

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Comportamiento estructural y diseño del muro de
contención en voladizo de concreto armado para el
sostenimiento de talud, ciudad de Huancayo - 2018**

Irvin Jonathan Nuñez Candiotti

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2020

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

ASESOR

Ing. Omar Augusto Hidalgo Quispe

AGRADECIMIENTO

A mis padres, Betty Mirtha Candiotti Cuba y Luis Alfredo Núñez Gutierrez, por todo el apoyo que siempre me brindaron; por su confianza y amor, por todo lo que me inculcaron para poder cumplir mis metas, sé que si no fuera por ustedes no estaría donde estoy ahora, siempre estaré agradecido con ustedes, los amo.

A mi hermano y a toda mi familia, gracias por su ayuda y sus palabras de aliento.

A mi asesor, el ingeniero Omar Augusto Hidalgo Quispe, muchas gracias por su guía y ayuda incondicional en cada etapa de este trabajo, más que un asesor, un gran amigo.

A mis amigos, que son mi segunda familia, gracias por su amistad y colaboración en el transcurso de este trabajo.

DEDICATORIA

A Dios, al universo, por permitirme finalizar con éxitos esta etapa muy importante de mi vida, dándome mucha fortaleza y motivación en aquellos momentos que lo necesitaba.

A mis padres: Betty y Luis; familiares y amigos que cada día estuvieron apoyándome para no darme por vencido a pesar de las dificultades y las complejidades.

ÍNDICE

PORTADA.....	I
ASESOR	II
AGRADECIMIENTO	III
DEDICATORIA	IV
ÍNDICE	V
LISTA DE TABLAS	VII
LISTA DE FIGURAS.....	VIII
LISTA DE GRÁFICOS	X
RESUMEN	XI
ABSTRACT.....	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	16
1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	16
1.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	19
1.2.1. DELIMITACIÓN.....	19
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	19
1.3.1. PROBLEMA GENERAL	19
1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	19
1.4. OBJETIVOS	20
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	20
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	20
1.5. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	20
1.6. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES.....	23
1.6.1. HIPÓTESIS GENERAL	23
1.6.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	23
1.6.3. VARIABLES.....	23
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	24
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	24
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	24
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	24
2.2. BASES TEÓRICAS	26
2.2.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MURO EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO.....	26
2.2.2. CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES.....	27
2.2.3. EMPUJES ESTÁTICOS	30
2.2.4. EMPUJES DINÁMICOS	32
2.2.5. MÉTODO ESTÁTICO.....	34
2.2.6. MÉTODO DINÁMICO	39
2.2.7. CRITERIOS DE ESTABILIDAD.....	41
2.2.8. PRESIONES SOBRE EL TERRENO.....	43
2.2.9. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE Y FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL MURO EN VOLADIZO (PANTALLA Y ZAPATA).....	46
2.2.10. DRENAJE	49
2.2.11. DEFINICIÓN DE TALUD	50
2.2.12. LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	51
2.2.13. DESLIZAMIENTOS DE TALUDES	51

CAPÍTULO III METODOLOGÍA	56
3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	56
3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN	56
3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN	56
3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	57
3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA	57
3.5.1. POBLACIÓN.....	57
3.6. MUESTRA	57
3.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	57
CAPÍTULO IV DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN EL VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO	58
4.1. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	58
4.1.1. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS ESTRUCTURALES	59
4.1.2. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN .	78
4.1.3. DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO DEL CÁLCULO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA EL DISTRITO DE EL TAMBO CON LA METODOLOGÍA DE COULOMB Y RANKINE AMBOS MÁS LA METODOLOGÍA DE – MONONOBE OKABE	90
CONCLUSIONES	107
RECOMENDACIONES	113
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
ANEXOS	115

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Información bibliográfica de los tipos de muros según su altura	22
Tabla 2: Variables	23
Tabla 3: Factores de la Zona "Z"	40
Tabla 4: Dimensionamiento del muro en voladizo.....	92
Tabla 5: Cálculo de los momentos resistentes.....	96
Tabla 6: Cálculo de los momentos de volteo.....	97
Tabla 7: Incremento del momento resistente y la fuerza resistente	97
Tabla 8: Dimensionamiento del muro en voladizo.....	100
Tabla 9: Cálculo de los momentos resistentes.....	104
Tabla 10: Calculo de los momentos de volteo.....	104
Tabla 11: Incremento del momento resistente y la fuerza resistente	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de susceptibilidad física de la región Junín frente a la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos.....	18
Figura 2: Tipos de muros en Voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud.	27
Figura 3: Muro de contención en voladizo.....	28
Figura 4: Empuje Activo de la Tierra	28
Figura 5: Empuje Pasivo de la Tierra	29
Figura 6: Empuje de Reposo de la Tierra.....	29
Figura 7: Empuje activo.....	31
Figura 8: Empuje pasivo.....	31
Figura 9: Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo	33
Figura 10: Empuje pasivo + incremento dinámico del empuje activo	34
Figura 11: Empuje activo.....	35
Figura 12: Zonas sísmicas	40
Figura 13: Distribución de presiones para dos tipos de suelos	43
Figura 14: Distribución trapezoidal o triangular	45
Figura 15: Sistema de drenaje	49
Figura 16: Nomenclatura de taludes y laderas.....	50
Figura 17: Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial (Creep).....	52
Figura 18: Partes de un deslizamiento y sus distintos tipos de fallas.....	54
Figura 19: Falla Traslacional	55
Figura 20: Consideraciones propuestas (Empuje Activo, Sísmico y la variación de altura)	58
Figura 21: Consideraciones propuestas (Empuje activo y la variación de altura)	59
Figura 22: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el método Mononobe Okabe, para el distrito de El Tambo.	59
Figura 23: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para el distrito de El Tambo	62
Figura 24: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el Método Mononobe Okabe, para el distrito de Huancayo	65
Figura 25: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, del distrito de Huancayo.....	68
Figura 26: Método de Coulomb Vs el Método Rankine, ambos más el Método de Mononobe Okabe, para el distrito de Chilca.....	71
Figura 27: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para el distrito de Chilca.....	75
Figura 28: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el Método Mononobe Okabe, para una variación de alturas propuestas para el distrito de El Tambo.....	78
Figura 29: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para una variación de alturas propuestas para el distrito de El Tambo.....	80
Figura 30: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el Método Mononobe Okabe, para una variación de alturas propuestas para el distrito de Huancayo.....	83
Figura 31: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para una variación de alturas propuestas para el distrito de Huancayo.....	85
Figura 32: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el Método Mononobe Okabe, para una variación de alturas propuestas para el distrito de Chilca.....	87
Figura 33: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para una variación de alturas propuestas para el distrito de Chilca	89
Figura 34: Dimensionamiento del muro en voladizo.....	92
Figura 35: Dimensionamiento del muro en voladizo.....	93
Figura 36: Empuje activo.....	94
Figura 37: Empuje activo + Incremento dinámico del empuje activo.....	95
Figura 38: Momentos resistentes	96

Figura 39: Momentos Resistentes.....	98
Figura 40: Simbología del dimensionamiento del muro en voladizo.....	100
Figura 41: Dimensionamiento del muro en voladizo.....	101
Figura 42: Empuje activo.....	102
Figura 43: Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo.....	103
Figura 45: Momentos Resistentes.....	104
Figura 45: Momentos Resistentes.....	106

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Cortante actuante vs altura de la pantalla.....	60
Gráfico 2: Momento actuante vs altura de la pantalla	61
Gráfico 3: Momento actuante en el talón vs Altura de la pantalla	62
Gráfico 4: Cortante actuante vs altura de la pantalla.....	63
Gráfico 5: Momento actuante vs altura de la pantalla	64
Gráfico 6: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla	65
Gráfico 7: Cortante actuante vs altura de la pantalla.....	66
Gráfico 8: Momento actuante vs altura de la pantalla	67
Gráfico 9: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla	68
Gráfico 10: Cortante actuante vs altura de la pantalla.....	69
Gráfico 11: Momento actuante vs altura de la pantalla	70
Gráfico 12: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla	71
Gráfico 13: Cortante actuante vs altura de la pantalla.....	72
Gráfico 14: Momento actuante vs altura de la pantalla	73
Gráfico 15: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla	74
Gráfico 16: Cortante actuante vs altura de la pantalla.....	75
Gráfico 17: Momento actuante vs altura de la pantalla	76
Gráfico 18: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla	77
Gráfico 19: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla	79
Gráfico 20: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla	80
Gráfico 21: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla	81
Gráfico 22: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla	82
Gráfico 23: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla	83
Gráfico 24: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla	84
Gráfico 25: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla	85
Gráfico 26: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla	86
Gráfico 27: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla	87
Gráfico 28: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla	88
Gráfico 29: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla	89
Gráfico 30: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla	90

RESUMEN

El objetivo de la presente investigación es, el análisis estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud en la ciudad de Huancayo en sus distritos de (El Tambo, Huancayo y Chilca), con los métodos de Coulomb (método 01), Rankine (método 02) y Mononobe Okabe (influencia del sismo), empleando el primer caso comparativo con los dos métodos más la influencia del sismo para el diseño del muro en voladizo de contención para cada distrito, tomando en cuenta un rango de alturas brindadas por la bibliografía obtenida de diversos autores respecto al muro de contención en voladizo; y el segundo caso se emplea solamente el (método 01) y (método 02) sin la influencia del sismo, de manera similar se emplean los dos métodos para el diseño del muro para cada distrito, empleando el mismo rango de alturas para su análisis, con la finalidad de comparar y mostrar la diferencia del comportamiento estructural del muro de concreto armado a través de sus esfuerzos cortantes, sus momentos flectores, su cuantía calculada sobre la pantalla interna del muro (trasdós); asimismo los momentos flectores en la parte de talón de la zapata, y la vez certificar sobre la información de la bibliografía obtenida de diversos autores para el rango de alturas tomadas para el análisis del muro en voladizo de concreto armado.

Para el desarrollo comparativo de ambos casos, se partió de la bibliografía obtenida de diversos autores recomendando alturas establecidas para el muro en voladizo de concreto armado, optando por estas recomendaciones de tal manera se optó por un rango de altura mínima de 4.00 m a una altura máxima de 9.00 m con un intervalo de diferencia 1.00 m de altura.

Teniendo como base las alturas totales del muro, se procede a obtener un estudio representativo (una muestra) de mecánica de suelos (EMS) por cada distrito de la ciudad de Huancayo, los cuales son: El Tambo, Huancayo y Chilca con capacidades portantes de: 1.37kg/cm^2 , 1.21kg/cm^2 , 1.18kg/cm^2 .

Para luego desarrollar el primer caso por el (método 01) y (método 02) más la influencia del sismo y el segundo caso por el (método 01) y (método 02) sin la influencia del sismo de acuerdo a los comparativos de ambos casos; se obtuvo resultados significativos del comportamiento estructural y el diseño del muro de contención en voladizo respecto al rango de alturas tomadas y al tipo de ubicación, llegando a la conclusión de obtener alturas representativas relacionadas al comportamiento estructural del muro por cada distrito del El Tambo, Huancayo y Chilca, así también se obtuvo resultados por parte del diseño, dando firmeza a la bibliografía obtenida por los diversos autores en sus recomendaciones sobre

la altura del muro en voladizo de concreto armado. Los diseños del muro en voladizo de concreto armado se realizaron por medio de la herramienta el Microsoft Excel.

Los criterios tomados para el análisis y el diseño estructural, están acorde a los diferentes autores tomados como referencia y al “Reglamento Nacional de Edificaciones”, específicamente las Normas, E.030 (Diseño sismorresistente), E.050 (Suelos y cimentaciones), E.060 (Concreto Armado), la “Norma Técnica Peruana” CE.0.20 (suelos y taludes), Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S) y el Manual de carreteras: Túneles, muros y obras complementarias.

PALABRAS CLAVES: Muros de contención de en voladizo de concreto armado, análisis estructural, diseño y sostenimiento de talud.

ABSTRACT

The objective of this research is the structural analysis and design of the cantilevered retaining wall for a slope support in the city of Huancayo in its districts of (El Tambo, Huancayo and Chilca), using the methods of Coulomb (method 01), Rankine (method 02) and Mononobe Okabe (influence of the earthquake), employing the first comparative case with the two methods plus the influence of the earthquake for the design of the containment cantilevered wall for each district, taking into account a range of heights provided by the bibliography obtained from various authors regarding the cantilevered retaining wall; and the second case uses only (method 01) and (method 02) without the influence of the earthquake, similarly the two methods for the design of the wall for each district, using the same range of heights for analysis, in order to compare and show the difference in the structural behavior of the reinforced concrete wall through its cutting efforts, its flexing moments, its amount calculated on the internal screen of the wall (transdos); also the flexing moments in the heel part of the zapata, and at the same time certify on the information of the bibliography obtained from various authors for the range of heights taken for the analysis of the wall.

For the comparative development of both cases, it was based on the bibliography obtained from various authors recommending heights established for the cantilevered wall of reinforced concrete, deciding to rely on these recommendations in such a way by opting for a minimum height range of 4.00 m at a maximum height of 9.00 m with a range of difference 1.00 m in height.

Based on the total heights of the wall, we proceed to obtain a representative (a sample) study of soil mechanics (EMS) for each district of the city of Huancayo, which are: El Tambo, Huancayo and Chilca with carrying capacities of: 1.37kg / cm², 1.21kg / cm², 1.18kg / cm².

To then develop the first case by (method 01) and (method 02) plus the influence of the earthquake and the second case by the (method 01) and (method 02) without the influence of the earthquake according to the comparisons of both cases ; significant results were obtained from the structural behavior and design of the cantilevered retaining wall with respect to the range of heights taken and the type of location, concluding to obtain representative heights related to the structural behavior of the wall by each district of El Tambo, Huancayo and Chilca, as well as results were obtained by the design, giving firmness to the bibliography obtained by the various authors in their recommendations on the height of the wall. The cantilevered wall designs were made using the Microsoft Excel tool.

The criteria taken for analysis and structural design, are in accordance with the different authors taken as a reference and to the "National Building Regulation", specifically the Standards, E.030 (Sismorresistant Design), E.050 (Soils and Foundations), E.060 (Armed Concrete), the "Peruvian Technical Standard" CE.0.20 (floors and slopes), Requirements of the Structural Concrete Regulation (ACI 318S) and the Road Manual: Tunnels, walls and complementary works.

KEYWORDS: Containment walls of reinforced concrete cantilever, structural analysis, design and slope support.

INTRODUCCIÓN

El Perú es un país sísmico, donde ocurren deslizamientos naturales con mucha frecuencia y la región de Junín no está fuera de esta realidad, por sus diferentes zonas geográficas que presenta en sus provincias, una de ellas la ciudad de Huancayo. Por ello, una de las formas de poder mitigar los riesgos de los deslizamientos de taludes es proyectar, diseñar y construir estructuras de contención que ayuden a evitar estos daños catastróficos por los eventos naturales.

Los muros de contención de concreto armado son estructuras que se usan para proporcionar estabilidad de taludes evitando así el deslizamiento de este.

En la presente investigación se desarrolló el comparativo del comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, basándose en referencias de diversos autores para las alturas recomendadas y la ubicación por distritos de la ciudad de Huancayo (El tambo, Huancayo y Chilca) obteniendo un tipo de suelo representativo (una muestra) por cada distrito; de tal manera poder analizar con las diferentes metodologías el muro en voladizo de concreto armado donde se pueda llegar a respuestas significativas y dar firmeza de las fuentes tomadas asimismo se elaboró planos del diseño.

Para alcanzar los objetivos planteados, en la presente investigación que está dividida en cuatro capítulos, siguiendo la estructura la siguiente:

En el capítulo I, se presenta el planteamiento de la investigación, delimitación de la investigación, se desarrolla el planteamiento y formulación del problema, objetivos, justificación, importancia, hipótesis y descripción de variables.

En el capítulo II, se presenta el marco teórico de la investigación, se desarrollan temas como: antecedentes del problema, bases teóricas y definición de términos básicos.

En el capítulo III, se presenta la metodología, resultados y desarrollo de los dos casos propuestos como: metodología de la investigación, población, muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos; temas como: comparación de resultados, análisis estructural de los dos casos del muro en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud.

En el capítulo IV, se presenta los resultados y discusión de la investigación, se consideran los siguientes temas: resultados del tratamiento, análisis de la información y discusión de resultados. Finalmente, se han redactado las conclusiones y recomendaciones del trabajo; como las referencias bibliográficas y los anexos correspondientes.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

El Perú es un país altamente sísmico, porque se encuentra en el cinturón de fuego del Pacífico, donde la Placa de Nazca converge con la Placa Sudamericana. El Ministerio del Ambiente (MINAM), presenta un estudio acerca de los deslizamientos de taludes que están relacionados a los eventos hidrometeorológicos (son fenómenos que se deben a la acción de factores atmosféricos, como el viento, la lluvia o cambios bruscos de temperatura) extremos que afectan a nuestro país dentro de esta la región Junín como se muestra en la figura 1, como a la ciudad de Huancayo, sus distritos (El Tambo, Huancayo y Chilca), con esos acontecimientos naturales además se tiene consecuencias negativas en los aspectos sociales y económicos.

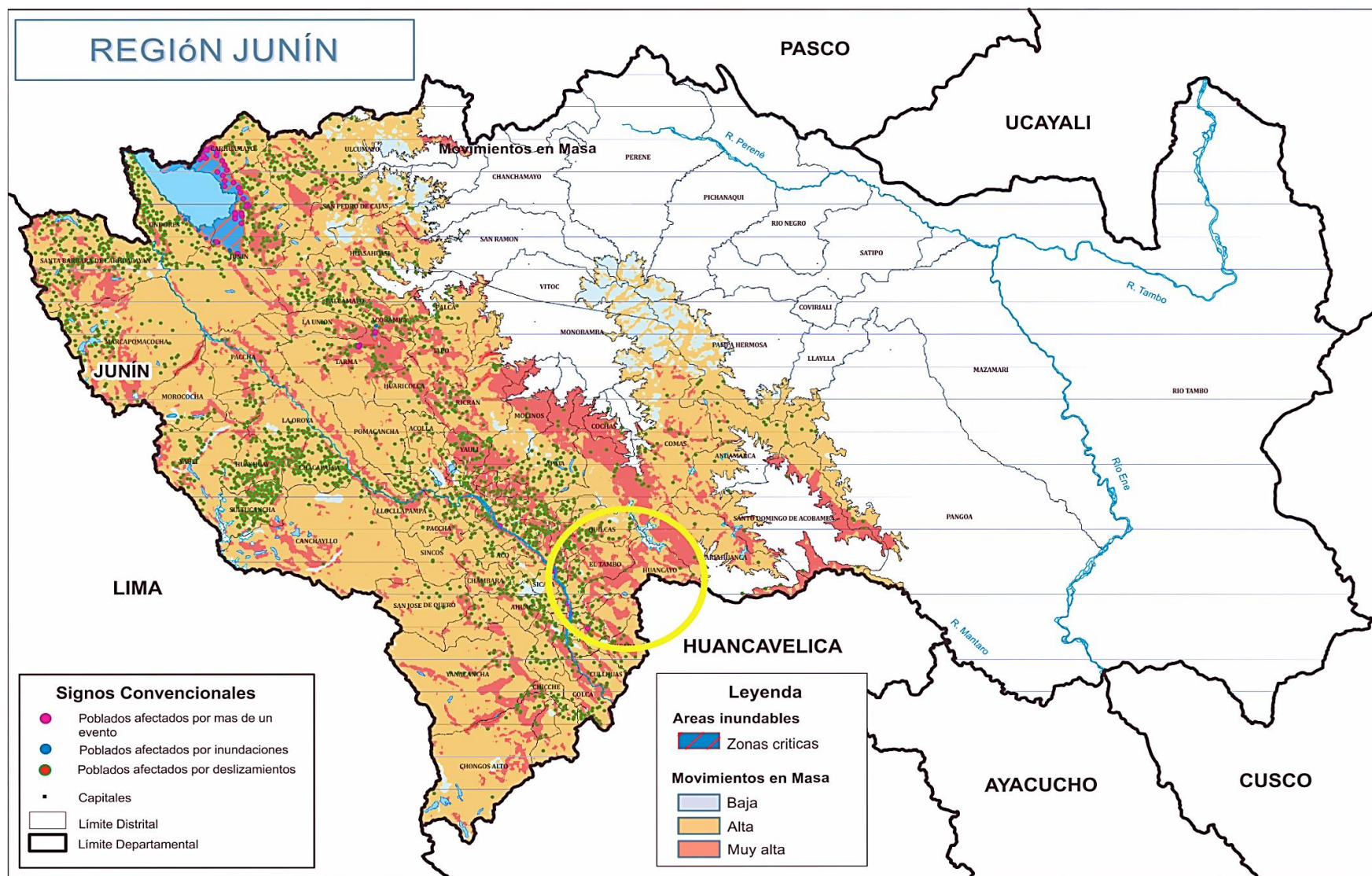
El crecimiento poblacional y económico en la ciudad de Huancayo está generando la necesidad de construir un mayor número de edificaciones y vías de comunicación, esto conlleva a realizar proyectos en zonas de riesgo, tales como en las laderas de ríos y faldas de cerros. El uso generalizado de muros de contención no solo ayuda a contener algún evento potencialmente catastrófico, sino también a prevenirlo y evitar su ocurrencia.

Los muros de contención se diseñan y se construyen para poder resistir el empuje o la presión lateral del suelo, de acuerdo a la geografía de la zona donde se puedan construir.

Existen taludes o laderas en la ciudad de Huancayo, pero también existen factores externos como la sobrecarga sísmica y cambios hidrometeorológicos o la reducción de los parámetros resistentes del suelo que causan desestabilidad de los taludes provocando deslizamientos de tierra a afectando a la población.

Por estos motivos a través de esta tesis, se busca obtener resultados con los diferentes métodos del análisis estructural y diseño del muro en voladizo de concreto armado en la ciudad de Huancayo en sus distritos de (El tambo, Huancayo y Chilca), así poder dar una extensión de mayor conocimiento de firmeza a las referencias bibliográficas obtenidas sobre la altura y del diseño de los muros en contención. Finalmente poder interpretar los resultados obtenidos sobre el desarrollo comparativo del cual se podrá aportar y dar recomendaciones acerca del análisis de las metodologías con la influencia del sismo y sin la influencia del sismo del muro en voladizo de concreto armado.

Figura 1: Mapa de susceptibilidad física de la región Junín frente a la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos.



Fuente: Adaptación del documento de trabajo del ministerio del ambiente, Mapa de Susceptibilidad física del Perú, 2015, p49

Se observa en el mapa de Junín las áreas inundadas y los movimientos en masa o deslizamiento de taludes.

1.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. DELIMITACIÓN

La tesis comprende, el análisis estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para un sostenimiento de talud en la ciudad de Huancayo en sus distritos de (El Tambo, Huancayo y Chilca), con los métodos de Coulomb (método 01), Rankine (método 02) y Mononobe Okabe (influencia del sismo), empleando el primer caso comparativo con los dos métodos más la influencia del sismo para el diseño del muro en voladizo de concreto armado para cada distrito; y el segundo caso se emplea solamente el (método 01) y (método 02) sin la influencia del sismo, de manera similar se emplean los dos métodos para el diseño del muro para cada distrito.

De lo cual solamente se consideran para el diseño los empujes activos y sísmicos, sin un talud inclinado ni sobrecargas puntuales o distribuidas sobre el relleno del talud, tampoco se consideró el empuje pasivo sísmico, ni el empuje pasivo para para el diseño.

1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.3.1. PROBLEMA GENERAL

¿De qué manera el sostenimiento de talud influye en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo - 2018?

1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Qué efecto tiene el tipo de suelo en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo - 2018?
- ¿Qué efecto tiene los diferentes tipos de carga sobre el muro de contención en voladizo de concreto armado en el comportamiento estructural y diseño, ciudad de Huancayo - 2018?

- ¿De qué forma afecta las diferentes alturas en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018?

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar de qué manera el sostenimiento de talud influye en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo - 2018.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar el efecto que tiene el tipo de suelo en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo - 2018.
- Analizar el efecto que tiene los diferentes tipos de carga sobre el muro de contención en voladizo de concreto armado en el comportamiento estructural y diseño, ciudad de Huancayo - 2018.
- Evaluar de qué forma afecta las diferentes alturas en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo - 2018.

1.5. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Debido a la ubicación que se encuentra la ciudad de Huancayo, tiende a tener un alto riesgo de actividad sísmica que puede ocasionar derrumbes y/o deslizamientos de taludes o laderas en las faldas de los cerros, generando mucha inseguridad a la ciudad de Huancayo, ante estos eventos naturales externos. Por este motivo se realizó el análisis del comportamiento estructural y diseño del muro en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud para obtener un mayor conocimiento de los resultados obtenidos por cada distrito de (El Tambo, Huancayo y Chilca) de ciudad de Huancayo a alturas representativas con el comportamiento estructural y el diseño del

muro en voladizo de concreto armado. En la tabla 1 se puede observar las alturas recomendadas por diversos autores.

Tabla 1: Información bibliográfica de los tipos de muros según su altura

LIBRO/AUTOR	MUROS DE GRAVEDAD (H)			MUROS DE CONCRETO ARMADO (H)		
	CONCRETO CICLOPEO O CONCRETO NORMAL(M)	GAVIONES(M)	MAMPOSTERIA(M)	CANTILEVER/MENSULA(VOLADIZO)(M)	CONTARFUERTES (M)	TABLESTACADOS (M)
SUELOS, FUNDACIONES Y MUROS (MARIA GRACIELA FRATELLI)	5 a 6	4		7	> 7	12 a 15
MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SOTANO (J. CALAVERA)				10 a 12	10 a 12	
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (ARTHUR H. NILSON)	3			3 a 6	> 6	
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO (TEODORO E. HARMSSEN)	3			8	> 6	
DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO ARMADO (PARKER AMBROSE)	3			> 3		
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO (ING. ROBERTO MORALES)	3			6		
DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO (JACK C. MCCORMAC)	3 a 4			3 a 7	>7	
ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO (RAFAEL ANGEL TORRES BELANDRIA)	<5	<5	<5	10	>10	
CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS (JESÚS AYUSO MUÑOZ, ALFONSO CABALLERO REPULLO, MARTÍN LÓPEZ AGUILAR, JOSÉ RAMÓN JIMÉNEZ ROMERO, FRANCISCO AGRELA SAINZ)				8		

Fuente: Elaboración propia

1.6. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

1.6.1. HIPÓTESIS GENERAL

El sostenimiento de talud influye significativamente en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo - 2018.

