en los cálculos de deslizamiento y vuelco, en otras palabras, utilizar “B” en lugar de “L”.

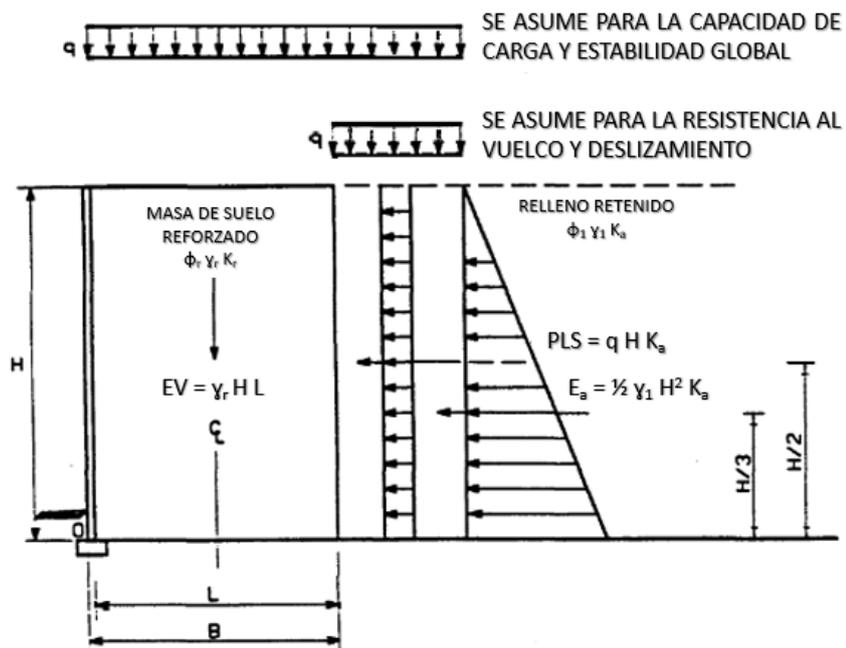


Figura 14: Análisis de la estabilidad externa con sobrecarga de tráfico
 Fuente: FHWA (1997)

- Estabilidad por deslizamiento

$$FS_D: \frac{\Sigma \text{Fuerzas Resistentes}}{\Sigma \text{Fuerzas Actuantes}}: \frac{EV\mu}{P_{LS} + E_a} \quad (34)$$

Donde

μ : Mínimo valor ($\tan\phi_l$, $\tan\phi_r$ o para refuerzos continuos $\tan\rho$)

No se consideran sobrecargas de tráfico

- Estabilidad por volcamiento

$$FS_V: \frac{\Sigma \text{Momentos Resistentes } (M_r)}{\Sigma \text{Momentos de Vuelco } (M_a)}: \frac{EV\left(\frac{L}{2}\right)}{P_{LS}\left(\frac{H}{2}\right) + E_a\left(\frac{H}{3}\right)} \quad (35)$$

No se consideran sobrecargas de tráfico

- Estabilidad por capacidad portante

Existen dos modos de falla de la capacidad portante, falla por cortante general y falla por cortante local. Donde la falla por cortante local se caracteriza por un ‘‘aplastamiento’’ del suelo de cimentación cuando existen suelos blandos o sueltos debajo del muro de contención. Por otro lado, el cortante general requiere de la tensión vertical en la base calculada con la distribución del Método Meyerhof.

$$\sigma_v \leq q_a: \frac{q_{\acute{u}lt}}{FS} \quad (36)$$

Para el cculo por capacidad portante se consideran las cargas vivas, es decir las sobrecargas por tráfico.

Excentricidad

$$e: \frac{P_{LS}\left(\frac{H}{2}\right) + E_a\left(\frac{H}{3}\right)}{EV + qL} \quad (37)$$

Tensión vertical

$$\sigma_v = \frac{EV + qL}{L - 2e} \quad (38)$$

Capacidad de carga última

$$q_{\text{últ}} = c_2 N_c + 0.5 B \gamma_2 N_\gamma + \gamma_2 D_2 N_q \quad (39)$$

Donde

c_2 : Cohesión del suelo de fundación

γ_2 : Peso unitario del suelo de fundación

N_c, N_γ, N_q : Factores adimensionales (ver Tabla 3)

D_2 : Profundidad de cimentación

Se asume que el muro está a nivel del suelo de fundación. Ver Figura 15

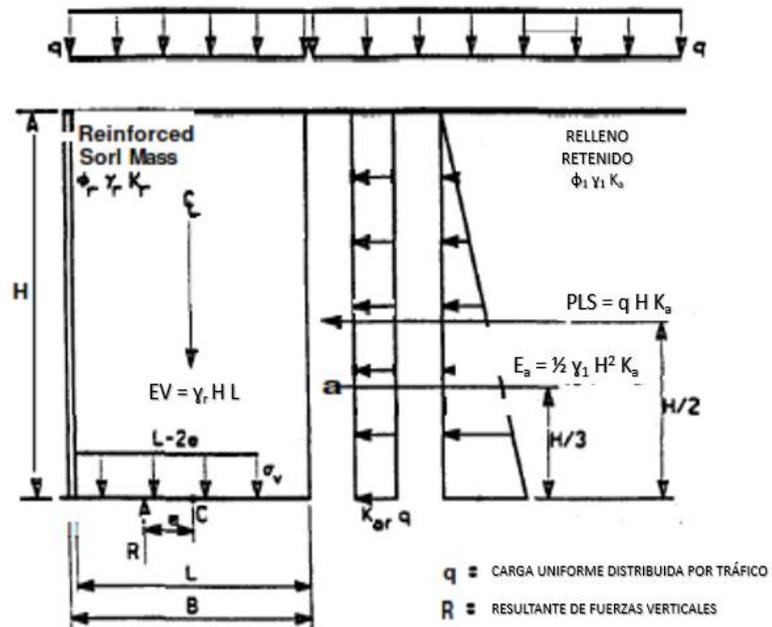


Figura 15: Cálculo de la tensión vertical para el cálculo de la capacidad portante
Fuente: AASHTO (2002)

- Estabilidad global

Se realizó mediante el software Geo 5.

- Análisis pseudoestático externo

Durante un sismo, el relleno retenido ejerce una presión lateral dinámica E_{AE} en el muro mecánicamente estabilizado, además de la presión lateral estática E_a .

Por otro lado, el análisis pseudoestático tomará en cuenta la fuerza inercial horizontal $PIR = MAm$, donde M es la masa de la parte activa de la sección del muro mecánicamente estabilizado asumiendo como base un valor igual a $0.5H$ y A_m es la aceleración horizontal máxima. Ver Figura 16.

$$PIR: 0.5A_m\gamma_1H^2 \quad (40)$$

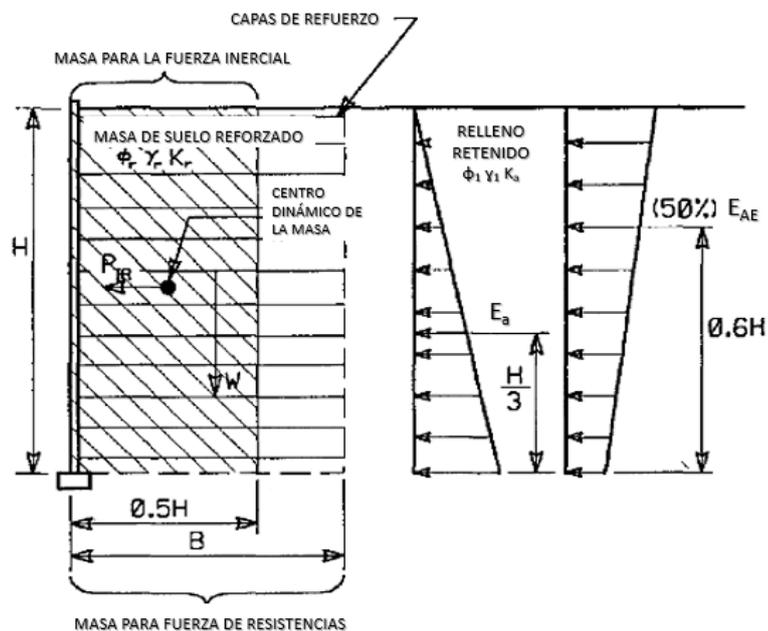


Figura 16: Fuerza inercial del muro mecánicamente estabilizado
Fuente: FHWA (1997)

La fuerza E_{AE} se puede obtener con el análisis pseudoestático de Mononobe – Okabe, ver ecuación (27), (28) y (29).

- Análisis estático interno

- Superficie de deslizamiento crítica

En el muro mecánicamente estabilizado la superficie de deslizamiento más crítica coincide con la línea de fuerzas de tracción máxima ($T_{máx}$) en cada refuerzo. Según su tipo de refuerzo. Ver Figuras 17 y 18.

Refuerzos inextensibles

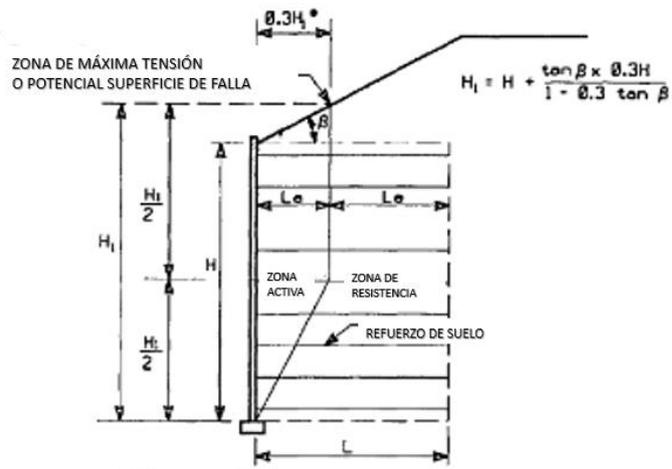


Figura 17: Ubicación de la superficie de falla para refuerzos inextensibles
Fuente: FHWA (1997)

Refuerzo extensible

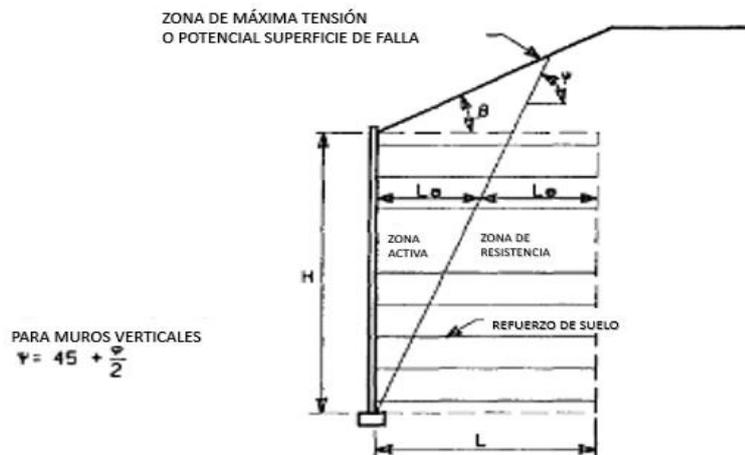


Figura 18: Ubicación de la superficie de falla para refuerzos extensibles
Fuente: FHWA (1997)

- Fuerza de tracción máxima en las capas de refuerzo

Dentro de los estudios de investigación, se ha indicado que la fuerza máxima de tracción está muy relacionada al tipo de refuerzo en la masa del muro mecánicamente estabilizado que a su vez está en función a la extensibilidad y la densidad del refuerzo. En cuanto a la relación entre el tipo de refuerzo y la tensión de sobrecarga se muestra la siguiente Figura 19.

Donde la relación K/K_a para refuerzos inextensibles disminuye desde la parte superior del muro a un valor constante de 6m.

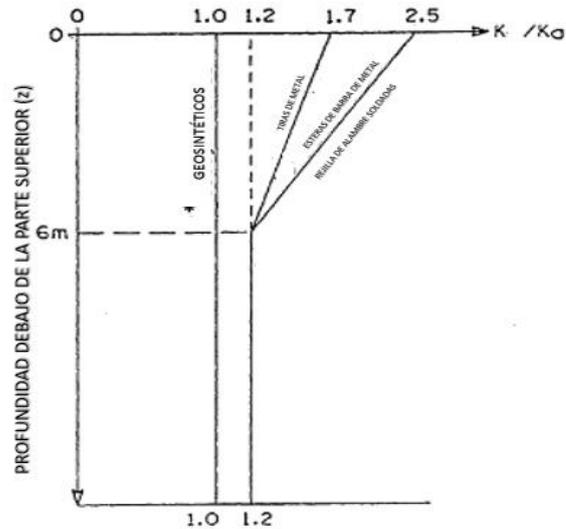


Figura 19: Variación de la relación de esfuerzos con la profundidad
Fuente: FHWA (1997)

- Tensiones verticales y horizontales

$$\sigma_v: \gamma_r z + q + \Delta\sigma_v \quad (41)$$

$$\sigma_h: \sigma_v K_r + \Delta\sigma_h \quad (42)$$

Donde

z : Profundidad debajo de la parte superior del muro

$\Delta\sigma_v$: Incremento de la tensión vertical

$\Delta\sigma_h$: Incremento de la tensión horizontal

- Tensión máxima en cada capa de refuerzo

$$T_{m\acute{a}x}: \sigma_h S_v \quad (43)$$

Donde

σ_h : Tensión horizontal

S_v : Espaciamiento entre paramentos de bloques segmentados

- Resistencia del refuerzo a la tracción

$$T_{adm} \geq \frac{T_{m\acute{a}x}}{R_c} \quad (44)$$

Refuerzos de acero

$$T_{m\acute{a}x} \leq \frac{FS A_c F_y R_c}{b} \quad (45)$$

Refuerzos de geosintéticos

$$T_{m\acute{a}x} \leq \frac{T_{\acute{u}lt} R_c}{FS FR_{DI} RF_{CR} RF_D} \quad (46)$$

- Resistencia al arrancamiento o Pullout

$$T_{m\acute{a}x}: \frac{1}{FS_{PO}} F^* \gamma z L_o C R_c \alpha \quad (47)$$

Donde

FS_{PO} : Factor de seguridad contra el arrancamiento o Pullout

$T_{m\acute{a}x}$: Maxima tensi3n de refuerzo

C : 2 (para fajas, laminas y mallas)

α : Factor de correcci3n por escala

F^* : Factor de resistencia a la extracci3n

R_c : Radio de cobertura

$$L_e \geq \frac{1.5 T_{m\acute{a}x}}{F^* \gamma z L_o C R_c \alpha} \geq 1.00 \text{ m} \quad (48)$$

- Longitud total de refuerzo

$$L_p: L_e + L_a \quad (49)$$

Donde L_a para refuerzos extensibles es:

$$L_a: (H - z) \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (50)$$

Según la norma FHWA (1997) si no se llegan a cumplir el criterio para todas las capas de refuerzo, se debe aumentar la longitud de ésta y/o reforzar con una mayor resistencia al arrastre.

- Análisis pseudoestático interno

Dentro del análisis pseudoestático se considerarán las cargas sísmicas que a su vez produce una fuerza inercial PI (ver Figura 20) que actúa horizontalmente, esta fuerza inercial aportará incrementos dinámicos a las fuerzas de tracción máxima en los refuerzos.

$$PI: A_m W_a \tag{51}$$

Donde

A_m : Coeficiente de aceleración máxima

W_a : Peso de la zona activa

- Peso de la zona activa con refuerzos extensibles

$$W_a: 0.5 H^2 \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_r}{2}\right) \gamma_r \tag{52}$$

- Peso de la zona activa con refuerzos inextensibles

$$W_a: (0.15 H^2 + 0.075 H^2) \gamma_r \tag{53}$$

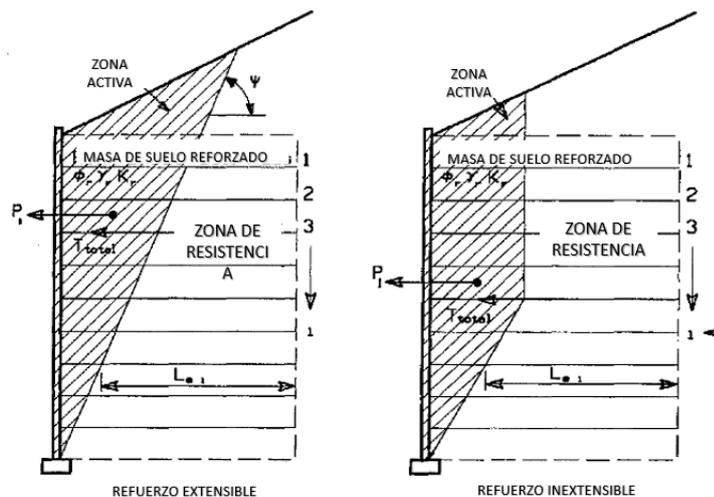


Figura 20: Estabilidad interna para muros mecánicamente estabilizados
Fuente: AASHTO (1997)

- Tensión máxima

$$T_{\text{máx}}: S_v \sigma_h \quad (54)$$

Donde

S_v : Espaciamiento entre paramentos de bloques segmentados

σ_h : Tensiones horizontales

- Incremente dinámico producido por la fuerza inercial

$$T_{\text{md}}: P_1 \left(\frac{L_{ei}}{\sum_{i:1}^n L_{ei}} \right) \quad (55)$$

- Fuerza de tracción máxima

$$T_{\text{total}}: T_{\text{máx}} + T_{\text{md}} \quad (56)$$

- Rotura de refuerzos

El análisis por rotura de refuerzo y Pullout deben ser diseñados con factores de seguridad sísmica con el 75% de los factores de seguridad estáticos mínimos permitidos.

Refuerzos de acero

$$T_{\text{total}} < \frac{T_a}{0.75} \quad (57)$$

Refuerzo de geosintéticos

Para la rotura del refuerzo de geosintéticos es necesario diseñarse para resistir los componentes estáticos y dinámicos de la carga.

Para el componente estático:

$$T_{\text{máx}} \leq \frac{S_{rs} R_c}{0.75 R_{FD} R_{FDI} R_{FCR} FS} \quad (58)$$

Para el componente dinámico:

$$T_{md} \leq \frac{S_{rt} R_c}{0.75 R_{FD} R_{FDI} FS} \quad (59)$$

- Resistencia máxima última

$$T_{\text{últ}}: S_{rs} + S_{rt} \quad (60)$$

- Factor de seguridad por arrancamiento o Pullout

Para todos los refuerzos, el coeficiente de fricción F^* tendrá una reducción del 80% al valor estático.

$$FS_{PO} \leq \frac{(0.8 F^*) \gamma_z L_e C R_c \alpha}{0.75 T_{total}} \quad (61)$$

5.2 Metodología de diseño Load and Resistance Factor Design (LRFD)

5.2.1 Condiciones generales

- Cargas permanentes y transitorias

AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017), está enfocada en el diseño de puentes por ende tiene muchas cargas no aplicables a muros, por ello se presenta los factores de carga aplicados a muros de contención, en la Tabla 4.

Tabla 4: Cargas permanentes y transitorias bajo la metodología LRFD

CARGAS PERMANENTES	CARGAS TRANSITORIAS
DC: Carga muerta	EQ: Carga por sismo
EH: Empuje horizontal del terreno	LS: Sobrecarga viva
ES: Sobrecarga del terreno	
EV: Empuje vertical del terreno	

Fuente: AASHTO (2017)

- Estados límites

AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017), especifican once estados límites, aplicados a puentes, muros de contención y otras estructuras, por esta razón solo se describe a continuación los empleados en el muro de gravedad.

- Resistencia 1
Se utiliza para una combinación de carga básica
- Evento extremo 1
Se utiliza para una combinación de carga incluyendo el sismo
- Servicio 1
Se utiliza dado que es necesario tener una combinación de todas las cargas aplicada en el muro de contención

En las Tablas 5 y 6, se presenta un esquema general presentando los once estados límites junto con las combinaciones de carga, de acuerdo al cálculo de la estructura a diseñar se escogerá los valores adecuados para el muro de contención.

Tabla 5: Combinaciones de carga por cada estado límite bajo la metodología LRFD sección 1

COMBINACIÓN DE CARGAS	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU						
	DD	IM											
ESTADOS LÍMITES	DW	CE	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20						
	EH	BR											
	EV	PL											
	ES	LS											
	EL												
	PS												
	CR												
	SH												
	Resistencia I	γ_p						1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20
	Resistencia II	γ_p						1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20
	Resistencia III	γ_p						-	1.00	1.00	-	1.00	0.50/1.20
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20						
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20						
Evento extremo I	1.00	γ_{EO}	1.00	-	-	1.00	-						
Evento extremo II	1.00	0.50	1.00	-	-	1.00	-						
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20						
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20						
Servicio III	1.00	γ_{LL}	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20						
Servicio IV	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00	1.00/1.20						
Fatiga I - solamente LL, IM y CE	-	1.75	-	-	-	-	-						
Fatiga II - solamente LL, IM y CE	-	0.80	-	-	-	-	-						

Fuente: AASHTO (2017)

Tabla 6: Combinaciones de carga por cada estado límite bajo la metodología LRFD sección 2

COMBINACIÓN DE CARGAS	TG	SE	UTILICE UNO DE ESTOS A LA VEZ				
			EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-	-
Evento extremo I	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento extremo II	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	Y _{TG}	Y _{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	-	1.00	-	-	-	-	-
Fatiga I - solamente LL, IM y CE	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II - solamente LL, IM y CE	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO (2017)

5.2.2 Muro de gravedad

Para el diseño de los muros de gravedad, se tiene en cuenta un predimensionamiento para esto se requiere el uso de las fórmulas del libro de Das (2015). Ver Figura 21.

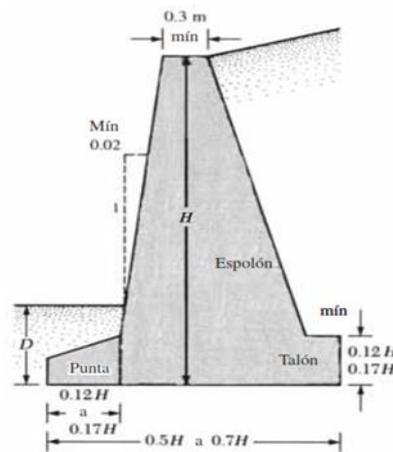


Figura 21: Predimensionamiento del muro de gravedad

Fuente: Das (2015)

- Análisis estático externo
 - Coeficiente de presión de tierras

Existen dos métodos Rankine y Coulomb, para muros de gravedad se utiliza el método de Coulomb por tener en cuenta el ángulo de fricción entre el muro y el suelo. Se utilizan las fórmulas de Das (2015).

$$K_a: \frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \quad (62)$$

Donde

K_a : Coeficiente activo de Coulomb

ϕ : Ángulo de fricción del terreno

θ : Ángulo de inclinación del terreno

α : Ángulo de inclinación del suelo encima del muro

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

- Presión de tierra

La norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed. 2017, recomienda no considerar el empuje pasivo dado que con el paso del tiempo puede desaparecer a consecuencia de la degradación o el no mantenimiento del muro. Para el cálculo se utilizó las fórmulas del libro de Das (2015).

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a e \quad (63)$$

Donde

E_a : Empuje activo de Coulomb

γ : Peso específico del suelo

H : Altura del muro

K_a : Coeficiente activo de Coulomb

e : Espesor del muro

- Sobrecarga vehicular

Según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017), toma una altura equivalente a 2 ft que es igual a 0.6 m. Ver en la Tabla 7.

Tabla 7: Alturas equivalentes bajo la metodología LRFD

ALTURA DEL MURO DE RETENCIÓN (ft)	heq (ft)	
	0 ft	1 ft
5	5	2
10	3.5	2
≥ 20	2	2

Fuente: AASHTO (2017)

Se utilizan las siguientes fórmulas:

$$q: h_{eq} \gamma \quad (64)$$

$$LS: q l e \quad (65)$$

$$P_{LS}: H q K_a e \quad (66)$$

Donde

q : Carga distribuida

h_{eq} : Altura equivalente

γ : Peso específico del suelo

LS : Carga puntual S/C

L : Longitud distribuida de la sobrecarga

P_{LS} : Presión de tierras por sobrecarga

H : Altura del muro

K_a : Coeficiente activo de Coulomb

e : Espesor del muro

$$DC: A_r \gamma_{cc} e \quad (67)$$

Donde

A_r : Área de cada sector del muro

γ_{cc} : Peso específico del concreto

e : Espesor del muro

- Cálculo de las fuerzas y momentos
Teniendo en cuenta todas las fuerzas, se procede a establecer las fuerzas con momentos estabilizadores y desestabilizadores en tablas, es de suma importancia asignarle el tipo de carga. (EV, DC, LS, EH).
- Factores y combinaciones de carga
Para el diseño del muro de gravedad se tiene en cuenta los estados límite: resistencia 1 y servicio, estos se multiplican por cada una de las fuerzas con momentos estabilizadores y desestabilizadores. Ver Tabla 8.

Tabla 8: Factores y combinaciones de carga análisis estático bajo la metodología LRFD

ESTADOS LÍMITES	DC	EV	LS	EH
Resistencia IA	0.90	1.00	1.75	1.50
Resistencia IB	1.25	1.35	1.75	1.50
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: AASHTO (2017)

Para un mejor entendimiento de la tabla se presentarán las aplicaciones típicas de los factores de carga en las Figuras 22, 23 y 24 las cuales son proporcionadas por la norma.