1.6.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- Los diferentes tipos de suelos producen efectos significativos en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo - 2018.
- Los diferentes tipos de carga sobre el muro de contención en voladizo de concreto armado tienen efectos significativos en el comportamiento estructural y diseño, ciudad de Huancayo - 2018.
- Las diferentes alturas propuestas afectan significativamente en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo - 2018.

1.6.3. VARIABLES

Tabla 2: Variables

VARIABLES	DIMENSIÓN	SUB DIMENSIONES
Sostenimiento de talud	Suelo	- Capacidad portante(kg/cm ²) - Angulo de fricción (°) - Peso específico (kg/m ³)
	Tipo de carga	- Empujes laterales (kg) - Empuje sísmico
	Altura	- Metro (m)
	Geometría y refuerzo	- Dimensionamiento (m)
Comportamiento Estructural y diseño del muro de contención en voladizo	Esfuerzos	- Diagrama de cortantes (Kg) - Diagrama de momentos(kg.m)

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

(Rojas, 2009) Realizaron la investigación de “Diseño de muros de contención sector la aguada comuna corral” en la Universidad Austral de Chile. Busca la solución de problemas de estabilidad de taludes, presentes en el sector de La Aguada, comuna de Corral, región de Los Ríos. Se desarrolló mediante un reconocimiento de la zona, para determinar los riesgos de falla en los taludes, después de la recolección de datos necesarios para optar la solución de diseño de muros de contención en voladizo en base al manual de carreteras del ministerio de obras públicas. Asimismo, en la topografía se encontró con cortes transversales y longitudinales de taludes, que poseen una pendiente vertical, presentando vulnerabilidad, principalmente a las condiciones y tipo de suelos existentes, y cantidades de agua presente a la zona ocasionando movimiento de tierras. Por eso se desarrolló el análisis del muro en voladizo y diseño, trabajando en base a los valores obtenidos en campo, siendo este un muro de bajo costo y se adecuan mejor a la zona del proyecto, obteniendo una mejor eficiencia.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

- (Ballón, y otros, 2017) Realizaron la investigación de “Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú” en la Universidad UPC de Lima, Perú. Busca desarrollar un análisis de estabilidad

de muros de contención en voladizo aplicando el método empírico de Mononobe Okabe, y con el método General de Equilibrio Limite, con los métodos aplicados se obtiene una respuesta sísmica con respecto a las distintas zonas sísmicas del Perú. Dando a conocer que la influencia del sismo genera un mayor dimensionamiento del muro para así poder cumplir las verificaciones por estabilidad con los factores de seguridad requeridos. A sus resultados obtenidos respecto al análisis realizado menciona que Mononobe OKabe es el método más conservador al ser comparado con el método GLE. Como hace mención al caso más crítico comparable es el muro de 6 metros con una isoaceleración de 0.35; obteniendo una fuerza actuante de 36.78 Tn por el método de GLE y 51.69 por el método de Mononobe OKabe; representando este último 40.5% más que el primer método. Dando un mayor aporte con los métodos aplicados sobre el análisis sísmico y poder recomendar cerca del muro de contención.

- (Villar, 2015) Realizó la investigación de “Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en voladizo y con contrafuertes” en la escuela académico profesional de ingeniería civil de Cajamarca, Perú. Busca comparar la respuesta estructural de muros de contención (Voladizo y Contrafuerte) sometidos a las mismas condiciones de cargas y condiciones de terreno. Se realizó el análisis en tres muros de diferente altura de 5,7 y 9 m de cada tipo de muro de contención, estos fueron sometidos a cargas estáticas (Teoría de Coulomb y Rankine) y de sismo (Teoría de Mononobe Okabe), donde el pre dimensionamiento y cumpliendo con los factores de seguridad que se realizó a través hojas de cálculo, el modelamiento y análisis se realizó mediante el programa computacional Sap2000.

Se analizaron los desplazamientos máximos laterales, esfuerzos internos y momentos de volteo, de lo cual se obtuvo que los desplazamientos máximos laterales de los muros de contención con contrafuertes fueron menores que los muros de contención en voladizo en 21.14%, 24.47% y 35.30% a las diferentes alturas (H=5,7 y 9m) respectivamente, el momento máximo de volteo en los muros con contrafuertes son menores que en los muros en voladizo en el orden de 78.68%, 78.49% y 76.79% en las diferentes alturas (H=5,7 y 9m). Por lo que se concluye que los muros con contrafuertes presentan un mejor comportamiento estructural que los muros en voladizo

pues presentaron menores desplazamientos, esfuerzos internos y momentos de volteo en todas las alturas analizadas

- (Cuzco, 2018) Realizó la investigación de “Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en gravedad, voladizo y con contrafuertes” en la escuela académico profesional de ingeniería civil de Cajamarca, Perú. Busca comparar la respuesta estructural de muros de contención (Gravedad, Voladizo y Contrafuerte) sometidos a las mismas condiciones de cargas y condiciones de terreno. Donde el dimensionamiento, cumpliendo con los factores de seguridad que se realizó a través hojas de cálculo, el análisis se realizó mediante el programa del Sap2000.

En el comportamiento estructural los muros se analizaron sus desplazamientos máximos laterales, los esfuerzos internos y los momentos de volteo, (Contrafuerte vs Gravedad) y (Contrafuerte vs Voladizo) de lo cual se obtuvo que los desplazamientos laterales es menor en 10.762% y 77.638%, en los momentos de volteos es menor en 45.222% y 40.356% y en los esfuerzos internos es menor en 25.198% y 24.506% respectivamente, llegando a la conclusión que los muros de contención con contrafuertes tienen mejor comportamiento estructural que los muros de contención en gravedad y voladizo, y evaluó en las mismas condiciones de suelo tanto de fundación y de relleno.

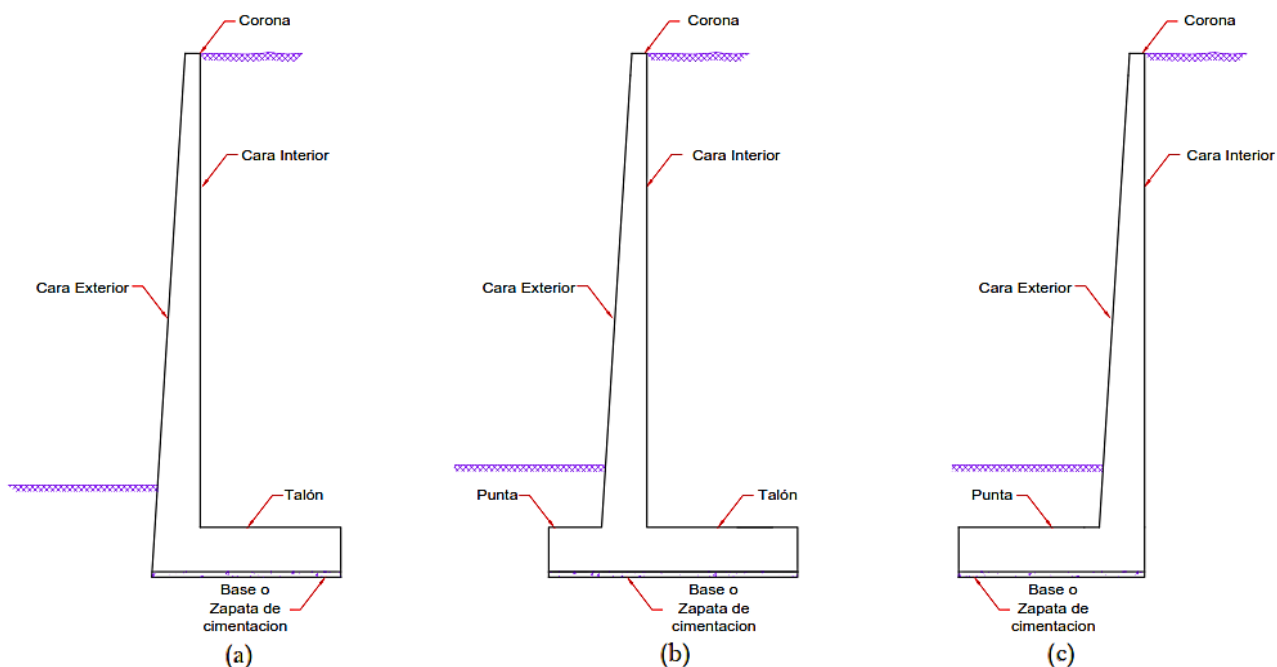
2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MURO EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO.

Según (Ayuso, y otros, 2010 págs. 129-130). Los muros voladizos se realizan de concreto armado y constan de una pantalla y de una zapata ambos adecuadamente reforzados para poder resistir los momentos y fuerzas cortantes a lo que están sujetos, pudiendo diferenciar tres diseños en la figura 2, de los tres el más utilizado es (b) que logra su estabilidad por el ancho de la zapata hacia el interior del terreno (Talón), con el propósito de utilizar la tierra colocada que gravita sobre ella como una fuerza estabilizante porque ayuda a impedir el volcamiento y aumentando la fricción suelo-muro en la base mejorando la seguridad del muro al deslizamiento. Este tipo de muro es conveniente para alturas de 8m, siendo una solución

intermedia entre lo pesado del muro de gravedad y el muy ligero de los contrafuertes que se utiliza para alturas superiores. El muro sin puntera (a) es de uso poco frecuente en construcción, mientras que el muro sin talón (c) se usa exclusivamente en muros medianeros por los inconvenientes técnicos que presenta, como puede ser la mayor dificultad de conseguir la estabilidad del mismo.

Figura 2: Tipos de muros en Voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud.



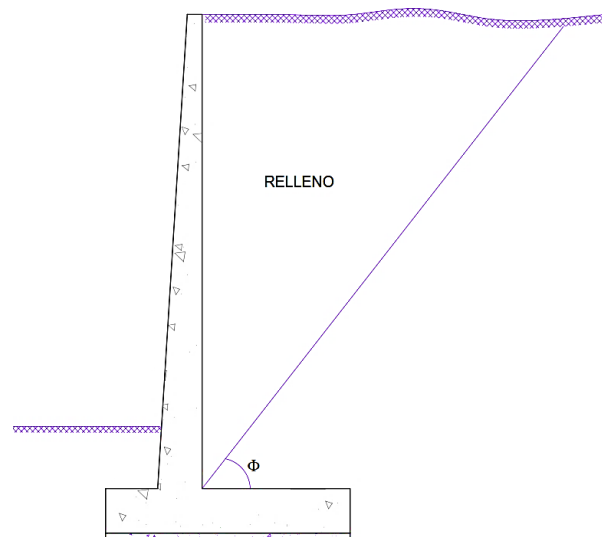
Fuente: Elaboración propia

2.2.2. CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES

Un volumen de tierra, que podemos suponer sin cohesión alguna, esparcido libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

Si el de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente fijado por la deformabilidad del muro como se muestra en la figura 3. En el contacto muro-terreno, pueden ocurrir deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permitan que el suelo falle por corte, (Torres, 2008 pág. 02).

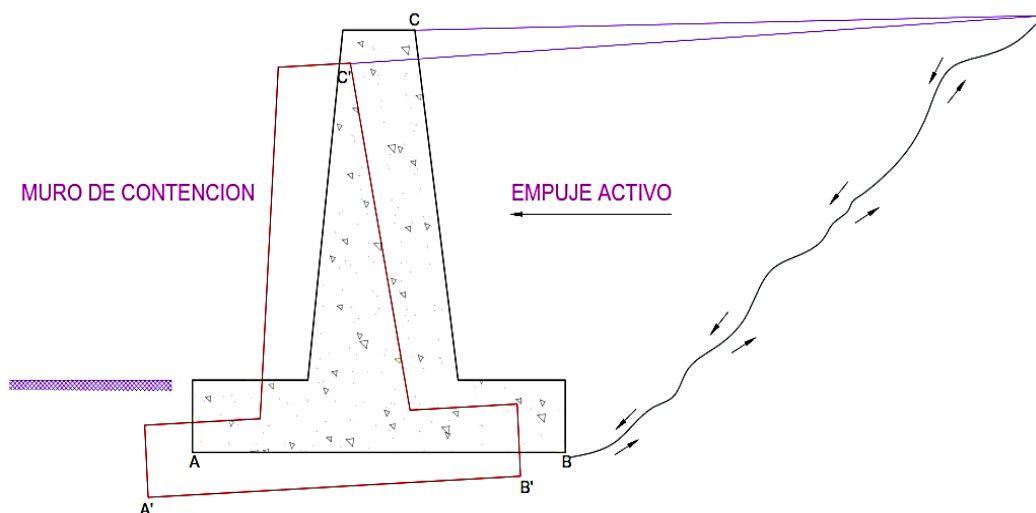
Figura 3: Muro de contención en voladizo



Fuente: Elaboración propia

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo y la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente, llamado **empuje activo de la tierra**, ver figura 4.

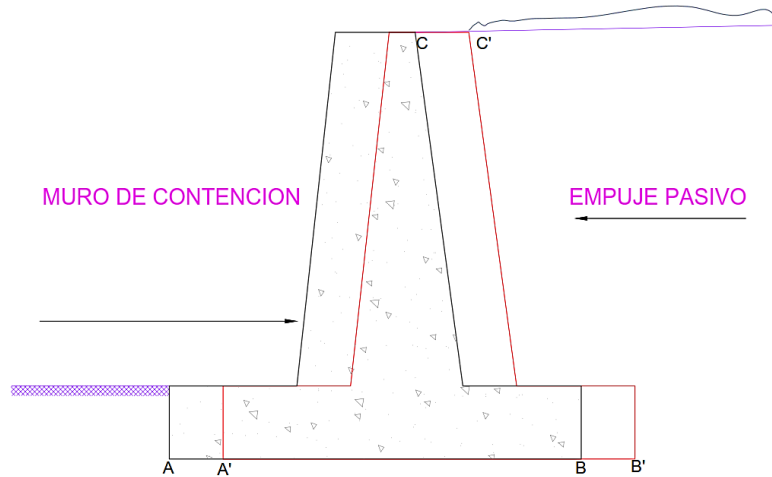
Figura 4: Empuje Activo de la Tierra



Fuente: Adaptación del libro de Torres, *Análisis y Diseño de Muros de Contención*, 2008, p.03

Llamado **empuje pasivo de la tierra**, ver figura 5. Cuando el movimiento del muro da origen da valores limites, el relleno de tierra se rompe por corte.

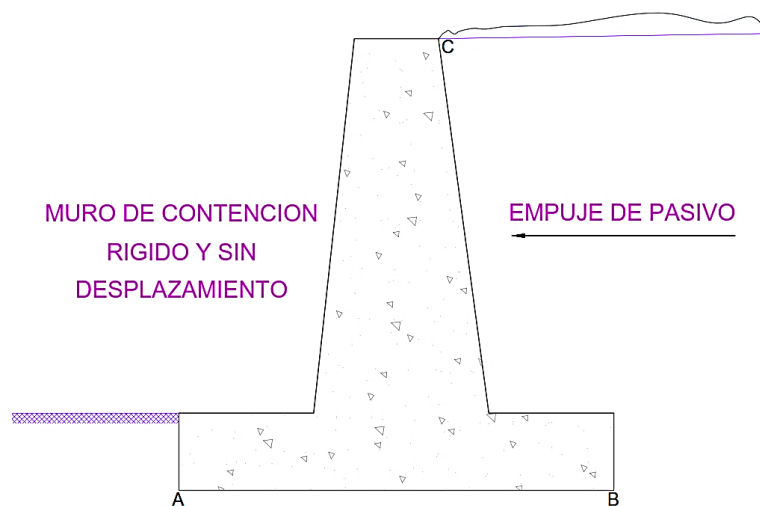
Figura 5: Empuje Pasivo de la Tierra



Fuente: Adaptación del libro de Torres, **Análisis y Diseño de Muros de Contención**, 2008, p.03

Llamado **empuje de reposo de la tierra**, ver figura 6. Cuando el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, la masa del suelo no podrá desplazarse, aislado por lo que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión.

Figura 6: Empuje de Reposo de la Tierra



Fuente: Adaptación del libro de Torres, Análisis y Diseño de Muros de Contención ,2008, p.03

Los empujes de tierra se encuentran firmemente relacionados con los movimientos del muro de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollan empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre activo y el pasivo.

Se puede estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión.

Los suelos arcillosos tienen una considerable cohesión, son capaces de mantener taludes casi verticales cuando se encuentran en estado seco, sin embargo cuando estos suelos se saturan, pierden prácticamente toda su cohesión, originando empuje similar al fluido del agua con el peso de la arcilla, esta situación nos indica que si se quiere construir un muro para contener arcilla, este debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado, más resistente que los muros diseñados para sostener rellenos no cohesivos. En caso de suelos mixtos conformados por arena y arcilla, es conveniente desprestigiar la cohesión, utilizando para determinar el empuje de tierra solo el ángulo de fricción interna del material. (Torres, 2008 pág. 03).

2.2.3. EMPUJES ESTÁTICOS

2.2.3.1. Empuje Activo

El empuje activo se determina por ambas teorías de Coulomb o Rankine, donde plantean hipótesis que simplifican el problema.

Cuando la parte superior de un muro se mueve suficientemente como para que pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a como se muestra en la figura 7, (Torres, 2008 pág. 25).

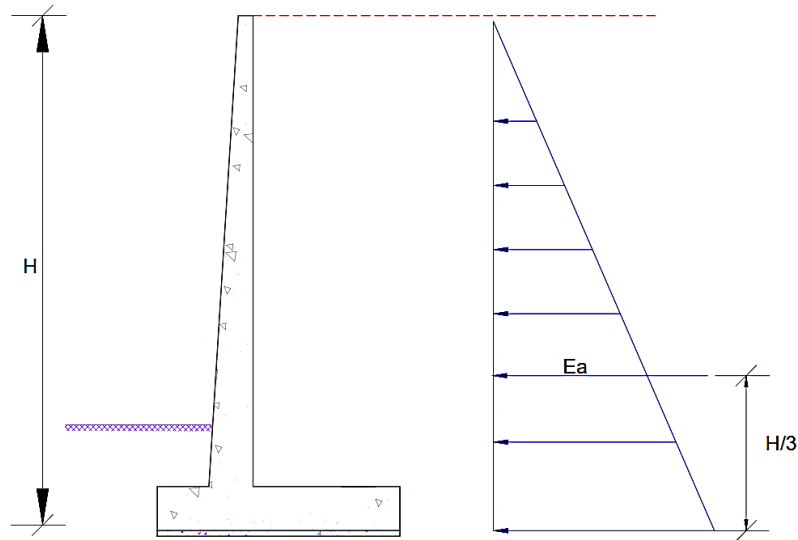
$$E_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)K_a \quad (1)$$

γ : Peso específico del suelo

K_a : es el coeficiente de presión activa.

E_a : es el empuje activo.

Figura 7: Empuje activo



Fuente: Elaboración propia

2.2.3.2. Empuje Pasivo

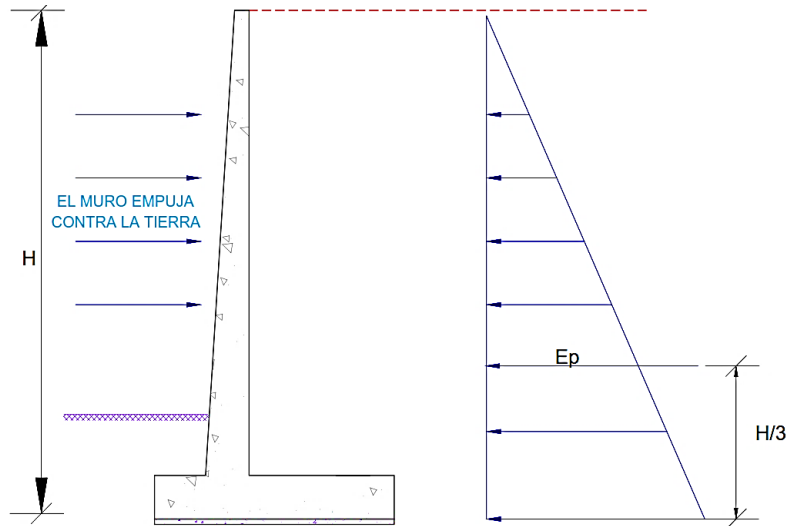
Cuando un muro empuja contra el terreno se produce una reacción llamada empuje pasivo E_p la resultante de esta reacción del suelo se aplica al extremo del tercio inferior de la altura como se muestra en la figura 8. (Torres, 2008 págs. 29-30)

$$E_p = \left(\frac{1}{2}\gamma h^2\right)K_p \quad (2)$$

K_p : es el coeficiente de presión pasiva.

E_p : es el empuje pasivo.

Figura 8: Empuje pasivo



Fuente: Adaptación del libro de Torres, *Análisis y Diseño de Muros de Contención*, 2008, p.30

La presión pasiva en los suelos granulares, se determinan con las siguientes expresiones

1. El coeficiente K_p adecuando la ecuación de Coulomb es:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \varphi)}{\text{sen}^2(\alpha) \times \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \times \text{sen}(\varphi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3)$$

2. Cuando se ignora los ángulos (β , δ , α) de la ecuación (3) se obtiene el coeficiente K_p según Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4)$$

Si el ángulo δ es grande la superficie de deslizamiento real se aparta considerablemente del plano teórico conduciendo a errores de importancia.

2.2.4. EMPUJES DINÁMICOS

2.2.4.1. Incremento Dinámico del Empuje Activo

Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, el empuje activo se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento empuje se denomina incremento dinámico de empuje activo (ΔE_{AS}), considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triángulo invertido con centro de gravedad ubicado a $(2/3H)$ o $(0.6H)$ de altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación. Ver figura 09. (Torres, 2008 pág. 31).

$$\Delta E_{AS} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right)K_{AS}(1 - K_V) \quad (5)$$

Para el empuje el incremento del empuje activo sísmico este debe dividirse en:

$$\Delta E_S = \Delta E_{AS} - E_A \quad (6)$$

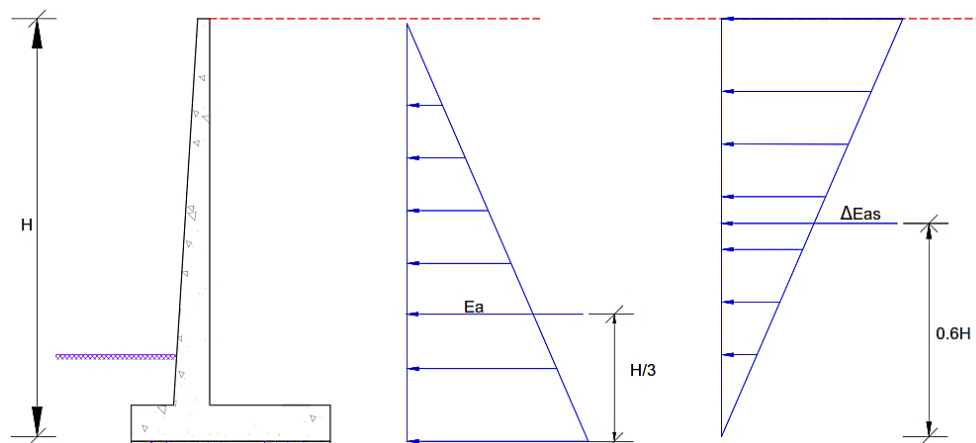
ΔE_{AS} : Empuje activo sísmico.

ΔE_S : Incremento dinámico del empuje activo.

k_{AS} : Coeficiente activo sísmico.

(Blanco, S.f,ppt,55-57).

Figura 9: Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo



Fuente: Adaptación del libro de Torres, Análisis y Diseño de Muros de Contención ,2008, p.32

2.2.4.2. Incremento Dinámico del Empuje Pasivo

El empuje pasivo se incrementa cuando ocurre un sismo. Este aumento de empuje se denomina incremento dinámico de empuje pasivo (ΔE_{PS}), la resultante de este del incremento del empuje se aplica a un tercio de altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro. Ver figura 10, (Torres, 2008 pág. 32).

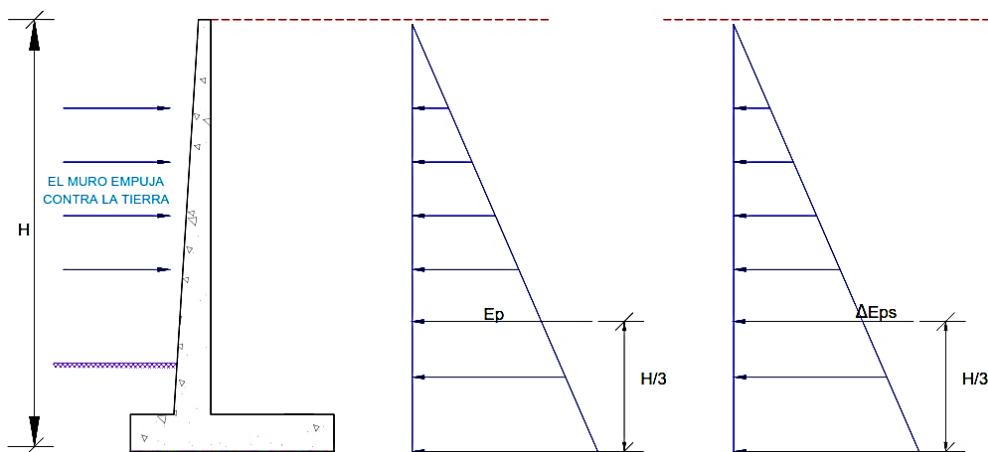
$$\Delta E_{PS} = \left(\frac{1}{2} \gamma h^2\right) K_{PS}(1 - K_V) \quad (7)$$

ΔE_{PS} : Incremento dinámico de empuje pasivo.

k_{PS} : Coeficiente pasivo sísmico.