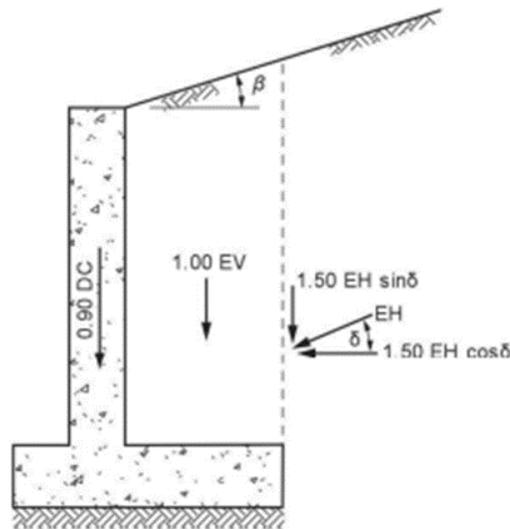


Figura 22: Aplicación típica de factores de carga por deslizamiento y excentricidad
Fuente: AASHTO (2017)

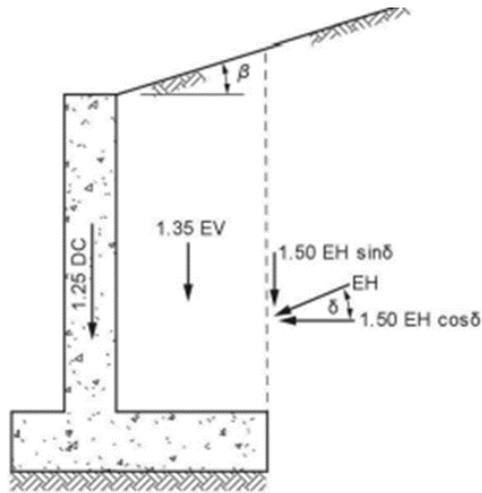


Figura 23: Aplicación típica de factores de carga por capacidad portante
Fuente: AASHTO (2017)

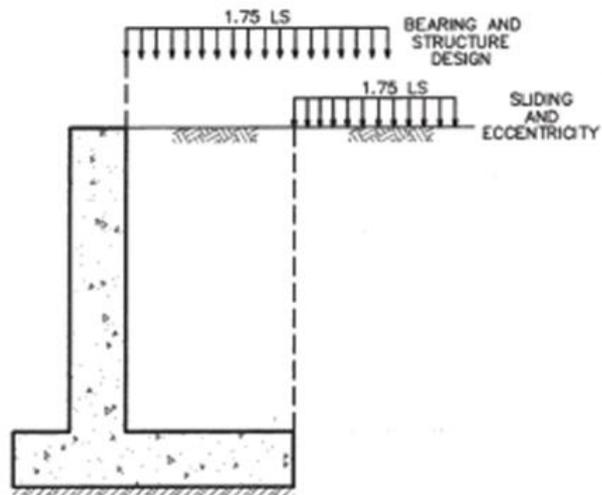


Figura 24: Aplicación típica de la sobrecarga
Fuente: AASHTO (2017)

- Revisión de la estabilidad

Se realiza por deslizamiento, volteo y capacidad portante para cada estado límite. Para esto es necesario conocer los factores de resistencia proporcionados por la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017). Ver Tabla 9.

Tabla 9: Factores de resistencia para la norma AASHTO bajo la metodología LRFD

TIPO DE ESTABILIDAD	CONDICIÓN	FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad portante		0.55
Deslizamiento		1.00
	Donde los parámetros geotécnicos están bien definidos, y la pendiente no soporta o contener un elemento estructural	0.75
Estabilidad global		
	Donde los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, o la pendiente contiene o soporta un elemento estructural	0.65

Fuente: AASHTO (2017)

Estabilidad por deslizamiento

Se utilizarán las siguientes fórmulas para la verificación al deslizamiento según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017).

$$R_R: \phi_T R_T \quad (68)$$

$$R_T: \Sigma F_v \tan(\phi_1) \quad (69)$$

ϕ_T : 1, se debe cumplir $RR > RT$

Donde

R_R : Resistencia factorada

ϕ_T : Factor de resistencia al deslizamiento

R_T : Resistencia nominal de corte entre el suelo y la fundación

ΣF_v : Sumatoria de fuerzas verticales

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

Para el cálculo del CDR se utiliza:

$$CDR_{sl} : \frac{\Sigma R_R}{\Sigma F_h} \quad (70)$$

Donde

R_R : Resistencia factorada

ΣF_h : Sumatoria de fuerzas horizontales

$CDR > 1$ sino se tiene que variar la geometría

Estabilidad por excentricidad

Se utilizarán las siguientes fórmulas para la verificación de excentricidad según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017).

$$X_o : \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_a}{\Sigma F_v} \quad (71)$$

$$e : \frac{B}{2} - X_o \quad (72)$$

$$e_{m\acute{a}x} : \frac{B}{4} \quad (73)$$

Debe cumplir $e < e_{m\acute{a}x}$

Donde

X_o : Localización de la resultante

ΣF_v : Sumatoria de fuerzas verticales

ΣM_a : Sumatoria de momentos desestabilizadores

ΣM_r : Sumatoria de momentos resistentes

B : Longitud de la base del muro

e : Excentricidad

Para el cálculo del CDR se utiliza:

$$CDR_{ov} : \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_a} \quad (74)$$

Donde

X_o : Localización de la resultante

ΣF_v : Sumatoria de fuerzas verticales

ΣM_a : Sumatoria de momentos desestabilizadores

ΣM_r : Sumatoria de momentos resistentes

$CDR > 1$ sino se tiene que variar la geometría

Estabilidad por capacidad portante

Se utilizarán las siguientes fórmulas para la verificación por capacidad portante según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017).

$$\sigma_v = \frac{\Sigma F_v}{B - 2e} \quad (75)$$

$$q_{\text{últ}} = c N_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma (B - 2e) N_\gamma \quad (76)$$

$$q_r = \phi q_{\text{últ}} \quad (77)$$

ϕ : 0.55, debe cumplir $\sigma_v < q_r$

Donde

ϕ : Factor de Resistencia por capacidad portante

σ_v : Esfuerzo vertical

ΣF_v : Sumatoria de fuerzas verticales

$q_{\text{últ}}$: Carga última del suelo

c : Cohesión del suelo de fundación

N_c : Factor de capacidad de carga

γ : Peso específico del suelo de fundación

D : Altura embebida

N_q : Factor de capacidad de carga

B : Base del muro

N_γ : Factor de capacidad de carga

e : Excentricidad

Para el cálculo del CDR se utiliza:

$$CDR_{br} = \frac{q_r}{\sigma_v} \quad (78)$$

Donde

q_r : Resistencia factorada de capacidad portante

σ_v : Esfuerzo vertical

$CDR > 1$ sino se tiene que variar la geometría

Verificación de máximos y mínimos

Según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017), para cada verificación se tiene en cuenta un análisis entre máximos y mínimos, consiste en tomar el máximo valores de las fuerzas o momentos desestabilizadores y los mínimos valores de las fuerzas o momentos estabilizadores de todos los estados límite y se realiza el cálculo para obtener bajo condiciones extremas los valores de los CDR.

- Análisis pseudoestático externo

Se le adiciona es estado límite Evento extremo I. Ver Tabla 10.

Tabla 10: Factores y combinaciones de carga pseudoestáticos bajo la metodología LRFD

ESTADOS LÍMITES	DC	EV	LS	EH
Resistencia IA	0.90	1.00	1.75	1.50
Resistencia IB	1.25	1.35	1.75	1.50
Evento extremo IA	1.00	1.00	1.00	1.00
Evento extremo IB	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio	1.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: AASHTO (2017)

- Mononobe – Okabe

Según Das (2011), las fórmulas de Mononobe Okabe:

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \theta_{MO} - \theta)^2}{\cos(\theta_{MO}) \cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta + \theta_{MO})} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \theta_{MO}) \cos(\beta - \theta)}} \right]^{-2} \quad (79)$$

$$\theta_{MO} = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) \quad (80)$$

Donde

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

θ_{MO} : Ángulo de Mononobe - Okabe

θ : Ángulo de inclinación del muro

δ : Ángulo de fricción entre el muro y el suelo

β : Ángulo de inclinación del talud

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - K_v) K_{AE} e \quad (81)$$

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_a \quad (82)$$

$$h = \frac{E_a \left(\frac{H}{3}\right) + \Delta E_{AE} (0.6H)}{E_{AE}} \quad (83)$$

Donde

E_{AE} : Empuje debido al sismo

γ_1 : Peso específico del suelo

H : Altura del muro

e : Espesor del muro

ΔE_{AE} : Diferencial del empuje por Mononobe Okabe y el empuje por Coulomb

h : Brazo de torque vertical de la fuerza de Mononobe – Okabe

- Fuerza inercial del muro de gravedad

$$\text{PIR: } K_h(\text{DC} + \text{EV}) \quad (84)$$

Donde

K_h : Componente de aceleración sísmica horizontal

DC : Cargas muertas

EV : Cargas de empuje vertical

5.2.3 Muro mecánicamente estabilizado

Se comienza con un predimensionamiento del muro, para esto se utilizó las tablas de la norma Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Report No. FHWA-NHI-10-024 que basan su enfoque en el LRFD. Ver Tablas 11 y 12.

Tabla 11: Longitud mínima típica de refuerzo bajo la metodología LRFD

CASO	RADIO MÍNIMO TÍPICO L/H
Sobrecarga con carga estática o tráfico	0.7
Sobrecarga de relleno inclinado	0.8
Carga sísmica	0.8 a 1.1

Fuente: FHWA (2009)

Tabla 12: Profundidad mínimas de empotramiento bajo la metodología LRFD

PENDIENTE DELANTE DE LA PARED	PROFUNDIDAD MÍNIMA DE EMPOTRAMIENTO
Todas las geometrías	0.61 m
Horizontal (muro)	H/20
Horizontal (pilares)	H/10
3H:1V	H/10
2H:1V	H/7
1.5H:1V	H/5

La profundidad mínima es el mayor de los valores aplicables enumerados.

Fuente: FHWA (2009)

- Análisis estático externo

- Coeficiente de presión de tierras

Das (2015) expone la existencia de los métodos Rankine y Coulomb para el muro mecánicamente estabilizado, el cual utiliza el método de Rankine debido a su paramento vertical, además se desprecia el ángulo de inclinación entre el muro y el suelo, ya que esto dará como resultados la igualdad de las fórmulas de Coulomb y Rankine.

$$K_a: \left[\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right]^2 \quad (85)$$

Donde

K_a : Coeficiente activo de Coulomb

ϕ : Ángulo de fricción del terreno

- Presiones de tierra

La norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed. 2017, recomienda no considerar el empuje pasivo dado que con el paso del tiempo puede desaparecer a consecuencia de la degradación o el no mantenimiento del muro. Para el cálculo se utilizó las fórmulas del libro de Das (2015).

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e \quad (86)$$

Donde

E_a : Empuje activo de Coulomb

γ : Peso específico del suelo

H : Altura del muro

K_a : Coeficiente activo de Rankine

e : Espesor del muro

- Sobrecarga vehicular

Según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017), toma una altura equivalente a 2 ft que es igual a 0.6 m. Ver Tabla 13.

Tabla 13: Altura equivalente bajo la metodología LRFD

ALTURA DEL MURO DE RETENCIÓN (ft)	heq (ft)	
	0 ft	1 ft
5	5	2
10	3.5	2
≥ 20	2	2

Fuente: AASHTO (2017)

Se utiliza las siguientes fórmulas:

$$q: h_{eq} \gamma \quad (87)$$

$$LS: q l e \quad (88)$$

$$P_{LS}: H q K_a \quad (89)$$

Donde

q : Carga distribuida

h_{eq} : Altura equivalente

γ : Peso específico del suelo

LS : Carga puntual S/C

l : Longitud distribuida de la sobrecarga

P_{LS} : Presión de tierras por sobrecarga

H : Altura del muro

K_a : Coeficiente activo de Rankine

e : Espesor del muro

- Cargas muertas

Se divide el muro de concreto en áreas, las cuales serán multiplicadas por su peso específico y espesor.

$$DC: H W_u \gamma_{cc} e \quad (90)$$

Donde

H : Altura del muro

Wu : Longitud del refuerzo

γ_{cc} : Peso específico del concreto

e : Espesor del muro

- Empujes verticales

Se divide la zona de tierras encima del muro en secciones geométricas conocidas y se multiplica por el peso específico del suelo y espesor del muro.

$$EV: H L_p \gamma_r e \quad (91)$$

Donde

H : Altura del muro

Lp: Longitud del refuerzo

γ_r : Peso específico del relleno

e : Espesor del muro

- Fuerzas y momentos

Teniendo en cuenta todas las fuerzas, se procede a establecer las fuerzas con momentos estabilizadores y desestabilizadores en tablas, es de suma importancia asignarle el tipo de carga (EV, DC, LS, EH).

- Factores y combinaciones de carga

Para el diseño del muro mecánicamente estabilizado se tiene en cuenta los estados límite: resistencia 1 y servicio, estos se multiplican por cada una de las fuerzas con momentos estabilizadores y desestabilizadores. Ver Tabla 14.

Tabla 14: Factores y combinaciones de carga análisis estático bajo la metodología LRFD

ESTADOS LÍMITES	EV	LS	EH	DC
Resistencia IA	1.00	1.75	0.90	0.90
Resistencia IB	1.35	1.75	1.50	1.25
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: AASHTO (2017)

Para un mejor entendimiento de la tabla se presentará las aplicaciones típicas de los factores de carga en las Figuras 25 y 26 las cuales son proporcionadas por la norma.

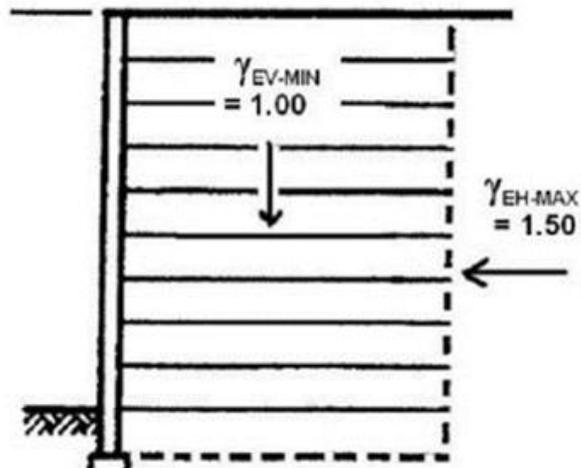


Figura 25: Factores de carga típicos para la estabilidad al deslizamiento y verificación por excentricidad

Fuente: FHWA (2009)

Factores de cargas típicos para estabilidad al deslizamiento y la verificación por excentricidad

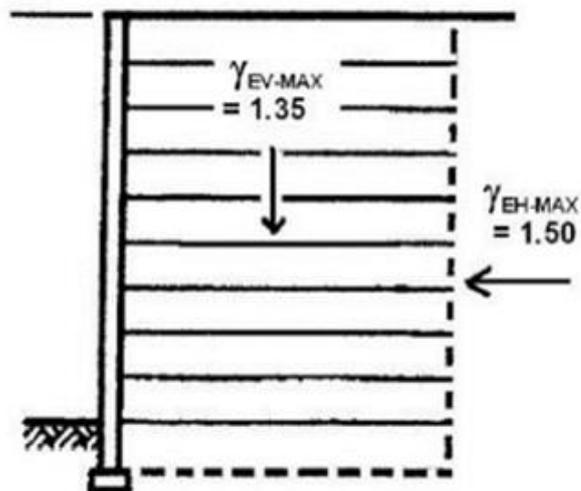


Figura 26: Factores de carga típicos para el cálculo de capacidad portante

Fuente: FHWA (2009)

- Revisión de estabilidad

Se realiza por deslizamiento, volteo y capacidad portante para cada estado límite. Para esto es necesario conocer los factores de resistencia proporcionados por la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017). Ver Tabla 15.

Tabla 15: Factores de resistencia para la norma AASHTO bajo la metodología LRFD

TIPO DE ESTABILIDAD	CONDICIÓN	FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad portante		0.65
Deslizamiento		1.00
Resistencia a la tensión	Estática	0.90
	Dinámica	1.20
Resistencia al arrancamiento	Estática	0.90
	Dinámica	1.20
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: FHWA (2009)

Estabilidad por deslizamiento

Se utilizarán las siguientes fórmulas para la verificación al deslizamiento según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017).

$$R_R: \phi_T R_T \quad (92)$$

$$R_T: \Sigma F_v \tan(\phi_1) \quad (93)$$

ϕ_T : 1, debe cumplir $R_R > R_T$

Donde

R_R : Resistencia factorada

ϕ_T : Factor de resistencia al deslizamiento

R_T : Resistencia nominal de corte entre el suelo y la fundación

ΣF_v : Sumatoria de fuerzas verticales

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

Para el cálculo del CDR se utiliza:

$$CDR_{sl}: \frac{\Sigma R_R}{\Sigma F_h} \quad (94)$$

Donde

R_R : Resistencia factorada

ΣF_h : Sumatoria de fuerzas horizontales

$CDR > 1$ sino se tiene que variar la geometría

Estabilidad por excentricidad

Se utilizarán las siguientes fórmulas para la verificación de excentricidad según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017).

$$X_o: \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_a}{\Sigma F_v} \quad (95)$$

$$e: \frac{B}{2} - X_o \quad (96)$$

$$e_{\text{máx}}: \frac{B}{4} \quad (97)$$

Debe cumplir $e < e_{\text{máx}}$

Donde

X_o : Localización de la resultante

ΣF_v : Sumatoria de fuerzas verticales

ΣM_a : Sumatoria de momentos desestabilizadores

ΣM_r : Sumatoria de momentos resistentes

B : Longitud de la base del muro

e : Excentricidad

Para el cálculo del CDR se utiliza:

$$CDR_{OV} = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_a} \quad (98)$$

Donde

X_o : Localización de la resultante

ΣF_v : Sumatoria de fuerzas verticales

ΣM_a : Sumatoria de momentos desestabilizadores

ΣM_r : Sumatoria de momentos resistentes

$CDR > 1$ sino se tiene que variar la geometría

Estabilidad por capacidad portante

Se utilizarán las siguientes fórmulas para la verificación por capacidad portante según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017).

$$\sigma_v = \frac{\Sigma F_v}{B - 2e} \quad (99)$$

$$q_{\text{últ}} = cN_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma (B - 2e) N_\gamma \quad (100)$$

$$q_r: \phi q_{\text{últ}} \quad (101)$$

ϕ : 0.65, debe cumplir $\sigma_v < q_r$

Donde

ϕ : Factor de resistencia por capacidad portante

σ_v : Esfuerzo vertical

$\sum F_v$: Sumatoria de fuerzas verticales

$q_{\text{últ}}$: Carga última del suelo

c : Cohesión del suelo de fundación

N_c : Factor de capacidad de carga

γ : Peso específico del suelo de fundación

D : Altura embebida

N_q : Factor de capacidad de carga

B : Base del muro

N_γ : Factor de capacidad de carga

e : Excentricidad

Para el cálculo del CDR se utiliza:

$$CDR_{br}: \frac{q_r}{\sigma_v} \quad (102)$$

Donde

q_r : Resistencia factorada de capacidad portante

σ_v : Esfuerzo vertical

$CDR > 1$ sino se tiene que variar la geometría

Verificación de máximos y mínimos

Según la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications (2017), para cada verificación se tiene en cuenta un análisis entre máximos y mínimos, consiste en tomar el máximo valores de las fuerzas o

momentos desestabilizadores y los mínimos valores de las fuerzas o momentos estabilizadores de todos los estados límite y se realiza el cálculo para obtener bajo condiciones extremas los valores de los CDR.

- Análisis pseudoestático externo

Se le adiciona es estado límite Evento extremo I. Ver Tabla 16.

Tabla 16: Factores y combinaciones de carga – análisis pseudoestático bajo la metodología LRFD

ESTADOS LÍMITES	EV	LS	EH	DC
Resistencia IA	1.00	1.75	0.90	0.90
Resistencia IB	1.35	1.75	1.50	1.25
Evento extremo IA	1.00	1.00	1.50	1.00
Evento extremo IB	1.35	1.00	1.50	1.00
Servicio	1.00	1.00	1.50	1.00

Fuente: FHWA (2009)

- Mononobe – Okabe
Ver ecuaciones (79) Y (80).

- Fuerza inercial

$$PIR: 0.5 K_h W \quad (103)$$

Donde

K_h : Componente de aceleración sísmica horizontal

W : Peso del muro

- Análisis estático interno

- Ángulo de la superficie de deslizamiento crítico
Para refuerzo extensible. Ver Figura 27.

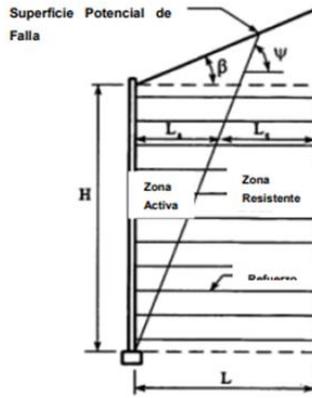


Figura 27: Superficie potencial de falla
Fuente: FHWA (2009)

$$\psi: 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (104)$$

Donde

Ψ : Ángulo de superficie de deslizamiento crítico

ϕ : Ángulo de fricción

- Fuerzas de tracción máxima en las capas de refuerzo

Para refuerzos con geosintético el cociente de los esfuerzos laterales es 1. Ver Figura 28.

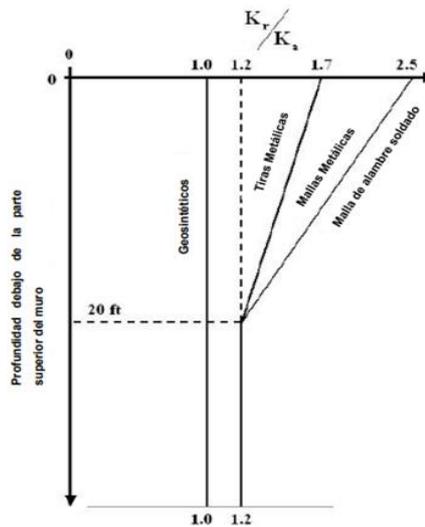


Figura 28: Variación de la relación de coeficiente de esfuerzos laterales
Fuente: FHWA (2009)

$$\frac{K_r}{K_a} : 1 \quad (105)$$

Donde

ϕ : Ángulo de fricción

K_r : Coeficiente lateral de presión de tierras

K_a : Coeficiente activo de Rankine

- Separación vertical de los refuerzos del suelo reforzado

El paramento es de bloque de concreto segmentados con las siguientes dimensiones. Ver Figura 29.

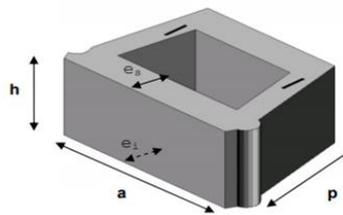


Figura 29: Dimensiones del bloque segmentado

Fuente: Macaferri (s.f.)

Donde

a : 0.40 m

p : 0.30 m

h : 0.20 m

La elección de la separación vertical debe estar acorde a la altura del muro y de los bloques.

- Fuerza de tracción factorizadas en cada nivel de refuerzo

$$\sigma_h : K_r [\gamma (z + h_{eq}) \gamma_{EV \text{ MÁX}}] \quad (106)$$

$$T_{\text{máx}} : \sigma_h S_v \quad (107)$$

Donde

K_r : Coeficiente lateral de presión de tierras

γ : Peso específico del suelo

- z : Distancia de la parte superior del muro a cada capa de refuerzo
- h_{eq} : Altura equivalente
- $\gamma_{EV-MÁX}$: Factor de carga (1.35)
- $T_{máx}$: Tensión máxima
- σ_h : Esfuerzo horizontal
- S_v : Separación vertical

- Resistencia a la tensión admisible

Según la normativa esta resistencia depende de las propiedades de los geosintéticos. Ver Figura 30.

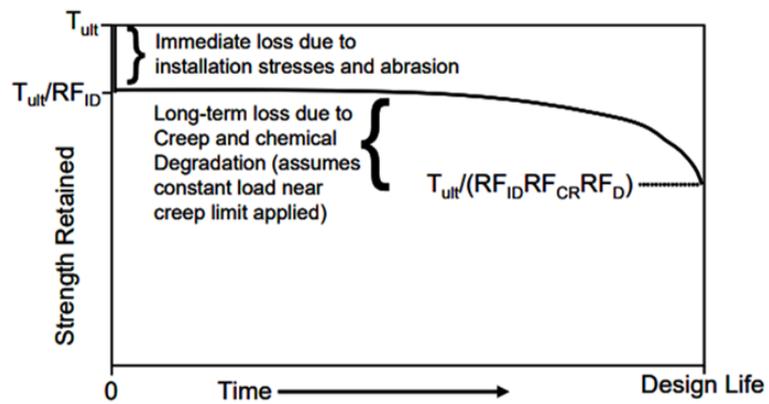


Figura 30: Propiedad de resistencia de reforzamiento con geosintético
Fuente: FHWA (2009)

$$T_{al} : \frac{T_{\acute{u}lt}}{RF} : \frac{T_{\acute{u}lt}}{RF_{ID}RF_{CR}RF_D} \quad (108)$$

Donde

$T_{\acute{u}lt}$: Resistencia última a la tensión

RF : Factor de reducción

RF_{ID} : Factor de instalación por daños de instalación

RF_{CR} : Factor de reducción por fluencia

RF_D : Factor de reducción por durabilidad

- Resistencia del refuerzo a la tracción factorizada

$$T_r: \phi T_{al} \quad (109)$$

Donde

ϕ : Factor de resistencia al deslizamiento (0.9)

T_{al} : Resistencia a la tensión admisible

- CDR por deslizamiento

Debe cumplir que el CDR > 1

$$CDR: \frac{T_r}{T_{m\acute{a}x}} \quad (110)$$

- Longitud efectiva

$$L_e \geq \frac{T_{m\acute{a}x}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c} \geq 1 \text{ m} \quad (111)$$

Donde

L_e : Longitud del refuerzo en la zona resistente

ϕ : Factor de resistencia al arrancamiento (0.9)

F^* : Factor de resistencia de Pullout

α : Factor de corrección de escala

σ_v : Esfuerzo vertical

C : Coeficiente depende del tipo de reforzamiento (2)

R_c : Radio de cobertura

- Longitud del refuerzo total

$$L: L_a + L_e \quad (112)$$

$$L_a: (H - z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (113)$$

Donde

L : Longitud total

L_a : Longitud del refuerzo en la zona activa

L_e : Longitud del refuerzo en la zona resistente

H : Altura del muro

z : Distancia medida de la parte superior del muro a cada capa de refuerzo

ϕ : Ángulo de fricción

- CDR por Pullout

$$\text{CDR: } \frac{L_e}{L_{e \text{ REQUERIDO}}} \quad (114)$$

Debe cumplir que el $\text{CDR} > 1$

Donde

L_e : Longitud del refuerzo en la zona resistente

$L_{e \text{ REQUERIDO}}$: Es la restricción de la longitud efectiva

- Análisis pseudoestático interno

- Fuerza inercial dinámica

$$T_{md} : \frac{\text{PIR}}{n} \quad (115)$$

Donde

PIR : Fuerza inercial del muro

n : Número de capas de refuerzo de la zona afectada

- Fuerza total aplicada al refuerzo

$$T_{\text{total}} : T_{\text{máx}} + T_{md} \quad (116)$$

Donde

$T_{\text{máx}}$: Tensión máxima

T_{md} : Fuerza inercial en la capa

- Resistencia del refuerzo a la tracción factorizada

$$T_r: \phi T_{al} \quad (117)$$

Donde

ϕ : Factor de resistencia al deslizamiento (0.85)

T_{al} : Resistencia a la tensión admisibles

- CDR por deslizamiento

$$CDR: \frac{T_{total}}{T_{m\acute{a}x}} \quad (118)$$

Debe cumplir que es $CDR > 1$

Donde

T_{total} : Fuerza total aplicada

$T_{m\acute{a}x}$: Tensión máxima

- Longitud efectiva

$$L_e \geq \frac{T_{total}}{\phi \cdot 0.8 \cdot F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v \cdot C \cdot R_c} \quad (119)$$

Donde

L_e : Longitud del refuerzo en la zona resistente

ϕ : Factor de resistencia al arrancamiento (1.2)

F^* : Factor de resistencia de Pullout

α : Factor de corrección de escala

σ_v : Esfuerzo vertical

c : Coeficiente depende del tipo de reforzamiento (2)

R_c : Radio de cobertura

- CDR de Pullout

$$CDR: \frac{L_e}{L_e \text{ REQUERIDO}} \quad (120)$$

Debe cumplir que el $CDR > 1$

Donde

L_e : Longitud del refuerzo en la zona resistente

$L_{e \text{ REQUERIDO}}$: Es la restricción de la longitud efectiva

- Estabilidad global

Este tipo de análisis se puede realizar mediante métodos clásicos de estabilidad de taludes con la ayuda de programas como por ejemplo Slide, Geo 5, entre otros. Estos programas utilizan los métodos, en el caso del programa GEO 5 uno puede verificar la estabilidad global por el método de Spencer, Bishop, Janbu, Fellenius, entre otros.