(Blanco, S.f, ppt. 55)

Figura 10: Empuje pasivo + incremento dinámico del empuje activo



Fuente: Adaptación del libro de Torres, Análisis y Diseño de Muros de Contención ,2008, p.33

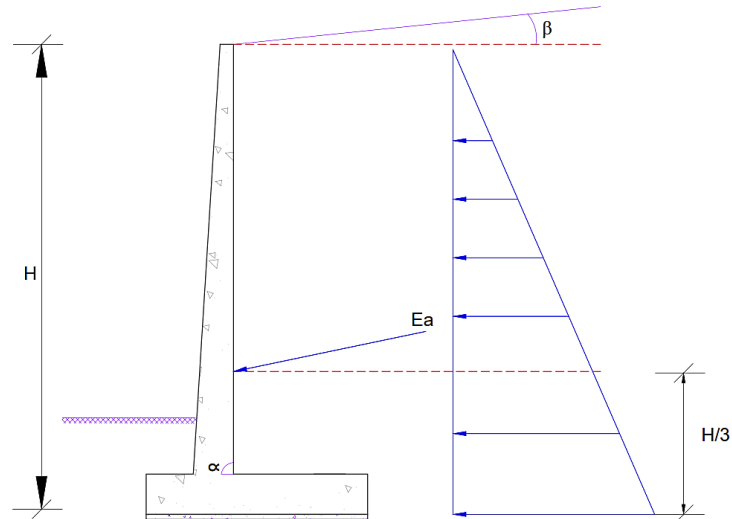
2.2.5. MÉTODO ESTÁTICO

2.2.5.1. Teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb para suelos granulares bien drenados fue desarrollado en 1773 por el francés Charles Coulomb, fue la primera teoría racional para el cálculo de empujes de tierra y mecanismos de fallas de masas de suelo.

La teoría supone que le empuje se debe a una cuña de suelo limitada por la cara interna del muro (trasdós), la superficie de relleno y una superficie de falla que se origina dentro del relleno que se supone es plana. Ver figura 11.

Figura 11: Empuje activo



Fuente: Adaptación del libro de Torres, Análisis y Diseño de Muros de Contención ,2008, p.26

De aquí se basa en las siguientes hipótesis:

1. Es una masa isotrópica y homogénea.
2. La superficie de la falla es plana, sabiendo que esto no es cierto, aun así, el error es mínimo y así simplificando, los cálculos sin alejarse de la realidad.
3. El suelo posee fuerzas de fricción que se distribuyen a lo largo del plano de falla, siendo “ φ ” el ángulo de fricción interna del suelo.
4. La cuña de la falla se comporta como un cuerpo rígido.
5. La falla es un problema de deformación plana (es bidimensional), porque se considera una longitud unitaria de cuerpo infinitamente largo.
6. La cuña de falla se desplaza a lo largo de la pared del muro, ocasionando fricción entre este y el suelo representado por el ángulo “ δ ”.

7. El E_a (empuje activo) de la pared interna del muro referente al terreno, forma un ángulo “ δ ” con la normal del muro, este es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es demasiada lisa este ángulo es igual a cero ($\delta=0^\circ$).

Donde el coeficiente K_a según Coulomb es:

Si la reacción de la masa del suelo sobre la cuña forma un ángulo β .

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha+\varphi)}{\text{sen}^2(\alpha) \times \text{sen}(\alpha+\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi+\delta) \times \text{sen}(\varphi-\beta)}{\text{sen}(\alpha-\delta) \times \text{sen}(\alpha+\beta)}} \right]^2} \quad (8)$$

α = Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal.

β = Ángulo del relleno con la horizontal.

δ = Ángulo de fricción suelo-muro.

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como: $(\frac{\varphi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi)$ a la falta de información se usa generalmente: $(\delta = \frac{2}{3}\varphi)$

Si la cara interior del muro es vertical ($\alpha = 90^\circ$), la ecuación (7) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi+\delta) \times \text{sen}(\varphi-\beta)}{\cos(\delta) \times \cos(\beta)}} \right]^2} \quad (9)$$

Si el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), la ecuación (8) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi+\delta) \times \text{sen}(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad (10)$$

Si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas ($\delta = 0^\circ$), la ecuación (9) se reduce a:

$$K_a = \frac{1-\text{sen}(\varphi)}{1+\text{sen}(\varphi)} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (11)$$

La teoría o metodología de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, porque la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas, de cuya distribución no hay especificación ninguna, por lo que se puede decir nada dentro de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo.

Coulomb supuso que todo punto de la cara interior del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento, pudiéndose calcular el empuje sobre cualquier porción superior del muro ΔE_a , para cualquier cantidad de segmentos de altura de muro.

Permitiendo conocer la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura. Esta situación lleva a una distribución de presiones hidrostática, con empuje a la altura de $H/3$, en muros con cara interior plana y con relleno limitado por una superficie plana. Para casos que no cumplan estas condiciones, el método resulta ser tedioso, para poder simplificarlo Terzaghi propuso un procedimiento aproximado, que consistía en trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica una paralela a la superficie de la falla cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado.

En la teoría de Coulomb el E_a ejerce formando un ángulo δ , con la normal del muro, por lo que la fuerza o el empuje no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\alpha = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del E_a las siguientes expresiones.

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) \cdot K_a \cdot \cos(\omega) \quad (12)$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) \cdot K_a \cdot \sin(\omega) \quad (13)$$

$$\omega = 90^\circ + \delta - \alpha \quad (14)$$

E_{ah} y E_{av} elemento horizontal y vertical de E_a .

Para valores de: $\alpha = 90^\circ$ y $\delta = 0^\circ$, resulta: $\omega = 0^\circ, E_{ah} = E_a$ y $E_v = 0$, (Torres, 2008 págs. 25-29).

2.2.5.2. Teoría de Rankine

La teoría del escoses W.J. Macquorn Rankine en el año 1857 realizó muchas investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla a la de Coulomb.

Suponiendo que el suelo es homogéneo, y se encuentra en un estado de equilibrio plástico, aquí no se considera fuerzas de fricción entre el suelo y el muro, como el relleno puede ser inclinado. Basándose en las siguientes hipótesis.

1. Es una masa isotrópica y homogénea.
2. No hay fricción entre el suelo y el muro.
3. La cara interna del muro es vertical ($\alpha=90^\circ$),
4. El empuje activo está ubicado en el extremo tercio inferior de altura.
5. El empuje activo es paralelo a la inclinación de superficie del terreno, donde se forma un ángulo “ β ” con la horizontal.

Donde el coeficiente K_a según Rankine es:

Si la reacción de la masa del suelo sobre la cuña forma un ángulo β .

$$K_a = \cos(\beta) \frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi)}}{\sin(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi)}} \quad (15)$$

Si la ecuación (8). La inclinación del terreno es nula ($\beta = 0^\circ$), se obtiene que ($\delta = \beta = 0$; $\alpha = 90^\circ$),

$$K_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (16)$$

Para la hipótesis de un muro sin fricción se cumpla, el muro de contención debe tener paredes muy lisas, esta condición casi nunca se cumple, sin embargo, los cálculos obtenidos son aceptables ya que están del lado de la seguridad. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo δ es pequeña suele ignorarse en la práctica.

En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\alpha = 90^\circ$), y que el empuje de tierra es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, formando un ángulo β con la horizontal. Los elementos horizontal y vertical del E_a son para este caso:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) \cdot K_a \cdot \cos(\beta) \quad (17)$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) \cdot K_a \cdot \sin(\beta) \quad (18)$$

Para valores de: ($\beta = 0^\circ$) resulta: E_a y $E_v = 0$, (Torres, 2008 págs. 28-29).

2.2.6. MÉTODO DINÁMICO

2.2.6.1. Teoría de Mononobe Okabe

El método desarrollado por Mononobe Okabe en 1926 es usado con más frecuencia para el cálculo de fuerzas sísmicas del empuje sobre un muro de contención. Se consideran las siguientes hipótesis:

1. La cimentación se desplaza lo suficiente para que se desarrollen las condiciones de presión activa del suelo.
2. El relleno es granular, con un ángulo de fricción φ .
3. El relleno no está saturado.

Para poder utilizar este método se define un coeficiente de aceleración horizontal (K_h) y un coeficiente de aceleración vertical (K_v).

- El valor de (K_h) puede tomarse como la aceleración de diseño ($Z/2$).
- Esta aceleración horizontal de diseño (K_h) es el mismo factor de zona "Z" considerando en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente dividido en 4 zonas como se muestra en la figura 12, (Blanco, S.f,ppt,50-51).

Figura 12: Zonas sísmicas



Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente ,2017, p.07

Cada zona sísmica se asigna un factor Z según se indica en la tabla 3. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. (C.E.0.30, 2018 pág. 07)

Tabla 3: Factores de la Zona “Z”

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 de Diseño Sismorresistente ,2018, p.07

Con los valores (K_h) y (K_v) definidos, se hallan los coeficientes de los empujes sísmicos (K_{AS}) y (K_{PS}). Estos valores son similares a los

factores (K_A) y (K_P) hallados para calcular los empujes en condiciones estática. (Blanco, S.f,ppt.52).

Coefficiente sísmico del empuje activo (K_{AS}):

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

Coefficiente sísmico del empuje pasivo (K_{PS}):

$$K_{PS} = \frac{\text{sen}^2(\alpha+\varphi-\theta)}{\cos(\theta)\text{sen}^2(\alpha)\text{sen}(\alpha-\delta-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi+\delta) \times \text{sen}(\varphi+\beta-\theta)}{\text{sen}(\alpha+\delta+\theta) \times \text{sen}(\alpha+\beta)}}\right]} \quad (20)$$

(Torres, S.f,ppt. 113-116).

Estas fórmulas son iguales a las que se utilizan para hallar (K_A) y (K_P) pero añadiendo el factor "θ" que tiene que ver con las aceleraciones sísmicas, (Blanco, S.f,ppt.52).

α = Ángulo sobre la horizontal del talud del material

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right) \quad (21)$$

(Blanco, S.f,ppt.52).

2.2.7. CRITERIOS DE ESTABILIDAD

Para que haya un sostenimiento estable en el muro de contención, se debe garantizar:

1. El muro no se voltee.
2. El muro no se deslice.
3. La reacción del suelo generada por las cargas aplicadas sobre el muro no exceda el esfuerzo admisible del mismo.

4. El talud no pierda estabilidad y el muro se deslice conjuntamente con el relleno. (Harmsen, 2002 pág. 366)

La primera estipulación se garantiza según la norma (C.E.0.20, 2012 pág. 20) un factor de seguridad al volteo por lo menos de $F_{SV} \geq 2.0$, este factor se define como:

$$F_{SV} = \left(\frac{\sum M_r + \sum M_{rp} = \text{Momentos estabilizantes}}{\sum M_v = \text{Momentos desestabilizantes}} \right) \geq 2.0 \quad (22)$$

$\sum M_r$ = Momento resiste.

$\sum M_{rp}$ = Momento resistente pasivo.

$\sum M_v$ = Momento de volteo.

Para poder examinar al volcamiento, los momentos se toman respecto a la parte inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre la sumatoria de los momentos estabilizantes $\sum M_e$, producidos por el propio peso del muro y la masa del relleno sobre el talón del muro de contención, el empuje pasivo del relleno sobre la punta y la sobrecarga generan también momentos resistentes, pero tomando en cuenta la seguridad no se considera el empuje pasivo y la sumatoria de los momentos de volteo $\sum M_v$, producidos por los empujes del terreno. (Torres, 2008 pág. 10)

La segunda estipulación se garantiza también por la norma (C.E.0.20, 2012 pág. 20) un factor de seguridad al deslizamiento por lo menos de $F_{SD} \geq 1.5$, este factor se define como:

$$F_{DS} = \left(\frac{\sum P \cdot \mu + \sum E_{ph} = \text{Fuerzas Resistentes}}{\sum E_i = \text{Fuerzas Actuantes}} \right) \geq 1.50 \quad (23)$$

$\sum P$ = Momento resiste.

μ = Coeficiente de fricción.

$\sum E_{ph}$ = Momento resistente pasivo.

$\sum E_i$ = Momento de volteo.

La sumatoria de las fuerzas actuantes $\sum E_i$, son originadas por el empuje activo del relleno y la sobrecarga que actúa sobre él. La sumatoria de las fuerzas resistentes $\sum P \cdot \mu + \sum E_{ph}$, son el peso del muro, el empuje pasivo y la fricción en la base de la cimentación aun que es común no considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice este durante toda la vida de la estructura. (Harmsen, 2002 pág. 367)

El coeficiente de fricción puede tomarse aproximadamente como:

$$\mu = \text{tang}(\varphi) \leq 0.6 \quad (24)$$

$\varphi = \text{tg}(\delta)$ = Coeficiente de fricción.

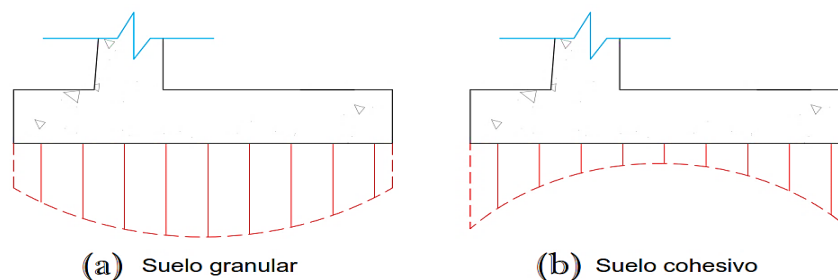
$\delta = (\varphi)$ para concreto vaciado in situ.

$\text{tg}(\varphi) \leq 0.6$ si el terreno de cimentación es un estrato de suelo, (Morales, 2006 pág. 113)

2.2.8. PRESIONES SOBRE EL TERRENO

Cada tipo de terreno tiene sus características propias y reacciona ante cargas externas de distintos modos. Los factores que intervienen en la distribución de la reacción del suelo o terreno son: La flexibilidad del cimiento respecto al suelo, el nivel de cimentación y el tipo de terreno. Damos un ejemplo en la figura 13, de la distribución de la presión para dos tipos de suelos: granular y cohesivo.

Figura 13: Distribución de presiones para dos tipos de suelos



Fuente: Adaptación del libro de Harmsen, Diseño de estructuras de concreto armado, 2002, p.319

En el terreno granular se observa la presión en los bordes de la cimentación es menor que en la zona central donde la presión ejercida por las cargas aplicadas tiende a desplazar el terreno en los extremos lo cual disminuye la reacción ejercida. El desplazamiento depende de la profundidad de cimentación. Si está es elevada, la fuerza realizada por el peso propio del terreno impedirá que el suelo se desplace.

Por otro lado, el suelo cohesivo, la presión en los bordes de la cimentación es mayor que en la sección central. El suelo que circunda por el área cargada ejerce una fuerza de soporte sobre ella por efecto de la cohesión y por ello la reacción se incrementa.

En el diseño, no es práctico considerar la distribución real de la reacción del suelo, por lo que se asume dos hipótesis:

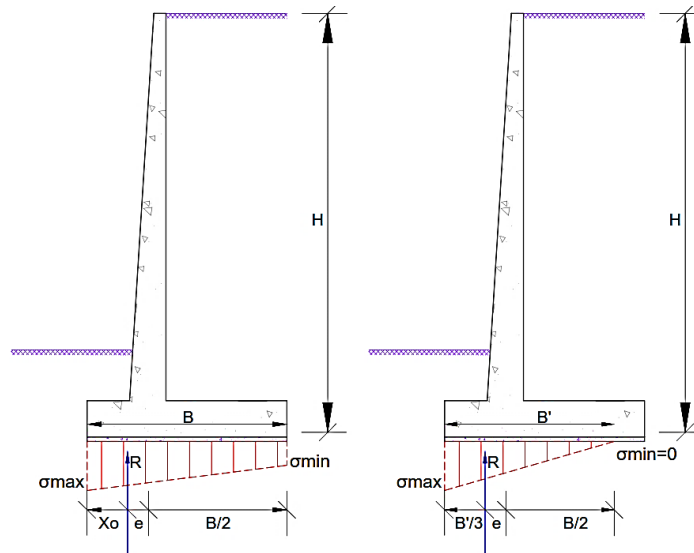
1. La cimentación es rígida.
2. El suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante.

Estas suposiciones son válidas porque conllevan que la distribución del suelo, frente a las cargas transmitidas por la columna o pantalla del muro sean lineal, excepto en suelos cohesivos como limos o arcillas plásticas, (Harmsen, 2002 pág. 319).

2.2.8.1. Carga excéntrica

En las zapatas cargadas excéntricas, la reacción del suelo no es uniforme y tiene una distribución que puede ser trapezoidal o triangular como se muestra en la figura 14, (Harmsen, 2002 pág. 319).

Figura 14: Distribución trapezoidal o triangular



Fuente: Adaptación del libro de Torres, Análisis y diseño de muros de concreto armado, 2008, p.18

La fuerza resultante vertical R , medida desde el centro de la base del muro B , no debe exceder del sexto del ancho de esta:

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

En este caso el diagrama es trapezoidal. Determinado la presión de contacto por un ancho de muro se determina que:

$$e = \left(\frac{B}{2} - X_0\right) \quad (26)$$

$$X_0 = \left(\frac{\sum MR - \sum MV}{R}\right) \quad (27)$$

Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (si sale del tercio medio) la presión máxima del suelo debe calcularse ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular donde: (Torres, 2008 pág. 11).

$$B/6 \leq e \leq B/2 \quad (28)$$

$$B' = 3\left(\frac{B}{2} - e\right) \quad (29)$$

2.2.8.2. Presiones de contacto

La capacidad admisible del suelo de fundación σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ_{admax} transferido al terreno por el muro en este caso para el diagrama trapezoidal las siguientes expresiones son:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{admax} \quad (30)$$

$$\sigma_{admax} = \left(\frac{R}{B.1}\right) \cdot \left(1 + \frac{6.e}{B}\right) \quad (31)$$

$$\sigma_{admin} = \left(\frac{R}{B.1}\right) \cdot \left(1 - \frac{6.e}{B}\right) \quad (32)$$

En este caso para el diagrama sea triangular las siguientes expresiones son: (Torres, 2008 pág. 11).

$$\sigma_{admax} = \frac{2.R}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} | 6\right)} \quad (33)$$

$$\sigma_{admin} = 0 \quad (34)$$

2.2.9. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE Y FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL MURO EN VOLADIZO (PANTALLA Y ZAPATA)

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto, se debe verificar los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por las normas.

Verificación de los esfuerzos de corte: La resistencia al corte de las secciones transversales de estar basada en: (Torres, 2008 pág. 17).

$$V_a \leq \phi \cdot V_n \quad (35)$$

Donde V_a es la fuerza cortante amplificada o actuante en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada mediante.

$$V_n = V_c + V_s \quad (36)$$

(E.0.60, 2009, pág. 87).

Donde V_c es la resistencia al cortante proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia al corte proporcionado por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia al corte lo aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no estila colocar acero de refuerzo por corte, es decir, $V_s = 0$. (Torres, 2008 pág. 17).

Según (Lucero, y otros, 2012 pág. 164) hace mención al código ACI de la sección 11.2 la resistencia al cortante para elementos sometidos a flexión es:

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad (37)$$

Donde:

b = Ancho de la sección de la viga rectangular o ancho del alma de la sección T o similar.

d = Altura efectiva de la sección.

$f'c$ = Resistencia del concreto.

λ = Factor de modificación igual a 0.85 para concretos livianos y 1.0 para concretos normales.

Requisitos generales de armadura de corte: Según lo establecido en el numeral 11.5 del reglamento del ACI se tiene que cumplir que: (Lucero, y otros, 2012 pág. 165).

1. Si: $V_a \leq \phi \cdot V_n \cdot 0.5$, el elemento estructural no necesita de estribos.
2. Si: $V_a \cdot 0.5 \leq V_a \leq \phi \cdot V_n \cdot 0.5$, el elemento estructural teóricamente no necesita estribos.
3. Si: $V_a \geq \phi \cdot V_n$, el elemento estructural requiere estribos.

Verificación de los esfuerzos de flexión: La resistencia a la flexión de las secciones transversales debe estar en:

$$M_a \leq \phi \cdot M_R \quad (38)$$

M_a es el momento flector mayorado en la sección considerada, y M_R es el momento nominal resistente:

A_s es el área de acero de refuerzo en tensión en cm², “b” el ancho de la cara en compresión del elemento en cm, y “d” el peralte efectivo interior de la pantalla en cm donde el acero requerido es: (Torres, 2008 pág. 18).

$$A_s = \left(\frac{f'_c}{f_y} * \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 * M_a}{\phi * f'_c * b * d^2}} \right) \right) * d * b \quad (39)$$

$$\frac{\left(\frac{f'_c}{f_y} * \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 * M_a}{\phi * f'_c * b * d^2}} \right) \right)}{d * b} = p \quad (40)$$

As = Acero colocado.

p = Cuantía calculada. (Sanchez, 2015, ppt.23).

Refuerzo mínimo en los muros de contención: Según la (E.0.60, 2009, pág. 133) del Capítulo 14, Muros de contención el refuerzo vertical y horizontal debe cumplir a:

- (a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.
- (b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

Los muros con un espesor mayor que 200 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.

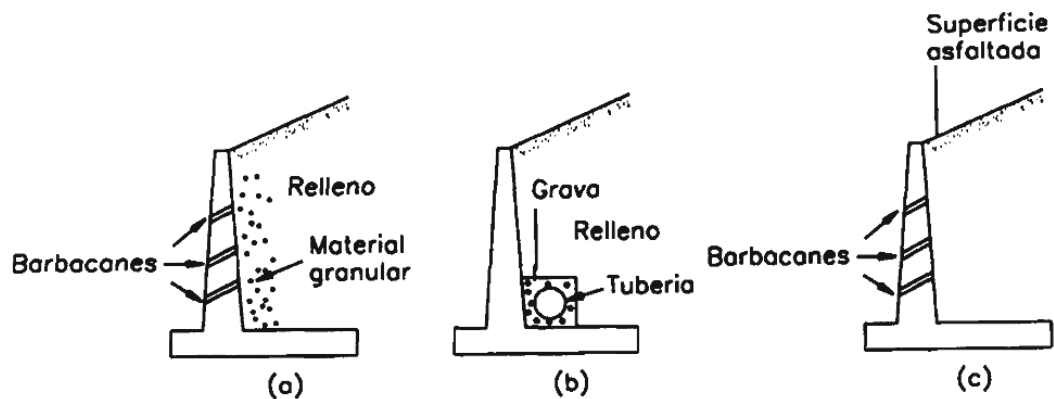
El acero por temperatura y contracción deberá colocarse en ambas caras para muros de espesor mayor o igual a 250 mm. Este refuerzo podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro.

El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a un espaciamiento mayor que tres veces el espesor del muro ni que 400 mm.

2.2.10. DRENAJE

La acumulación del agua se debe prevenir para que el muro de contención no sea sometido a cargas de empuje mayores de acuerdo al diseño de la estructura. Por ello es necesario proveer un sistema de drenaje para obstaculice la presión del agua sobre el muro.

Figura 15: Sistema de drenaje



Fuente: Harmsen, Diseño de Estructuras de concreto armado, 2002, p.369

En lo general se habilitan barbacaones (orificios de drenaje) o tubos de diámetro mayor que 4" a una distancia de un 1.50 m. tanto horizontal como verticalmente. Las tuberías atraviesan el muro y están cubiertas de una capa de grava posterior, para poder así evitar el relleno que penetre en ellos. Representado en la figura 32.a.

Incluso se coloca un tubo de drenaje perforado a lo largo del muro, siempre rodeado a su alrededor de grava para que no sea obstruido. El agua se evacua en sitios adecuados. Representado en la figura 32.b.

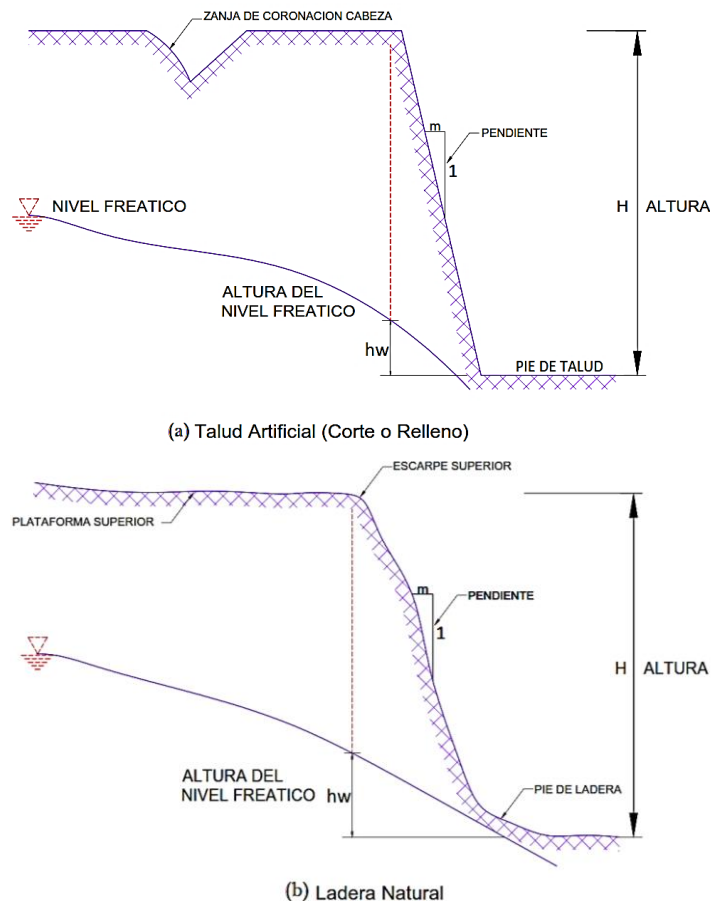
En otra solución para impedir que el agua haga presión sobre el muro es emplear una capa impermeable en la parte de la superficie del relleno para evitar que el agua de la superficie penetre. Una superficie de asfalto cumple con este objetivo, pero no impide el empuje del agua subterránea. Representado en la figura 32. b. (Harmsen, 2002 págs. 368-369).