CAPÍTULO VI: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

6.1 Ubicación de la zona de estudio

La carretera Huánuco -Conococha. Sector: Huánuco-La Unión Huallanca, ubicada entre las progresivas Km:0+000 -150+421, se encuentra localizada en la región Huánuco, localidad de Huallanca. El presente trabajo de investigación estudiará el tramo 1: KM 28+440 – KM 28+480. Ver Figuras 31 y 32.

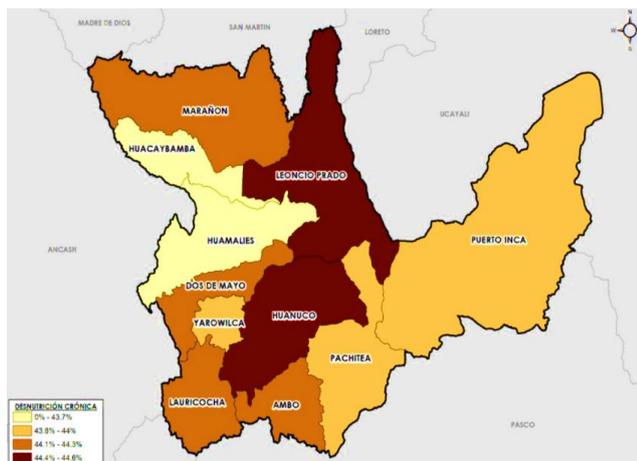


Figura 31: Ubicación geográfica de Huánuco
Fuente: INEI (2009)

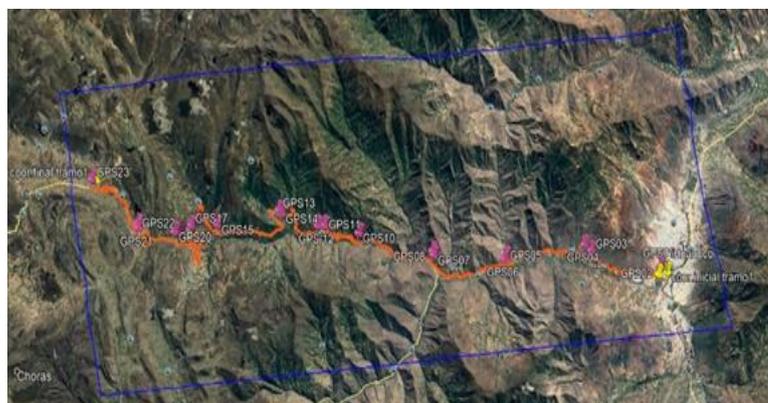


Figura 32: Ubicación del tramo 1 de la carretera Huánuco – Conococha
Fuente: Google Earth

6.2 Topografía

La carretera Huánuco-Conococha. Tramo 1: está entre el puente Tingo (00+000) y el centro poblado Punto Unión (52+920), en el cual se encuentra distintos puntos GPS, que mediante levantamiento topográfico permitieron identificar la zona de estudio del KM 28+440 – KM 28+480, según el expediente Técnico publicado por el

Ministerio de Transporte y Comunicaciones a través del portal web de Provias Nacional.

6.3 Tipo de suelo

Según el expediente técnico publicados en el portal web del MTC el tipo de suelo identificado a través del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) son:

MH: Limo inorgánico de alta plasticidad, limo elástico

ML: Limo inorgánico

Es necesario precisar que dentro de los cálculos realizados para la presente investigación se tuvo en cuenta la variación de parámetros geotécnicos observados en el expediente técnico.

6.4 Sismicidad

Dentro de la norma E030 se especifican las aceleraciones máximas asignadas a cada zona como un factor Z. Ver Tabla 17.

Para la siguiente zona de investigación

Región : Huánuco

Provincia : Dos de mayo

Distrito : La Unión

Zona sísmica: 3

Tabla 17: Factores de zonas

FACTORES DE ZONA "Z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Normas E030 Diseño sismorresistentes

6.5 Nivel freático

Según el expediente técnico no se encontró nivel freático existente en la zona de estudio por esa razón no se consideró en los cálculos realizados para esta tesis.

6.6 Condiciones del proyecto

En la siguiente tabla se puede apreciar los valores geotécnicos de la zona de estudio, que se utilizará para los cálculos en los diseños de los muros de suelo reforzado y muro de gravedad. Ver Tabla 18.

Tabla 18: Datos geotécnicos del suelo

SUELO RETENIDO	Peso unitario (γ_1)	17.27	KN/m ³
	Ángulo de fricción (ϕ_1)	31.80	°
	Cohesión (c_1)	0.00	KN/m ²
SUELO DE FUNDACIÓN	Peso unitario (γ_2)	17.27	KN/m ³
	Ángulo de fricción (ϕ_2)	31.80	°
	Cohesión (c_2)	0.00	KN/m ²
SUELO REFORZADO	Peso unitario (γ_r)	17.27	KN/m ³
	Ángulo de fricción (ϕ_r)	31.80	°
	Cohesión (c_r)	0.00	KN/m ²

Fuente: Ministerio de transportes y comunicaciones

6.7 Procedimiento de cálculos bajo la metodología ASD

6.7.1 Muro de gravedad

- Análisis estático externo
 - Cálculo de los coeficientes de presión activa por Rankine y Coulomb (K_a)

Tabla 19: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa

θ	18.43°	Ángulo de inclinación del terreno
ϕ	31.80°	Ángulo de fricción del terreno
δ	21.20°	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo ($2/3 \phi$)
β	0.00°	Inclinación del talud

Fuente: Elaboración propia

Teoría de Rankine

$$K_a : \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_a: 0.310$$

Teoría de Coulomb

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

$$K_a: 0.441$$

- Cálculo de presión de tierra activa de Coulomb (E_a)

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e$$

$$E_a: 308.73 \text{ KN}$$

Descomponiendo:

$$E_{ah}: E_a \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{ah}: 237.76 \text{ KN}$$

$$E_{av}: E_a \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{av}: 196.94 \text{ KN}$$

- Cálculo de la sobrecarga de tráfico vehicular (P_{LS})

Hallando q:

$$q: h_{eq} \gamma_1$$

$$q: 10.53 \text{ KN/m}^2$$

Hallando fuerza de sobrecarga (LS)

$$LS: q (B_3 + B_4) e$$

$$LS: 52.64 \text{ KN}$$

$$P_{LS}: H q K_a$$

$$P_{LS}: 41.82 \text{ KN}$$

Descomponiendo:

$$P_{LSV}: P_{LS} \sin(\delta + \theta)$$

$$P_{LSV}: 26.68 \text{ KN}$$

$$P_{LSH}: P_{LS} \cos(\delta + \theta)$$

$$P_{LSH}: 32.21 \text{ KN}$$

- Cálculo de las cargas muertas de componentes estructurales (DC)

$$DC_1: \frac{1}{2} H_1 B_2 e \gamma_{cc}$$

$$DC_1: 72.00 \text{ KN}$$

$$DC_2: H_1 B_o e \gamma_{cc}$$

$$DC_2: 129.60 \text{ KN}$$

$$DC_3: \frac{1}{2} H_1 B_3 e \gamma_{cc}$$

$$DC_3: 72.00 \text{ KN}$$

$$DC_4: H_2 B e \gamma_{cc}$$

$$DC_4: 604.80 \text{ KN}$$

- Cálculo de la presión vertical (EV)

$$EV_1: \frac{1}{2} B_3 H_1 \gamma_1 e$$

$$EV_1: 103.62 \text{ KN}$$

$$EV_2: B_4 H_1 \gamma_1 e$$

$$EV_2: 310.86 \text{ KN}$$

- Cálculo de fuerzas y momentos estabilizadores

Tabla 20: Fuerzas y momentos estabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_v (KN)	d (m)	M_r (KN.m)
DC ₁	DC	72.00	2.17	156.00
DC ₂	DC	129.60	2.95	382.32
DC ₃	DC	72.00	4.07	292.80
DC ₄	DC	604.80	4.20	2540.16
EV ₁	EV	103.62	4.73	490.47
EV ₂	EV	310.86	5.90	1834.07
LS	LS	52.64	5.90	310.57
PL _{SV}	LS	26.68	4.90	130.73
E _{av}	EH	196.94	5.40	1063.47
TOTAL		1569.14		7200.59

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de fuerzas y momentos desestabilizadores

Tabla 21: Fuerzas y momentos desestabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_H (KN)	d (m)	M_a (KN.m)
E _{ah}	EH	237.76	3.00	713.29
PL _{SH}	LS	32.21	4.50	144.94
TOTAL		269.97		858.23

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del factor de seguridad por volteo (FS_v)

$$F_{sv} = \frac{\sum M_r}{\sum M_a}$$

FS_v : 8.39 ESTABLE

- Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento (FS_D)

$$\sum F_r = \sum F_v \tan\left(\frac{2}{3} \phi_2\right) + B \left(\frac{2}{3} c_2\right) + E_p$$

$\sum F_r$: 608.63

$$F_{SD} = \frac{\sum F_r}{\sum F_H}$$

FS_D : 2.25 ESTABLE

- Cálculo del factor de seguridad por capacidad de carga portante (FS_{CC})

Excentricidad (e)

$$e: \frac{B}{2} - \left(\frac{\Sigma M_r - \Sigma M_a}{\Sigma F_v} \right)$$

e: 0.16 m

B/6: 1.40 m

sí $e \leq B/6$ ok

Capacidad de carga en la punta (q_{máx})

$$q_{\text{máx}}: \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

q_{máx}: 207.89 KN/m²

Capacidad de carga en el talón (q_{mín})

$$q_{\text{mín}}: \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

q_{mín}: 165.71 KN/m²

Capacidad de carga último (q_{últ})

Nc		Nq		Nγ	
31.00	32.67	31.00	20.63	31.00	25.99
31.80	34.93	31.80	22.67	31.80	29.37
32.00	35.49	32.00	23.18	32.00	30.22

Figura 33: Factores de capacidad de carga adimensionales
Fuente: Elaboración propia

q: $\gamma_2 H_2$

q: 51.81 KN/m²

B': B - 2e

B': 8.08 m

$$F_{qd}: 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 + \sin \phi'_2)^2 \left(\frac{H_2}{B'}\right)$$

$$F_{qd}: 2.07$$

$$F_{\gamma d}: 1$$

$$\psi: \tan^{-1}\left(\frac{\Sigma_{FH}}{\Sigma_{FV}}\right)$$

$$\Psi: 9.76$$

$$F_{qi}: \left(1 - \frac{\Psi}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{qi}: 0.79$$

$$F_{\gamma i}: \left(1 - \frac{\Psi}{\phi'_2}\right)^2$$

$$F_{\gamma i}: 0.48$$

$$q_{ult}: c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_{ult}: 2919.99 \text{ KN/m}^2$$

$$FS_{CC}: \frac{q_{ult}}{q_{m\acute{a}x}}$$

$$FS_{CC}: 14.05 \text{ ok}$$

- Análisis de estabilidad global estático

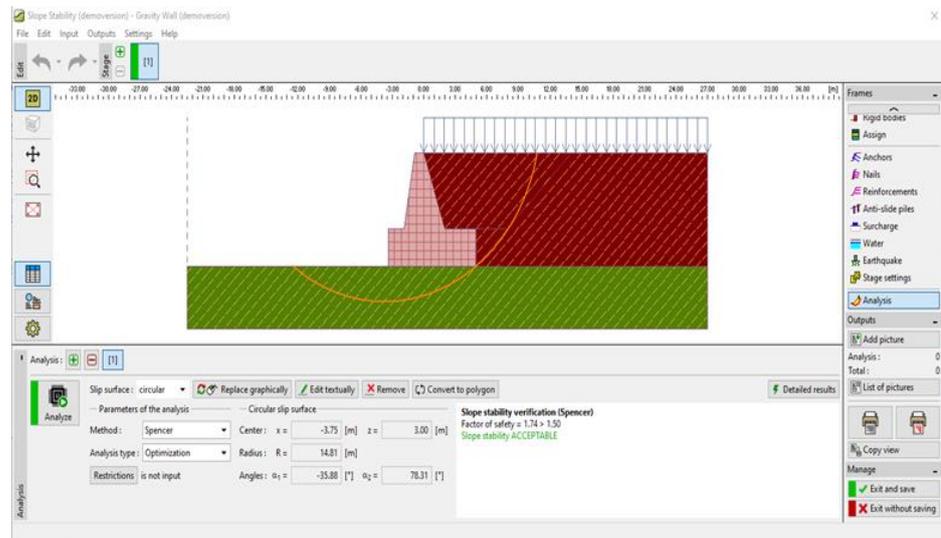


Figura 34: Estabilidad global del muro de gravedad – análisis estático
Fuente: Geo 5

- Drenaje en un análisis estático

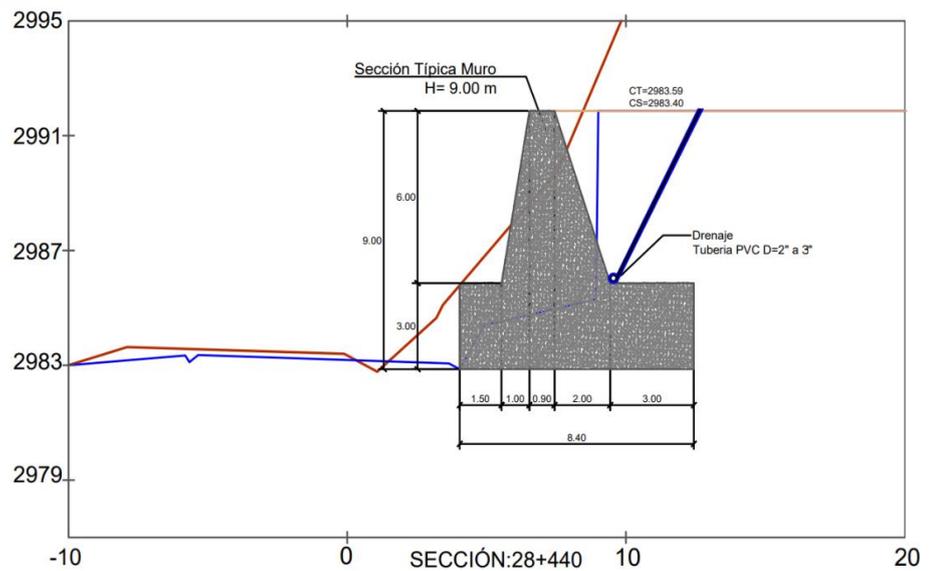


Figura 35: Drenaje del muro de gravedad – análisis estático
Fuente: Elaboración propia

- Análisis pseudoestático externo
 - Cálculo de los coeficientes de presión activa de Rankine y Coulomb (K_a)

Tabla 22: Parámetros para el cálculo del coeficiente de presión activa

Θ	26.57°	Ángulo de inclinación del terreno
Φ	31.80°	Ángulo de fricción del terreno
Δ	21.20°	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo (2/3 ϕ)
B	0.00°	Inclinación del talud

Fuente: Elaboración propia

Teoría de Rankine

$$K_a: \left[\tan \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_a: 0.310$$

Teoría de Coulomb

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

$$K_a: 0.547$$

- Cálculo de presión de tierra activa de Coulomb (E_a)

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e$$

$$E_a: 382.37 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$E_{ah}: E_a \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{ah}: 257.02 \text{ KN}$$

$$E_{av}: E_a \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{av}: 283.11 \text{ KN}$$

- Cálculo de coeficientes de presión de tierra activa con efecto sísmico Mononobe – Okabe (K_{AE})

Tabla 23: Parámetros para el cálculo de coeficiente Mononobe – Okabe

Aceleración sísmica (A):	0.350	g
K_h	0.175	0.5 (A) g
K_v	0.00	g
ϕ	31.80	°
θ	26.57	°
δ	21.20	°
β	0.00	°

Fuente: Elaboración propia

$$\theta_{MO}: \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\Theta_{MO}: 9.926$$

$$K_{AE}: \frac{\cos(\Phi - \theta_{MO} - \theta)^2}{\cos(\theta_{MO}) \cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta + \theta_{MO})} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \theta_{MO}) \cos(\beta - \theta)}}\right]^{-2}$$

$$K_{AE}: 0.737$$

- Cálculo de presión de tierra activa con efecto sísmico Mononobe – Okabe (E_{AE})

$$E_{AE}: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - K_v) K_{AE} e$$

$$E_{AE}: 515.44 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$E_{AEh}: E_{AE} \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{AEh}: 346.46 \text{ KN}$$

$$E_{AEv}: E_{AE} \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{AEv}: 381.63 \text{ KN}$$

- Cálculo de la sobrecarga de tráfico vehicular (P_{LS})

Hallando q:

$$q: h_{eq} \gamma_1$$

$$q: 10.53 \text{ KN/m}^2$$

$$LS: q (B_3 + B_4) e$$

$$LS: 63.17 \text{ KN}$$

$$P_{LS}: H q K_a$$

$$P_{LS}: 51.80 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$P_{LSV}: P_{LS} \sin(\delta + \theta)$$

$$P_{LSV}: 38.35 \text{ KN}$$

$$P_{LSH}: P_{LS} \cos(\delta + \theta)$$

$$P_{LSH}: 34.82 \text{ KN}$$

- Cálculo de las cargas muertas de componentes estructurales (DC)

$$DC_1: \frac{1}{2} H_1 B_2 e \gamma_{cc}$$

$$DC_1: 144.00 \text{ KN}$$

$$DC_2: H_1 B_o e \gamma_{cc}$$

$$DC_2: 129.60 \text{ KN}$$

$$DC_3: \frac{1}{2} H_1 B_3 e \gamma_{cc}$$

$$DC_3: 216.00 \text{ KN}$$

$$DC_4: H_2 B e \gamma_{cc}$$

$$DC_4: 784.80 \text{ KN}$$

- Cálculo de la presión vertical (EV)

$$EV_1: \frac{1}{2} B_3 H_1 \gamma_1 e$$

EV₁: 155.43 KN

$$EV_2: B_4 H_1 \gamma_1 e$$

EV₂: 310.86 KN

- Cálculo de la fuerza inercial del muro de gravedad (PIR)

$$PIR: (DC_1 + DC_2 + DC_3 + DC_4) (K_h)$$

PIR: 223.02 KN

- Cálculo de fuerzas y momentos estabilizadores

Tabla 24: Fuerzas y momentos estabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F _v (KN)	d (m)	M _r (KN.m)
DC ₁	DC	144.00	3.33	480.00
DC ₂	DC	129.60	4.45	576.72
DC ₃	DC	216.00	5.90	1274.40
DC ₄	DC	784.80	5.45	4277.16
EV ₁	EV	155.43	6.90	1072.47
EV ₂	EV	310.86	8.40	2611.22
LS	LS	63.17	7.90	499.02
PL _{SV}	LS	38.35	7.15	274.21
E _{av}	EH	283.11	7.90	2236.55
E _{AEv}	EQ	381.63	7.59	2896.64
TOTAL		2506.94		16198.39

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de fuerzas y momentos desestabilizadores

Tabla 25: Fuerzas y momentos desestabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_H (KN)	d (m)	M_a (KN.m)
E_{ah}	EH	257.02	3.00	771.06
P_{LSH}	LS	34.82	4.50	156.68
E_{AEh}	EQ	346.46	3.62	1254.05
PIR	P_{IR}	223.02	2.95	657.09
TOTAL		861.32		2838.89

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del factor de seguridad por volteo (FS_v)

$$FS_v: \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_a}$$

FS_v : 5.71 ESTABLE

- Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento (FS_D)

$$\Sigma F_r: \Sigma F_v \tan\left(\frac{2}{3}\phi_2\right) + B\left(\frac{2}{3}c_2\right) + E_p$$

ΣF_r : 972.38

$$FS_D: \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_H}$$

FS_D : 1.13 ESTABLE

- Cálculo del factor de seguridad por capacidad de carga portante (FS_{cc})

Excentricidad (e)

$$e: \frac{B}{2} - \left(\frac{\Sigma M_r - \Sigma M_a}{\Sigma F_v}\right)$$

e: 0.12 m

B/6: 1.82 m

sí $e \leq B/6$ CUMPLE

Capacidad de carga en la punta ($q_{\text{máx}}$)

$$q_{\text{máx}}: \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{máx}}: 245.31 \text{ KN/m}^2$$

Capacidad de carga en el talón ($q_{\text{mín}}$)

$$q_{\text{mín}}: \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{mín}}: 214.68 \text{ KN/m}^2$$

Capacidad de carga última ($q_{\text{últ}}$)

Nc		Nq		N γ	
31.00	32.67	31.00	20.63	31.00	25.99
31.80	34.93	31.80	22.67	31.80	29.37
32.00	35.49	32.00	23.18	32.00	30.22

Figura 36: Factores de capacidad de carga adimensionales
Fuente: Elaboración propia

$$q: \gamma_2 H_2$$

$$q: 51.81 \text{ KN/m}^2$$

$$B': B - 2e$$

$$B': 10.66 \text{ m}$$

$$F_{qd}: 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 + \sin \phi'_2)^2 \left(\frac{H_2}{B'}\right)$$

$$F_{qd}: 1.81$$

$$F_{\gamma d}: 1$$

$$\psi: \tan^{-1} \left(\frac{\Sigma F_{FH}}{\Sigma F_v}\right)$$

$$\Psi: 18.96$$

$$F_{qi}: \left(1 - \frac{\psi}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{qi}: 0.62$$

$$F_{\gamma i}: \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2}\right)^2$$

$$F_{\gamma i}: 0.16$$

$$q_{ult}: c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_{ult}: 1767.93 \text{ KN/m}^2$$

$$FS_{CC}: \frac{q_{ult}}{q_{m\acute{a}x}}$$

$$FS_{CC}: 7.21 \text{ ok}$$

- Análisis de estabilidad global pseudoestático

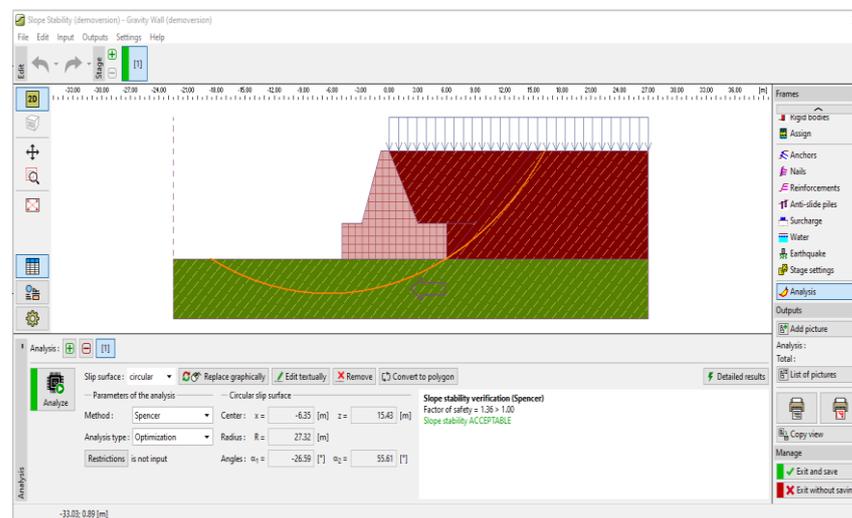


Figura 37: Estabilidad global del muro de gravedad – análisis pseudoestático
Fuente: Geo 5