2.2.11. DEFINICIÓN DE TALUD

Por talud se entiende a una superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. El talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas.

En cuanto al talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea su origen de su formación; en el corte, se realiza una excavación (desmorte), en tanto que los taludes artificiales son los inclinados de los terraplenes, en la figura 16 se muestra la nomenclatura de taludes y laderas. (Matteis, 2003 pág. 03).

Figura 16: Nomenclatura de taludes y laderas



Fuente: Adaptación del libro de Suarez, Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas Tropicales, 1998, p.02

Según, (Suaréz, 1998 pág. 02) (indica que el talud o ladera se definen con los siguientes elementos.

1. **Altura:** Distancia vertical entre la base y la cabeza, la cual se presenta en taludes artificiales, pero difícil de evaluar en las laderas por no tener accidentes topográficos bien marcados.
2. **Pie o base:** Es la zona donde se produce el cambio brusco de pendiente en la parte inferior del talud o ladera, generalmente la parte inferior es cóncava.
3. **Cabeza:** Es la zona donde se produce el cambio brusco de pendiente en la parte superior del talud o ladera, la forma de la cabeza generalmente es convexa.
4. **Altura de nivel freático:** Distancia vertical desde la base, del talud o ladera, hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza del talud.
5. **Pendiente:** Es la medida de la inclinación del talud o ladera. Puede medirse en grados que son (30°,45°,60°), en porcentaje (57%,100%,175%) o en relación a distancias m/1, (1.75H:1V, 1H:1V,0. 57H:1V) el cual m es la distancia horizontal.

2.2.12. LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

La estabilidad de taludes, según (Matteis, 2003 pág. 04), es la teoría que estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, entendiendo que la estabilidad es la seguridad de una masa de tierra contra la falla del movimiento.

2.2.13. DESLIZAMIENTOS DE TALUDES

El deslizamiento de talud es la rotura y el desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa del mismo.

Estos desplazamientos pueden producirse de diferentes maneras, puede ser lenta o rápida, con o sin provocación alguna. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud, pero existen

otros casos donde la falla que se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, o debido a las filtraciones de agua, (Matteis, 2003 pág. 05).

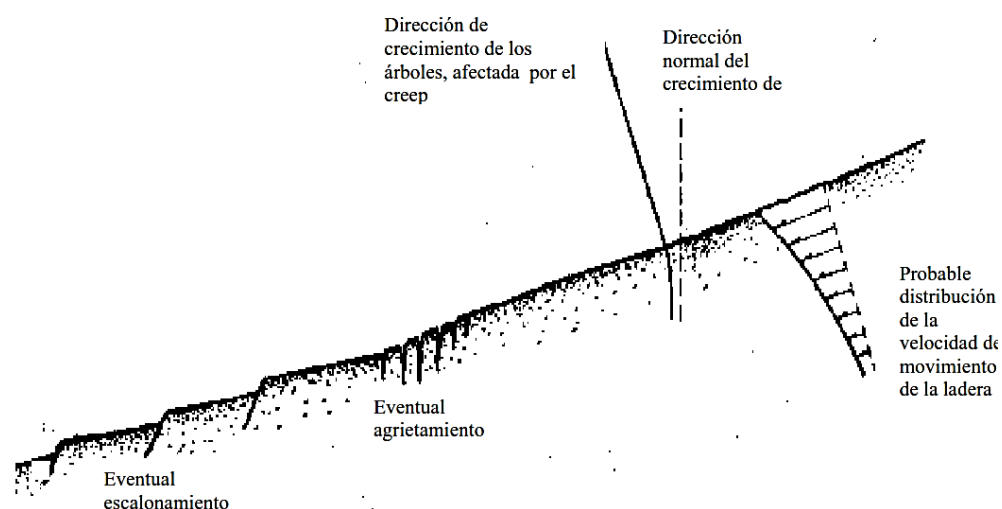
Los tipos de fallas más comunes son:

1. Deslizamientos superficiales (Creep)
2. Movimiento el cuerpo del talud
3. Flujos

2.2.13.1. Deslizamientos superficiales (Creep)

Esta falla a un proceso más o menos continuo, y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. El creep suele involucrar a grandes áreas como el movimiento superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. En la figura se muestra los indicadores la presencia de un movimiento superficial (Creep), (Matteis, 2003 pág. 05).

Figura 17: Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial (Creep)



Fuente: De Matteis, Geología y Geotecnia, 2003, p.06

2.2.13.2. Movimiento del cuerpo del Talud

Ocurre en taludes donde se origina movimientos bruscos que afectan masas considerables de suelos. Las fallas se forman cuando en la zona

se desarrolló esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia al corte del material, ocasionando una ruptura del suelo. Estos fenómenos se les denomina “deslizamientos de tierra” y puede estudiarse en dos tipos: (Matteis, 2003 pág. 05).

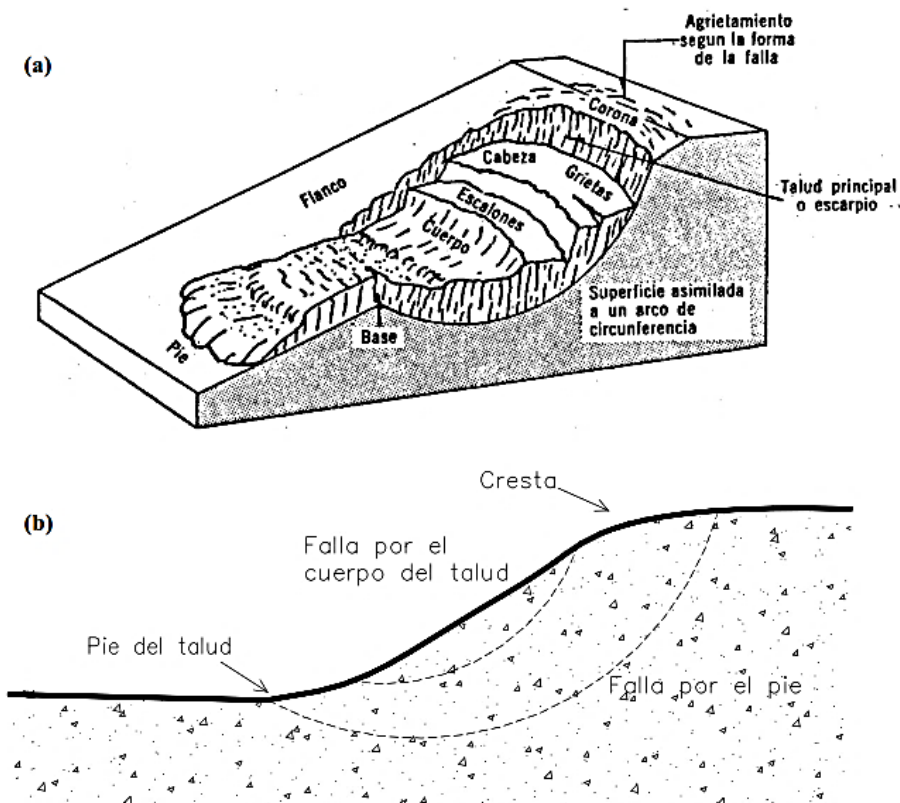
a. Falla Rotacional

La superficie sufre una falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Estas fallas ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos. En general afectan a zonas profundas del talud, siendo esta profundidad mayor sea la pendiente.

La falla por rotación se denomina según donde pasa el extremo de la masa que rota. Se presenta pasando la superficie de falla por el cuerpo del talud, por el pie o delante de este afectando al terreno en que el talud se apoya. Cabe señalar que la superficie de este último tipo de falla puede profundizarse hasta llegar a un estrato resistente o más firme de donde se encuentra el talud, provocando en este punto un límite en la superficie de falla.

En la figura 18 se muestra la (a) nomenclatura de una zona de falla y sus (b) distintos tipos de falla, (Matteis, 2003 pág. 05).

Figura 18: Partes de un deslizamiento y sus distintos tipos de fallas



Fuente: De Matteis, Geología y Geotecnia, 2003, p.07

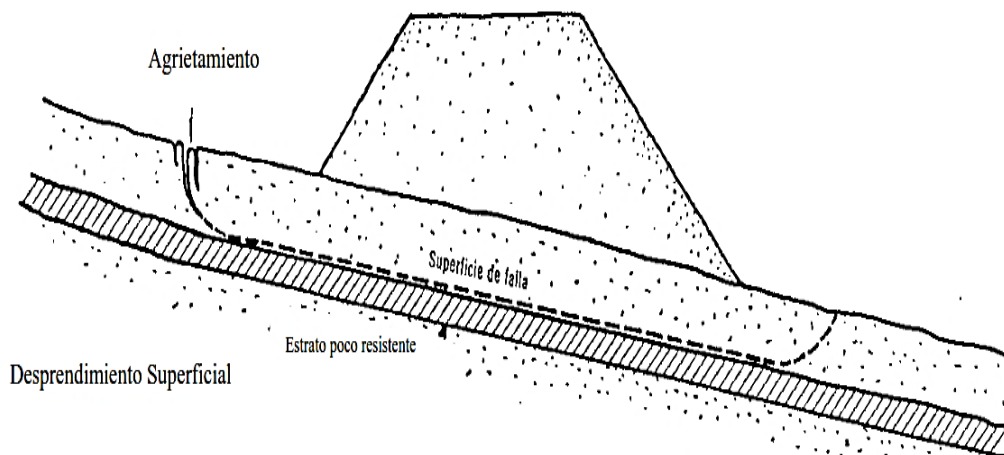
b. Falla Traslacional

Estas fallas por lo general se dan en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies planas, donde hay estratos poco resistentes a poca profundidad del talud.

Los estratos que son débiles aportan a estas fallas que por lo común contienen arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Es muy frecuente que la debilidad del estrato esté ligado a elevadas presiones de poros de agua en las arcillas y las arenas.

La ocurrencia de fallas en la franja superficial es típica en las laderas formadas por materiales arcillosos, producto de meteorización de formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre caso sin distorsión en la figura 19 se muestra la falla por traslación, (Matteis, 2003 pág. 08).

Figura 19: Falla Traslacional



Fuente: De Matteis, Geología y Geotecnia, 2003, p.09

2.2.13.3. Flujos

Este tipo de falla se da a movimientos más o menos rápidos de una ladera natural. La superficie del deslizamiento se desarrolla durante un lapso relativamente breve. El material susceptible no consolidado tiende a fluir así presentarse en fragmentos de rocas, depósitos de talud, suelos granulares, finos o arcillas o en lodos.

Los flujos de tierra (materiales poco húmedos) generalmente ocurren a la falla al pie de los deslizamientos del tipo rotacional en el cuerpo del talud.

Los flujos de tierra de los suelos granulares finos, son típicos de formaciones costeras y se asocian generalmente a la erosión marina y fluctuaciones repetidas de la presión de poros al ascenso y descenso del nivel de agua con las mareas.

Los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La forma típica del deslizamiento es análoga al avance de un glaciar y la velocidad de desplazamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año hasta que ocurra un movimiento catastrófico, (Matteis, 2003 págs. 09-10).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Se empleó el método cuantitativo porque se realizó cálculos de los momentos y diseño del muro en voladizo de concreto armado con tres metodologías de análisis.

3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación es aplicada porque se usa la ciencia y teoría ya existente para aplicarla de manera directa en casos prácticos reales.

3.3. NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación es explicativo, porque su objetivo es la explicación de la realización del estudio del comportamiento estructural y diseño del muro de contención de concreto armado para el sostenimiento de talud, por medio de las diferentes metodologías para cada tipo distrito de la ciudad de Huancayo. El nivel de investigación se refiere al grado de profundidad con que se aborda un objeto o fenómeno.

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de investigación para el presente estudio corresponde al de tipo no experimental. El investigador no manipulará deliberadamente o intencionalmente las variables.

3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.5.1. POBLACIÓN

La investigación se optó por limitar la población al muro en voladizo de concreto armado que se compone para el siguiente caso.

Muro en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud.

3.6. MUESTRA

Para determinar el tamaño de la muestra para la investigación, se empleó el método dirigido. Donde el tamaño no será desde una perspectiva probabilística, ya que lo que se busca es entender el objetivo del estudio y a responder las preguntas de investigación.

La característica de la muestra es de perspectiva de conveniencia, ya que se toman casos disponibles a los cuales tenemos acceso y se tiene la capacidad operativa de estudiar.

3.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Las técnicas de investigación que se aplicaron corresponden al análisis documental, y la observación.

El análisis documental, es: “una forma de investigación técnica, un conjunto de operaciones intelectuales, que buscan describir y representar los documentos de forma unificada sistemática para facilitar su recuperación”. (Lareda, 1990).

La observación “es un proceso cuya función primera e inmediata es recoger información sobre el objeto que se toma en consideración. Esta recogida implica una actividad de codificación: la información bruta seleccionada se traduce mediante un código para ser transmitida a alguien (uno mismo u otros)”. (Ramírez, 1992).

El instrumento de medición, corresponde a la herramienta de Microsoft Excel enmarcado en el Método Coulomb y Rankine más Mononobe Okabe.

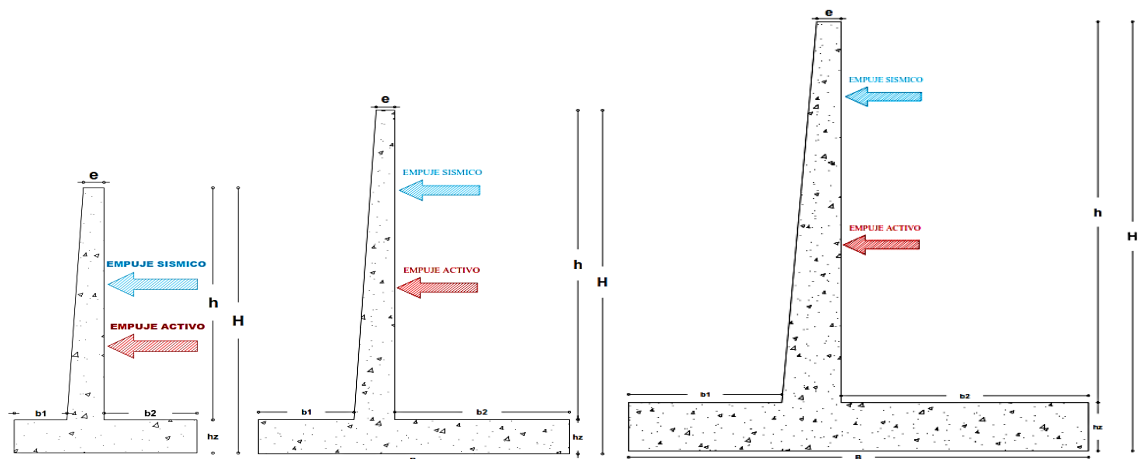
CAPÍTULO IV

DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN EL VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO

4.1. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

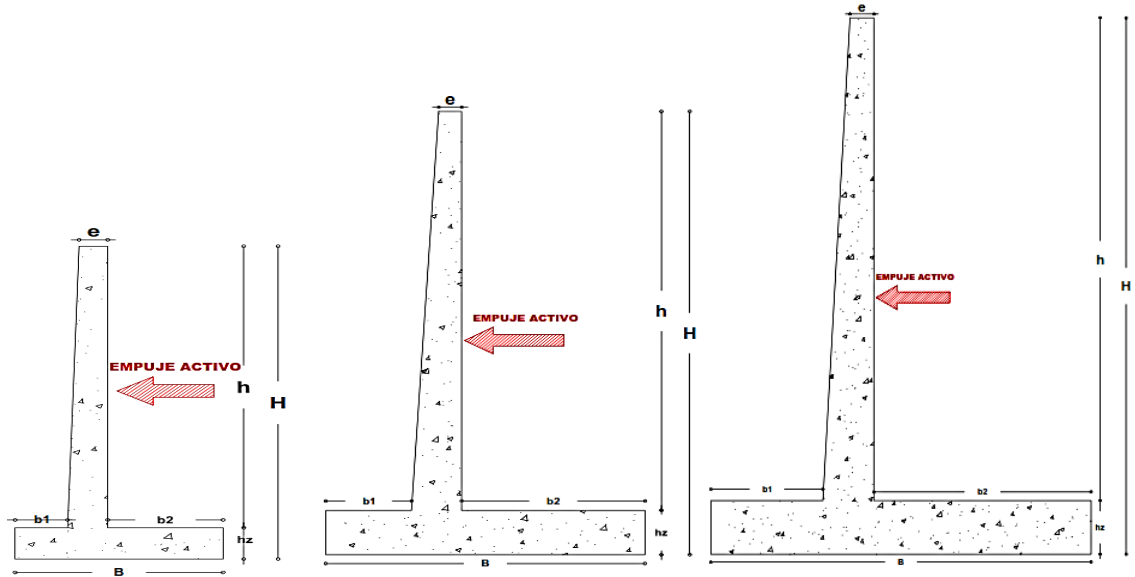
Se procede a comparar los resultados para cada distrito de la ciudad de Huancayo (Tambo, Huancayo y Chilca), para el desarrollo fue analizado con los métodos de Coulomb (método 01) y Rankine (método 02) más Mononobe Okabe (influencia del sismo), los parámetros tomados para el análisis comparativo fueron: el empuje activo y el empuje sísmico, la muestra de cada tipo de suelo de cada distrito tomado y la variación de altura de ($H= 4, 5, 6, 7, 8$ y 9 m) del muro de contención en voladizo de concreto armado, como se muestra en la figura 20 y la figura 21.

Figura 20: Consideraciones propuestas (Empuje Activo, Sísmico y la variación de altura)



Fuente: Elaboración propia

Figura 21: Consideraciones propuestas (Empuje activo y la variación de altura)

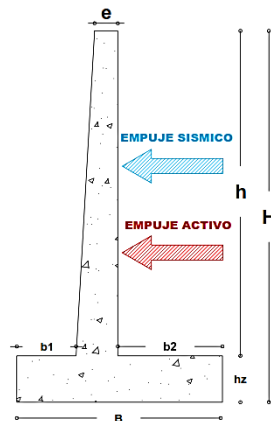


Fuente: Elaboración propia

4.1.1. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS ESTRUCTURALES

4.1.1.1. Efecto producido por el tipo de suelo del distrito de El Tambo en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado con el método de Coulomb vs el método Rankine, ambos más el método de Mononobe Okabe.

Figura 22: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el método Mononobe Okabe, para el distrito de El Tambo.

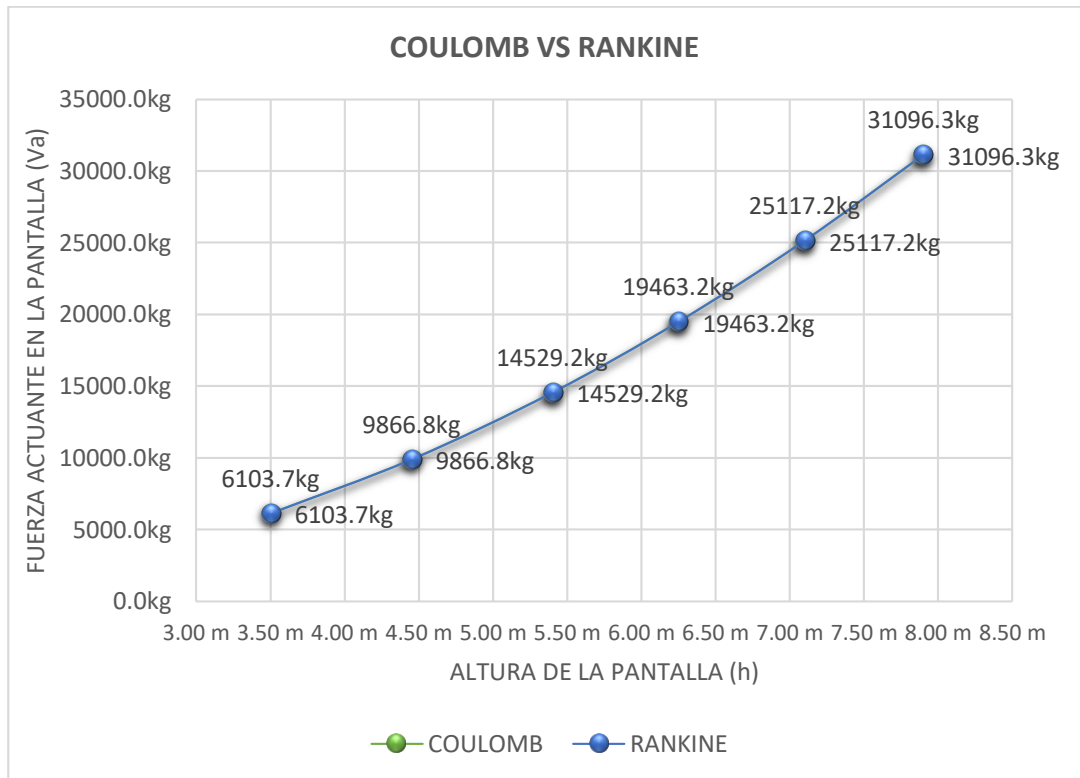


Fuente: Elaboración propia

a. Comparación: Cortante actuante vs Altura de la pantalla

Comparando las fuerzas actuantes (V_a) obtenidas, por ambos métodos, se observa en el gráfico 1, que los resultados obtenidos no presentan diferencia alguna de las fuerzas sobre la altura pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro de contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 1: Cortante actuante vs altura de la pantalla

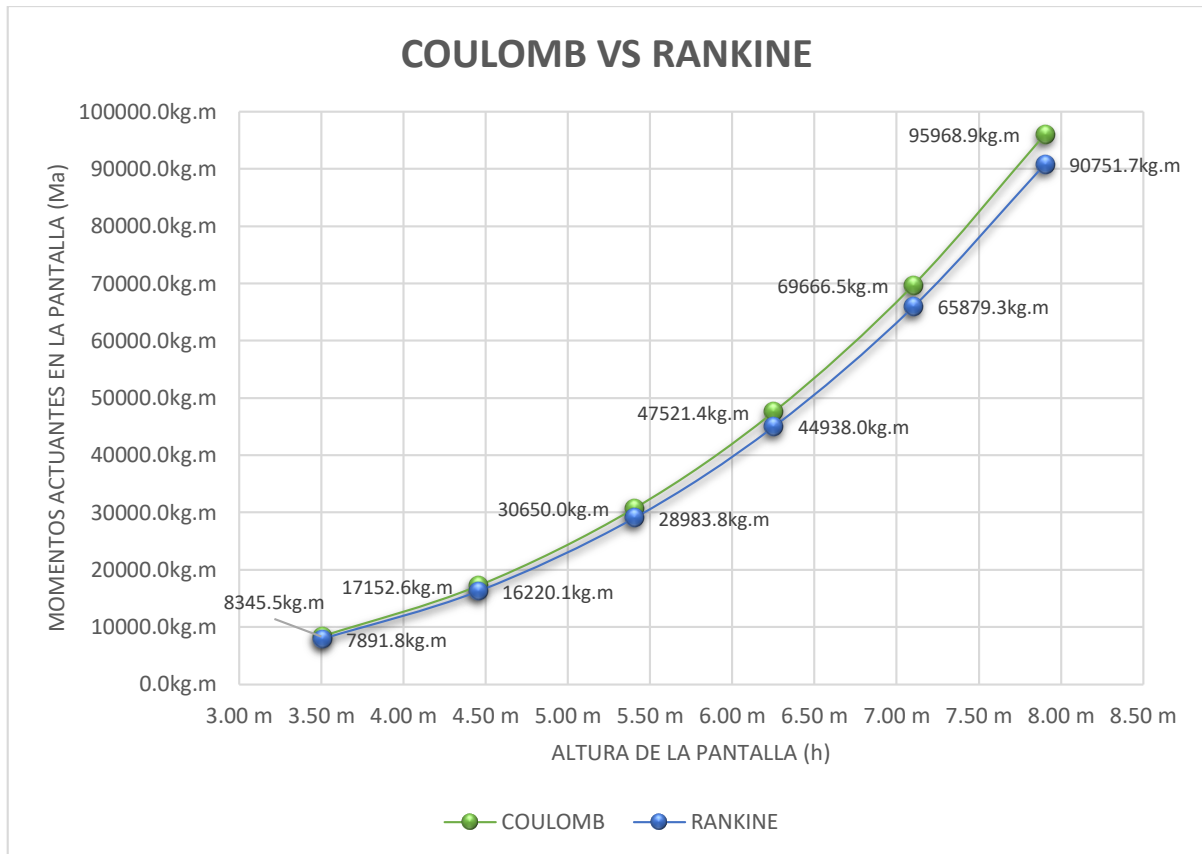


Fuente: Elaboración propia

b. Comparación: Momento actuante en la pantalla vs Altura de la pantalla.

Comparando los momentos actuantes (M_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 2, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 6.0% de los momentos que actúan sobre la pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 2: Momento actuante vs altura de la pantalla

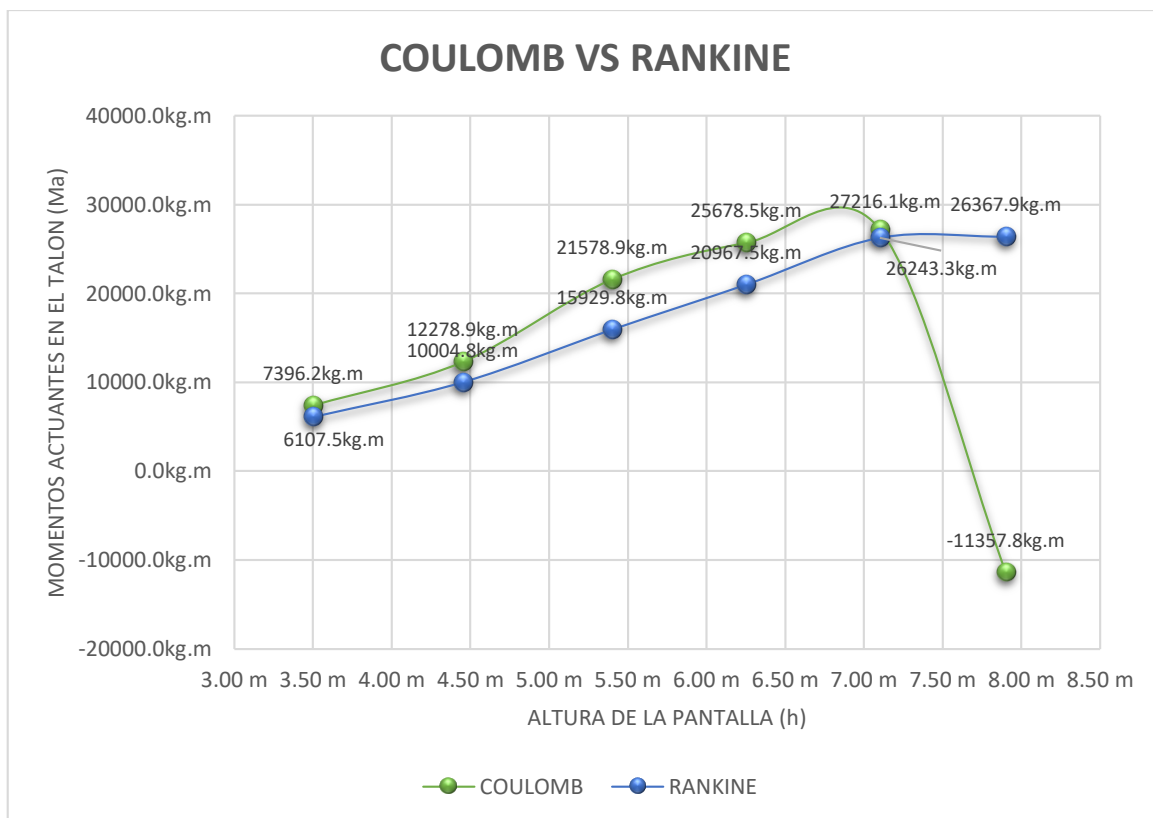


Fuente: Elaboración propia

c. Comparación: Momento actuante en el talón de la zapata vs Altura de la pantalla

Comparando los momentos actuantes sobre el talón del muro (Matalón), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 3, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 27.0%, de la misma manera se observa que en el (método 01) más influencia del sismo, uno de los momentos tiende a descender a partir de la altura de pantalla (h) de 7.90 m, debido a las grandes dimensiones del muro de contención en voladizo, donde la excentricidad tiende hacer negativa, de esta manera la capacidad admisible mínima (σ_{min}) tiende hacer mayor a la capacidad admisible máxima (σ_{max}) haciendo que la presión del suelo sea mayor, por consecuencia obteniendo un valor negativo.

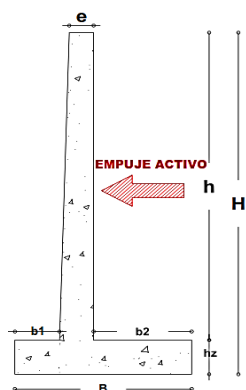
Gráfico 3: Momento actuante en el talón vs Altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.1.2. Efecto producido por el tipo de suelo del distrito de El Tambo en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado con el método de Coulomb vs el método Rankine.

Figura 23: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para el distrito de El Tambo

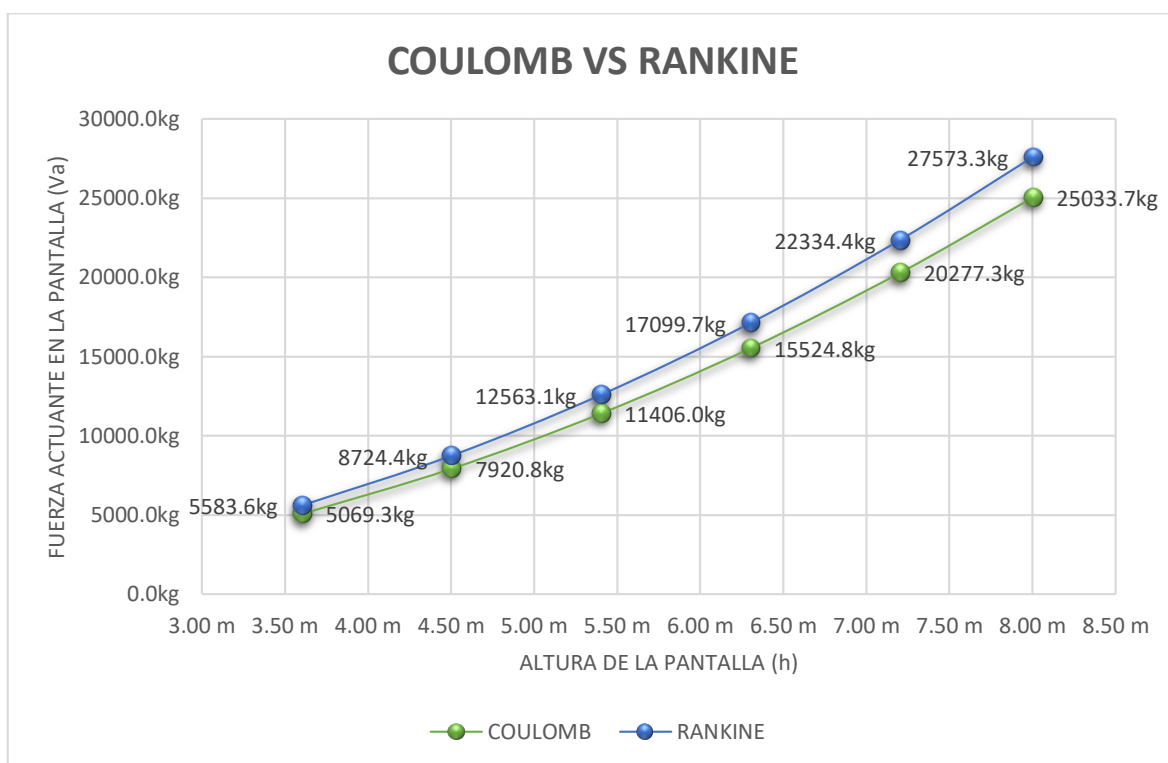


Fuente: Elaboración propia

d. Comparación: Cortante actuante vs Altura de la pantalla

Comparando las fuerzas actuantes (V_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 4, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 10.0% de las fuerzas sobre la altura pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro de contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 4: Cortante actuante vs altura de la pantalla

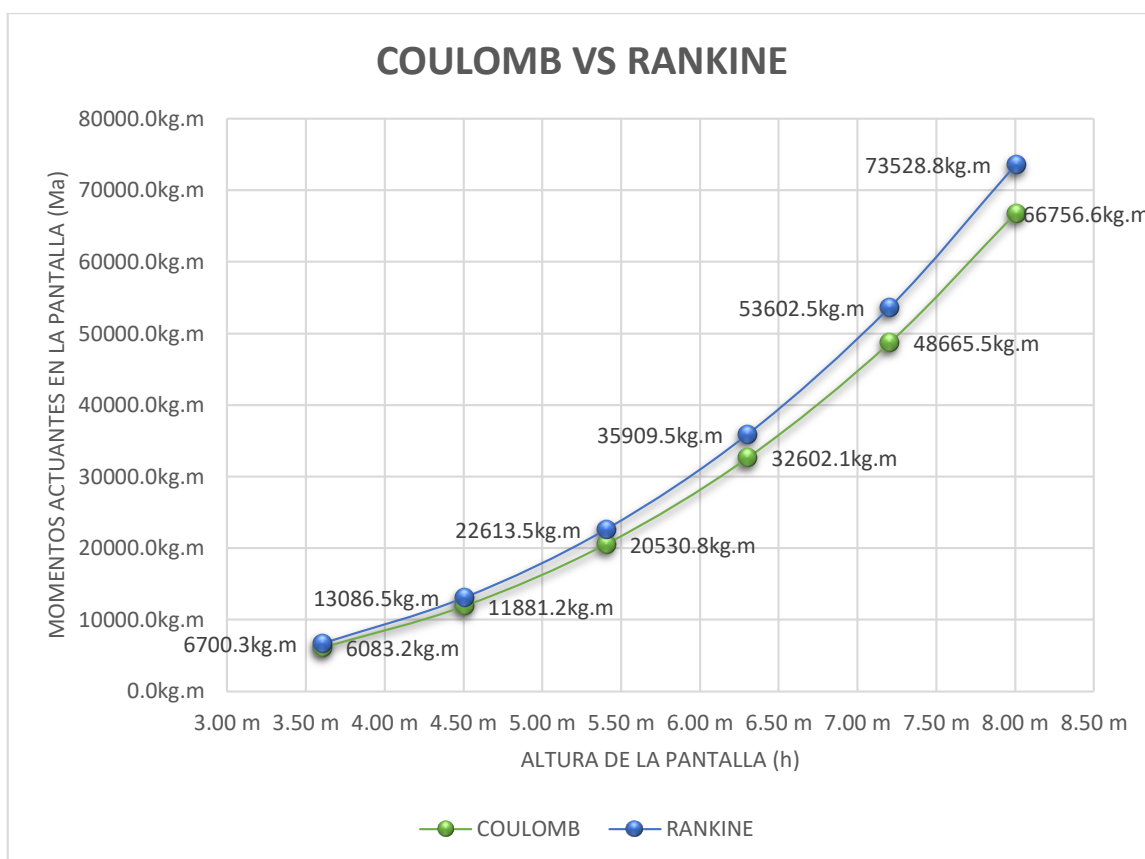


Fuente: Elaboración propia

e. Comparación: Momento actuante en la pantalla vs Altura de la Pantalla

Comparando los momentos actuantes (M_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 5, que los resultados presentan una diferencia del 10.0% de los momentos que actúan sobre la pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 5: Momento actuante vs altura de la pantalla

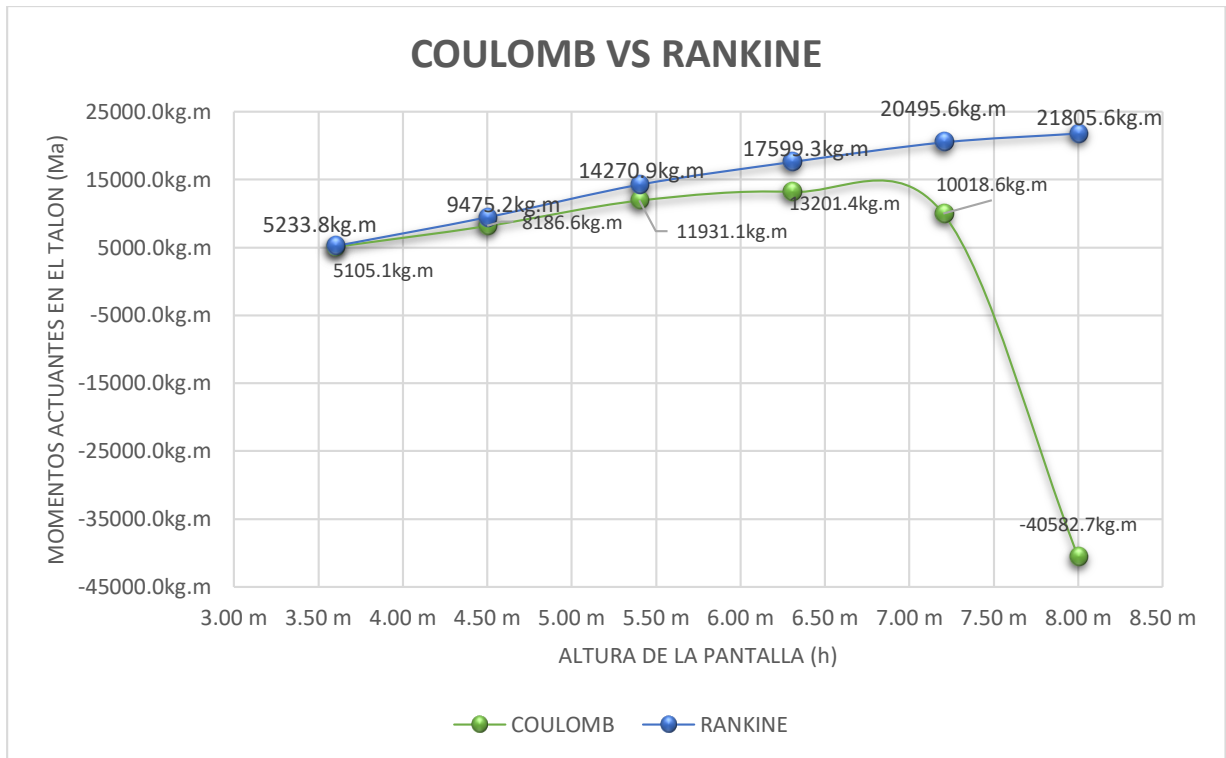


Fuente: Elaboración propia

f. Comparación: Momento actuante en el talón de la zapata vs Altura de la Pantalla

Comparando los momentos actuantes sobre el talón del muro (Matalón), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 6, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 37.0% de la misma manera se observa que por el (método 01), uno de los momentos tiende a descender a la altura de pantalla (h) de 8.00 m, debido a las grandes dimensiones del muro de contención en voladizo donde la excentricidad tiende hacer negativa, de esta manera la capacidad admisible mínima (σ_{min}) tiende hacer mayor a la capacidad admisible máxima (σ_{max}) haciendo que la presión del suelo sea mayor, por consecuencia obteniendo un valor negativo.

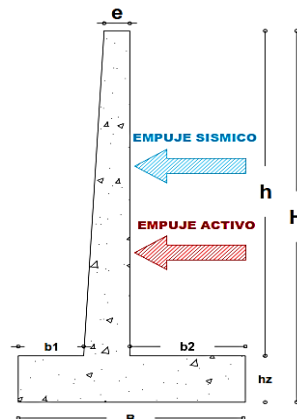
Gráfico 6: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.1.3. Efecto producido por el tipo de suelo del distrito de Huancayo en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado con el método de Coulomb vs el método de Rankine, ambos más el método Mononobe okabe.

Figura 24: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el Método Mononobe Okabe, para el distrito de Huancayo

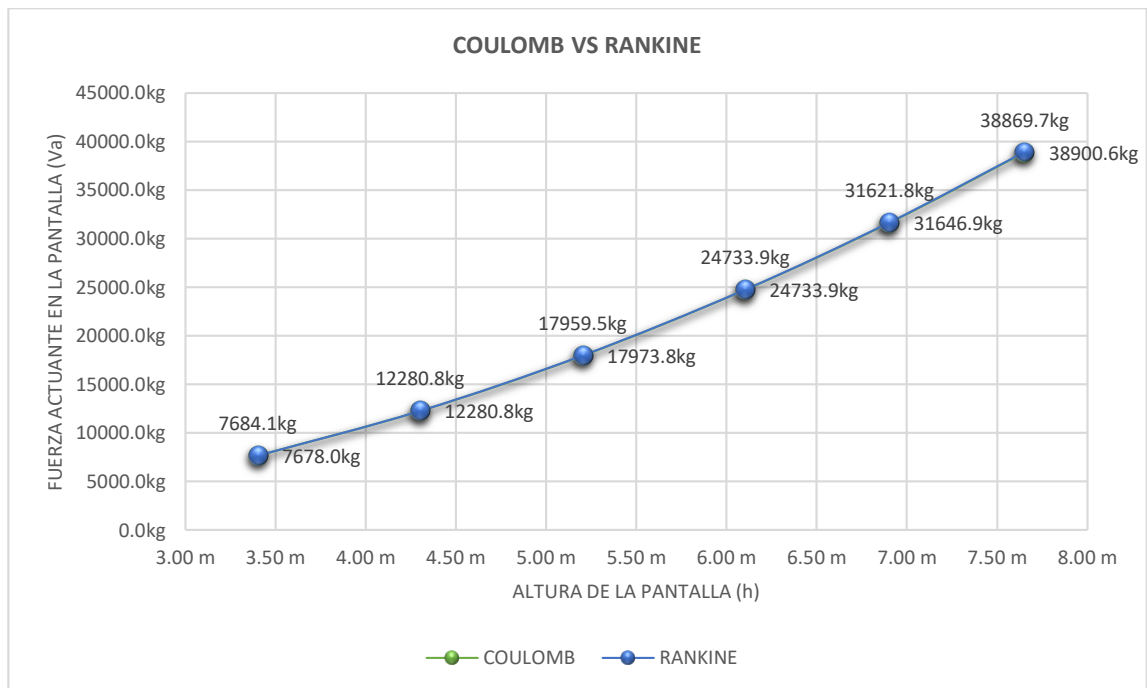


Fuente: Elaboración propia

g. Comparación: Cortante actuante vs Altura de la Pantalla

Comparando las fuerzas actuantes (V_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 7, que los resultados obtenidos no presentan diferencia alguna de las fuerzas sobre la altura pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro de contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 7: Cortante actuante vs altura de la pantalla

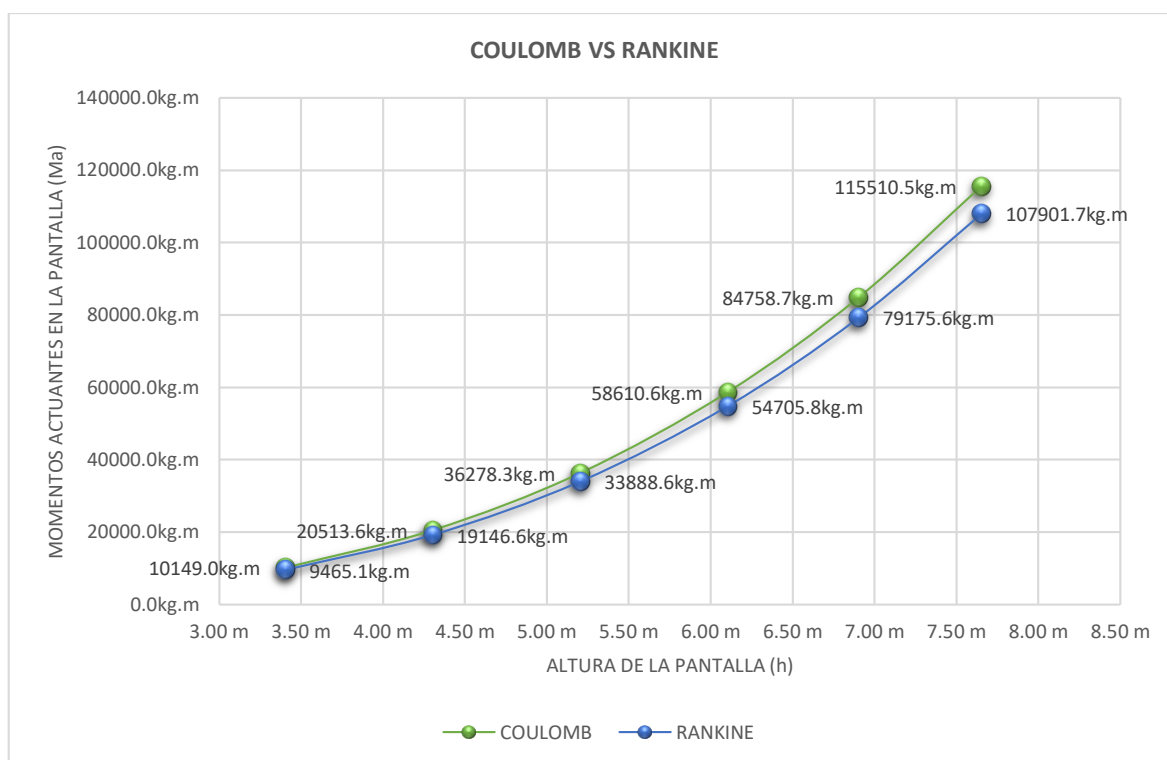


Fuente: Elaboración propia

h. Comparación: Momento actuante en la pantalla vs Altura de la pantalla

Comparando los momentos actuantes (M_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 8, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 7.0% de los momentos que actúan sobre la pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 8: Momento actuante vs altura de la pantalla



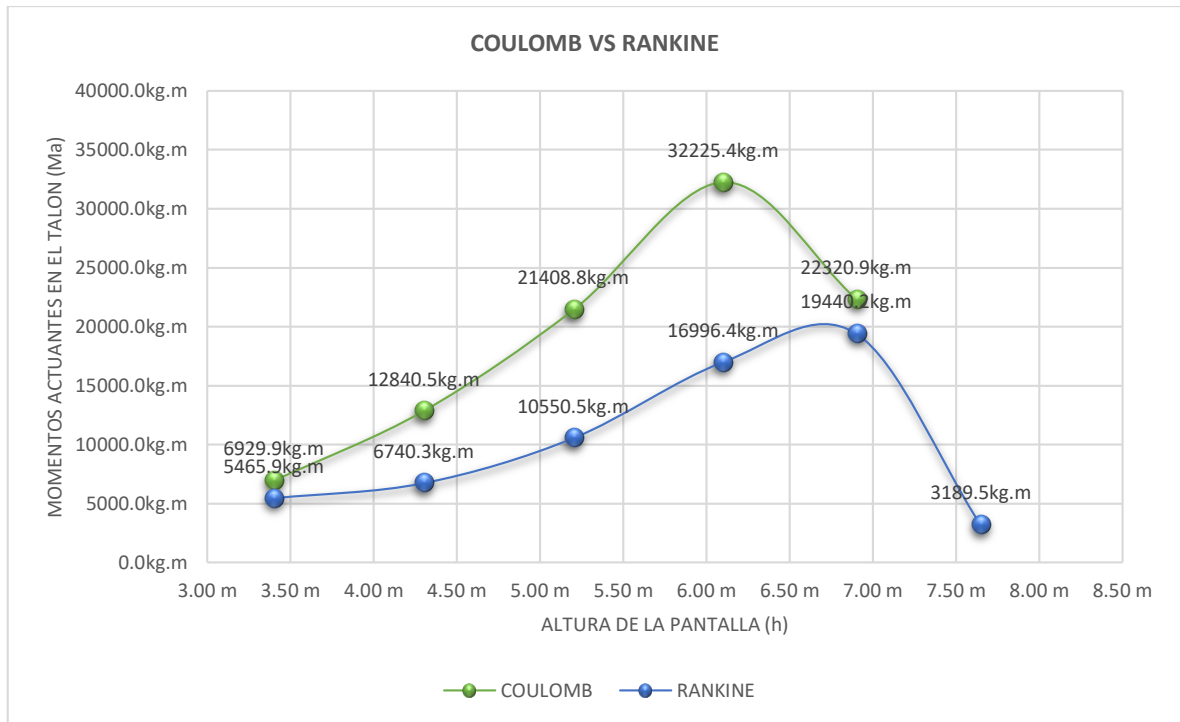
Fuente: Elaboración propia

i. Comparación: Momento actuante en el talón de la zapata vs Altura de la pantalla

Comparando los momentos actuantes sobre el talón del muro de contención ($M_{a-talón}$), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 9, los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 71.0%, de la misma manera se observa que por el (método 01) más la influencia del sismo; uno de los momentos tiende a descender a la altura de la pantalla (h) de 6.90 m, debido a que la capacidad admisible mínima (σ_{min}) es igual a la capacidad admisible máxima (σ_{max}), esto suele suceder cuando la excentricidad tiende a ser cero.

De manera similar sucede con el (método 02) más la influencia del sismo, a la altura de la pantalla (h) de 7.65 m, el momento tiende a descender, debido a que la capacidad admisible mínima (σ_{min}) es igual a la capacidad admisible máxima (σ_{max}), esto suele suceder cuando la excentricidad tiende a ser cero.

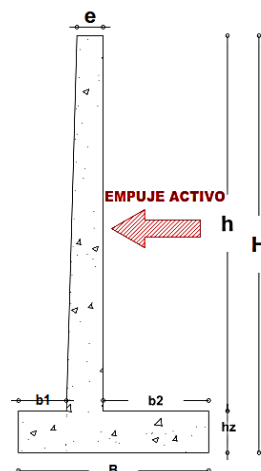
Gráfico 9: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.1.4. Efecto producido por el tipo de suelo del distrito de Huancayo en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado con el método de Coulomb vs el método Rankine.