- Drenaje en un análisis pseudoestático

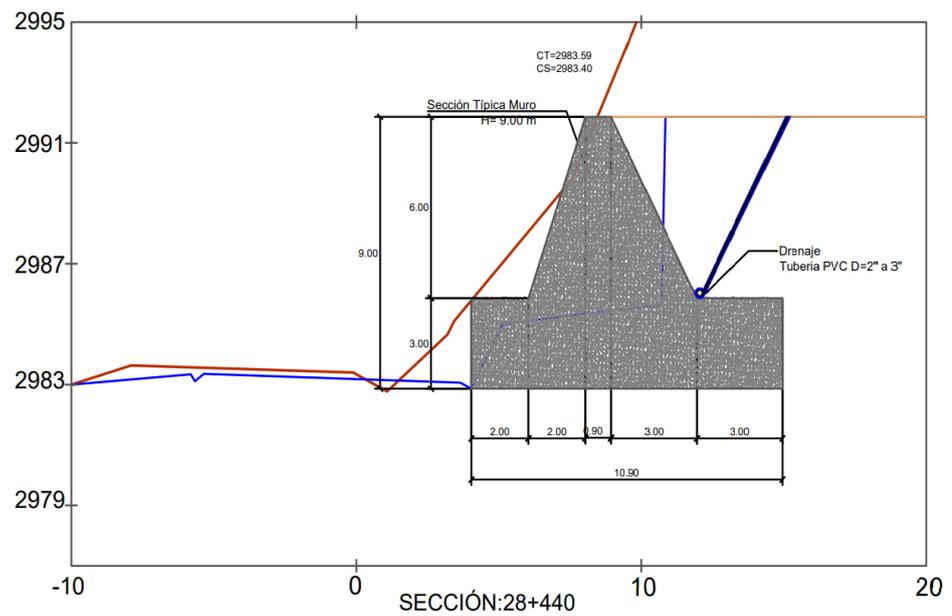


Figura 38: Drenaje del muro de gravedad – análisis pseudoestático
Fuente: Elaboración propia

6.7.2 Muro mecánicamente estabilizado

- Análisis estático externo
 - Cálculo de los coeficientes de presión activa por Rankine y Coulomb (K_a)

Tabla 26: Parámetros para el cálculo de coeficientes de presión activa

Θ	0.00°	Ángulo de inclinación del terreno
ϕ	31.80°	Ángulo de fricción del terreno
δ	0.00°	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo ($2/3 \phi$)
β	0.00°	Inclinación del talud

Fuente: Elaboración propia

Teoría de Rankine

$$K_a : \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_a : 0.310$$

Teoría de Coulomb

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

$$K_a: 0.310$$

- Cálculo de presión de tierra activa de Coulomb (E_a)

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e$$

$$E_a: 216.68 \text{ KN}$$

$$E_{ah}: E_a \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{ah}: 216.68 \text{ KN}$$

- Cálculo de la sobrecarga de tráfico vehicular (P_{LS})

Hallando q

$$q: h_{eq} \gamma_1$$

$$q: 10.53 \text{ KN/m}^2$$

$$LS: q (B_3 + B_4) e$$

$$LS: 123.18 \text{ KN}$$

$$P_{LS}: H q K_a$$

$$P_{LS}: 29.35 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$P_{LSV}: P_{LS} \sin(\delta + \theta)$$

$$P_{LSV}: 0.00 \text{ KN}$$

$$P_{LSH}: P_{LS} \cos(\delta + \theta)$$

$$P_{LSH}: 29.35 \text{ KN}$$

- Cálculo de las cargas muertas de componentes estructurales (DC)

$$DC: H W_u \gamma_{cc} e$$

DC: 64.80 KN

- Cálculo de la presión vertical (EV)

$$EV: H L_p \gamma_r e$$

EV: 1818.53 KN

- Cálculo de fuerzas y momentos estabilizadores

Tabla 27: Fuerzas y momentos estabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_v (KN)	d (m)	M_r (KN.m)
EV	EV	1818.53	6.15	11183.97
DC	DC	64.80	0.15	9.72
LS	LS	123.18	6.15	757.53
PL_{sv}	LS	0.00	0.00	0.00
E_{av}	EH	0.00	0.00	0.00
TOTAL		2006.51		11951.21

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de fuerzas y momentos desestabilizadoras

Tabla 28: Fuerzas y momentos desestabilizadoras

Carga	Tipo	Fuerza F_H (KN)	d (m)	M_a (KN.m)
E_{ah}	EH	216.68	3.00	650.05
PL_{sh}	LS	29.35	4.50	132.09
TOTAL		246.04		782.13

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del factor de seguridad por volteo (FS_v)

$$FS_v: \frac{\sum M_r}{\sum M_a}$$

FS_v : 14.31 ESTABLE

- Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento (FS_D)

$$\sum F_r: (EV + DC) \tan \phi$$

$\sum F_r$: 1167.71

$$FS_D: \frac{\Sigma F_r}{\Sigma F_h}$$

FS_D: 4.75 ESTABLE

- Cálculo del factor de seguridad por capacidad de carga portante (FS_{CC})

Excentricidad

$$e: \left(\frac{E_{ah} \left(\frac{H}{3} \right) + P_{Lsh} \left(\frac{H}{2} \right)}{EV + LS + DC} \right)$$

e: 0.39 m

B/6: 2.00 m

Si $e \leq B/6$ ok

Tensión vertical

$$\sigma_v: \frac{\Sigma F_v}{(B-2e)}$$

σ_v : 178.83 KN/m²

Capacidad de carga última (q_{máx})

N _c		N _q		N _γ	
31.00	32.67	31.00	20.63	31.00	25.99
31.80	34.93	31.80	22.67	31.80	29.37
32.00	35.49	32.00	23.18	32.00	30.22

Figura 39: Factores de capacidad de carga adimensionales

Fuente: Elaboración propia

B': B - 2e

B': 11.22 m

$$q_{ult}: cN_c + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma$$

q_{últ}: 2845.99 KN/m²

$$FS_{CC} = \frac{q_{ult}}{\sigma_v}$$

$FS_{CC} = 15.91$ ESTABLE

- Análisis de la estabilidad global estática

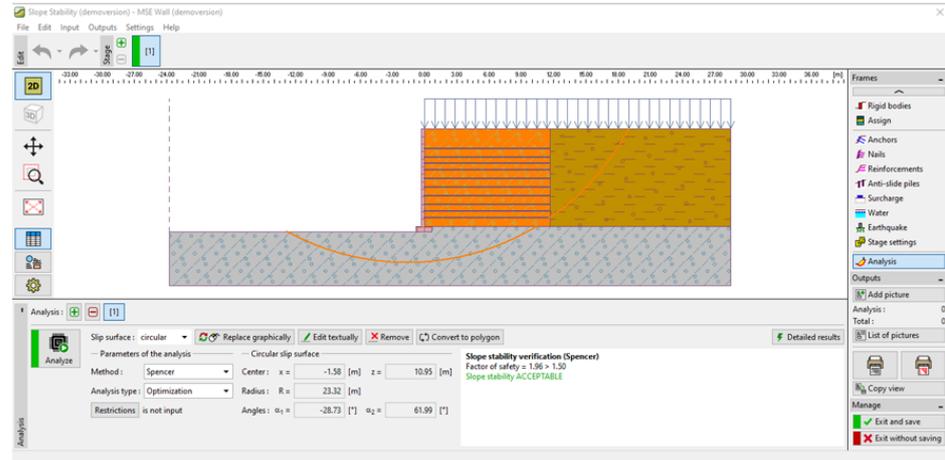


Figura 40: Estabilidad global del muro mecánicamente estabilizado – análisis estático
Fuente: Geo 5

- Drenaje en un análisis estático

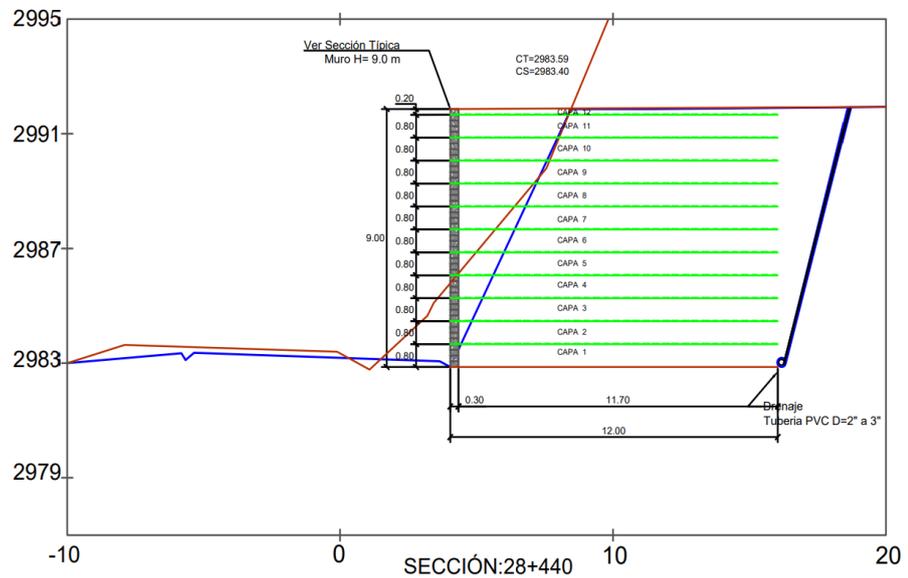


Figura 41: Drenaje del muro mecánicamente estabilizado – análisis estático
Fuente: Elaboración propia

- Análisis estático interno

- Cálculo de deslizamiento crítico para refuerzos extensibles

$$\Psi: 45 - \frac{\phi_r}{2}$$

$$\Psi: 60.9$$

- Cálculo de fuerzas de tracción máxima en las capas de refuerzo

$$\frac{K_r}{K_a} : 1$$

$$K_a: 0.310$$

$$K_r: 0.310$$

- Cálculo de esfuerzos verticales y horizontales

$$q: h_{eq} \gamma_r$$

$$q: 10.53$$

$$\sigma_v: \gamma_r z + q + \Delta\sigma_v$$

$$\sigma_v: 17.27 z + 10.53$$

$$\sigma_h: \sigma_v K_r + \Delta\sigma_h$$

$$\sigma_h: 5.35 z + 3.26$$

- Cálculo de la tensión máxima en cada nivel de refuerzo

$$T_{m\acute{a}x}: \sigma_h S_v$$

$$T_{m\acute{a}x}: (5.35 z + 3.26) S_v$$

Tabla 29: Tensiones máximas en cada refuerzo

Capa N°	z	Sv	T _{máx}
	Prof. (m)	Espacio (m)	
12	0.20	0.2	0.87
11	1.00	0.8	6.89
10	1.80	0.8	10.31
9	2.60	0.8	13.74
8	3.40	0.8	17.16
7	4.20	0.8	20.59
6	5.00	0.8	24.01
5	5.80	0.8	27.43
4	6.60	0.8	30.86
3	7.40	0.8	34.28
2	8.20	0.8	37.71
1-SR	9.00	0.8	41.13

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la resistencia del refuerzo para geosintéticos

Tipo de Geomalla: Uniaxial WG200

Datos de ficha técnica:

T_{últ} : 200 KN/m

RF_{DI} : 1.03

RF_{CR} : 1.43

RF_D : 1.15

FS : 1.50

$$T_{adm} = \left(\frac{T_{ult}}{FS * RF_{DI} * RF_{CR} * RF_D} \right)$$

T_{adm}: 78.72 KN/m

- Cálculo de la resistencia del refuerzo a la tracción

$$T_{máx} \leq T_{adm} R_c$$

Donde

R_c: 1.00

Tabla 30: Resistencia del refuerzo a las tracciones

$T_{\text{máx}}$	$T_{\text{adm}} * R_c$	PRUEBA
0.87	78.72	ok
6.89	78.72	ok
10.31	78.72	ok
13.74	78.72	ok
17.16	78.72	ok
20.59	78.72	ok
24.01	78.72	ok
27.43	78.72	ok
30.86	78.72	ok
34.28	78.72	ok
37.71	78.72	ok
41.13	78.72	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la resistencia del refuerzo al arrancamiento o Pullout

$$T_{\text{máx}} \leq \frac{1}{FS_{\text{PO}}} F^* \gamma z L_e C R_c \alpha$$

$$FS_{\text{PO}} : 1.50$$

$$F^* : 0.62$$

$$C : 2.00$$

$$R_c : 1.00$$

$$\alpha : 0.80$$

$$L_e \geq \frac{(8.03 z + 4.89) S_v}{17.13 z} \geq 1\text{m}$$

- Cálculo de la longitud total del refuerzo extensible

$$L_p: L_e + L_a$$

$$L_a = (H - z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Tabla 31: Factores de seguridad por tensión y Pullout

Capa N°	Z	Sv	L _e REQ	L _e min	L _a	L _e	L _p
	Prof. (m)	Espacio (m)					
12	0.20	0.2	0.38	1.00	4.90	6.80	11.70
11	1.00	0.8	0.60	1.00	4.45	7.25	11.70
10	1.80	0.8	0.50	1.00	4.01	7.69	11.70
9	2.60	0.8	0.46	1.00	3.56	8.14	11.70
8	3.40	0.8	0.44	1.00	3.12	8.58	11.70
7	4.20	0.8	0.43	1.00	2.67	9.03	11.70
6	5.00	0.8	0.42	1.00	2.23	9.47	11.70
5	5.80	0.8	0.41	1.00	1.78	9.92	11.70
4	6.60	0.8	0.41	1.00	1.34	10.36	11.70
3	7.40	0.8	0.41	1.00	0.89	10.81	11.70
2	8.20	0.8	0.40	1.00	0.45	11.25	11.70
1-SR	9.00	0.8	0.40	1.00	0.00	11.70	11.70

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32: Factores de seguridad por tensión y Pullout

Capa N°	Factores de seguridad (estabilidad interna)	
	FS Ruptura	FS Pullout
12	136.30	26.90
11	17.14	18.02
10	11.45	23.00
9	8.60	26.39
8	6.88	29.13
7	5.74	31.56
6	4.92	33.80
5	4.30	35.93
4	3.83	37.98
3	3.44	39.98
2	3.13	41.93
1-SR	2.87	43.86

Fuente: Elaboración propia

- Análisis pseudoestático externo
 - Cálculo de los coeficientes de presión activa por Rankine y Coulomb (K_a)

Tabla 33: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa

θ	0.00°	Ángulo de inclinación del terreno
ϕ	31.80°	Ángulo de fricción del terreno
δ	0.00°	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo ($2/3 \phi$)
β	0.00°	Inclinación del talud

Fuente: Elaboración propia

Teoría de Rankine

$$K_a : \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

K_a : 0.310

Teoría de Coulomb

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

K_a : 0.310

- Cálculo de presión de tierra activa de Coulomb (E_a)

$$E_a : \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e$$

E_a : 216.68 KN

$$E_{ah} : E_a \cos(\delta + \theta)$$

E_{ah} : 216.68 KN

$$E_{av} : E_a \sin(\delta + \theta)$$

E_{av} : 0.00 KN

- Cálculo del coeficiente de presión de tierra activa con efecto sísmico Mononobe – Okabe (K_{AE})

Tabla 34: Parámetros para el cálculo de coeficiente Mononobe - Okabe

Aceleración sísmica (A):	0.350	g
K_h	0.175	0.5 (A) g
K_v	0.00	g
ϕ	31.80	°
θ	0.00	°
δ	0.00	°
β	0.00	°

Fuente: Elaboración propia

$$\theta_{MO}: \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\Theta_{MO}: 9.926$$

$$K_{AE}: \frac{\cos(\Phi - \theta_{MO} - \theta)^2}{\cos(\theta_{MO}) \cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta + \theta_{MO})} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \theta_{MO}) \cos(\beta - \theta)}}\right]^{-2}$$

$$K_{AE}: 0.424$$

Descomponiendo

$$E_{AEh}: E_{AE} \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{AEh}: 296.72 \text{ KN}$$

$$E_{AEv}: E_{AE} \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{AEv}: 0.00 \text{ KN}$$

- Cálculo de la sobrecarga de tráfico vehicular (P_{LS})

Hallando q

$$q: h_{eq} \gamma_1$$

$$q: 10.53 \text{ KN/m}^2$$

$$LS: q (B_3 + B_4) e$$

LS: 142.10 KN

$P_{LS}: H q K_a$

$P_{LS}: 29.35 \text{ KN}$

Descomponiendo

$P_{LSV}: P_{LS} \sin(\delta + \theta)$

$P_{LSV}: 0.00 \text{ KN}$

$P_{LSH}: P_{LS} \cos(\delta + \theta)$

$P_{LSH}: 29.35 \text{ KN}$

- Cálculo de las cargas muertas de componentes estructurales (DC)

$DC: H W_u \gamma_{cc} e$

$DC: 64.80 \text{ KN}$

- Cálculo de la presión vertical (EV)

$EV: H L_p \gamma_r e$

$EV: 2098.31 \text{ KN}$

- Cálculo de la fuerza inercial externa (PIR)

$PIR: M A_m$

$PIR: 0.5 H^2 \gamma_r A_m$

$PIR: 122.40 \text{ KN}$

- Cálculo de fuerzas y momentos estabilizadores

Tabla 35: Fuerzas y momentos estabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza Fv (KN)	d (m)	M _r (KN.m)
EV	EV	2098.31	7.05	14793.05
DC	DC	64.80	0.15	9.72
LS	LS	142.13	7.05	1001.98
P _{LSV}	LS	0.00	0.00	0.00
E _{av}	EH	0.00	0.00	0.00

E_{AEV} :	EQ	0.00	0.00	0.00
TOTAL		2305.23		15804.75

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de fuerzas y momentos desestabilizadores

Tabla 36: Fuerzas y momentos desestabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_H (KN)	d (m)	M_a (KN.m)
E_{ah}	EH	216.68	3.00	650.05
P_{LSH}	LS	29.35	4.50	132.09
E_{AEh}	EQ	296.72	3.65	1082.26
P_{IR}	P_{IR}	122.40	4.50	550.81
TOTAL		665.16		2415.20

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del factor de seguridad por volteo (FS_v)

$$FS_v = \frac{\sum M_r}{\sum M_a}$$

FS_v : 6.13 ESTABLE

- Cálculo del factor de seguridad al deslizamiento (FS_D)

$$\sum F_r: (EV + DC) \tan \phi$$

$$\sum F_r: 1341.18$$

$$FS_D = \frac{\sum F_r}{\sum F_h}$$

FS_D : 2.02 ESTABLE

- Cálculo del factor de seguridad por capacidad de carga portante (FS_{CC})

Excentricidad

$$e = \left(\frac{E_{ah} \left(\frac{H}{3} \right) + P_{LSH} \left(\frac{H}{2} \right)}{EV + LS + DC} \right)$$

e: 1.05 m

B/6: 2.30 m

Si $e \leq B/6$ ok

Tensión vertical

$$\sigma_v = \frac{\Sigma F_v}{(B-2e)}$$

σ_v : 196.95 KN/m²

Capacidad de carga ($q_{\text{máx}}$)

Nc		Nq		Ny	
31.00	32.67	31.00	20.63	31.00	25.99
31.80	34.93	31.80	22.67	31.80	29.37
32.00	35.49	32.00	23.18	32.00	30.22

Figura 42: Factores de capacidad de carga adimensionales
Fuente: Elaboración propia

B': B - 2e

B': 11.70 m

$$q_{\text{ult}} = cN_c + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma$$

q_{ult} : 2968.80 KN/m²

$$FS_{\text{CC}} = \frac{q_{\text{ult}}}{\sigma_v}$$

FS_{CC} : 15.07 ESTABLE

- Análisis de la estabilidad global pseudoestático

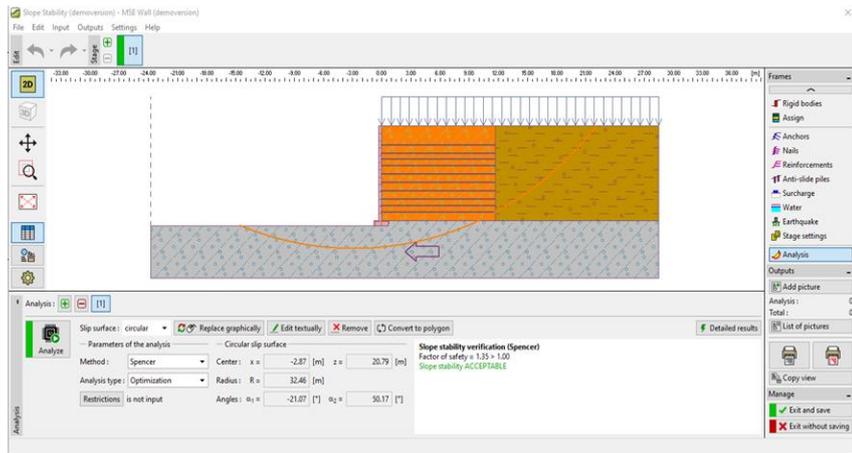


Figura 43: Estabilidad global del muro mecánicamente estabilizado – análisis pseudoestático
Fuente: Geo 5

- Drenaje pseudoestático

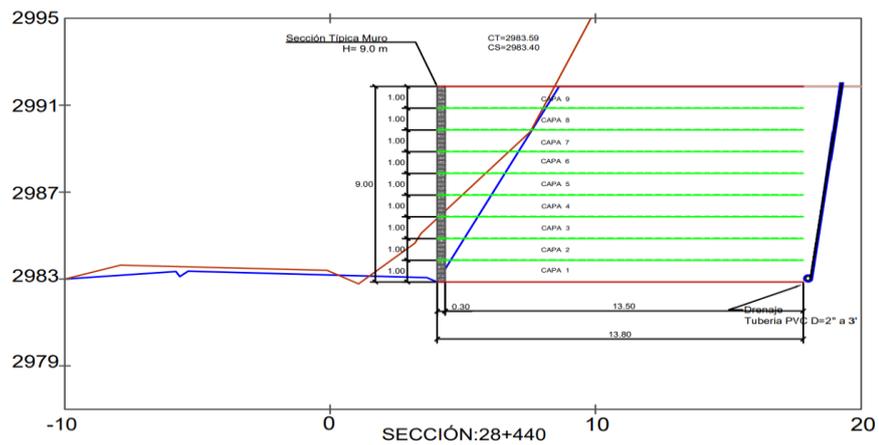


Figura 44: Drenaje en el muro mecánicamente estabilizado – análisis pseudoestático
Fuente: Elaboración propia

- Análisis pseudoestático interno

- Cálculo de deslizamiento crítico para refuerzos extensibles

$$\Psi: 45 - \frac{\phi_r}{2}$$

$$\Psi: 60.9$$

- Cálculo de fuerzas de tracción máxima en las capas de refuerzo

$$\frac{K_r}{K_a}: 1$$

$$K_a: 0.310$$

$$K_r: 0.310$$

- Cálculo de esfuerzos verticales y horizontales

$$q: h_{eq} \gamma_r$$

$$q: 10.53$$

$$\sigma_v: \gamma_r z + q + \Delta\sigma_v$$

$$\sigma_v: 17.27 z + 10.53$$

$$\sigma_h: \sigma_v K_r + \Delta\sigma_h$$

$$\sigma_h: 5.35 z + 3.26$$

- Cálculo de la fuerza inercial interna

$$PI: W_a A_m$$

$$W_a: 0.5 H^2 \tan\left(45 - \frac{\phi_r}{2}\right) \gamma_r$$

$$W_a: 389.30$$

$$PI: 68.13$$

- Cálculo de la tensión máxima en cada nivel de refuerzo

$$T_{m\acute{a}x}: \sigma_h S_v$$

$$T_{m\acute{a}x}: (5.35 z + 3.26) S_v$$

Tabla 37: Tensiones máximas en cada refuerzo

Capa N°	z		T _{máx}
	Prof. (m)	Espacio (m)	
9	1.00	1.00	8.61
8	2.00	1.00	13.96
7	3.00	1.00	19.31
6	4.00	1.00	24.66
5	5.00	1.00	30.01
4	6.00	1.00	35.36

3	7.00	1.00	40.71
2	8.00	1.00	46.06
1-SR	9.00	1.00	51.41

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la resistencia del refuerzo para geosintéticos

Tipo de Geomalla: Uniaxial WG200

Datos de ficha técnica:

T_{ult} : 200 KN/m

RF_{DI} : 1.03

RF_{CR} : 1.43

RF_D : 1.15

FS : 1.50

$$T_{adm} = \left(\frac{T_{ult}}{FS * FR_{DI} * RF_{CR} * RF_D} \right)$$

T_{adm} : 78.72 KN/m

- Cálculo de la resistencia del refuerzo a la tracción

$$T_{m\acute{a}x} \leq T_{adm} R_c$$

Tabla 38: Resistencia del refuerzo a la tracción

$T_{m\acute{a}x}$	$T_{adm} R_c$	PRUEBA
8.61	78.72	ok
13.96	78.72	ok
19.31	78.72	ok
24.66	78.72	ok

30.01	78.72	ok
35.36	78.72	ok
40.71	78.72	ok
46.06	78.72	ok
51.41	78.72	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la resistencia del refuerzo al arrancamiento o Pullout

$$T_{\text{máx}} \leq \frac{1}{FS_{\text{PO}}} F^* \gamma z L_e C R_c \alpha$$

$$FS_{\text{PO}} : 1.50$$

$$F^* : 0.62$$

$$C : 2.00$$

$$R_c : 1.00$$

$$\alpha : 0.80$$

$$L_e \geq \frac{(8.03 z + 4.89) S_v}{17.13 z} \geq 1\text{m}$$

- Cálculo de la longitud total del refuerzo extensible

$$L_p: L_e + L_a$$

$$L_a = (H - z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Tabla 39: Longitud total del refuerzo

Capa N°	Z	Sv	L _e REQ	L _e mín	L _a	L _e	L _p
	Prof. (m)	Espacio (m)					
9	1.00	1.00	0.75	1.00	4.45	9.05	13.50
8	2.00	1.00	0.61	1.00	3.90	9.60	13.50
7	3.00	1.00	0.56	1.00	3.34	10.16	13.50
6	4.00	1.00	0.54	1.00	2.78	10.72	13.50
5	5.00	1.00	0.53	1.00	2.23	11.27	13.50
4	6.00	1.00	0.52	1.00	1.67	11.83	13.50
3	7.00	1.00	0.51	1.00	1.11	12.39	13.50
2	8.00	1.00	0.50	1.00	0.56	12.94	13.50
1-SR	9.00	1.00	0.50	1.00	0.00	13.50	13.50