Figura 25: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, del distrito de Huancayo

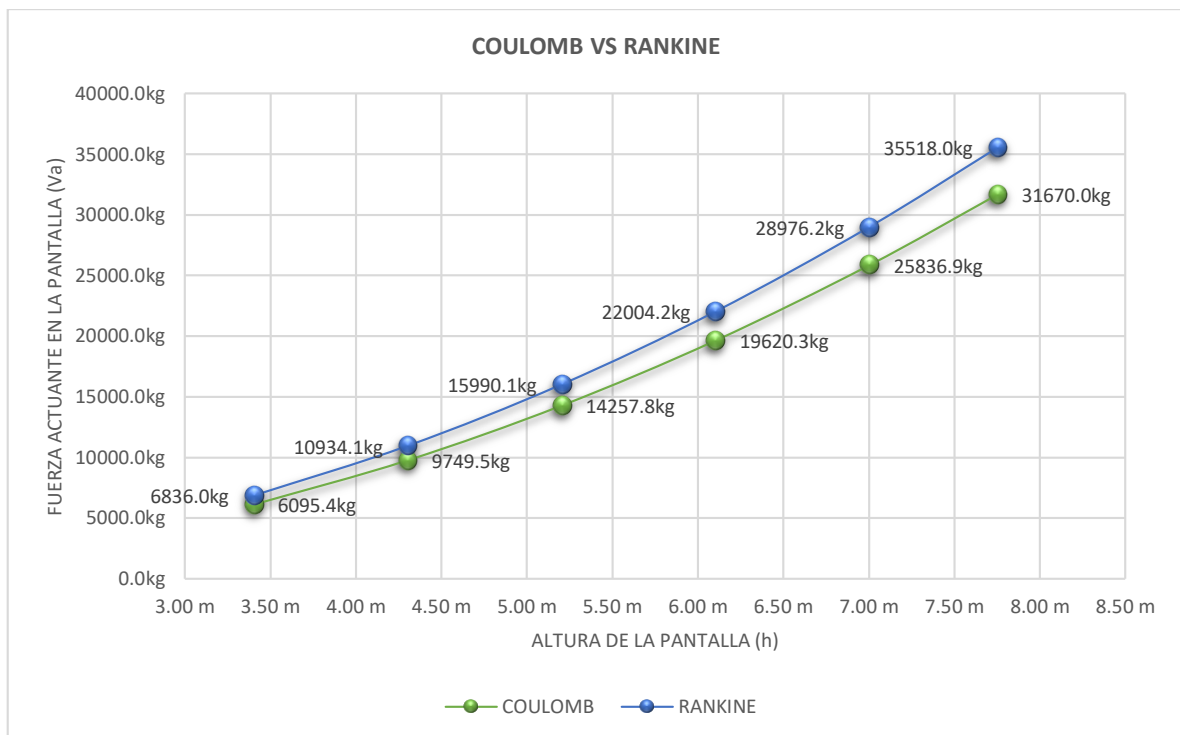


Fuente: Elaboración propia

j. Comparación: Cortante actuante vs Altura de la pantalla

Comparando las fuerzas actuantes (V_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 10, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 12.0% de las fuerzas sobre la altura pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro de contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 10: Cortante actuante vs altura de la pantalla

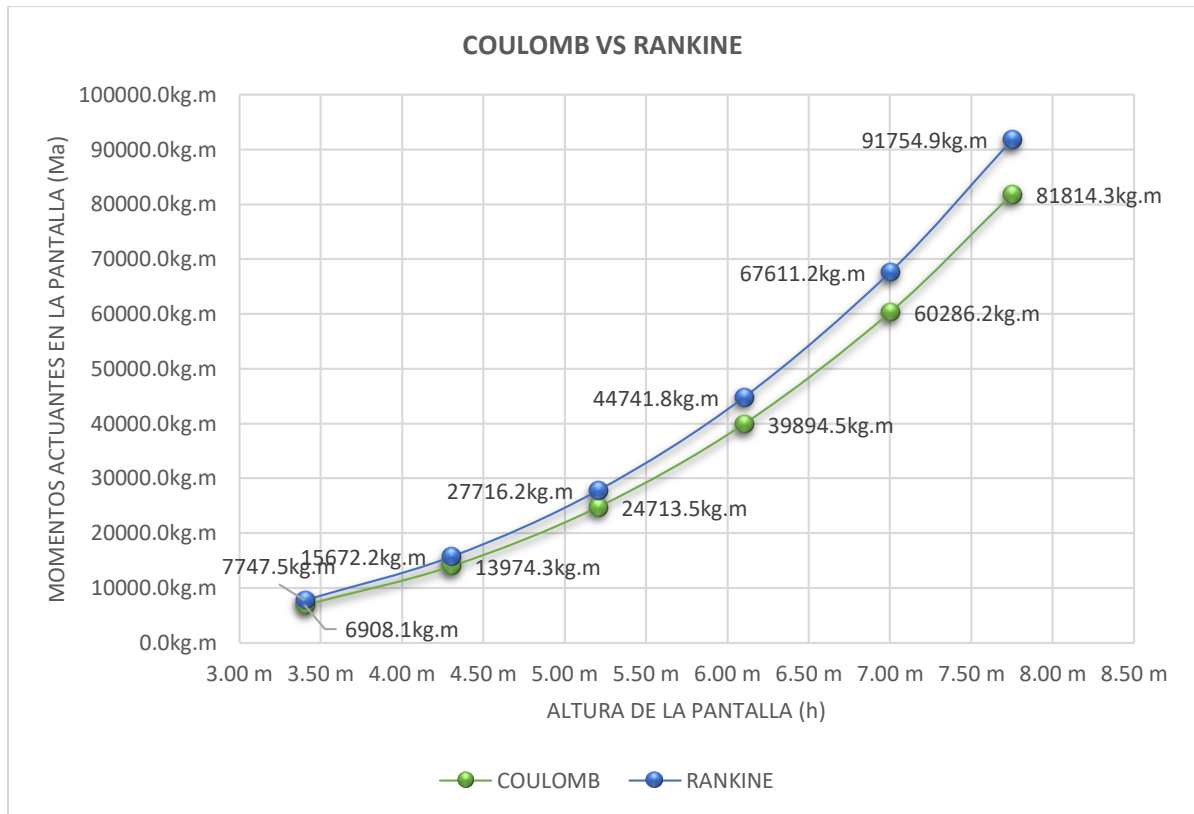


Fuente: Elaboración propia

k. Comparación: Momento actuante en la pantalla vs Altura de la pantalla

Comparando los momentos actuantes (M_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 11, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 12.0% de los momentos que actúan sobre la pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 11: Momento actuante vs altura de la pantalla

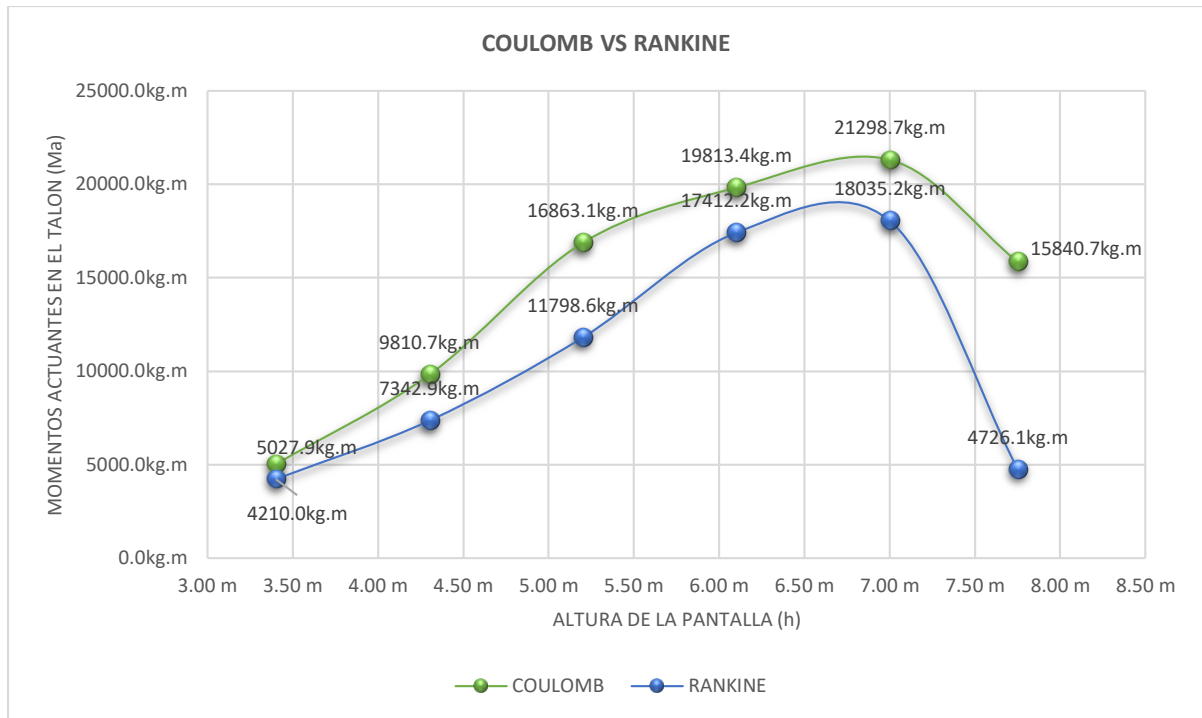


Fuente: Elaboración propia

I. Comparación: Momento actuante en el talón de la zapata vs Altura de la pantalla

Comparando los momentos actuantes sobre el talón del muro contención ($M_{a-talón}$), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 12, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 61.0%, de la misma manera se observa que por el (método 01) y el (método 02), uno de los momentos de ambos métodos tienden a descender a la altura de la pantalla (h) de 7.75 m, debido a que la capacidad admisible mínima (σ_{min}) es igual a la capacidad admisible máxima (σ_{max}), esto suele suceder cuando la excentricidad tiende a hacer cero.

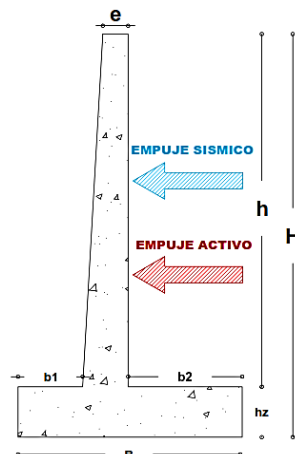
Gráfico 12: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.1.5. Efecto producido por el tipo de suelo del distrito de Chilca en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado con el método de Coulomb vs el método de Rankine, ambos más el método Mononobe Okabe.

Figura 26: Método de Coulomb Vs el Método Rankine, ambos más el Método de Mononobe Okabe, para el distrito de Chilca.

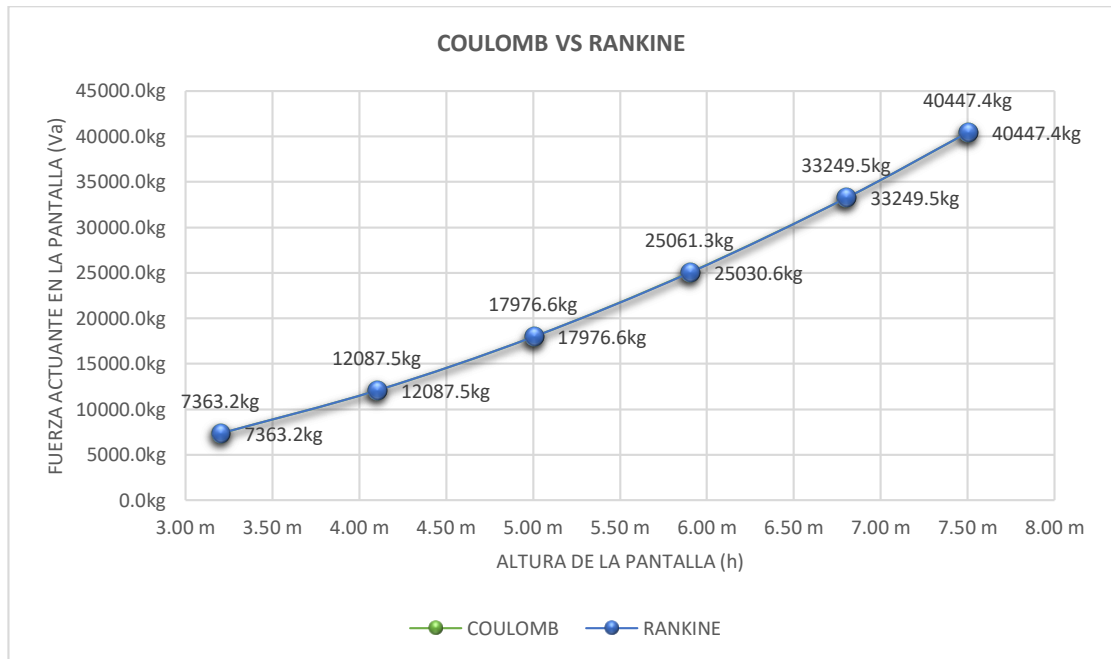


Fuente: Elaboración propia

m. Comparación: Cortante actuante vs Altura de la Pantalla

Comparando las fuerzas actuantes (V_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 13, que los resultados obtenidos presentan en promedio una mínima diferencia del 0.1% de las fuerzas sobre la altura pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro de contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 13: Cortante actuante vs altura de la pantalla

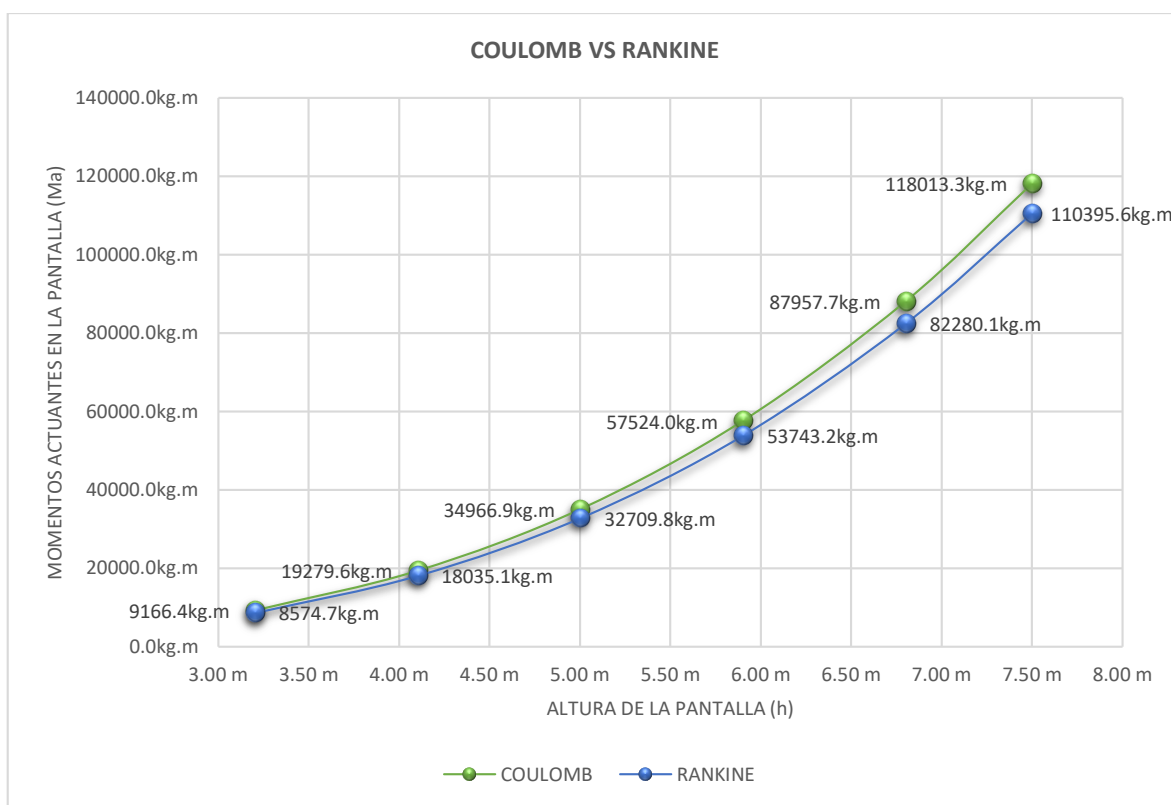


Fuente: Elaboración propia

n. Comparación: Momento actuante en la pantalla vs Altura de la Pantalla

Comparando los momentos actuantes (M_a), obtenidas por ambos métodos se observa en el gráfico 14, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 7.0% de los momentos que actúan sobre la pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 14: Momento actuante vs altura de la pantalla



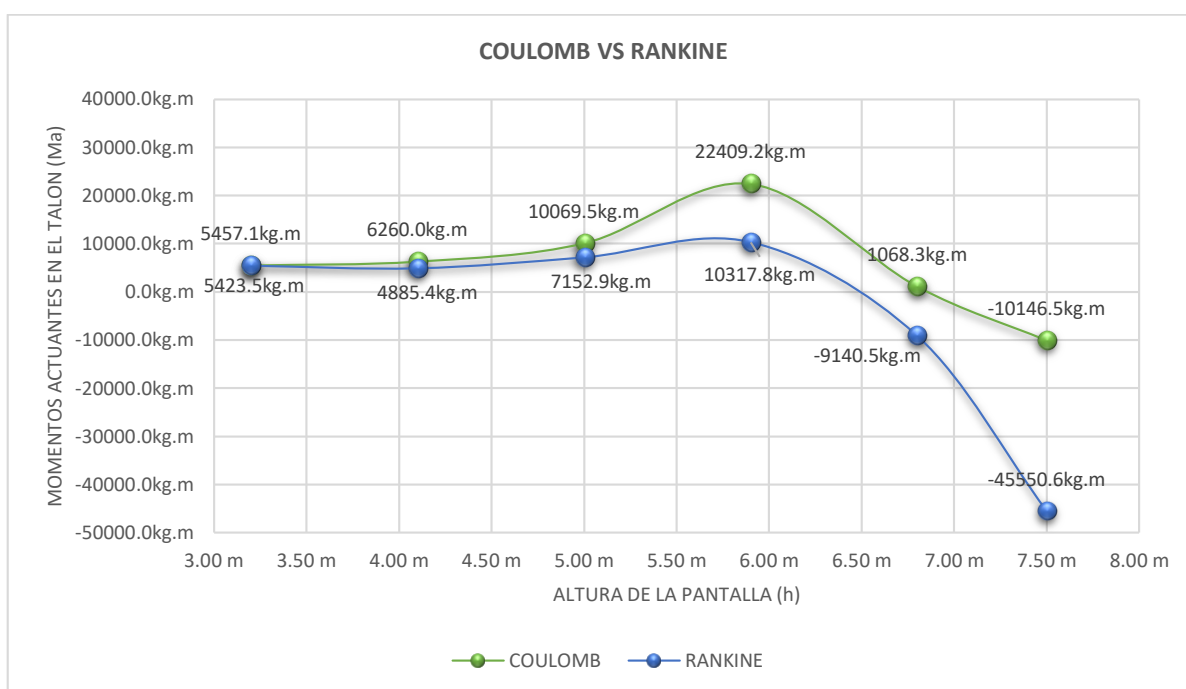
Fuente: Elaboración propia

o. Comparación: Momento actuante en el talón de la zapata vs Altura de la Pantalla

Comparando los momentos actuantes sobre el talón del muro de contención ($M_{a-talón}$), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 15, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 66.00%, de la misma manera se observa que por el (método 01) más la influencia del sismo, dos de los momentos tiende a descender a partir de altura de la pantalla (h) de 6.80 y 7.50 m, se muestra que los momentos descienden, debido a las grandes dimensiones del muro de contención en voladizo donde la excentricidad tiende a ser negativa, de esta manera la capacidad admisible mínima (σ_{min}) tiende a ser mayor que la capacidad admisible máxima (σ_{max}) haciendo que la presión del suelo sea mayor, por consecuencia obteniendo un valor negativo.

De manera similar sucede con el (método 02) más la influencia del sismo, a la altura de la pantalla (h) de 6.80 m y 7.50 m, se muestra que los momentos descienden, debido a las grandes dimensiones del muro de contención en voladizo donde la excentricidad tiende hacer negativa, de esta manera la capacidad admisible mínima (σ_{min}) tiende hacer mayor a la capacidad admisible máxima (σ_{max}) haciendo que la presión del suelo sea mayor, por consecuencia obteniendo un valor negativo.

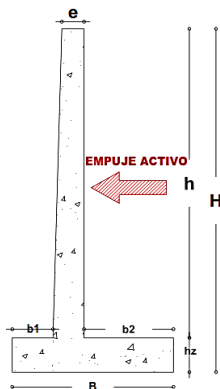
Gráfico 15: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.1.6. Efecto producido por el tipo de suelo del distrito de Chilca en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado con el método de Coulomb vs el método Rankine.

Figura 27: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para el distrito de Chilca

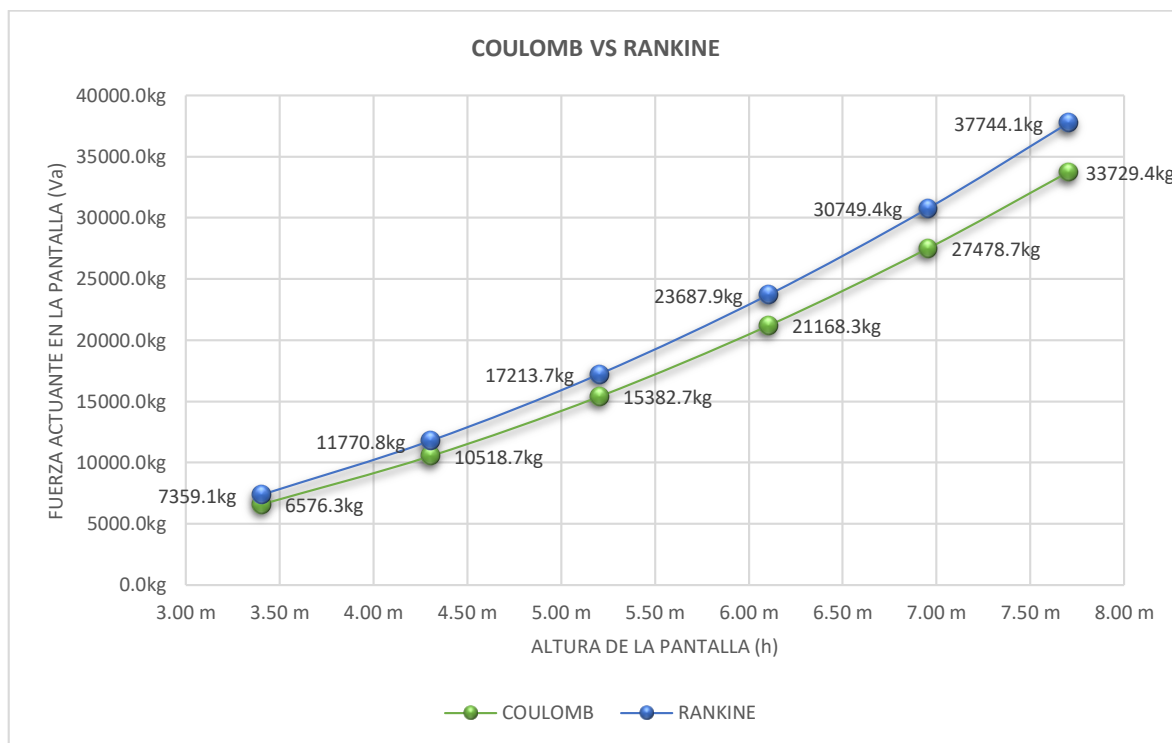


Fuente: Elaboración propia

p. Comparación: Cortante actuante vs Altura de la pantalla

Comparando las fuerzas actuantes (V_a), obtenidas por ambos métodos se observa en el gráfico 16, los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 12.0% de las fuerzas sobre la altura pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro de contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 16: Cortante actuante vs altura de la pantalla

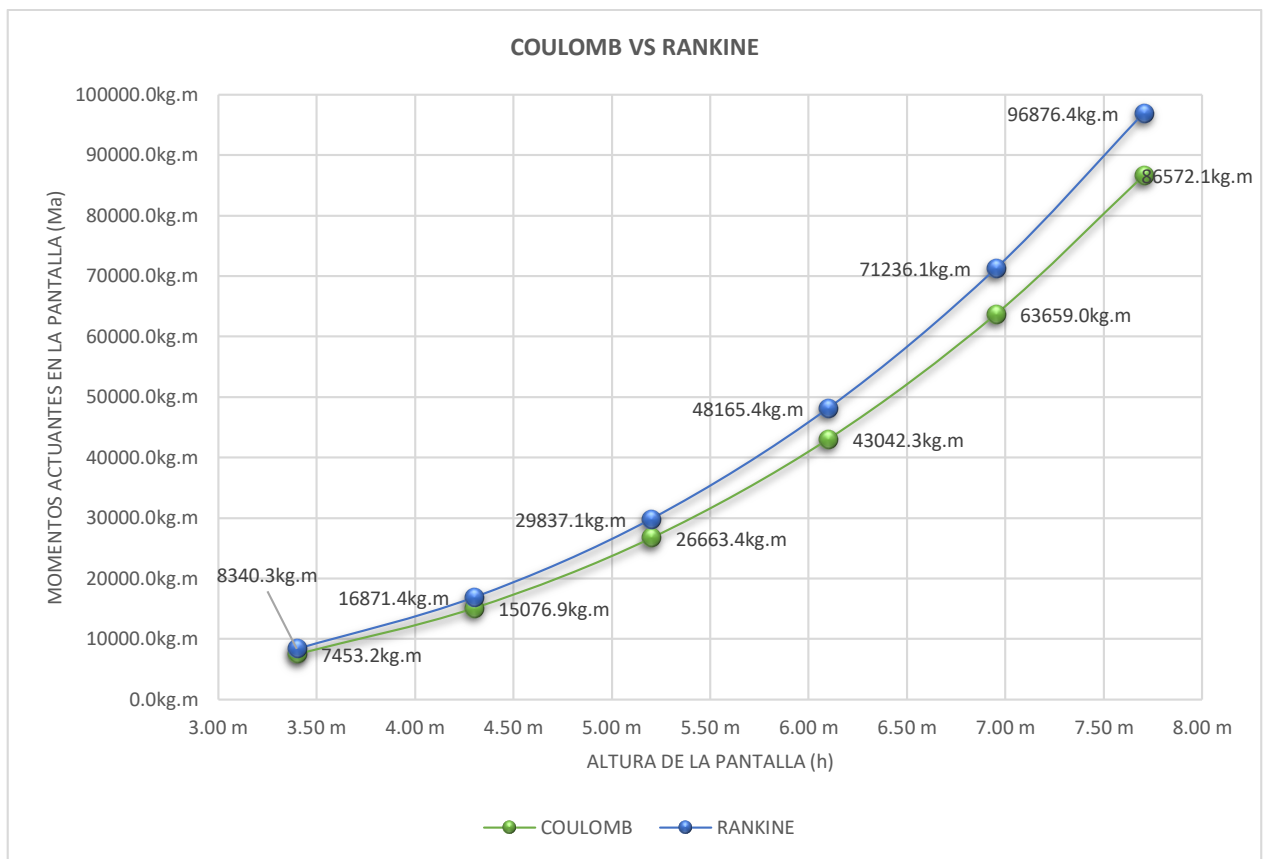


Fuente: Elaboración propia

q. **Comparación: Momento actuante en la pantalla vs Altura de la Pantalla**

Comparando los momentos actuantes (M_a), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 17, que los resultados presentan en promedio una diferencia del 12.0% de los momentos que actúan sobre la pantalla (h), tomando en cuenta el análisis del muro contención en voladizo para un rango establecido de alturas (H).