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del incremento dinámico producido por la fuerza inercial (T_{md})

$$T_{md}: P_1 \left(\frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n L_{ei}} \right)$$

n: 9

$$\sum_{i=1}^9 L_{ei} : 101.46$$

Tabla 40: Incremento dinámico

Capa N°	z		P ₁	L _{ei}	T _{md}
	Prof. (m)	Sv Espacio (m)			
9	1.00	1.00	68.13	9.05	6.07
8	2.00	1.00	68.13	9.60	6.45
7	3.00	1.00	68.13	10.16	6.82
6	4.00	1.00	68.13	10.72	7.20
5	5.00	1.00	68.13	11.27	7.57
4	6.00	1.00	68.13	11.83	7.94
3	7.00	1.00	68.13	12.39	8.32
2	8.00	1.00	68.13	12.94	8.69
1-SR	9.00	1.00	68.13	13.50	9.06

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la fuerza de tracción máxima (T_{total})

$$T_{total}: T_{m\acute{a}x} + T_{md}$$

Tabla 41: Tracción máxima

Capa N°	T _{máx}	T _{md}	T _{total}
9	8.61	6.07	14.69
8	13.96	6.45	20.41
7	19.31	6.82	26.13
6	24.66	7.20	31.86

5	30.01	7.57	37.58
4	35.36	7.94	43.31
3	40.71	8.32	49.03
2	46.06	8.69	54.75
1-SR	51.41	9.06	60.48

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la rotura de refuerzos geosintéticos

$$RF_{DI} : 1.50$$

$$RF_{CR} : 1.03$$

$$RF_D : 1.43$$

$$R_C : 1.15$$

$$FS : 1.00$$

Componente estático

$$T_{\max} \leq \frac{S_{rs} R_c}{0.75 FR_D FR_{DI} FR_{CR} FS}$$

Componente dinámico

$$T_{md} \leq \frac{S_{rt} R_c}{0.75 FR_D FR_{DI} FS}$$

- Cálculo de la resistencia última del refuerzo ($T_{\text{últ}}$)

Resistencia última del refuerzo

$$T_{\text{últ}} : S_{rs} + S_{rt}$$

Tabla 42: Resistencias últimas de los refuerzos

Capa N°	T_{\max}	T_{md}	S_{rs}	S_{rt}	$T_{\text{últ}}$
9	8.61	6.07	16.41	8.10	24.51
8	13.96	6.45	26.61	8.59	35.20
7	19.31	6.82	36.80	9.09	45.89
6	24.66	7.20	47.00	9.59	56.58
5	30.01	7.57	57.19	10.09	67.28
4	35.36	7.94	67.39	10.59	77.97

3	40.71	8.32	77.58	11.08	88.66
2	46.06	8.69	87.78	11.58	99.36
1-SR	51.41	9.06	97.97	12.08	110.43

Fuente: Elaboración propia

- Factores de seguridad por tensión y Pullout

$$FS_{PO} \leq \frac{(0.8F^*) \gamma z L_e C R_c \alpha}{T_{total} 0.75}$$

Tabla 43: Factores de seguridad por tensión y Pullout

Capa N°	Factores de seguridad (estabilidad interna)	
	FS Ruptura	FS Pullout
9	1.68	11.26
8	1.49	17.20
7	1.40	21.31
6	1.35	24.59
5	1.32	27.41
4	1.30	29.95
3	1.29	32.32
2	1.27	34.56
1-SR	1.26	36.71

Fuente: Elaboración propia

6.8 Procedimiento de cálculos bajo la metodología LRFD

6.8.1 Muro de gravedad

- Análisis estático externo

- Cálculo de los coeficientes de presión activa por Rankine y Coulomb (K_a)

Tabla 44: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa

θ	18.43°	Ángulo de inclinación del terreno
ϕ	31.80°	Ángulo de fricción del terreno
δ	21.20°	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo (2/3 ϕ)
β	0.00°	Inclinación del talud

Fuente: Elaboración propia

Teoría de Rankine

$$K_a: \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_a: 0.310$$

Teoría de Coulomb

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

$$K_a: 0.441$$

- Cálculo de presión de tierra activa de Coulomb (E_a)

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e$$

$$E_a: 308.73 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$E_{ah}: E_a \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{ah}: 237.76 \text{ KN}$$

$$E_{av}: E_a \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{av}: 196.94 \text{ KN}$$

- Cálculo de la sobrecarga de tráfico vehicular (P_{LS})

Hallando q

$$q: h_{eq} \gamma_1$$

$$q: 10.53 \text{ KN/m}^2$$

$$LS: q (B_3 + B_4) e$$

$$LS: 52.64 \text{ KN}$$

$$P_{LS}: H q K_a$$

$$P_{LS}: 41.82 \text{ KN}$$

$$P_{LSV}: P_{LS} * \sin(\delta + \theta)$$

$$P_{LSV}: 26.68 \text{ KN}$$

$$P_{LSH}: P_{LS} * \cos(\delta + \theta)$$

$$P_{LSH}: 32.21 \text{ KN}$$

- Cálculo de las cargas muertas de componentes estructurales (DC)

$$DC_1: \frac{1}{2} H_1 B_2 e \gamma_{cc}$$

$$DC_1: 72.00 \text{ KN}$$

$$DC_2: H_1 B_o e \gamma_{cc}$$

$$DC_2: 129.60 \text{ KN}$$

$$DC_3: \frac{1}{2} H_1 B_3 e \gamma_{cc}$$

$$DC_3: 144.00 \text{ KN}$$

$$DC_4: H_2 B e \gamma_{cc}$$

$$DC_4: 604.80 \text{ KN}$$

- Cálculo de la presión vertical (EV)

$$EV_1: \frac{1}{2} B_3 H_1 \gamma_1 e$$

$$EV_1: 103.62 \text{ KN}$$

$EV_2: B_4 H_1 \gamma_1 e$

$EV_2: 310.86 \text{ KN}$

- Cálculo de fuerzas y momentos estabilizadores

Tabla 45: Fuerzas y momentos estabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_v (KN)	d (m)	M_r (KN.m)
DC ₁	DC	72.00	2.17	156.00
DC ₂	DC	129.60	2.95	382.32
DC ₃	DC	144.00	4.07	585.60
DC ₄	DC	604.80	4.20	2540.16
EV ₁	EV	103.62	4.73	490.47
EV ₂	EV	310.86	5.90	1834.07
LS	LS	52.64	5.90	310.57
PL _{SV}	LS	26.68	4.90	130.73
E _{av}	EH	196.94	5.40	1063.47
TOTAL		1641.14		7493.39

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de fuerzas y momentos desestabilizadores

Tabla 46: Fuerzas y momentos desestabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_H (KN)	d (m)	M_a (KN.m)
E _{ah}	EH	237.76	3.00	713.29
PL _{SH}	LS	32.21	4.50	144.94
TOTAL		269.97		858.23

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la combinación de carga y factores de carga

Tabla 47: Combinaciones y factores de carga

	DC	EV	LS	EH
Resistencia 1A	0.90	1.00	1.75	1.50
Resistencia 1B	1.25	1.35	1.75	1.50

Servicio 1	1.00	1.00	1.00	1.00
------------	------	------	------	------

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas desestabilizadoras

Tabla 48: Fuerzas estabilizadoras

	Fuerza	Resistencia 1A	Resistencia 1B	Servicio 1
DC ₁	72.0	64.8	90.0	72.0
DC ₂	129.0	116.6	162.0	19.6
DC ₃	144.0	129.6	180.0	144.0
DC ₄	604.0	544.3	756.0	604.8
EV ₁	103.6	103.6	139.9	103.6
EV ₂	310.9	310.9	419.7	310.9
LS	52.6	92.1	92.1	52.6
PLS _v	26.7	46.7	46.7	26.7
E _{av}	196.9	295.4	295.4	196.9
$\sum F_v$ (KN)		1704.1	2181.8	1641.1

Fuente: Elaboración propia

Momentos estabilizadores

Tabla 49: Momentos estabilizadores

	Momento	Resistencia 1A	Resistencia 1B	Servicio 1
DC ₁	156.0	140.4	195.0	156.0
DC ₂	382.3	344.1	477.9	382.3
DC ₃	585.6	527.0	732.0	585.6
DC ₄	2540.2	2286.1	3175.2	2540.2
EV ₁	490.5	490.5	662.1	490.5
EV ₂	1834.1	1834.1	2476.0	1834.1
LS	310.6	543.5	543.5	310.6
PLS _v	130.7	228.8	228.8	130.7
E _{av}	1063.5	1595.2	1595.2	1063.5
$\sum M_r$ (KN.m)		7989.7	10085.7	7493.4

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas desestabilizadoras

Tabla 50: Fuerzas desestabilizadoras

	E_{ah}	PLS_h	$\sum F_h$ (KN)
Fuerza	237.8	32.2	
Resistencia 1A	356.6	56.4	413.0
Resistencia 1B	356.6	56.4	413.0
Servicio 1	237.8	32.2	270.0

Fuente: Elaboración propia

Momentos desestabilizadores

Tabla 51: Momentos desestabilizadores

	E_{ah}	PLS_h	$\sum M_a$ (KN.m)
Momento	713.3	144.9	
Resistencia 1A	1069.9	253.6	1323.6
Resistencia 1B	1069.9	253.6	1323.6
Servicio 1	713.3	144.9	858.2

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por deslizamiento

$$R_T: \sum FV \tan(\phi_2)$$

$$R_R: \phi_T R_T$$

Donde:

$$\phi_T : 1.00^\circ$$

$$\phi_2 : 31.80^\circ$$

Tabla 52: Resistencia nominal al deslizamiento mayor a la suma de fuerzas horizontales

Estados límites	$\sum F_v$ (KN)	R_T (KN)	R_R (KN)	$\sum F_h$ (KN)	$R_R > \sum F_h$
Resistencia 1A	1704.1	1056.6	1056.6	413.0	ok
Resistencia 1B	2181.8	1352.8	1352.8	413.0	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{sl} = \frac{\sum R_R}{\sum F_H}$$

Tabla 53: CDR por deslizamiento

Estados límites	R _R (KN)	∑ F _h (KN)	CDR _{sl}	CDR _{sl} ≥ 1.00
Resistencia 1A	1056.6	413.0	2.6	ok
Resistencia 1B	1352.8	413.0	3.3	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

$$CDR_{sl} = \frac{\sum R_{R \min}}{\sum F_{H \max}}$$

Tabla 54: Máximos y mínimos

R _R (KN)	Mín	1056.56	
∑ F _h (KN)	Máx	413.01	
CDR _{sl}		2.56	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por volteo o excentricidad

$$X_0 = \frac{\sum Mr - \sum Ma}{\sum Fv}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e_{\max} = \frac{B}{4}$$

Tabla 55: Excentricidad

Estados límites	Resistencia 1A	Resistencia 1B	Servicio 1
∑ F _v (KN)	1704.1	2181.8	N/A
∑ Mr (KN.m)	7989.7	10085.7	N/A
∑ Ma (KN.m)	1323.6	1323.6	N/A
X ₀ (m)	3.9	4.0	N/A
e (m)	0.3	0.2	N/A
e _{máx} (m)	2.1	2.1	N/A
e < e _{máx}	ok	ok	

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{ov} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Tabla 56: CDR por volteo

Estados límites	Resistencia 1A	Resistencia 1B	Servicio 1
$\sum Mr$ (KN.m)	7989.7	10085.7	N/A
$\sum Ma$ (KN.m)	1323.6	1323.6	N/A
CDRov	6	7.6	N/A
CDRov > 1.00	ok	ok	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

Tabla 57: Máximos y mínimos

$\sum Fv$ (KN)	Mín	1704.1	
$\sum Mr$ (KN.m)	Mín	7989.7	
$\sum Ma$ (KN.m)	Máx	1323.6	
X_0 (m)		3.9	
e (m)		0.3	
$e_{máx}$ (m)		2.1	
CDRov		6.0	ok

Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por capacidad portante

Esfuerzo vertical

$$\sigma_v = \frac{\sum Fv}{L - 2e}$$

Tabla 58: Esfuerzos verticales

Estados límites	Resistencia 1A	Resistencia 1B	Servicio 1
$\sum Fv$ (KN)	1704.1	2181.8	1641.1
$\sum Mr$ (KN.m)	7989.7	10085.7	7493.4
$\sum Ma$ (KN.m)	1323.6	1323.6	858.2
X_0 (m)	3.9	4.0	4.0
e (m)	0.3	0.2	0.2
σ_v (KN/m)	217.8	271.6	203.0

Fuente: Elaboración propia

Capacidad de carga última

$$q_{ult}: cN_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma (B - 2e) N_\gamma$$

$$q: \phi q_{ult}$$

Donde:

$$\phi : 0.55^\circ$$

Tabla 59: Resistencia factorada por capacidad portante

Estados límites	σ_v (KN/m)	q_{ult}	q_r	$\sigma_v < q_r$
Resistencia 1A	217.8	3159.0	1737.5	ok
Resistencia 1B	271.6	3211.8	1766.5	ok
Servicio 1	203.0	3225.5	1774.0	ok

Fuente: Elaboración propia

Nc		Nq		N γ	
31.00	32.67	31.00	20.63	31.00	25.99
31.80	34.93	31.80	22.67	31.80	29.37
32.00	35.49	32.00	23.18	32.00	30.22

Figura 45: Factores de capacidad de carga adimensionales

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{br}: \frac{q_r}{\sigma_v}$$

Tabla 60: CDR por capacidad portante

Estados límites	CDRbr	CDRbr ≥ 0.55
Resistencia 1A	8.0	ok
Resistencia 1B	6.5	ok
Servicio 1	8.7	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

$$CDR_{br} = \frac{q_r}{\sigma_v}$$

Tabla 61: Máximos y mínimos

$\sum F_v$ (KN)	Mín	1641.1
$\sum M_r$ (KN.m)	Mín	7493.4
$\sum M_a$ (KN.m)	Máx	1323.6
X_0 (m)		3.8
e (m)		0.4

σ_v (KN/m)	218.3
Q_{ult}	3081.7
q_r	1694.9
CDRbr	7.8

ok

Fuente: Elaboración propia

- Análisis de la estabilidad global estático

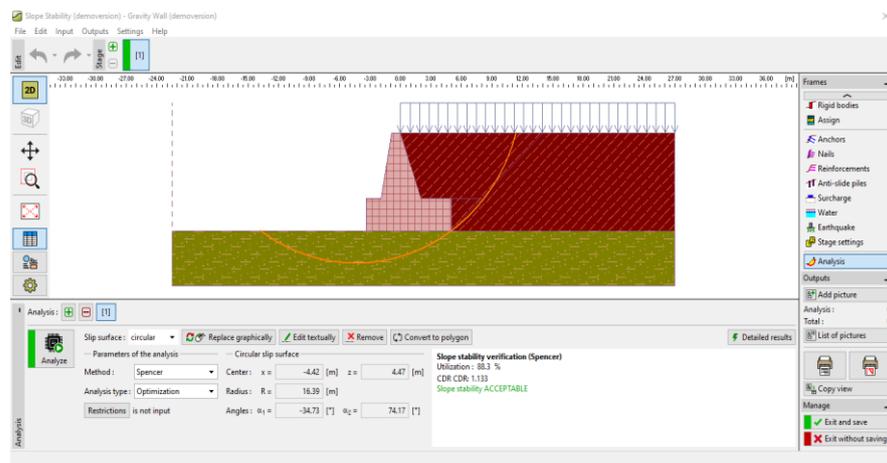


Figura 46: Estabilidad global del muro de gravedad – análisis estático
Fuente: Geo 5

- Drenaje en un análisis estático

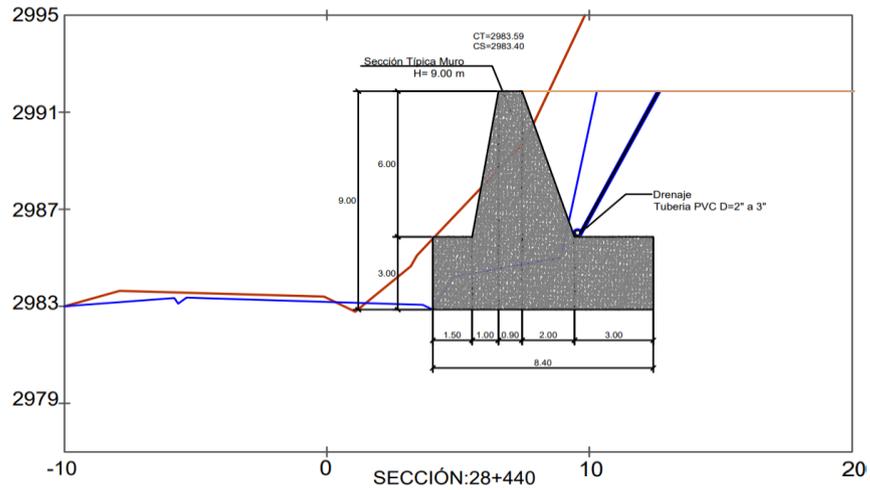


Figura 47: Drenaje en el muro de gravedad análisis estático
Fuente: Elaboración propia

- Análisis pseudoestático externo
 - Cálculo de los coeficientes de presión activa por Rankine y Coulomb (K_a)

Tabla 62: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa

θ	18.43°	Ángulo de inclinación del terreno
Φ	31.80°	Ángulo de fricción del terreno
Δ	21.20°	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo ($2/3 \varphi$)
B	0.00°	Inclinación del talud

Fuente: Elaboración propia

Teoría de Rankine

$$K_a : \left[\tan \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_a: 0.310$$

Teoría de Coulomb

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

$$K_a: 0.441$$

- Cálculo de presión de tierra activa de Coulomb (E_a)

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e$$

$$E_a: 308.73 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$E_{ah}: E_a \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{ah}: 237.76 \text{ KN}$$

$$E_{av}: E_a \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{av}: 196.94 \text{ KN}$$

- Cálculo del coeficiente de presión de tierra activa con efecto sísmico
Mononobe – Okabe (K_{AE})

Tabla 63: Parámetros para el cálculo del coeficiente de Mononobe - Okabe

Aceleración sísmica (A):	0.350	g
K_h	0.175	0.5 (A) g
K_v	0.00	g
ϕ	31.80	°
θ	26.57	°
δ	21.20	°
β	0.00	°

Fuente: Elaboración propia

$$\theta_{MO}: \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\Theta_{MO}: 9.926$$

$$K_{AE}: \frac{\cos(\Phi - \theta_{MO} - \theta)^2}{\cos(\theta_{MO}) \cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta + \theta_{MO})} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \theta_{MO}) \cos(\beta - \theta)}}\right]^{-2}$$

$$K_{AE}: 0.603$$

- Cálculo del coeficiente de presión de tierra activa con efecto sísmico
Mononobe – Okabe (E_{AE})

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 (1 - K_v) K_{AE} e$$

$$E_{AE}: 421.66 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$E_{AEh}: E_{AE} \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{AEh}: 324.73 \text{ KN}$$

$$E_{AEv}: E_{AE} \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{AEv}: 268.97 \text{ KN}$$

- Cálculo de la sobrecarga de tráfico vehicular (P_{LS})

Hallando q

$$q: h_{eq} \gamma_1$$

$$q: 10.53 \text{ KN/m}^2$$

$$LS: q (B_3 + B_4) e$$

$$LS: 52.64 \text{ KN}$$

$$P_{LS}: H q K_a$$

$$P_{LS}: 41.82 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$P_{LSv}: P_{LS} \sin(\delta + \theta)$$

$$P_{LSv}: 26.68 \text{ KN}$$

$$P_{LSH}: P_{LS} \cos(\delta + \theta)$$

$$P_{LSH}: 32.21 \text{ KN}$$

- Cálculo de las cargas muertas de componentes estructurales (DC)

$$DC_1: \frac{1}{2} H_1 B_2 e \gamma_{cc}$$

DC₁: 72.00 KN

DC₂: H₁ B_o e γ_{cc}

DC₂: 129.60 KN

DC₃: $\frac{1}{2}$ H₁ B₃ e γ_{cc}

DC₃: 144.00 KN

DC₄: H₂ B e γ_{cc}

DC₄: 604.80 KN

- Cálculo de la presión vertical (EV)

EV₁: $\frac{1}{2}$ B₃ H₁ γ₁ e

EV₁: 103.62 KN

EV₂: B₄ H₁ γ₁ e

EV₂: 310.86 KN

- Cálculo de la fuerza inercial externa (PIR)

PIR: K_h (DC₁ + DC₂ + DC₃ + DC₄ + EV₁ + EV₂)

PIR: 166.32 KN

- Cálculo de fuerzas y momentos estabilizadores

Tabla 64: Fuerzas y momentos estabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_V (KN)	d (m)	M_r (KN.m)
DC ₁	DC	72.00	2.17	156.00
DC ₂	DC	129.60	2.95	382.32
DC ₃	DC	144.00	4.07	585.60
DC ₄	DC	604.80	4.20	2540.16
EV ₁	EV	103.62	4.73	490.47
EV ₂	EV	310.86	5.90	1834.07
LS	LS	52.64	5.90	310.57
PL _{SV}	LS	26.68	4.90	130.73
E _{av}	EH	196.94	5.40	1063.47
E _{AEv}	EQ	268.97	5.09	979.81
TOTAL		1910.11		8473.19

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de fuerzas y momentos desestabilizadores

Tabla 65: Fuerzas y momentos desestabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_H (KN)	d (m)	M_a (KN.m)
E _{ah}	EH	237.76	3.00	713.29
P _{LSH}	LS	32.21	4.50	144.94
E _{AEh}	EQ	324.73	3.64	1182.92
P _{IR}	EQ	166.32	4.62	767.64
TOTAL		761.02		2808.78

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la combinación de carga y factores de carga

Tabla 66: Combinaciones y factores de carga

	DC	EV	LS	EH	EQ
Resistencia 1A	0.90	1.00	1.75	1.50	0.00
Resistencia 1B	1.25	1.35	1.75	1.50	0.00
Evento extremo 1A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Evento extremo 1B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas estabilizadoras

Tabla 67: Fuerzas estabilizadoras

	Fuerza	Resistencia 1A	Resistencia 1B	Evento extremo 1A	Evento extremo 1B	Servicio 1
DC ₁	72.0	64.8	90.0	72.0	72.0	72.0
DC ₂	129.6	116.6	162.0	129.6	129.6	129.6
DC ₃	144.0	129.6	180.0	144.0	144.0	144.0
DC ₄	604.8	544.3	756.0	604.8	604.8	604.8
EV ₁	103.6	103.6	139.9	103.6	103.6	103.6
EV ₂	310.9	310.9	419.7	310.9	310.9	310.9
LS	52.6	92.1	92.1	52.6	52.6	52.6
PLS _v	26.7	46.7	46.7	26.7	26.7	26.7
E _{av}	196.9	295.4	295.4	196.9	196.9	196.9
E _{AE}	196.9	295.4	295.4	196.9	196.9	196.9
$\sum F_v$ (KN)		1704.1	2181.8	1910.1	1910.1	1641.1

Fuente: Elaboración propia

Momentos estabilizadores

Tabla 68: Momentos estabilizadores

	Momento	Resistencia 1A	Resistencia 1B	Evento extremo 1A	Evento extremo 1B	Servicio 1
DC ₁	156.0	140.4	195.0	156.0	156.0	156.0
DC ₂	382.3	344.1	477.9	382.3	382.3	382.3
DC ₃	585.6	527.0	732.0	585.6	585.6	585.6
DC ₄	2540.2	2286.1	3175.2	2540.2	2540.2	2540.2
EV ₁	490.5	490.5	662.1	490.5	490.5	490.5
EV ₂	1834.1	1834.1	2476.0	1834.1	1834.1	1834.1
LS	310.6	543.5	543.5	310.6	310.6	310.6
PLS _v	130.7	228.8	228.8	130.7	130.7	130.7
E _{av}	1063.5	1595.2	1595.2	1063.5	1063.5	1063.5
E _{AE}	979.8	0.0	0.0	979.8	979.8	0.0
	∑ Mr (KN.m)	7989.7	10085.7	8473.2	8473.2	7493.4

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas desestabilizadoras

Tabla 69: Fuerzas desestabilizadoras

	E _{ah}	PLS _h	E _{AE}	PIR	∑ Fh (KN)
Fuerza	237.8	32.2	324.7	166.3	
Resistencia 1A	356.6	56.4	0.0	0.0	413.0
Resistencia 1B	356.6	56.4	0.0	0.0	413.0
Evento extremo 1A	237.8	32.2	324.7	166.3	761.0
Evento extremo 1B	237.8	32.2	324.7	166.3	761.0
Servicio 1	237.8	32.2	0.0	0.0	270.0

Fuente: Elaboración propia

Momentos desestabilizadores

Tabla 70: Momentos desestabilizadores

	E _{ah}	PLS _h	E _{AE}	PIR	∑ Ma (KN.m)
Momento	713.3	144.9	1182.9	767.6	
Resistencia 1A	1069.9	253.6	0.0	0.0	1323.6
Resistencia 1B	1069.9	253.6	0.0	0.0	1323.6
Evento extremo 1A	713.3	144.9	1182.9	767.6	2808.8
Evento extremo 1B	713.3	144.9	1182.9	767.6	2808.8
Servicio 1	713.3	144.9	0.0	0.0	858.2

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por deslizamiento

$$R_T = \sum FV \times \tan(\phi_2)$$

$$R_R = \phi_T \times R_T$$

Donde:

$$\phi_T : 1.00^\circ$$

$$\phi_2 : 31.80^\circ$$

Tabla 71: Resistencia nominal al deslizamiento mayor a la suma de fuerzas horizontales

Estados límites	Resistencia 1A	Resistencia 1B	Evento extremo 1A	Evento extremo 1B	Servicio 1
$\sum F_v$ (KN)	1704.1	2181.8	1910.1	1910.1	N/A
R_T (KN)	1056.6	1352.8	1184.3	1184.3	N/A
R_R (KN)	1056.6	1352.8	1184.3	1184.3	N/A
$\sum F_h$ (KN)	413	413	761	761	
$R_R > \sum F_h$	ok	ok	ok	ok	

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{sl} : \frac{\sum R_R}{\sum F_H}$$

Tabla 72: CDR por deslizamiento

Estados límites	R_R (KN)	$\sum F_h$ (KN)	CDR_{sl}	$CDR_{sl} \geq 1.00$
Resistencia 1A	1056.6	413.0	2.6	ok
Resistencia 1B	1352.8	413.0	3.3	ok
Evento extremo 1A	1184.3	761.0	1.6	ok
Evento extremo 1B	1184.3	761.0	1.6	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

$$CDR_{sl} : \frac{\sum R_{R \min}}{\sum F_{H \max}}$$

Tabla 73: Máximos y mínimos

R_R (KN)	Mín	1056.56

$\sum F_h$ (KN)	Máx	761.02
CDRsl	1.39	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por volteo o excentricidad

$$X_0: \frac{\sum Mr - \sum Ma}{\sum F_v}$$

$$e: \frac{B}{2} - X_0$$

$$e_{\max}: \frac{B}{4}$$

Tabla 74: Excentricidad

Estados límites	$\sum F_v$ (KN)	$\sum Mr$ (KN.m)	$\sum Ma$ (KN.m)	X_0 (m)	e (m)	e_{\max} (m)	$e < e_{\max}$
Resistencia 1A	1704.1	7989.7	1323.6	3.9	0.3	2.1	ok
Resistencia 1B	2181.8	10085.7	1323.6	4.0	0.2	2.1	ok
Evento extremo 1A	1910.1	8031.9	2808.8	2.7	1.5	2.1	ok
Evento extremo 1B	1910.1	8031.9	2808.8	2.7	1.5	2.1	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{ov}: \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Tabla 75: CDR por volteo

Estados límites	$\sum Mr$ (KN.m)	$\sum Ma$ (KN.m)	CDRov	CDRov > 1.00
Resistencia 1A	7989.7	1323.6	6.0	ok
Resistencia 1B	10085.7	1323.6	7.6	ok
Evento extremo 1A	8031.9	2808.8	2.9	ok
Evento extremo 1B	8031.9	2808.8	2.9	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

Tabla 76: Máximos y mínimos

$\sum F_v$ (KN)	Mín	1704.1	
$\sum M_r$ (KN.m)	Mín	7989.7	
$\sum M_a$ (KN.m)	Máx	2808.8	
X_0 (m)		3.0	
e (m)		1.2	
$e_{\text{máx}}$ (m)		2.1	
CDRov		2.8	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por capacidad portante

Esfuerzo vertical

$$\sigma_v = \frac{\sum F_v}{L - 2e}$$

Tabla 77: Esfuerzos verticales

Estados límites	$\sum F_v$ (KN)	$\sum M_r$ (KN.m)	$\sum M_a$ (KN.m)	X_0 (m)	e (m)	σ_v (KN/m)
Resistencia 1A	1704.1	7989.7	1323.6	3.9	0.3	217.8
Resistencia 1B	2181.8	10085.7	1323.6	4.0	0.2	271.6
Evento extremo 1A	1910.1	8473.2	2808.8	3.0	1.2	322.1
Evento extremo 1B	1910.1	8473.2	2808.8	3.0	1.2	322.1
Servicio 1	1641.1	7493.4	858.2	4.0	0.2	203.0

Fuente: Elaboración propia

Capacidad de carga última

$$q_{\text{ult}} = cN_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma (B - 2e) N_\gamma$$

$$q_r = \phi q_{\text{ult}}$$

Donde:

$$\phi: 0.55^\circ$$

Tabla 78: Resistencia factorada por capacidad portante

Estados límites	σ_v (KN/m)	q_{ult}	q_r	$\sigma_v < q_r$
Resistencia 1A	217.8	3159.0	1737.5	ok

Resistencia 1B	271.6	3211.8	1766.5	ok
Evento extremo 1A	322.1	2678.9	1473.4	ok
Evento extremo 1B	322.1	2678.9	1473.4	ok
Servicio 1	203.0	3225.5	1774.0	ok

Fuente: Elaboración propia

Nc		Nq		Ny	
31.00	32.67	31.00	20.63	31.00	25.99
31.80	34.93	31.80	22.67	31.80	29.37
32.00	35.49	32.00	23.18	32.00	30.22

Figura 48: Factores de carga adimensionales

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{br} = \frac{q_r}{\sigma_v}$$

Tabla 79: CDR por capacidad portante

Estados límites	CDRbr	CDRbr ≥ 0.55
Resistencia 1A	8.0	ok
Resistencia 1B	6.5	ok
Evento extremo 1A	4.6	ok
Evento extremo 1B	4.6	ok
Servicio 1	8.7	ok

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

$$CDR_{br} = \frac{q_r}{\sigma_v}$$

Tabla 80: Máximos y mínimos

$\sum F_v$ (KN)	Mín	1641.1	ok
$\sum M_r$ (KN.m)	Mín	7493.4	ok

$\sum Ma$ (KN.m)	Máx	2808.8	ok
X_0 (m)		2.9	ok
e (m)		1.4	ok
σ_v (KN/m)		287.5	ok
q_{ult}		2622.6	ok
q_r		1442.4	ok
CDRbr		5.0	ok

Fuente: Elaboración propia

- Análisis de la estabilidad global pseudoestático



Figura 49: Estabilidad global del muro de gravedad – análisis pseudoestático
Fuente: Elaboración propia

- Drenaje en un análisis pseudoestático

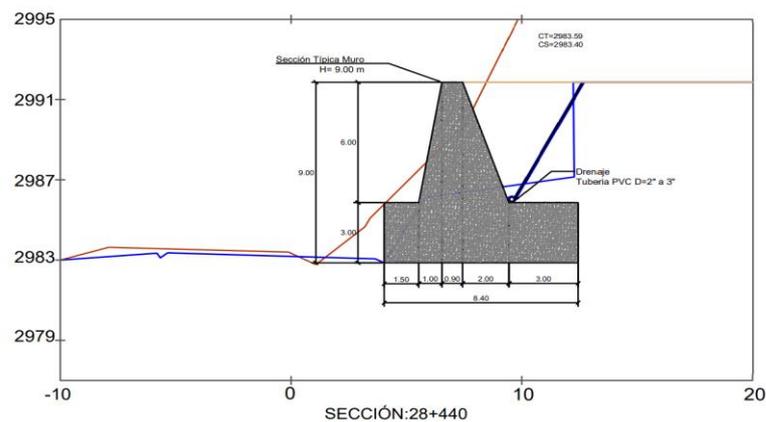


Figura 50: Drenaje del muro de gravedad análisis pseudoestático
Fuente: Elaboración propia

6.8.2 Muro mecánicamente estabilizado

- Análisis estático externo

- Cálculo de los coeficientes de presión activa por Rankine y Coulomb (K_a)

Tabla 81: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa

Θ	0.00°	Ángulo de inclinación del terreno
ϕ	31.80°	Ángulo de fricción del terreno
δ	0.00°	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo (2/3 ϕ)
β	0.00°	Inclinación del talud

Fuente: Elaboración propia

Teoría de Rankine

$$K_a: \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_a: 0.310$$

Teoría de Coulomb

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

$$K_a: 0.310$$

- Cálculo de presión de tierra activa de Coulomb (E_a)

$$E_a: \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_a e$$

$$E_a: 216.68 \text{ KN}$$

$$E_{ah}: E_a \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{ah}: 216.68 \text{ KN}$$

$$E_{av}: E_a \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{av}: 0.00 \text{ KN}$$

- Cálculo de la sobrecarga de tráfico vehicular (P_{LS})

Hallando q

$q: h_{eq} \gamma_1$
 $q: 10.53 \text{ KN/m}^2$
 $LS: q (B_3 + B_4) e$
 $LS: 123.18 \text{ KN}$

$P_{LS}: H q K_a$
 $P_{LS}: 29.35 \text{ KN}$

Descomponiendo

$P_{LSV}: P_{LS} \sin(\delta + \theta)$
 $P_{LSV}: 0.00 \text{ KN}$

$P_{LSH}: P_{LS} \cos(\delta + \theta)$
 $P_{LSH}: 29.35 \text{ KN}$

- Cálculo de las cargas muertas de componentes estructurales (DC)

$DC: H W_u \gamma_{cc} e$
 $DC: 46.63 \text{ KN}$

- Cálculo de la presión vertical (EV)

$EV: H L_p \gamma_r e$
 $EV: 1818.53 \text{ KN}$

- Cálculo de fuerzas y momentos estabilizadores

Tabla 82: Fuerzas y momentos estabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_V (KN)	d (m)	M_r (KN.m)
W_q	LS	123.18	6.15	757.53
W_1	EV	1818.53	6.15	11183.97
W_f	DC	46.63	0.15	6.99
TOTAL		1988.34		11948.49

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de fuerzas y momentos desestabilizadores

Tabla 83: Fuerzas y momentos desestabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_H (KN)	d (m)	M_a (KN.m)
E_{ah}	EH	216.68	3.00	650.05
P_{LSH}	LS	29.35	4.50	132.09
TOTAL		246.04		782.13

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la combinación de carga y factores de carga

Tabla 84: Combinación de carga y factores

	EV	LS	EH	DC
Resistencia 1A	1.00	1.75	0.90	0.90
Resistencia 1B	1.35	1.75	1.5	1.25
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas estabilizadoras

Tabla 85: Fuerzas estabilizadoras

	EV	DC	LS	$\sum F_v$ (KN)
Fuerza	1818.53	46.63	123.18	
Resistencia 1A	1818.53	41.97	215.56	2076.05
Resistencia 1B	2455.02	58.29	215.56	2728.86
Servicio 1	1818.53	46.63	123.18	1988.34

Fuente: Elaboración propia

Momentos estabilizadores

Tabla 86: Momentos estabilizadores

	EV	DC	LS	$\sum M_r$ (KN.m)
Momento	11184.0	7.0	757.5	
Resistencia 1A	11184.0	6.3	757.7	11947.8
Resistencia 1B	15098.4	8.7	1022.7	16129.8
Servicio 1	11184.0	7.0	757.5	11948.5

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas desestabilizadoras

Tabla 87: Fuerzas desestabilizadoras

	E_{ah}	PLS_h	$\sum F_h$ (KN)
Fuerza	216.68	29.35	
Resistencia 1A	195.01	51.37	246.38
Resistencia 1B	325.02	51.37	376.39
Servicio 1	216.68	29.35	246.04

Fuente: Elaboración propia

Momentos desestabilizadores

Tabla 88: Momentos desestabilizadores

	E_{ah}	PLS_h	$\sum M_a$ (KN.m)
Momento	650.1	132.1	
Resistencia 1A	585.0	231.2	816.20
Resistencia 1B	975.1	231.2	1206.22
Servicio 1	650.0	132.1	782.13

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por deslizamiento

$$R_T: \sum F_V \times \tan(\phi_2)$$

$$R_R: \phi_T \times R_T$$

Donde:

$$\phi_T : 1.00^\circ$$

$$\phi_2 : 31.80^\circ$$

Tabla 89: Resistencia nominal al deslizamiento mayor a la suma de fuerzas horizontales

Estados límites	$\sum F_V$ (KN)	R_T (KN)	R_R (KN)	$\sum F_h$ (KN)	$R_R > \sum F_h$
Resistencia 1A	1860.50	1153.56	1153.56	246.38	ok
Resistencia 1B	2513.30	1558.31	1558.31	376.39	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{sl} = \frac{\sum R_{R \min}}{\sum F_{H \max}}$$

Tabla 90: CDR por deslizamiento

Estados límites	R _R (KN)	∑ F _h (KN)	CDR _{sl}	CDR _{sl} ≥ 1.00
Resistencia 1A	1153.56	246.38	4.68	ok
Resistencia 1B	1558.31	376.39	4.14	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

Tabla 91: Máximos y mínimos

R _R (KN)	Mín	1153.56	
∑ F _h (KN)	Máx	376.39	
CDR _{sl}		3.06	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por volteo o excentricidad

$$X_0 = \frac{\sum Mr - \sum Ma}{\sum Fv}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e_{\max} = \frac{B}{4}$$

Tabla 92: Excentricidad

Estados límites	∑ F _v (KN)	∑ Mr (KN.m)	∑ Ma (KN.m)	X ₀ (m)	e (m)	e _{máx} (m)	e < e _{máx}
Resistencia 1A	1860.5	11190.3	816.2	5.6	0.4	3.0	ok
Resistencia 1B	2513.3	15107.1	1206.2	5.5	0.5	3.0	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{ov} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0}$$

Tabla 93: CDR por volteo

Estados límites	$\sum Mr$ (KN.m)	$\sum Ma$ (KN.m)	CDRov	CDRov > 1.00
Resistencia 1A	11190.3	816.2	13.7	ok
Resistencia 1B	15107.1	1206.2	12.5	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

Tabla 94: Máximos y mínimos

$\sum Fv$ (KN)	Mín	1860.5	
$\sum Mr$ (KN.m)	Mín	11190.3	
$\sum Ma$ (KN.m)	Máx	1206.2	
X_0 (m)		5.4	
e (m)		0.6	
$e_{máx}$ (m)		3.0	
CDRov		9.3	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por capacidad portante

Esfuerzo vertical

$$\sigma_v = \frac{\sum Fv}{L - 2e}$$

Tabla 95: Esfuerzos verticales

Estados límites	$\sum Fv$ (KN)	$\sum Mr$ (KN.m)	$\sum Ma$ (KN.m)	X_0 (m)	e (m)	σ_v (KN/m)
Resistencia 1A	2076.05	11947.79	816.20	5.36	0.64	199.16
Resistencia 1B	2728.86	16129.76	1206.22	5.47	0.53	256.53
Servicio 1	1988.34	11948.49	782.13	5.62	0.38	181.88

Fuente: Elaboración propia

Capacidad de carga última

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma (B - 2e) N_\gamma$$

$$q_r = \phi \times q_{ult}$$

Donde:

$$\phi : 0.65^\circ$$

Tabla 96: Resistencia factorada por capacidad portante

Estados límites	σ_v (KN/m)	$q_{\text{últ}}$	q_r	$\sigma_v < q_r$
Resistencia 1A	199.2	2954.9	1920.7	ok
Resistencia 1B	256.5	3009.2	1956.0	ok
Servicio 1	181.9	3083.8	2004.5	ok

Fuente: Elaboración propia

Nc		Nq		Ny	
31.00	32.67	31.00	20.63	31.00	25.99
31.80	34.93	31.80	22.67	31.80	29.37
32.00	35.49	32.00	23.18	32.00	30.22

Figura 51: Factores de capacidad de carga adimensionales

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{br} = \frac{q_r}{\sigma_v}$$

Tabla 97: CDR por capacidad portante

Estados límites	CDRbr	CDRbr ≥ 0.55
Resistencia 1A	9.6	ok
Resistencia 1B	7.6	ok
Servicio 1	11.0	ok

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

$$CDR_{br} = \frac{q_r}{\sigma_v}$$

Tabla 98: Máximos y mínimos

$\sum F_v$ (KN)	Mín	1988.3	
$\sum M_r$ (KN.m)	Mín	11947.8	
$\sum M_a$ (KN.m)	Máx	1206.2	
X_0 (m)		5.4	
e (m)		0.6	
σ_v (KN/m)		189.3	
$q_{\text{últ}}$		2975.4	
q_r		1934.03	
CDRbr		10.2	ok

Fuente: Elaboración propia

- Análisis de la estabilidad global estático

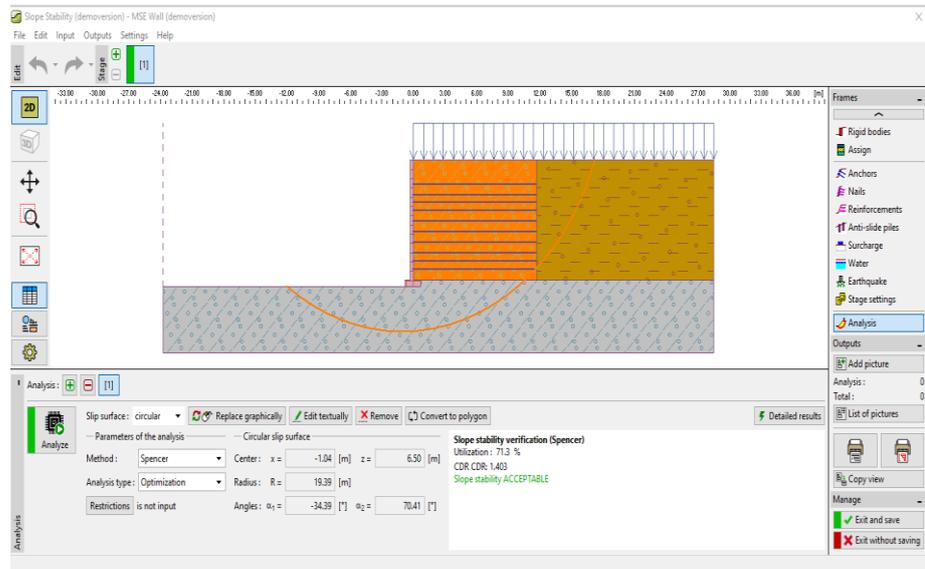


Figura 52: Estabilidad global del muro mecánicamente estabilizado – análisis estático
Fuente: Geo

- Drenaje estático

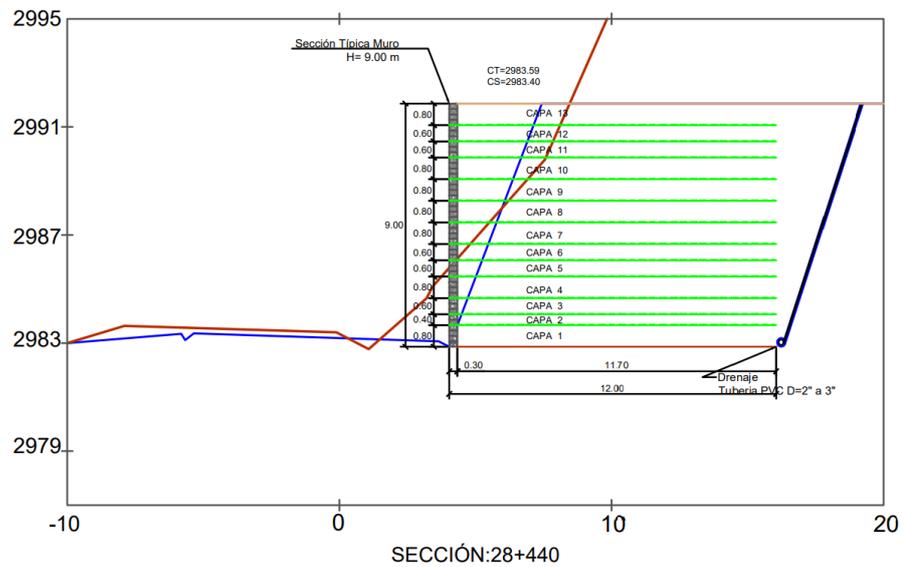


Figura 53: Drenaje del muro mecánicamente estabilizado – análisis estático
Fuente: Elaboración propia

- Análisis estático interno

- Cálculo de la superficie de deslizamiento crítica

$$\Psi: 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$\Psi: 60.90$$

- Cálculo de las cargas no factorizadas

$$\frac{K_r}{K_a} : 1$$

Donde:

$$K_a : 0.310$$

$$K_r : 0.310$$

- Cálculo de las fuerzas de tracción factorizadas en las capas de refuerzo

$$\sigma_H : K_r [Y_2 \times (Z + h_{eq}) Y_{EV \text{ MÁX}}]$$

$$T_{\max} : \sigma_H S_V$$

Donde:

$$Y_{EV\text{-MÁX}} : 1.35$$

$$Y_2 : 17.27$$

Tabla 99: Fuerzas de tracción en cada refuerzo

Capa	Z	Sv	σ_H	Tmax
13	0.80	0.80	10.18	8.14
12	1.60	0.60	15.96	9.58
11	2.20	0.60	20.29	12.18
10	2.80	0.80	24.63	19.70
9	3.60	0.80	30.40	24.32
8	4.40	0.80	36.18	28.95
7	5.20	0.80	41.96	33.57
6	6.00	0.60	47.74	28.64
5	6.60	0.60	52.07	31.24
4	7.20	0.80	56.41	45.13
3	8.00	0.60	62.18	37.31
2	8.60	0.40	66.52	26.61
1-SR	9.00	0.80	69.41	55.53

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la resistencia nominal del refuerzo

Datos de la ficha técnica

T_{ult} : 200 KN/m

RF_{ID} : 1.03

RF_{CR} : 1.43

RF_D : 1.15

$$T_{al} : \frac{T_{ult}}{RF} : \frac{T_{ult}}{RF_{ID} RF_{CR} RF_D}$$

T_{al} : 118.08

- Cálculo de la resistencia a la tracción factorizada del refuerzo

$T_r : \phi T_{al}$

T_r : 106.27

Donde

ϕ : 0.9

Cálculo del CDR

$$CDR: \frac{T_r}{T_{max}}$$

Tabla 100: CDR de resistencia

Capa	Z	Sv	σ_H	Tmax	Tr	CDR resistencia	
13	0.80	0.8	10.18	8.14	106.27	13.05	ok
12	1.60	0.6	15.96	9.58	106.27	11.10	ok
11	2.20	0.6	20.29	12.18	106.27	8.73	ok
10	2.80	0.8	24.63	19.70	106.27	5.39	ok
9	3.60	0.8	30.40	24.32	106.27	4.37	ok
8	4.40	0.8	36.18	28.95	106.27	3.67	ok
7	5.20	0.8	41.96	33.57	106.27	3.17	ok
6	6.00	0.6	47.74	28.64	106.27	3.71	ok
5	6.60	0.6	52.07	31.24	106.27	3.40	ok
4	7.20	0.8	56.41	45.13	106.27	2.35	ok
3	8.00	0.6	62.18	37.31	106.27	2.85	ok
2	8.60	0.4	66.52	26.61	106.27	3.99	ok
1-SR	9.00	0.8	69.41	55.53	106.27	1.91	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la longitud efectiva

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\phi \times F^* \times \alpha \times \sigma_v \times C \times R_C} \geq 1 \text{ m}$$

Donde:

ϕ : 0.9

F^* : 0.45

α : 0.80

c : 2.00

R_C : 1.00

H : 9.00

L_p : 11.70

Tabla 101: Longitud efectiva y CDR Pullout

Capa	Z	Le	La	T_{\max}	σ_v	L_e req.	L_e redon.	CDR pullout	
13	0.80	11.59	0.11	8.14	13.82	0.91	1.00	12.74	ok
12	1.60	11.61	0.09	9.58	27.63	0.53	1.00	21.70	ok
11	2.20	11.61	0.09	12.1 8	37.99	0.49	1.00	23.48	ok
10	2.80	11.62	0.08	19.7 0	48.36	0.63	1.00	18.48	ok
9	3.60	11.63	0.07	24.3 2	62.17	0.60	1.00	19.26	ok
8	4.40	11.64	0.06	28.9 5	75.99	0.59	1.00	19.80	ok
7	5.20	11.65	0.05	33.5 7	89.80	0.58	1.00	20.20	ok
6	6.00	11.66	0.04	28.6 4	103.62	0.43	1.00	27.34	ok
5	6.60	11.67	0.03	31.2 4	113.98	0.42	1.00	27.59	ok
4	7.20	11.68	0.02	45.1 3	124.34	0.56	1.00	20.85	ok
3	8.00	11.69	0.01	37.3 1	138.16	0.42	1.00	28.04	ok
2	8.60	11.69	0.01	26.6 1	148.52	0.28	1.00	42.30	ok
1-SR	9.00	11.70	0.00	55.5 3	155.43	0.55	1.00	21.22	ok

Fuente: Elaboración propia

- Análisis pseudoestático externa
 - Cálculo de los coeficientes de presión activa por Rankine y Coulomb (K_a)

Tabla 102: Parámetros para el cálculo de coeficiente de presión activa

Θ	0.00°	Ángulo de inclinación del terreno
ϕ	31.80°	Ángulo de fricción del terreno
δ	0.00°	Ángulo de fricción entre el muro y el suelo (2/3 ϕ)
β	0.00°	Inclinación del talud

Fuente: Elaboración propia

Teoría de Rankine

$$K_a: \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_a: 0.310$$

Teoría de Coulomb

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

$$K_a: 0.310$$

- Cálculo de presión de tierra activa de Coulomb (E_a)

$$E_a: \frac{1}{2} * \gamma_1 * H^2 * K_a * e$$

$$E_a: 216.68 \text{ KN}$$

$$E_{ah}: E_a * \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{ah}: 216.68 \text{ KN}$$

$$E_{av}: E_a * \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{av}: 0.00 \text{ KN}$$

- Cálculo del coeficiente de presión de tierra activa con efecto sísmico
Mononobe – Okabe (K_{AE})

Tabla 103: Parámetros para el cálculo del coeficiente de Mononobe - Okabe

Aceleración sísmica (A):	0.350	g
K_h	0.175	0.5 (A) g
K_v	0.00	g
ϕ	31.80	°
θ	0.00	°
δ	0.00	°
β	0.00	°

Fuente: Elaboración propia

$$\theta_{MO}: \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\Theta_{MO}: 9.926$$

$$K_{AE}: \frac{\cos(\Phi - \theta_{MO} - \theta)^2}{\cos(\theta_{MO}) \cos(\theta)^2 \cos(\delta + \theta + \theta_{MO})} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \theta_{MO}) \cos(\beta - \theta)}}\right]^{-2}$$

$$K_{AE}: 0.424$$

- Cálculo del coeficiente de presión de tierra activa con efecto sísmico
Mononobe – Okabe (E_{AE})

$$E_{AE}: \frac{1}{2} * \gamma_1 * H^2 * (1 - K_v) * K_{AE} * e$$

$$E_{AE}: 296.72 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$E_{AEh}: E_{AE} * \cos(\delta + \theta)$$

$$E_{AEh}: 296.72 \text{ KN}$$

$$E_{AEv}: E_{AE} * \sin(\delta + \theta)$$

$$E_{AEv}: 0.00 \text{ KN}$$

- Cálculo de la sobrecarga de tráfico vehicular (P_{LS})