Gráfico 17: Momento actuante vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

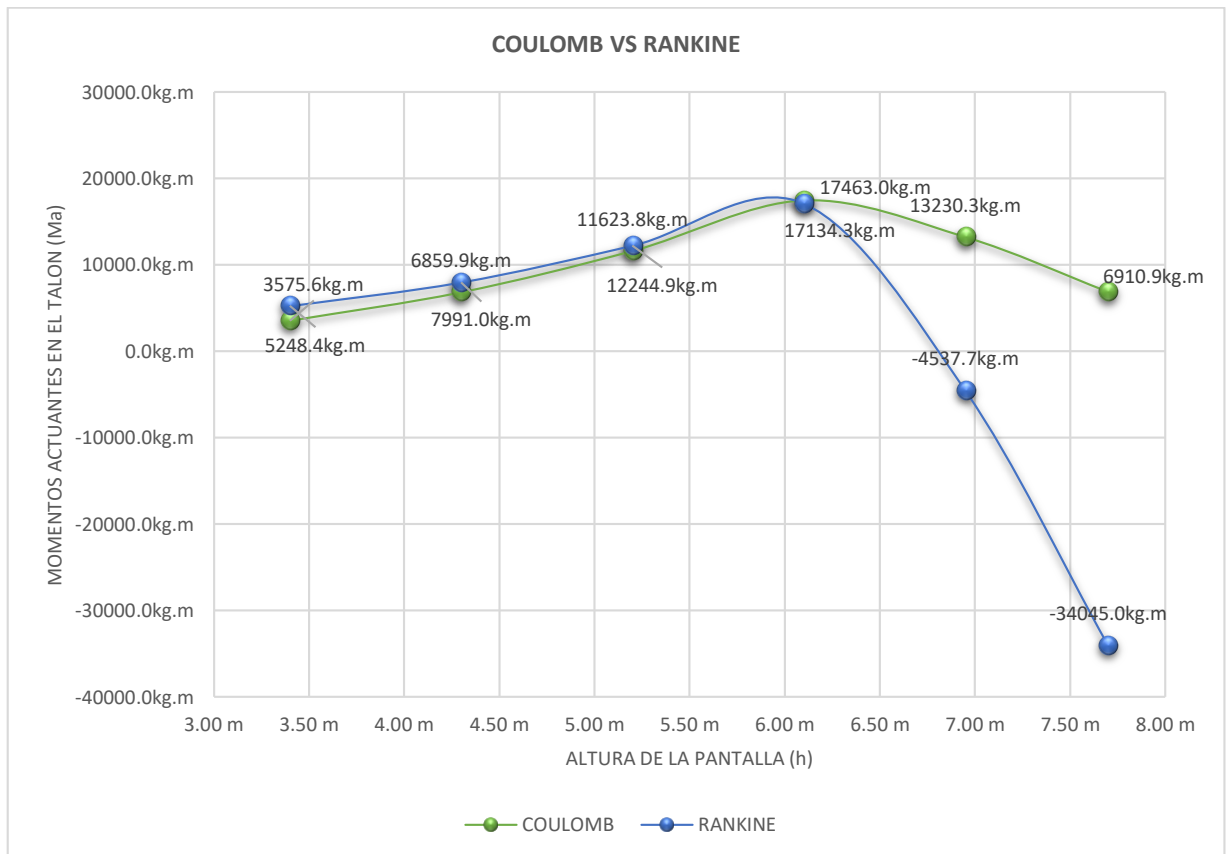
r. **Comparación: Momento actuante en el talón de la zapata vs Altura de la Pantalla**

Comparando los momentos actuantes sobre el talón del muro de contención ($M_{a-talón}$), obtenidas por ambos métodos, se observa en el gráfico 18, los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 74.0%, de la misma manera se observa que por

el (método 01), dos de los momentos tienden a descender a partir de la altura de la pantalla (h) de 6.95 y 7.70 m, debido a que la capacidad admisible mínima (σ_{min}) es igual a la capacidad admisible máxima (σ_{max}), esto suele suceder cuando la excentricidad tiende a hacer cero.

De manera similar sucede con el (método 02), dos de los momentos tienden a descender a partir de altura de la pantalla (h) de 6.95 y 7.70 m, debido a las grandes dimensiones del muro de contención en voladizo donde la excentricidad tiende a hacer negativa, de esta manera la capacidad admisible mínima (σ_{min}) tiende a hacer mayor a la capacidad admisible máxima (σ_{max}) haciendo que la presión del suelo sea mayor, por consecuencia obteniendo un valor negativo.

Gráfico 18: Momento actuante en el talón del muro vs altura de la pantalla

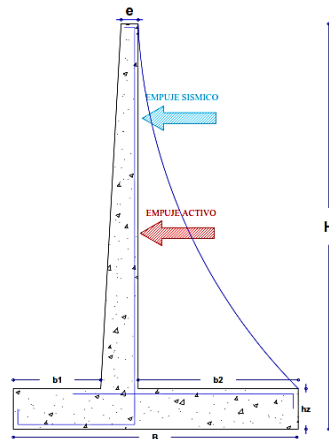


Fuente: Elaboración propia

4.1.2. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN

4.1.2.1. Efecto producido por la variación de las alturas propuestas en el muro de contención en voladizo de concreto armado, en el comportamiento estructural y diseño en el distrito de El Tambo con el método de Coulomb vs el método Rankine, ambos más el método Mononobe Okabe.

Figura 28: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el Método Mononobe Okabe, para una variación de alturas propuestas para el distrito de El Tambo

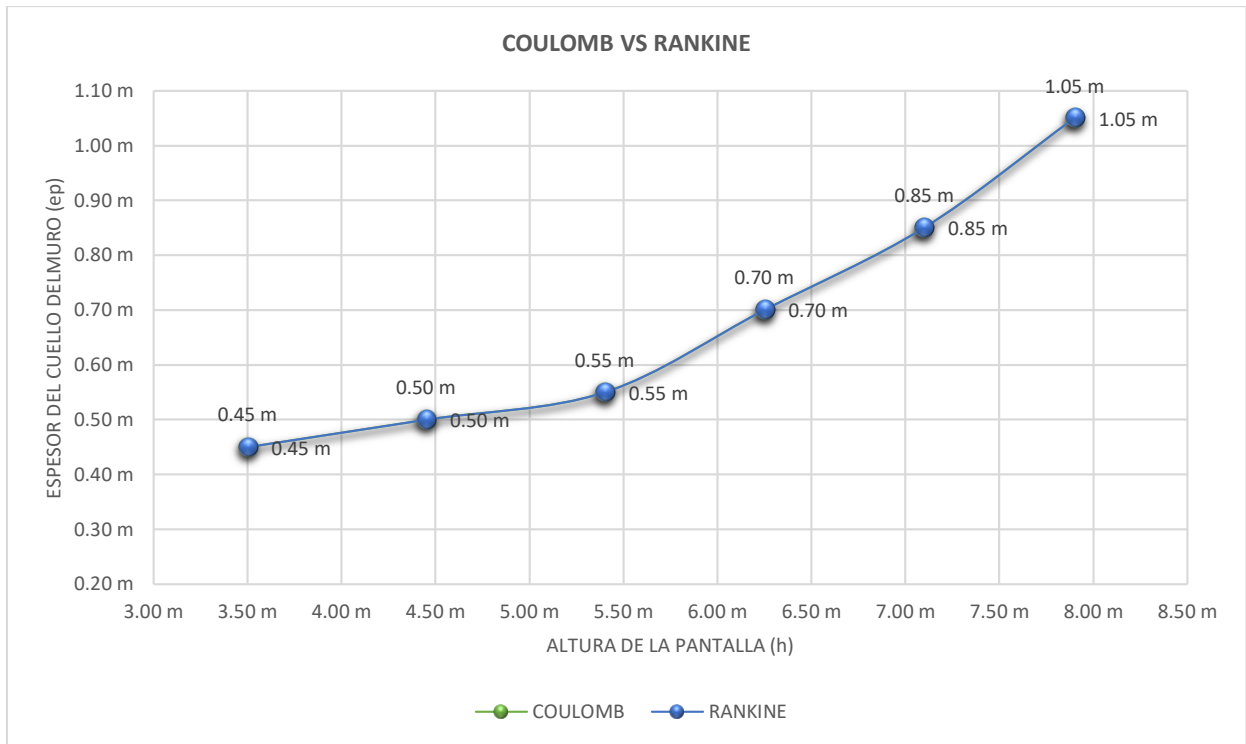


Fuente: Elaboración propia

s. Comparación: Espesor del cuello del muro vs Altura de la Pantalla

Comparando el espesor del cuello del muro (e_p), respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 19, los resultados obtenidos no presentan ninguna diferencia de los espesores del cuello del muro que van ascendiendo, debido a las dimensiones del muro que van ascendiendo respecto al análisis del muro para el rango establecido de alturas (H).

Gráfico 19: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla

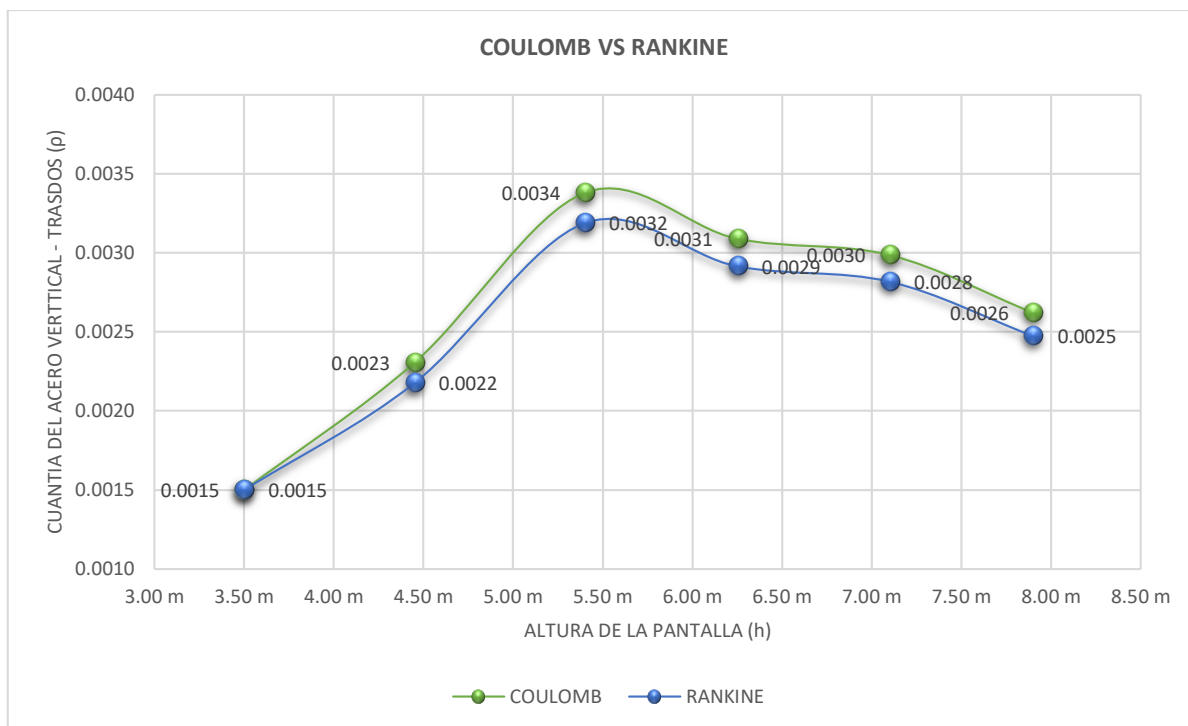


Fuente: Elaboración propia

t. Comparación: Cuantía del acero vertical vs Altura de la Pantalla

Comparando la cuantía del acero vertical de la parte interna de la pantalla (Trasdós), obtenidas respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 20, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 5.0%, a partir de la altura de pantalla (h) de 6.25 m, se observa que hay un descenso de la cuantía calculada, esto es debido a que el muro se comporte más a gravedad por las grandes dimensiones que presenta, para cumplir con los esfuerzos y a las alturas aplicadas, por los aceros tienden a bajar a la cuantía mínima.

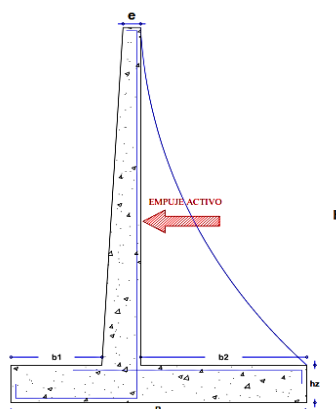
Gráfico 20: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.2. Efecto producido por la variación de las alturas propuestas en el muro de contención en voladizo de concreto armado, en el comportamiento estructural y diseño en el distrito de El Tambo con el método de Coulomb vs el método Rankine.

Figura 29: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para una variación de alturas propuestas para el distrito de El Tambo

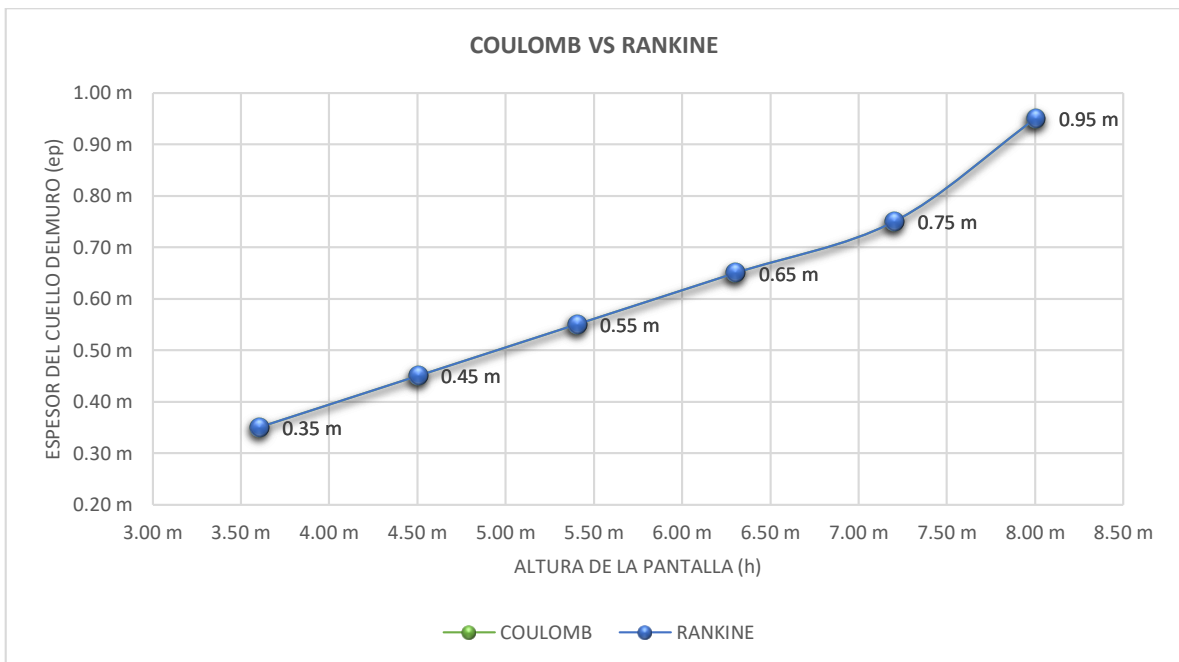


Fuente: Elaboración propia

u. Comparación: Espesor del cuello del muro vs Altura de la Pantalla

Comparando el espesor del cuello del muro (ep), respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 21, los resultados obtenidos no presentan ninguna diferencia de los espesores del cuello del muro que van ascendiendo, debido a las dimensiones del muro que van ascendiendo respecto al análisis del muro para el rango establecido de alturas (H).

Gráfico 21: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla



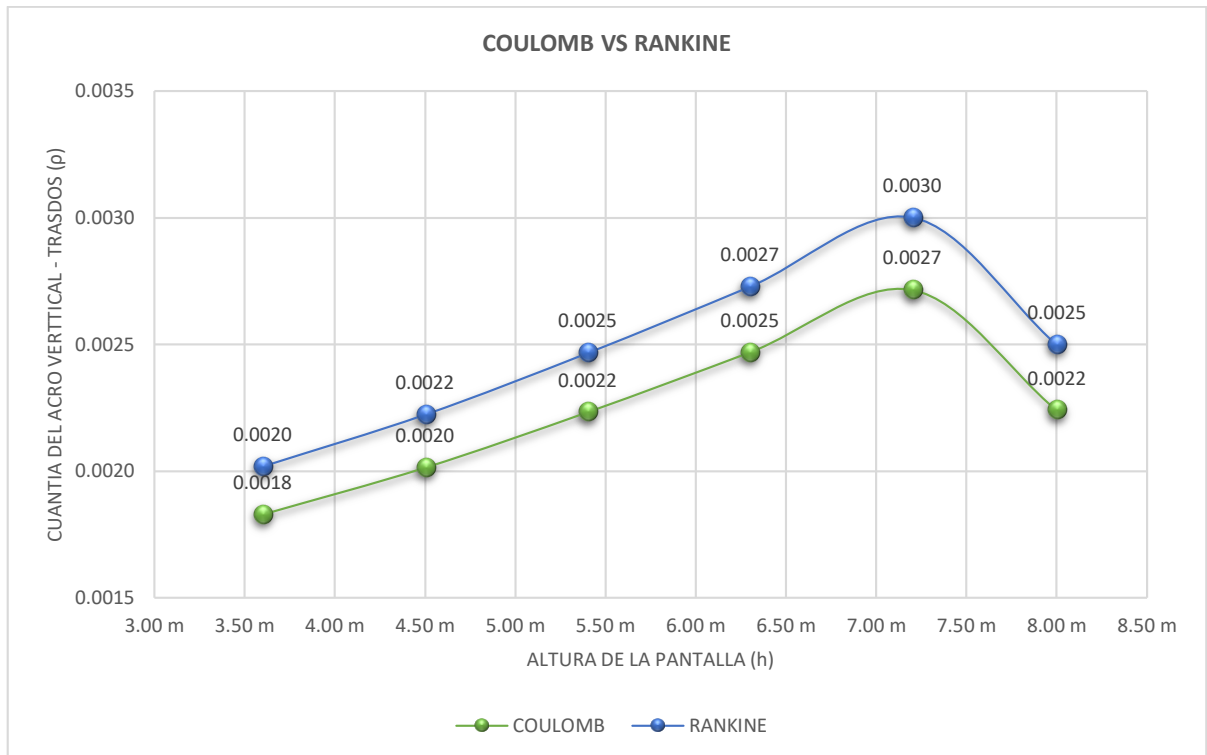
Fuente: Elaboración propia

v. Comparación: Cuantía del acero vertical vs Altura de la Pantalla

Comparando la cuantía del acero vertical de la parte interna de la pantalla (Trasdós), obtenidas respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 22, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 10.0%, a la altura de pantalla (h) de 8.00 m, se observa que hay un descenso de la cuantía calculada, esto es debido a que el muro se

comporte más a gravedad por las grandes dimensiones que presenta, para cumplir con los esfuerzos y a las alturas aplicadas, por lo tanto los aceros tienden a bajar a la cuantía mínima.

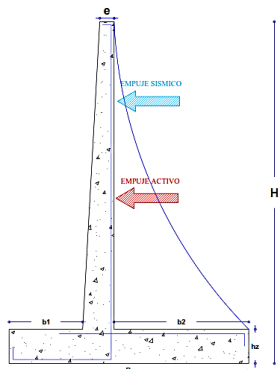
Gráfico 22: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.3. Efecto producido por la variación de las alturas propuestas en el muro de contención en voladizo de concreto armado en el comportamiento estructural y diseño en el distrito de Huancayo con el método de Coulomb vs el método Rankine, ambos más el método Mononobe okabe

Figura 30: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el Método Mononobe Okabe, para una variación de alturas propuestas para el distrito de Huancayo

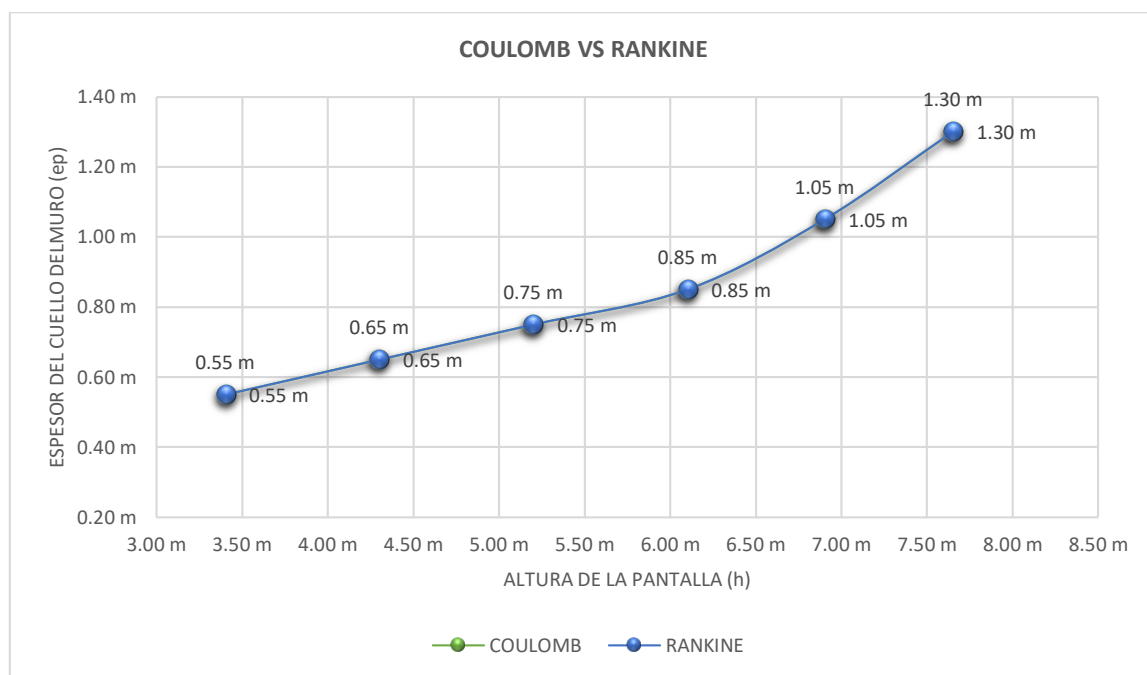


Fuente: Elaboración propia

w. Comparación: Espesor del cuello del muro vs Altura de la Pantalla

Comparando el espesor del cuello del muro (e_p), respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 23, los resultados obtenidos no presentan ninguna diferencia de los espesores del cuello del muro van ascendiendo, debido a las dimensiones del muro que van ascendiendo respecto al análisis del muro para el rango establecido de alturas (H).

Gráfico 23: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla

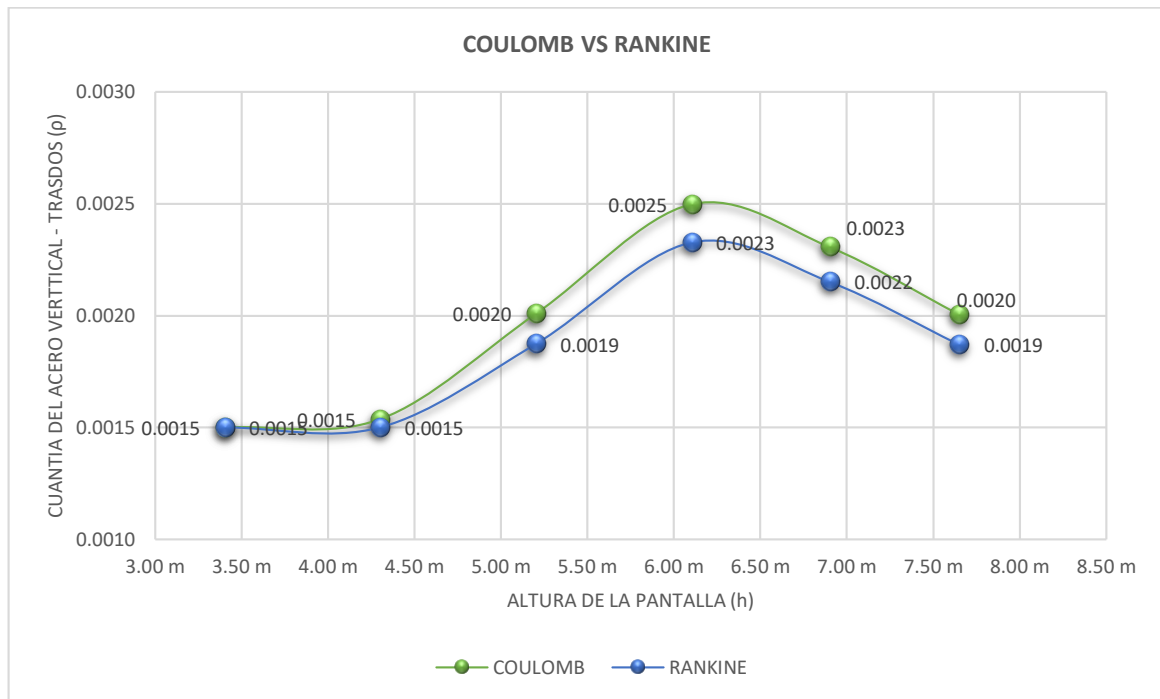


Fuente: Elaboración propia

x. Comparación: Cuantía del acero vertical vs Altura de la pantalla del muro voladizo

Comparando la cuantía del acero vertical de la parte interna de la pantalla (Trasdós), obtenidas respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 24, que los resultados presentan un promedio de diferencia del 5.0%, a partir de la altura de pantalla (h) de 6.90 m, se observa que hay un descenso de la cuantía calculada, esto es debido a que el muro se comporte más a gravedad por las grandes dimensiones que presenta, para cumplir con los esfuerzos y a las alturas aplicadas, por lo tanto los aceros tienden a bajar a la cuantía mínima.