Hallando q

$$q: h_{eq} * \gamma_1$$

$$q: 10.53 \text{ KN/m}^2$$

$$LS: q * (L_p) * e$$

$$LS: 123.2 \text{ KN}$$

$$P_{LS}: H * q * K_a$$

$$P_{LS}: 29.35 \text{ KN}$$

Descomponiendo

$$P_{LSV}: P_{LS} * \sin(\delta + \theta)$$

$$P_{LSV}: 0.00 \text{ KN}$$

$$P_{LSH}: P_{LS} * \cos(\delta + \theta)$$

$$P_{LSH}: 29.35 \text{ KN}$$

- Cálculo de las cargas muertas de componentes estructurales (DC)

$$DC: H * W_u * \gamma_{cc} * e$$

$$DC: 46.63 \text{ KN}$$

- Cálculo de la presión vertical (EV)

$$EV: H * L_p * \gamma_r * e$$

$$EV: 1818.53 \text{ KN}$$

- Cálculo de la fuerza inercial externa (PIR)

$$PIR: 0.5 * K_h * W$$

$$PIR: 159.12 \text{ KN}$$

- Cálculo de fuerzas y momentos estabilizadores

Tabla 104: Fuerzas y momentos estabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_v (KN)	d (m)	M_r (KN.m)
LS	LS	123.18	6.15	757.53
EV	EV	1818.53	6.15	11183.97
DC	DC	46.63	0.15	6.99
TOTAL		1988.34		11948.49

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de fuerzas y momentos desestabilizadores

Tabla 105: Fuerzas y momentos desestabilizadores

Carga	Tipo	Fuerza F_H (KN)	d (m)	M_a (KN.m)
E_{ah}	EH	216.68	3.00	650.05
P_{LSH}	LS	29.35	4.50	132.09
E_{AE}	EQ	296.72	3.65	1082.26
PIR	EQ	159.12	4.50	716.05
TOTAL		701.88		2580.45

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la combinación de carga y factores de carga

Tabla 106: Combinaciones de cargas y factores

	EV	LS	EH	EQ	DC
Resistencia 1A	1.00	1.75	0.90	0.00	0.90
Resistencia 1B	1.35	1.75	1.50	0.00	1.25
Evento Extremo 1A	1.00	1.00	1.50	1.00	1.00
Evento Extremo 1B	1.35	1.00	1.50	1.00	1.00
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas estabilizadoras

Tabla 107: Fuerzas estabilizadoras

	EV	DC	LS	$\sum F_v$ (KN)
Fuerza	1818.5	46.6	123.2	
Resistencia 1A	1818.5	42.0	215.6	2076.1
Resistencia 1B	2455.0	58.3	215.6	2728.9
Evento extremo 1A	1818.5	46.6	123.2	1988.3
Evento extremo 1B	2455.0	46.6	123.2	2624.8
Servicio 1	1818.5	46.6	123.2	1988.3

Fuente: Elaboración propia

Momentos estabilizadores

Tabla 108: Momentos estabilizadores

	EV	DC	LS	$\sum M_r$ (KN.m)
Momento	11184.0	7.0	757.5	
Resistencia 1A	11184.0	6.3	757.5	11947.8
Resistencia 1B	15098.4	8.7	1022.7	16129.8
Evento extremo 1A	11184.0	7.0	757.5	11948.5
Evento extremo 1B	15098.4	7.0	1022.7	16128.0
Servicio 1	11184.0	7.0	757.5	11948.5

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas desestabilizadoras

Tabla 109: Fuerzas desestabilizadoras

	E_{ah}	PLS_h	E_{AE}	PIR	$\sum F_h$ (KN)
Fuerza	216.7	29.4	296.7	159.1	246.4
Resistencia 1A	195.0	51.4	0.0	0.0	376.4
Resistencia 1B	325.0	51.4	0.0	0.0	810.2
Evento extremo 1A	325.0	29.4	296.7	159.1	810.2
Evento extremo 1B	325.0	29.4	296.7	159.1	246.0
Servicio 1	216.7	29.4	0.0	0.0	246.4

Fuente: Elaboración propia

Momentos desestabilizadores

Tabla 110: Momentos desestabilizadores

	E_{ah}	PLS_h	E_{AE}	PIR	ΣMa (KN.m)
Momento	650.0	132.1	1082.3	716.0	
Resistencia 1A	585.0	231.2	0.0	0.0	816.2
Resistencia 1B	975.1	231.2	0.0	0.0	1206.2
Evento extremo 1A	975.1	132.1	1082.3	716.0	2905.5
Evento extremo 1B	975.1	132.1	1082.3	716.0	2905.5
Servicio 1	650.0	132.1	0.0	0.0	782.1

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por deslizamiento

$$R_T: \Sigma FV \times \tan(\phi_2)$$

$$R_R: \phi_T \times R_T$$

Donde

$$\phi_T : 1.00^\circ$$

$$\phi_2 : 31.80^\circ$$

Tabla 111: Resistencia nominal al deslizamiento mayor a la suma de fuerzas horizontales

Estados límites	ΣFv (KN)	R_T (KN)	R_R (KN)	ΣFh (KN)	$R_R > \Sigma Fh$
Resistencia 1A	1860.5	1153.6	1153.6	246.4	ok
Resistencia 1B	2513.3	1558.3	1558.3	376.4	ok
Evento extremo 1A	1865.2	1156.4	1156.4	810.2	ok
Evento extremo 1B	2501.6	1551.1	1551.1	810.2	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{sl} = \frac{\sum R_R}{\sum F_H}$$

Tabla 112: CDR por deslizamiento

Estados límites	R _R (KN)	∑ F _H (KN)	CDR _{sl}	CDR _{sl} ≥ 1.00
Resistencia 1A	1153.6	246.4	4.7	ok
Resistencia 1B	1558.3	376.4	4.1	ok
Evento extremo 1A	1156.4	810.2	1.4	ok
Evento extremo 1B	1551.1	810.2	1.9	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

$$CDR_{sl} = \frac{\sum R_{R \min}}{\sum F_{H \max}}$$

Tabla 113: Máximos y mínimos

R _R (KN)	Mín	1153.56	
∑ F _H (KN)	Máx	810.22	
CDR _{sl}		1.42	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por volteo o excentricidad

$$X_0 = \frac{\sum M_r - \sum M_a}{\sum F_v}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e_{\max} = \frac{B}{4}$$

Tabla 114: Excentricidad

Estados límites	$\sum F_v$ (KN)	$\sum M_r$ (KN.m)	$\sum M_a$ (KN.m)	X_0 (m)	e (m)	$e_{m\acute{a}x}$ (m)	$e < e_{m\acute{a}x}$
Resistencia 1A	1860.5	11190.3	816.2	5.6	0.4	3.0	ok
Resistencia 1B	2513.3	15107.1	1206.2	5.5	0.5	3.0	ok
Evento extremo 1A	1865.2	11191.0	2905.5	4.4	1.6	3.0	ok
Evento extremo 1B	2501.6	15105.3	2905.5	4.9	1.1	3.0	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 115: CDR por volteo

Estados límites	$\sum M_r$ (KN.m)	$\sum M_a$ (KN.m)	CDR _{ov}	CDR _{ov} > 1.00
Resistencia 1A	11190.3	816.2	13.7	ok
Resistencia 1B	15107.1	1206.2	12.5	ok
Evento extremo 1A	11191.0	2905.5	3.9	ok
Evento extremo 1B	15105.3	2905.5	5.2	ok
Servicio 1	N/A	N/A	N/A	

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

Tabla 116: Máximos y mínimos

$\sum F_v$ (KN)	Mín	1860.5
$\sum M_r$ (KN.m)	Mín	11190.3
$\sum M_a$ (KN.m)	Máx	2905.5
X_0 (m)		4.5
e (m)		1.6
$e_{m\acute{a}x}$ (m)		3.0
CDR _{ov}		3.9

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la estabilidad por capacidad portante

Esfuerzo vertical

$$\sigma_v: \frac{\sum F_v}{L - 2e}$$

Tabla 117: Esfuerzos verticales

Estados límites	$\sum F_v$ (KN)	$\sum M_r$ (KN.m)	$\sum M_a$ (KN.m)	X_0 (m)	e (m)	σ_v (KN/m)
Resistencia 1A	2076.1	11947.8	816.2	5.4	0.6	199.2
Resistencia 1B	2728.9	16129.8	1206.2	5.5	0.5	256.5
Evento extremo 1A	1988.3	11948.5	2905.5	4.5	1.5	226.0
Evento extremo 1B	2624.8	16128.0	2905.5	5.0	1.0	268.5
Servicio 1	1988.3	11948.5	782.1	5.6	0.4	181.9

Fuente: Elaboración propia

Capacidad de carga última

$$q_{ult}: cN_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma (B - 2e)N_\gamma$$

$$q_r: \phi q_{ult}$$

Donde:

$$\phi: 0.65^\circ$$

Tabla 118: Resistencia factorada por capacidad portante

Estados límites	σ_v (KN/m)	q_{ult}	q_r	$\sigma_v < q_r$
Resistencia 1A	199.2	2954.9	1920.7	ok
Resistencia 1B	256.5	3009.2	1956.0	ok
Evento extremo 1A	226.0	2542.1	1652.3	ok
Evento extremo 1B	268.5	2790.4	1813.7	ok
Servicio 1	181.9	3083.8	2004.5	ok

Fuente: Elaboración propia

Nc		Nq		N γ	
31.00	32.67	31.00	20.63	31.00	25.99
31.80	34.93	31.80	22.67	31.80	29.37
32.00	35.49	32.00	23.18	32.00	30.22

Figura 54: Factores de capacidad de carga adimensionales

Fuente: Elaboración propia

$$CDR_{br} = \frac{q_r}{\sigma_v}$$

Tabla 119: CDR por capacidad portante

Estados límites	CDRbr	CDRbr \geq 0.55
Resistencia 1A	9.6	ok
Resistencia 1B	7.6	ok
Evento extremo 1A	7.3	ok
Evento extremo 1B	6.8	ok
Servicio 1	11.0	ok

Fuente: Elaboración propia

Valores críticos basados en máximos y mínimos

$$CDR_{br} = \frac{q_r}{\sigma_v}$$

Tabla 120: Máximos y mínimos

$\sum F_v$ (KN)	Mín	1988.3	
$\sum M_r$ (KN.m)	Mín	11947.8	
$\sum M_a$ (KN.m)	Máx	2905.5	
X_0 (m)		4.6	
e (m)		1.5	
σ_v (KN/m)		226.1	
$q_{\text{últ}}$		2541.9	
q_r		1652.2	ok
CDRbr		7.3	

Fuente: Elaboración propia

- Análisis de la estabilidad global pseudoestático

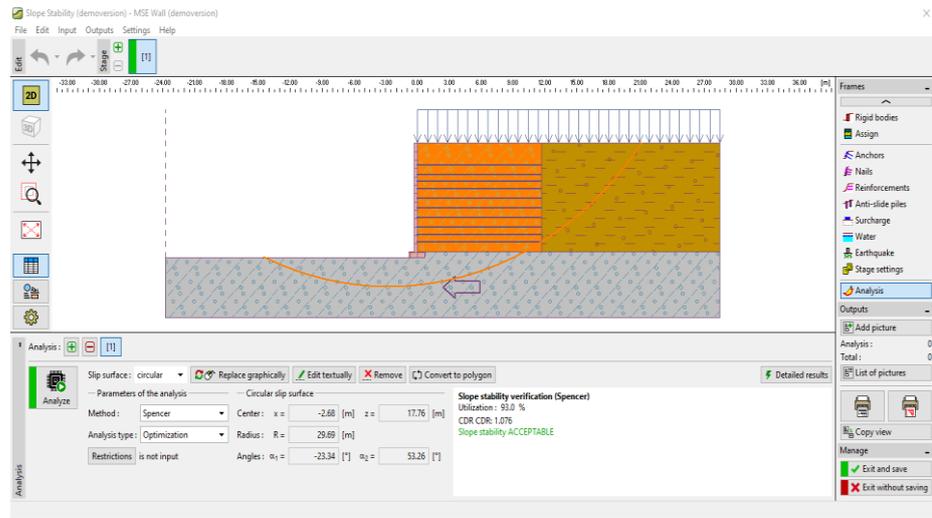


Figura 55: Estabilidad global del muro mecánicamente estabilizado – análisis pseudoestático

Fuente: Elaboración propia

- Drenaje en un análisis pseudoestático

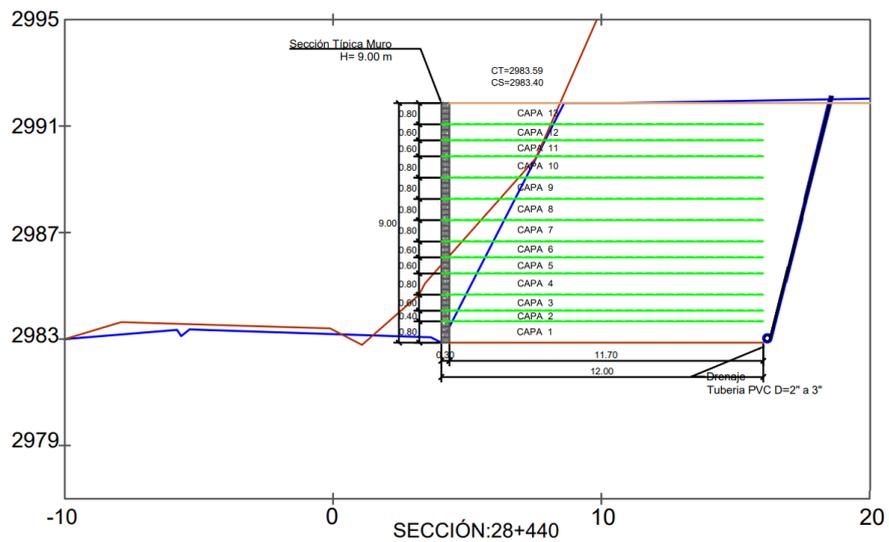


Figura 56: Drenaje del muro mecánicamente estabilizado – análisis pseudoestático

Fuente: Elaboración propia

- Análisis pseudoestático interno

- Cálculo de la superficie de deslizamiento crítica

$$\Psi: 45 + \frac{\phi}{2}$$

$$\Psi: 60.9$$

- Cálculo de las cargas no factorizadas

$$\frac{K_r}{K_a}: 1$$

$$K_a: 0.310$$

$$K_r: 0.310$$

- Cálculo de las fuerzas de tracción factorizadas en las capas de refuerzo

$$\sigma_h: K_r [Y_2 (Z + h_{eq}) Y_{EV \text{ MÁX}}]$$

$$T_{\max}: \sigma_H \times S_V$$

Donde:

$$Y_{EV\text{-MÁX}} : 1.35$$

$$Y_2 : 17.27$$

$$T_{md}: \frac{P_{ir}}{n}$$

$$T_{\max} + T_{md}: T_{\text{total}}$$

Tabla 121: Fuerzas de tracción en cada refuerzo

Capa	Z	Sv	σ_H	Tmax	n	Pir	T md	Ttotal
13	0.80	0.80	10.18	8.14	13.00	159.12	12.24	20.39
12	1.60	0.60	15.96	9.58	13.00	159.12	12.24	21.82
11	2.20	0.60	20.29	12.18	13.00	159.12	12.24	24.42
10	2.80	0.80	24.63	19.70	13.00	159.12	12.24	31.94
9	3.60	0.80	30.40	24.32	13.00	159.12	12.24	36.56
8	4.40	0.80	36.18	28.95	13.00	159.12	12.24	41.19
7	5.20	0.80	41.96	33.57	13.00	159.12	12.24	45.81
6	6.00	0.60	47.74	28.64	13.00	159.12	12.24	40.88
5	6.60	0.60	52.07	31.24	13.00	159.12	12.24	43.48
4	7.20	0.80	56.41	45.13	13.00	159.12	12.24	57.37
3	8.00	0.60	62.18	37.31	13.00	159.12	12.24	49.55
2	8.60	0.40	66.52	26.61	13.00	159.12	12.24	38.85
1	9.00	0.40	69.41	27.76	13.00	159.12	12.24	40.00

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la resistencia nominal del refuerzo

Datos de la ficha técnica:

T_{últ} : 200 KN/m

RF_{ID} : 1.03

RF_{CR} : 1.43

RF_D : 1.15

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D}$$

T_{al}: 118.08

- Cálculo de la resistencia a la tracción factorizada del refuerzo de suelo

T_r: ϕ T_{al}

T_r: 100.36

Donde:

ϕ : 0.89

- Cálculo del CDR

$$\text{CDR: } \frac{T_{\text{total}}}{T_{\text{max}}}$$

Tabla 122: Resistencia a la tracción del suelo en cada refuerzo

Capa	Z	Sv	σ_H	Ttotal	Tr	CDR DESPLAZAMIENTO	
13	0.80	0.8	10.18	20.39	100.36	4.92	ok
12	1.60	0.6	15.96	21.82	100.36	4.60	ok
11	2.20	0.6	20.29	24.42	100.36	4.11	ok
10	2.80	0.8	24.63	31.94	100.36	3.14	ok
9	3.60	0.8	30.40	36.56	100.36	2.74	ok
8	4.40	0.8	36.18	41.19	100.36	2.44	ok
7	5.20	0.8	41.96	45.81	100.36	2.19	ok
6	6.00	0.6	47.74	40.88	100.36	2.45	ok
5	6.60	0.6	52.07	43.48	100.36	2.31	ok
4	7.20	0.8	56.41	57.37	100.36	1.75	ok
3	8.00	0.6	62.18	49.55	100.36	2.03	ok
2	8.60	0.4	66.52	38.85	100.36	2.58	ok
1	9.00	0.4	69.41	40.00	100.36	2.51	ok

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de la longitud efectiva

$$L_e \geq \frac{T_{\text{total}}}{\phi \times 0.8 \times F^* \times \alpha \times \sigma_V \times C \times R_C}$$

Donde

ϕ : 1.2

F* : 0.45

α : 0.80

c : 2.00

R_C: 1.00

H : 9.00

L_p : 11.70

Tabla 123: Longitud efectiva y CDR de Pullout

Capa	Z	Le	La	T _{total}	σ_v	L _e requerido	L _e >L _e reque	CDR Pullout
13	0.80	11.59	0.11	20.39	13.82	2.13	ok	5.43
12	1.60	11.61	0.09	21.82	27.63	1.14	ok	10.16
11	2.20	11.61	0.09	24.42	37.99	0.93	ok	12.49
10	2.80	11.62	0.08	31.94	48.36	0.96	ok	12.16
9	3.60	11.63	0.07	36.56	62.17	0.85	ok	13.67
8	4.40	11.64	0.06	41.19	75.99	0.78	ok	14.85
7	5.20	11.65	0.05	45.81	89.80	0.74	ok	15.79
6	6.00	11.66	0.04	40.88	103.62	0.57	ok	20.43
5	6.60	11.67	0.03	43.48	113.98	0.55	ok	21.14
4	7.20	11.68	0.02	57.37	124.34	0.67	ok	17.49
3	8.00	11.69	0.01	49.55	138.16	0.52	ok	22.52
2	8.60	11.69	0.01	38.85	148.52	0.38	ok	30.90
1	9.00	11.70	0.00	40.00	155.43	0.37	ok	31.42

Fuente: Elaboración propia

6.9 Presentación de resultados

6.9.1 Comparación de factores de seguridad bajo la metodología ASD

- Análisis estático

Tabla 124: Comparación de factores de seguridad estático

FACTORES DE SEGURIDAD		
Excel	Muro de Gravedad	Muro Mecánicamente Estabilizado
Volteo	8.39	14.31
Deslizamiento	2.25	4.75
Capacidad Portante	14.05	15.91

Fuente: Elaboración propia

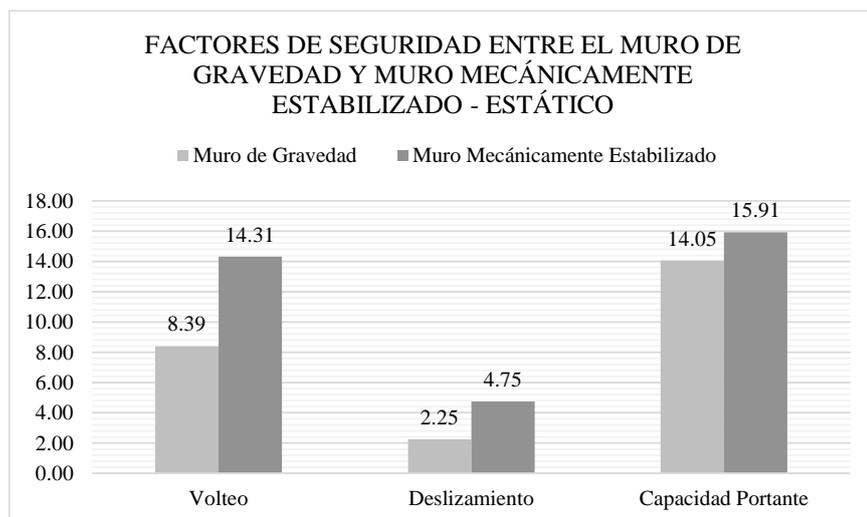


Figura 57: Factores de seguridad entre el muro de gravedad y muro mecánicamente estabilizado – estático
Fuente: Elaboración propia

- Análisis pseudoestático

Tabla 125: Comparación de factores de seguridad pseudoestático

FACTORES DE SEGURIDAD		
Excel	Muro de Gravedad	Muro Mecánicamente Estabilizado
Volteo	5.71	6.13
Deslizamiento	1.13	2.02
Capacidad Portante	7.21	15.07

Fuente: Elaboración propia

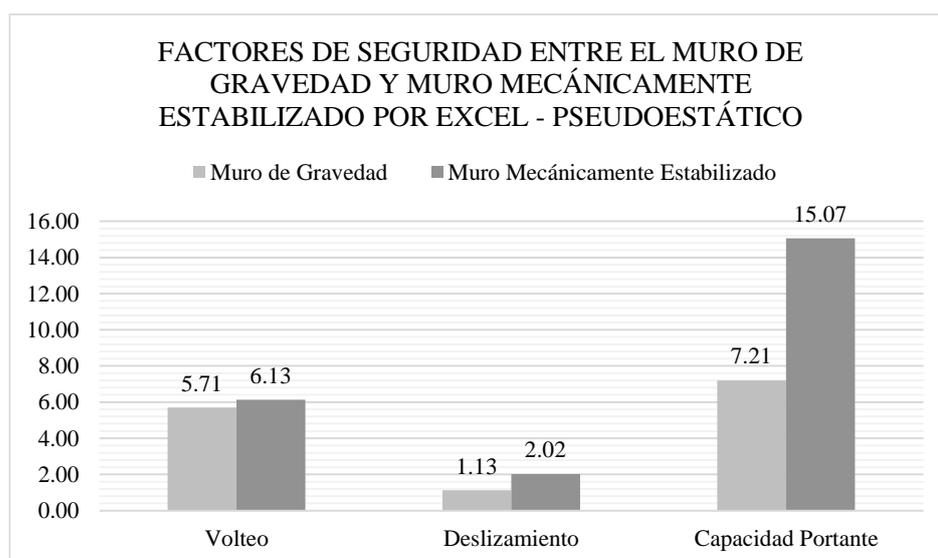


Figura 58: Factores de seguridad entre el muro de gravedad y muro mecánicamente estabilizado – pseudoestático
Fuente: Elaboración propia

6.9.2 Comparación de CDR bajo la metodología LRFD

- Análisis estático

Tabla 126: Comparación de CDR estático

CAPACITY DEMAND RATIO (CDR)		
Excel	Muro de Gravedad	Muro Mecánicamente Estabilizado
Volteo	6.83	13.12
Deslizamiento	2.92	4.41
Capacidad portante	7.74	9.43

Fuente: Elaboración propia

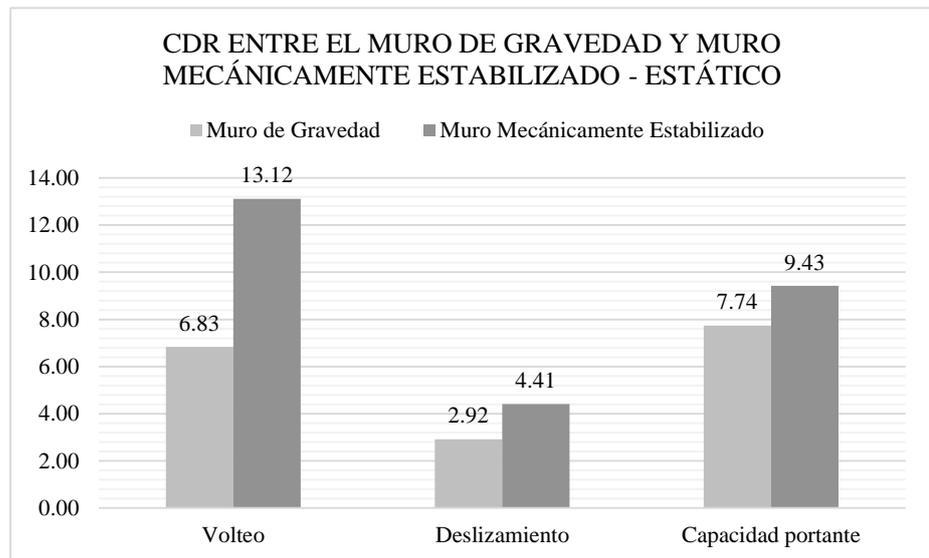


Figura 59: CDR entre el muro de gravedad y muro mecánicamente estabilizado - estático

Fuente: Elaboración propia

- Análisis pseudoestático

Tabla 127: Comparación de CDR pseudoestático

CAPACITY DEMAND RATIO (CDR)		
Excel	Muro de Gravedad	Muro Mecánicamente Estabilizado
Volteo	4.84	8.82
Deslizamiento	1.94	2.92

Capacidad portante 6.47 8.47

Fuente: Elaboración propia

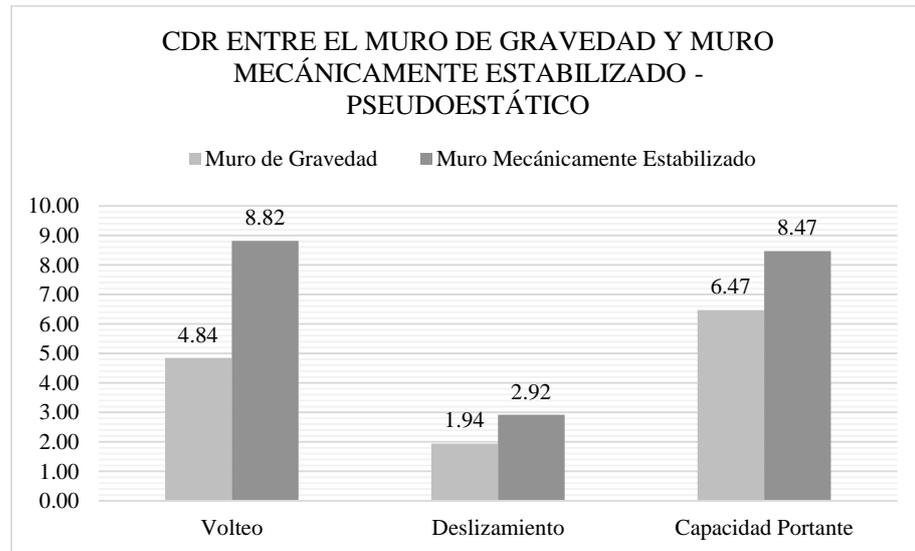


Figura 60: CDR entre el muro de gravedad y muro mecánicamente estabilizado – pseudoestático

Fuente: Elaboración propia

6.10 Diferencias de enfoques ASD y LRFD

Tabla 128: Diferencias entre el enfoque ASD y LRFD

	ASD	LRFD
Parámetros de diseño	Este método se reduce a evaluar las fuerzas o momentos estabilizadores con los desestabilizadores y obtener factores de seguridad.	Este método introduce el parámetro Capacity demanda ratio (CDR), sirve para identificar estados límite críticos.
Estudio Adicional	Solo obtiene factores de seguridad, no realiza un estudio más profundo en la estructura de contención.	Aparte de obtener los CDR por cada estado límite hace un análisis entre máximos y mínimos para buscar el caso más crítico
Estado Límite	Presenta un solo estado límite permanente	Presenta varios estados límite y estos deberán ser usados de acuerdo al tipo de estructura existente.
Factores de Resistencia	No presenta factores de resistencia.	Presenta varios factores de resistencia y estos deberán ser usados de acuerdo al tipo de carga existente.
Combinaciones de carga	Las cargas existentes en las estructuras de contención son evaluadas de igual manera sin importar el tipo al que pertenece, por ello no presenta combinaciones de carga.	Las cargas existentes en la estructura de contención se toman en cuenta el tipo de carga, para así poder asignar un factor de mayoración y realizar las combinaciones de carga.

Fuente: Elaboración propia

6.11 Contrastación de hipótesis

El siguiente trabajo de investigación contiene una hipótesis general y dos hipótesis específicas, con el desarrollo de la investigación se plantea dar respuesta a estas interrogantes.

- Hipótesis general

El diseño del muro mecánicamente estabilizado es el más estable bajo los enfoques ASD y LRFD para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440- Km 28+480.

En base a los resultados obtenidos mediante las hojas de cálculo en los enfoques ASD y LRFD, se concluye que el muro mecánicamente estabilizado cumple con ser el muro de contención más estable bajo los análisis de estabilidad externa donde se obtuvieron parámetros de diseño más altos que en el muro de gravedad, en conclusión, el muro mecánicamente estabilizado es el diseño más idóneo para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440- Km 28+480.

- Hipótesis específicas

El muro mecánicamente estabilizado presenta mayor estabilidad externa en comparación con el muro de gravedad bajo el enfoque ASD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480.

En base a los cálculos realizados con el enfoque ASD, se obtuvo que ambos muros de contención cumplieron con presentar los factores de seguridad mínimos requeridos en la estabilidad externa, sin embargo el muro mecánicamente estabilizado presentó mayores valores en los análisis por volteo, deslizamiento y capacidad portante, así mismo es necesario recalcar que este proceso se hizo para los análisis estáticos y pseudoestáticos, en definitiva el muro mecánicamente estabilizado presenta mayor estabilidad

externa y por ende es el más adecuado para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480.

El muro mecánicamente estabilizado presenta mayor estabilidad externa en comparación con el muro de gravedad bajo el enfoque LRFD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480.

En base a los cálculos realizados con el enfoque LRFD, se obtuvo que ambos muros de contención cumplieron con presentar los CDR mínimos requeridos en la estabilidad externa, sin embargo el muro mecánicamente estabilizado presentó mayores valores en los análisis por volteo, deslizamiento y capacidad portante, así mismo es necesario recalcar que este proceso se hizo para los análisis estáticos y pseudoestáticos, en definitiva el muro mecánicamente estabilizado presenta mayor estabilidad externa y por ende es el más adecuado para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480.

6.12 Discusión de resultados

A partir del desarrollo del presente trabajo de investigación para los muros mecánicamente estabilizado y muros de gravedad bajo los enfoques ASD y LRFD se obtuvieron resultados de factores de seguridad y CDR mayores a los mínimos requeridos, concluyendo con el muro mecánicamente estabilizado como el muro de contención más favorable para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480, de modo que:

Por el análisis estático bajo la metodología ASD, los factores de seguridad por volteo, deslizamiento y capacidad portante presentaron mayores resultados en el muro mecánicamente estabilizado con respecto al muro de gravedad como se muestra en la Tabla 124 y Figura 57.

Por el análisis pseudoestático bajo la metodología ASD, los factores de seguridad, se ven gravemente afectados por la condición sísmica atribuida al diseño, reduciendo el 75% de los resultados. Si bien es cierto que ambos muros de contención pasan los factores de seguridad mínimos requeridos, el muro

mecánicamente estabilizado presenta mayores factores, al deslizamiento, volteo y capacidad portante. Ver Tabla 125 y Figura 58.

Por el análisis estático bajo la metodología LRFD, los CDR obtenidos por el muro mecánicamente estabilizado vs. los muros de gravedad, presentaron la estabilidad frente a las fallas por volteo, deslizamiento y capacidad portante, resultando así el muro mecánicamente estabilizado con mayores resultados estables. Ver Tabla 126 y Figura 59.

Por el análisis pseudoestático bajo la metodología LRFD, los CDR tienden a disminuir debido a la condición sísmica, sin embargo, pasan lo mínimo requerido, concluyendo así al muro mecánicamente estabilizado como el muro más estable. Ver Tabla 127 y Figura 60.

CONCLUSIONES

1. Según la Tabla 124 el muro de gravedad y el muro mecánicamente estabilizado en un análisis estático, bajo el mismo enfoque de metodología ASD, el muro mecánicamente estabilizado tendrá mayores valores en los factores de seguridad de volteo, deslizamiento y capacidad portante. Ver Figura 57.
2. De acuerdo a las comparaciones de factores de seguridad realizadas en la Tabla 125 entre los muros mecánicamente estabilizado y muro de gravedad bajo la metodología ASD en condiciones pseudoestáticos, ambos muros son estables sin embargo el muro mecánicamente estabilizado obtiene factores de seguridad mayores al muro de gravedad, resultando, así como el más estable. Ver Figura 58.
3. De acuerdo a la Tabla 126, donde se diseña en condiciones estáticas bajo el enfoque LRFD, en la verificación de la falla por volteo y deslizamiento el muro mecánicamente estabilizado presenta mayor CDR que el muro de gravedad. Ver Figura 59.
4. De acuerdo a la Tabla 127, donde se diseña en condiciones pseudoestáticos bajo el enfoque LRFD, el muro mecánicamente estabilizado presenta mayor CDR que el muro de gravedad. Ver Figura 60.
5. Al realizar los procedimientos de análisis bajo los enfoques ASD y LRFD, encontramos diferencias en el proceso de diseño como, el uso del análisis entre máximos y mínimos para el caso del LRFD, que consistía en escoger las fuerzas o momentos estabilizadores mínimos y fuerzas o momentos desestabilizadores máximos en los estados límites presentes para obtener el análisis más crítico.

RECOMENDACIONES

1. Incluir el uso de un software especializado en muros de contención para la comparación de resultados, ya que ayudará a constatar si los valores obtenidos mediante hojas de cálculo son los valores reales, además de dar una adecuada interpretación.
2. Considerar las indicaciones de la Norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th Ed. 2002 y la Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed. 2017 donde se menciona no considerar el empuje pasivo dentro del diseño de los muros de contención, ya que actualmente estos no tienen un mantenimiento adecuado y no se podrá garantizar la preservación del suelo en la zona pasiva, ocasionando la falla del diseño propuesto.
3. Analizar un análisis de costos para la comparación de la viabilidad económica de los muros de contención, debido a que es un factor crucial de la puesta en marcha del proyecto, dado que se deberá elegir entre ambos muros de contención diseñados en la presente tesis, y así obtener la propuesta más económica para la implementación en la zona de estudio.
4. Se sugiere el uso del enfoque LRFD ya que este utiliza diversos factores de carga de acuerdo a la fuerza existente en la estructura y esto permite introducir diversas combinaciones de carga en el diseño del muro de contención en cambio el enfoque ASD no permite las combinaciones de carga, ni la mayoración de carga.
5. Considerar el diseño de un sistema de drenaje de acuerdo a los parámetros geotécnicos y ambientales encontrados en las diferentes zonas de estudio puesto que en la tesis realizada no se consideró dentro del diseño el nivel freático y se hizo un planteo de un drenaje.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. Recuperado de <https://store.transportation.org> .
- Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Recuperado de https://www.academia.edu/37854899/Fundamentos_de_Ingenieria_Geotecnica_Braja_M_Das.
- Federal Highway Administration (2009). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I (*FHWA-NHI-10-024*). Recuperado de <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi10024/>
- Federal Highway Administration (1997). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines (FHWA – SA – 96 – 071). Recuperado en <https://ntrl.ntis.gov/NTRL/dashboard/searchResults/titleDetail/PB98106941.xhtml>
- González, O., y Villamil, M. (2013). *Introducción a la ingeniería: Una perspectiva desde el currículo en la formación del ingeniero*. Recuperado de: <http://reader.digitalbooks.pro/content/preview/books/66918/book/OEBPS/chapter10.xhtml#pz267-2>
- Hernández, Fernández y Baptista, P. (2014) Metodología de la Investigación. México D.F.: McGraw Interamericana.
- Herrera Gaspar, A., & Silva Silva Santisteban, R. (2021). Análisis técnico-económico entre un muro de gaviones y un muro de suelo reforzado como solución de estabilidad de taludes en la carretera Choropampa – Cospan (Cajamarca) . (*Tesis de pregrado*). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.
- INEI Instituto nacional de estadística e informática. (2009). *Mapa de indicadores de Huánuco*. Recuperado de https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_publica//webs_dgpi/map_per/huanauco.html
- INIFED Infraestructura Educativa. (2015). *Normas y especificaciones para estudios, proyectos, construcción e instalaciones*. Recuperado de <https://www.mecanicasueloslibrosypdf.info/>.
- Japón Ortega, C., & Trelles Yaguachi, L. (2017). Análisis comparativo entre muros mecánicamente estabilizados a las alturas de 6 y 12 metros. (*Tesis de pregrado*). Universidad Central del Ecuador, Quito.
- Koerner, R. (2005). *Designing with Geosynthetics*. Recuperado de <https://es.slideshare.net/AgungNoorsamsi/designing-with-geosynthetics-by-koerner-5th-edition-2005>.

- Maccaferri (s.f). Hoja técnica MacGrid WG 200. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/388016234/Hoja-Tecnica-MacGrid-WG-200>
- Maccaferri (s.f). Especificación Técnica del MacWall. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/330201138/Especificacion-Bloque-MacWall>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2017). *Estudio definitivo del mejoramiento de la carretera Huánuco - Conococha, sector Huánuco - La Unión - Huallanca (N°008-2014-MTC/20)*. Recuperado de <https://www.pvn.gob.pe/concurso-licitacion/licitaciones/2017-2/>
- National Highway Institute. (2002). *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 17th*. Recuperado en <https://pdfcoffee.com/aashto-standard-specifications-for-highway-bridges-17th-editionpdf-5-pdf-free.html>
- NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción (2014). *Geotecnia y cimentaciones*. Recuperado de <https://www.mecanicasueloslibrosypdf.info/>
- Puchoc Sanchez, S. (2019). Propuesta para mejorar la serviciabilidad de un talud vial incorporando un muro de suelo reforzado con el Sistema Terramesh para el proyecto Quebrada Honda-Ferrocarril Central-Huancayo. (*Tesis de pregrado*). Universidad Continental, Huancayo.
- Ramírez Palomino, M., & Carrasco Gutiérrez, J. (2019). Comparación de metodología de diseño por esfuerzo admisible (ASD) y factores de diseño de carga y resistencia (LRFD) en muros de suelo reforzado y aplicación práctica a un proyecto. (*Tesis de pregrado*). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.
- Rodriguez Aparicio, L., & Rosas Milla, J. (2020). Muro mecánicamente reforzado para la estabilización de taludes de gran altura en suelos gravosos expuestos a la brisa marina. (*Tesis de pregrado*). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.
- Sardón Tupayachi, R. (2013). Aplicación de la metodología AASHTO LRFD en muros de gran altura de tierra estabilizada mecánicamente para minería. (*Tesis de pregrado*). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Sencico Servicio Nacional de capacitación para la industria de la construcción. (2018). E.030 Diseño sísmoresistente. Recuperado de <http://page.sencico.gob.pe/investigacion/publicaciones.php?id=230>
- Structuralia. (7 de octubre de 2015). *La carretera más larga del mundo: la Carretera Panamericana*. Recuperado de <https://blog.structuralia.com/la-carretera-mas-larga-del-mundo-la-carretera-panamericana>
- Tawfik, E., Hamid, T., y Aggour, S. (2007). Design of cantilever retaining walls in unsaturated soils using AASHTO Load and Resistance Factor Design (LRFD) Method. Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering. doi:10.1061/40914(233)6

Torres, R. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Recuperado en <https://www.libreriaingeniero.com/2018/08/analisis-y-diseno-de-muros-de-contencion-de-concreto-armado-rafael-torres.html>

University of Maryland. (2004). *LRFD Resistance Factors for Maryland Retaining Walls*. Recuperado de <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/38792>

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia

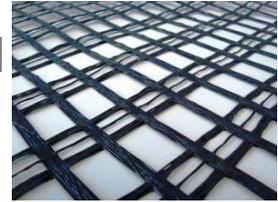
TÍTULO	PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS
	GENERAL	GENERAL	GENERAL
	¿Cuál será el diseño más estable entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad bajo los enfoques ASD y LRFD en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480?	Diseñar y comparar bajo los enfoques ASD y LRFD, entre el muro mecánicamente estabilizado vs. el muro de gravedad para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480	El diseño del muro mecánicamente estabilizado es el más estable bajo los enfoques ASD y LRFD para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480
DISEÑO DE MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO VS. MURO DE GRAVEDAD BAJO LOS ENFOQUES ASD Y LRFD EN LA CARRETERA HUÁNUCO CONOCOCHA, TRAMO 1: KM 28+440 – KM 28+480	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS
	a) ¿Entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad cuál presentará la mayor estabilidad externa bajo el enfoque LRFD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480?	a) Comparar el resultado del análisis de estabilidad externa entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad bajo el enfoque LRFD, en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480	a) El muro mecánicamente estabilizado presenta mayor estabilidad externa en comparación con el muro de gravedad bajo el enfoque LRFD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480
	b) ¿Entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad cuál presenta la mayor estabilidad externa bajo el enfoque ASD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480?	b) Comparar el resultado del análisis de estabilidad externa entre el muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad bajo el enfoque ASD, en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480	b) El muro mecánicamente estabilizado presenta mayor estabilidad externa en comparación con el muro de gravedad bajo el enfoque ASD, para la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480
	c) ¿Cuál es la diferencia entre los enfoques ASD y LRFD para el diseño del muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480?	c) Analizar las diferencias entre los enfoques ASD y LRFD para el diseño del muro mecánicamente estabilizado y el muro de gravedad, en la carretera Huánuco – Conococha, Tramo 1: Km 28+440 – Km 28+480.	

MacGrid® WG200

Geomalla Tejida

Características técnicas

MacGrid® WG200 es una geomalla tejida producida a partir de hilos de poliéster de alta tenacidad los cuales reciben revestimiento en PVC para la protección del núcleo, es resistente a la daños de instalación, ataques químicos, biológicos, ambientales y son especialmente indicadas para estabilización de estructuras de contención en suelo reforzado, refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos, refuerzo de pavimentos entre otras aplicaciones.



Propiedades Mecánicas	Unidad	Norma	WG200/30	
Resist. Longitudinal a la Tracción	T_{ult}	kN/m	ASTM D 6637	200
Deformación a la Rotura	e	%	ASTM D 6637	≤ 12
Resist. Transversal a la Tracción	T_{ult}	kN/m	ASTM D 6637	30

Propiedades Físicas	Unidad	Norma	WG200/30
Abertura nominal de la malla longitudinal	mm		20
Abertura nominal de la malla transversal	mm		25

Propiedades a Largo Plazo	Unidad	Norma	WG200/30	
Factor Reducción, Fluencia - Creep	RF_{CR}	---	ASTM D 5262	1.43
Factor Reducción, Durabilidad	RF_D	---	FHWA RD 97-144	1.15
Factor Reducción, Daños de Instalación	RF_{ID}	---	ASTM D 5818	1.03
Factor de Reducción Total, $RF_G = (RF_{CR} \times RF_D \times RF_{ID})$				1.69
Resistencia a Largo Plazo, $LTDS = T_{ult} / RF_G$	kN/m			118.0

Presentación	Unidad	Norma	WG200/30
Ancho del Rollo	m		3.90
Largo del Rollo	m		100.0

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA DEL MACWALL

1.0 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL MACWALL

1.1.0 DESCRIPCIÓN

Este ítem se refiere a todas las actividades ejecutadas con la partida Suelo Reforzado Tipo Bloques Segmentados MacWall. Este sistema, en su parte externa está compuesta por bloques de concreto prefabricado que son convenientemente ensamblados y reforzados con geomallas uniaxiales de alta resistencia las que posteriormente son cubiertas por un relleno estructural compactado.

Los trabajos se ejecutarán de acuerdo a las presentes especificaciones y a los detalles indicados en los planos a detalle.

1.2.0 MATERIALES.

El sistema Suelo Reforzado Tipo Bloques Segmentados, es una estructura conformada por bloques de concreto prefabricado con ensamble vertical que es reforzado en su parte interior por una geomalla tejida de alta resistencia.

Las dimensiones de los elementos de Suelo Reforzado Tipo Bloques Segmentados son:

- Elemento bloque de concreto prefabricado: 0.40 x 0.20 m. y profundidad de 0.30 m.
- Geomallas Uniaxiales Tejidas de longitud variable (aprox. 0.7 H), cuyas características deben de cumplir los valores mínimos de acuerdo a las especificaciones descritas en el ítem correspondiente.

1.2.1 Bloque MacWall

Las características indispensables que deberán tener estos bloques son las siguientes:

- De fácil ensamblaje
- Poseer una elevada resistencia mecánica a la compresión.
- Facilidad de colocación.

Las dimensiones de los bloques prefabricados, exteriormente son de 0.40 m.x 0.20 m. y una profundidad de 0.30 m. Estos elementos interconectados unos con otros forman la pared exterior la cual tiene un acabado rugoso debido a la forma del bloque segmentado.

Así mismo, estos bloques tienen un dispositivo de encaje tipo pines que son de polipropileno los cuales son insertados en las aberturas que llevan los bloques de concreto y cuya forma de disposición esta especificada en los planos a detalle.

Las características de los bloques de concreto pre fabricados son las siguientes:

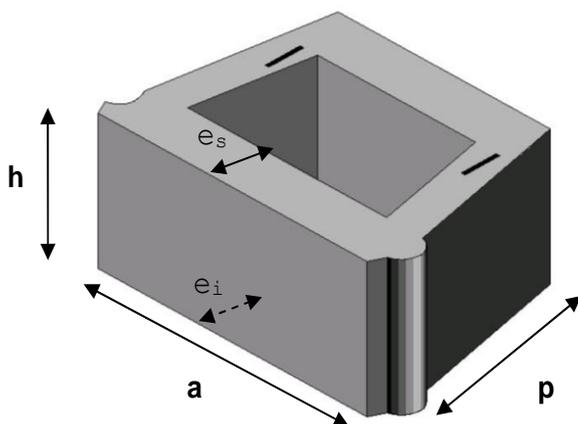


Figura 01.- Bloque MacWall

DIMENSIONES DEL BLOQUE		TOLERANCIA
Largo (a)	40cm	±10mm
Altura (h)	20cm	±5mm
Profundidad (p)	30cm	±5mm
Espesor superior (e_s)	7.0cm	±10mm
Espesor inferior (e_i)	7.5cm	±10mm
Peso aproximado	33kg.	Sin Tolerancia

Tabla1.- Dimensiones del Bloque

CARACTERISTICAS	ESTADO
Macho	No afectado por el corte
Hembra	No afectado por el corte
Rasurado	Ajustado a las medidas del pin de anclaje

Tabla2.- Detalles de acabado del Bloque

Los bloques de concreto deberán tener un mínimo de resistencia a la compresión a los 28 días de 25MPa.

1.2.0 **Pin de Anclaje**

El pin de anclaje que va entre bloque y bloque está fabricado de *Polipropileno* y su geometría es según la figura 02. Su función principal es mantener la verticalidad o el escalonamiento de los bloques y de una manera indirecta, ayudar a incrementar la interacción entre bloque y bloque.



Figura 02.- Pins de anclaje.

1.2.1 **Geomallas Uniaxiales**

Las geomallas uniaxiales tejidas utilizadas para el diseño del presente proyecto deben de cumplir con los valores mínimos mencionados en la especificación correspondiente a la geomalla del diseño.

1.2.3 **Material de relleno seleccionado**

El material de relleno a ser utilizado en la conformación de la estructura de suelo reforzado deberá tener las siguientes características:

- Será del tipo considerado en el cálculo de estabilidad (ángulo de fricción, peso específico y cohesión).
- Estará libre de materia orgánica y deteriorable.
- No se encontrará en su composición arcillas expansivas.

La elección del tipo de relleno debe considerar el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil y del tipo de estructura que va a soportar el muro segmentado MacWall.

La compactación del relleno estructural debe ser un 95% de lo indicado en AASHTO T-99 y el control de la compactación se debe de realizar por capas.

Anexo 4: Permiso de la empresa Alpha Consult



Más de 45 AÑOS
Dedicados al desarrollo
de la Ingeniería

Carta N° 295-2021/AC

San Isidro, 05 de octubre de 2021

Señoritas
Roxanna Magaly Gonzales Fernández
Valentina Jazmín Quiroz Quiñonez
Lima
Email: roxanna.gonzales@urp.edu.pe

Asunto : Solicitud de información requerida del Estudio Definitivo para el Mejoramiento de la Carretera Huánuco – Conococha, Sector Huánuco – La Unión – Huallanca Ruta PE-3N

Referencia : Correo de solicitud de información de fecha setiembre 2021

De nuestra consideración:

Tenemos a bien a dirigimos a ustedes, con la finalidad de indicarles lo siguiente:

El **CONSORCIO VIAL HUALLANCA**, suscribió el contrato de Consultoría de Obra N°088-2014-MTC/20 , de fecha 15 de setiembre de 2021, para la elaboración del Estudio Definitivo para el Mejoramiento de la Carretera Huánuco – Conococha, Sector Huánuco – La Unión – Huallanca Ruta PE-3N; donde según clausula Décimo Quinta indica lo siguiente:

15.8 La documentación que se genere durante la ejecución de EL ESTUDIO constituirá propiedad intelectual de PROVIAS NACIONAL. Se compromete, a no utilizarla para fines distintos a los de EL ESTUDIO, ni durante su ejecución ni después de la recepción del mismo, sin que medie autorización escrita otorgada por PROVIAS NACIONAL.

En tal sentido, les indicamos que no podemos entregar documentación, que es propiedad intelectual de PROVIAS NACIONAL.

Asimismo, podemos recomendar utilizar el portal de transferencia de Provias cuyo link de acceso es:

[http://gis.proviasnac.gob.pe/expedientes/2017/LPI_0001_2017%20\(2da%20Convocatoria\)/Expediente%20Tecnico/](http://gis.proviasnac.gob.pe/expedientes/2017/LPI_0001_2017%20(2da%20Convocatoria)/Expediente%20Tecnico/). Dicha información contiene el expediente de Obra.

El Portal de Transparencia de Provias Nacional está amparado en el siguiente Marco Legal:

 Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública



Oficina Comercial: Av. Pablo Carriquiry N° 455 Ofic.11, San Isidro Lima 27 – Perú
Central: (51-1) 224-3315
www.alphaconsult.com.pe / alphaconsult@alphaconsult.com.pe

- [Ley 27806, Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, cuyo Texto Único Ordenado fue aprobado por el Decreto Supremo 021-2019-JUS.](#)
- [Reglamento de la Ley 27806, Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, aprobado por el Decreto Supremo 072-2003-PCM.](#)
- [Ley 27444, Ley del Procedimiento Administrativo General, cuyo Texto Único Ordenado fue aprobado por el Decreto Supremo 004-2019-JUS.](#)
- [Decreto Legislativo que crea la Autoridad Nacional de Transparencia y Acceso a la Información Pública, Fortalece el Régimen de Protección de Datos Personales y la Regulación de la Gestión de Intereses, aprobado por el Decreto Legislativo 1353.](#)
- [Reglamento del Decreto Legislativo 1353, Decreto Legislativo que crea la Autoridad Nacional de Transparencia y Acceso a la Información Pública, fortalece el Régimen de Protección de Datos Personales y la Regulación de Gestión de Intereses, aprobado por el Decreto Supremo 019-2017-JUS.](#)
- [Decreto Supremo que aprueba la implementación del Portal de Transparencia Estándar en las Entidades de la Administración Pública, aprobado por el Decreto Supremo 063-2010-PCM.](#)
- [Decreto Supremo que aprueba el Procedimiento Administrativo Estandarizado de Acceso a la Información Pública creada u obtenida por la entidad, que se encuentre en su posesión o bajo su control, aprobado por el Decreto Supremo 164-2020-PCM.](#)
- [Lineamiento para la implementación y actualización del Portal de Transparencia Estándar en las entidades de la Administración Pública, aprobado por la Resolución Directoral 011-2021-JUS/DGTAIPD."](#)

Sin otro particular nos despedimos de ustedes, no sin antes pedirles tener presente lo expuesto.

Atentamente,

ALPHA CONSULT S.A.

Ing. Felix Raul Chirito Sipan
Gerente General

PA/ea