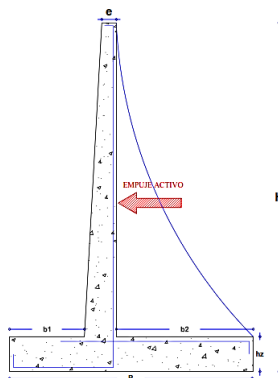
Gráfico 24: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.4. Efecto producido por la variación de las alturas propuestas en el muro de contención en voladizo de concreto armado en el comportamiento estructural y diseño en el distrito de Huancayo con el método de Coulomb vs el método de Rankine.

Figura 31: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para una variación de alturas propuestas para el distrito de Huancayo

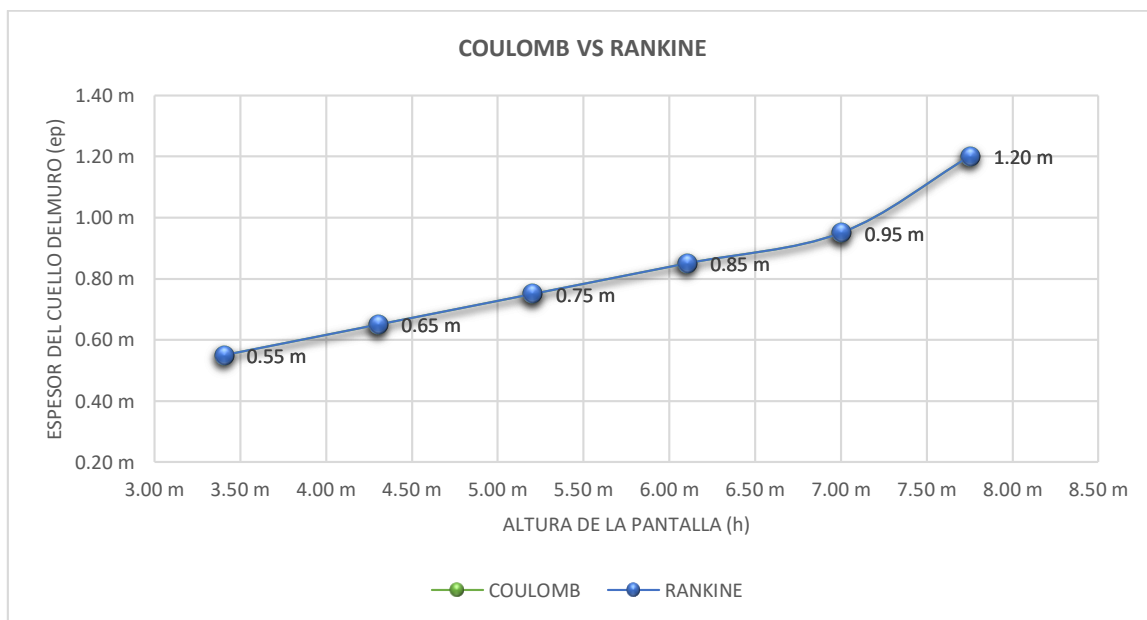


Fuente: Elaboración propia

y. Comparación: Espesor del cuello del muro vs Altura de la Pantalla

Comparando el espesor del cuello del muro (ep), respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 25, los resultados obtenidos no presentan ninguna diferencia de los espesores del cuello del muro que van ascendiendo, debido a que las dimensiones del muro que van ascendiendo respecto al análisis del muro para el rango establecido de alturas (H).

Gráfico 25: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla

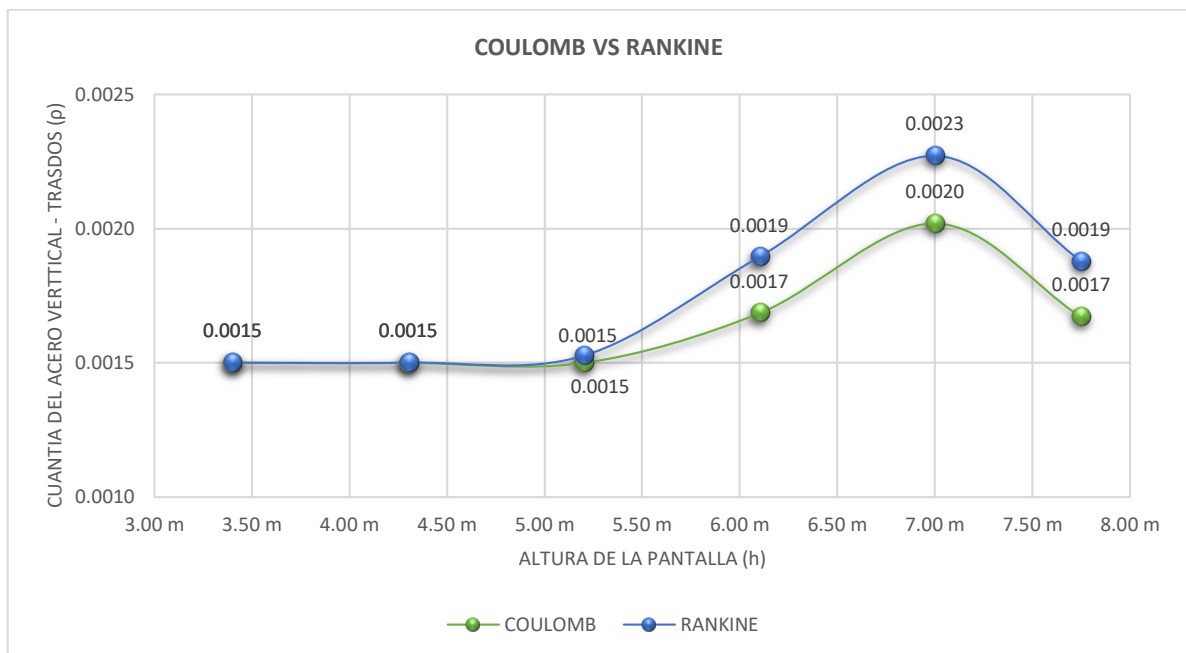


Fuente: Elaboración propia

z. Comparación: Cuantía del acero vertical vs Altura de la Pantalla

Comparando la cuantía del acero vertical de la parte interna de la pantalla (Trasdós), obtenidas respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 26, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del **6.0%**, a la altura de pantalla (h) de 7.75 m, se observa que este desciende la cuantía calculada, esto es debido a que el muro se comporte más a gravedad por las grandes dimensiones que presenta, para cumplir con los esfuerzos y a las alturas aplicadas, por lo tanto los aceros tienden a bajar a la cuantía mínima.

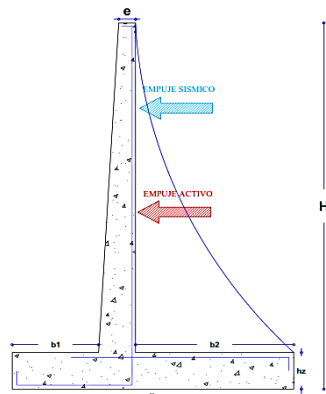
Gráfico 26: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.5. Efecto producido por la variación de las alturas propuestas en el muro de contención en voladizo de concreto armado en el comportamiento estructural y diseño en el distrito de Chilca con el método de Coulomb vs el método de Rankine, ambos más el método Mononobe okabe.

Figura 32: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, ambos más el Método Mononobe Okabe, para una variación de alturas propuestas para el distrito de Chilca

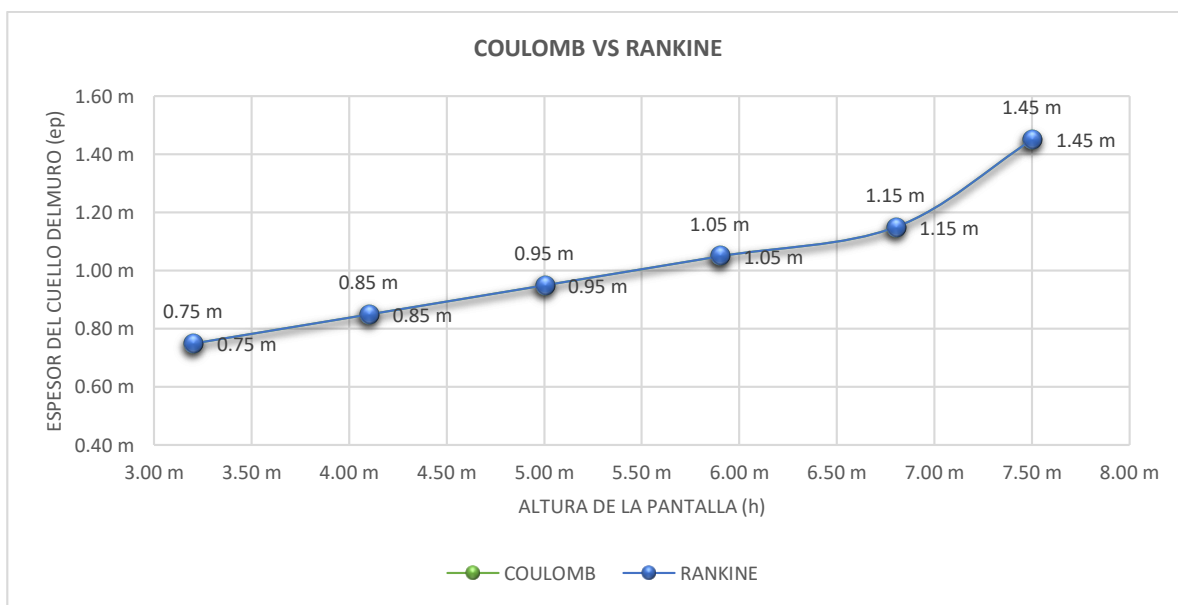


Fuente: Elaboración propia

- **Comparación: Espesor del cuello del muro vs Altura de la Pantalla**

Comparando el espesor del cuello del muro (ep), respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 27, los resultados obtenidos no presentan ninguna diferencia de los espesores del cuello del muro que van ascendiendo, debido a las dimensiones del muro que van ascendiendo respecto al análisis del muro para el rango establecido de alturas (H).

Gráfico 27: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla

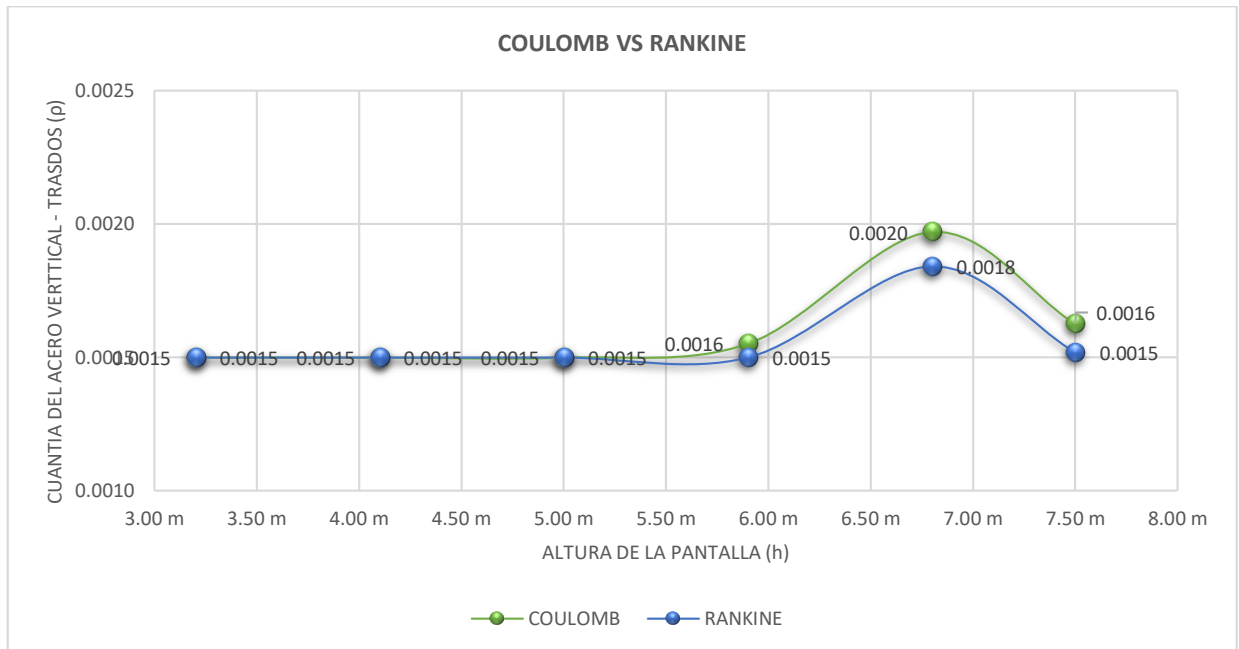


Fuente: Elaboración propia

- **Comparación: Cuantía del acero vertical vs Altura de la pantalla**

Comparando la cuantía del acero vertical de la parte interna de la pantalla (Trasdós), obtenidas respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 28, que los resultados obtenidos presentan en promedio una diferencia del 3.0%, a partir de la altura de pantalla (h) de 6.90 m, se observa que hay un descenso de la cuantía calculada, esto es debido a que el muro se comporte más a gravedad por las grandes dimensiones que presenta, para cumplir con los esfuerzos y a las alturas aplicadas, por lo tanto el momento disminuye y los aceros tienden a bajar a la cuantía mínima.

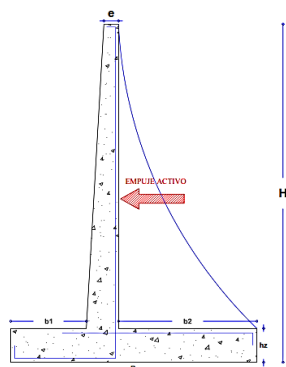
Gráfico 28: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.6. Efecto producido por la variación de las alturas propuestas en el muro de contención en voladizo de concreto armado en el comportamiento estructural y diseño en el distrito de Chilca con el método de Coulomb vs el método de Rankine.

Figura 33: Método de Coulomb Vs el Método de Rankine, para una variación de alturas propuestas para el distrito de Chilca

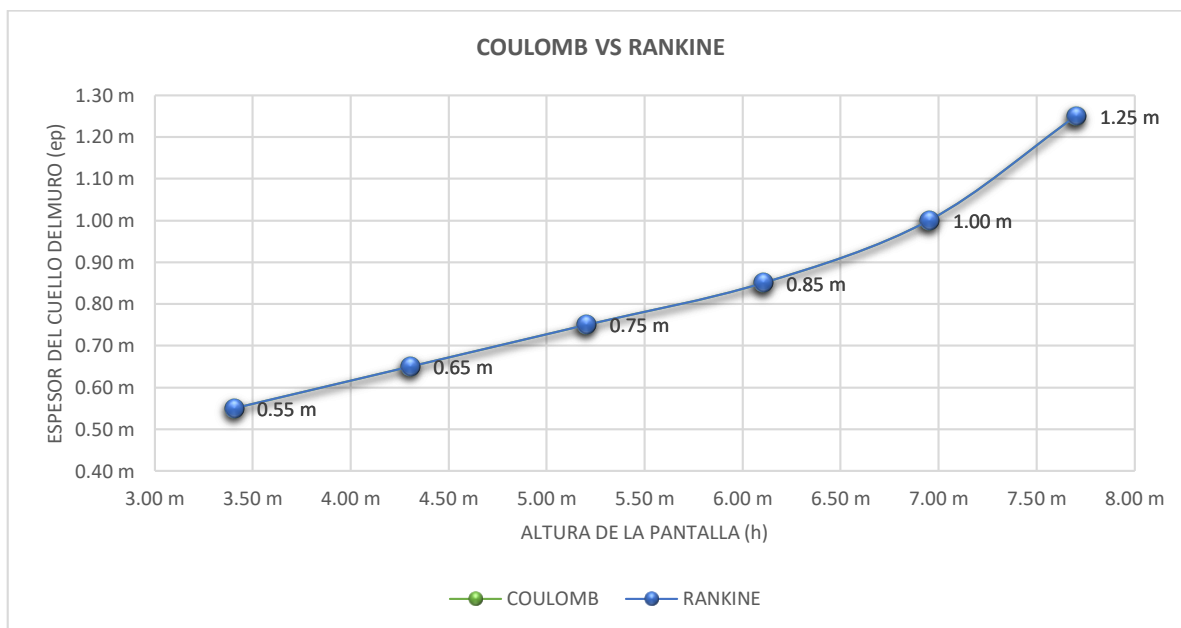


Fuente: Elaboración propia

- **Comparación: Espesor del cuello del muro vs Altura de la pantalla**

Comparando el espesor del cuello del muro (ep), respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 29, los resultados obtenidos no presentan ninguna diferencia de los espesores del cuello del muro que van ascendiendo, debido a las dimensiones del muro que van ascendiendo respecto al análisis del muro para el rango establecido de alturas (H).

Gráfico 29: Espesor del cuello del muro vs altura de la pantalla

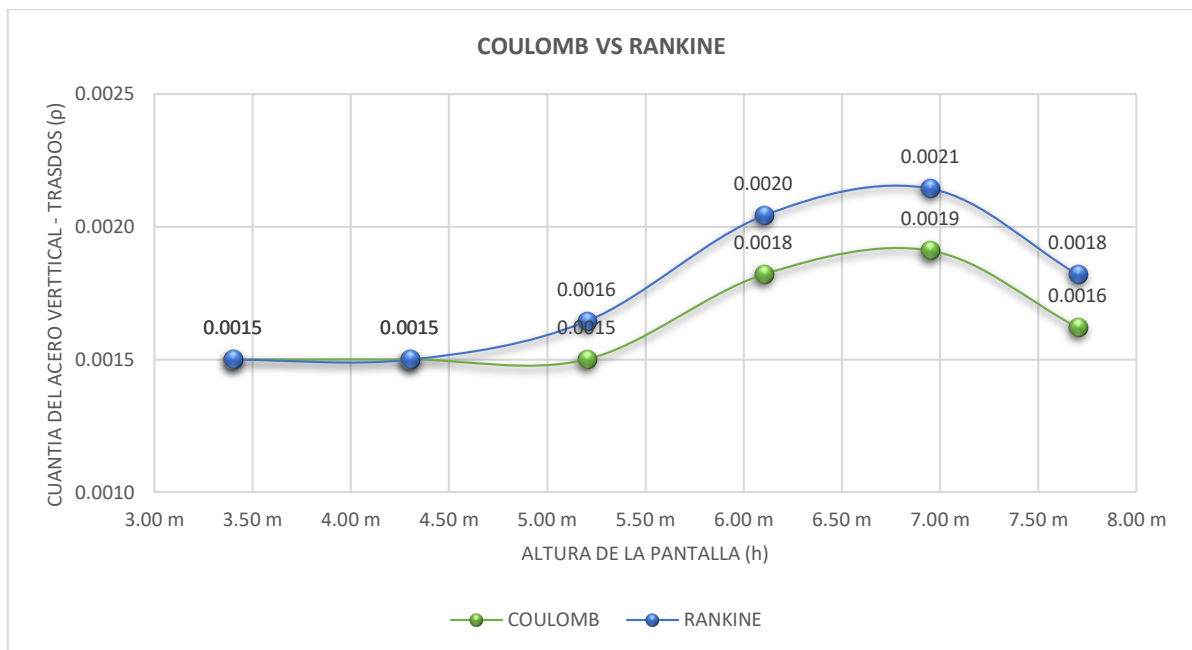


Fuente: Elaboración propia

- **Comparación: Cuantía del acero vertical vs Altura de la pantalla**

Comparando la cuantía del acero vertical de la parte interna de la pantalla (Trasdós), obtenidas respecto a las diferentes alturas de la pantalla (h) por ambos métodos, se observa en el gráfico 30, que los resultados obtenidos presentan un promedio de diferencia del 7.0%, a la altura de pantalla (h) de 7.75 m, se observa que hay un descenso de la cuantía calculada, esto es debido a que el muro se comporte más a gravedad por las grandes dimensiones que presenta, para cumplir con los esfuerzos y a las alturas aplicadas, por lo tanto los aceros tienden a bajar a la cuantía mínima.

Gráfico 30: Cuantía de acero vertical vs altura de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

4.1.3. DESARROLLO DEL PROCEDIMIENTO DEL CÁLCULO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA EL DISTRITO DE EL TAMBO CON LA METODOLOGÍA DE COULOMB Y RANKINE AMBOS MÁS LA METODOLOGÍA DE – MONONOBE OKABE

4.1.3.1. Ejercicio de Diseño con la Metodología de Coulomb más Mononobe Okabe

DATOS

Altura del muro (H): 4m

Parámetros del concreto:

Resistencia del concreto ($f'c$): 210 kg/cm²

Peso específico del concreto (γ_c): 2400 kg/m³

Parámetros del refuerzo:

Esfuerzo de fluencia del acero (f_y): 4200 kg/cm²

Parámetros del Terreno:

Resistencia del terreno o capacidad portante (σ_t): 1.37 kg/cm²

Peso específico del suelo (γ_s): 2039 kg/m³

Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ): 37.0°

Ángulo sobre la horizontal del talud del material (β): 0.0°

Ángulo de fricción concreto suelo material ($\delta = \phi$): ($\delta = \frac{2}{3} \times 37^\circ$) = 24.7°

Ángulo horizontal del talud del material (α): 90.0°

Coefficiente de fricción (μ): ($\mu = \tan(37^\circ)$) = 0.75 \geq 0.6

$$\mu = 0.6$$

Parámetros Sísmicos:

Aceleración horizontal – E.030 (Z): 0.35

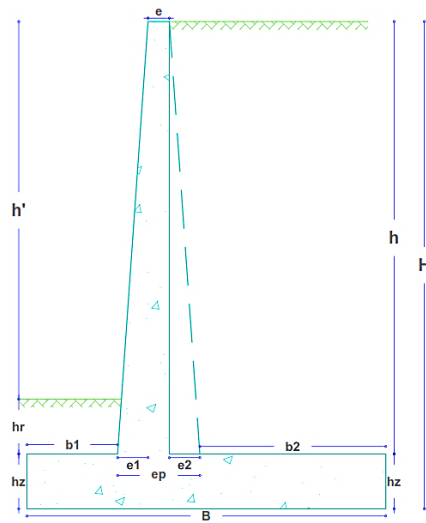
Coefficiente de aceleración horizontal (K_h): $K_h = \left(\frac{0.35}{2}\right) = 0.18$

Coefficiente de aceleración vertical (K_v): $K_v = \left(0.18 \times \frac{2}{3}\right) = 0.12$

1. Dimensionamiento preliminar del muro en Voladizo:

En el dimensionamiento del muro en voladizo que se muestra en la figura n° 34.

Figura 34: Dimensionamiento del muro en voladizo



Fuente: Elaboración propia

2. Dimensiones preliminares:

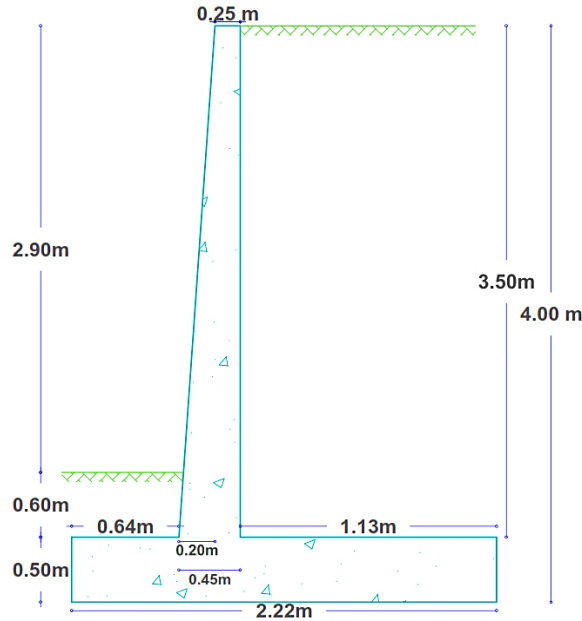
Tabla 4: Dimensionamiento del muro en voladizo

	Valores tomados	Valores calculados	Formulas del Dimensionamiento
Espesor total del muro (H):	4.00 m		
Espesor de corona (e):	0.25 m	0.17 m	$H/24 > 0.25$
Espesor del cuello del muro (e_p):	0.45 m	0.33 a 0.4 m	$H/12$ o $H/10$
Distancia relacionada a la parte exterior (e_1):	0.20 m	0.20 m	$e_1 = e_p - e$
Distancia relacionada a la parte interior (e_2):	0.00 m	0.00 m	$e_2 = e_p - e - e_1$
Espesor de la zapata (h_z):	0.50 m	0.50 m	$h_z = e_p + 0.05$
Altura desde la parte superior hasta la corona (h):	3.50 m	3.50 m	$h = H - h_z$
Altura del relleno sobre la punta de la zapata (h_r):	0.60 m	≥ 0.60 m	≥ 0.60 m
Altura desde el nivel del suelo hasta la corona (h')::	2.90 m	2.90 m	$h' = h - h_r$
Dimensiones de la base (B):	2.22 m	1.6 a 2.8 m	$B = 0.4H$ a $0.7H$
Dimensiones de la punta (b_1):	0.64 m	0.56 a 0.74	$b_1 = B/4$ a $B/3$
Dimensiones del talón (b_2):	1.13 m	1.13 m	$b_2 = B - b_1 - e_p$

Fuente: Elaboración propia

3. Dimensiones del muro voladizo:

Figura 35: Dimensionamiento del muro en voladizo



Fuente: Elaboración propia

4. Cálculo del empuje activo y del empuje activo sísmico

- Empuje Activo:
- Coficiente Activo:

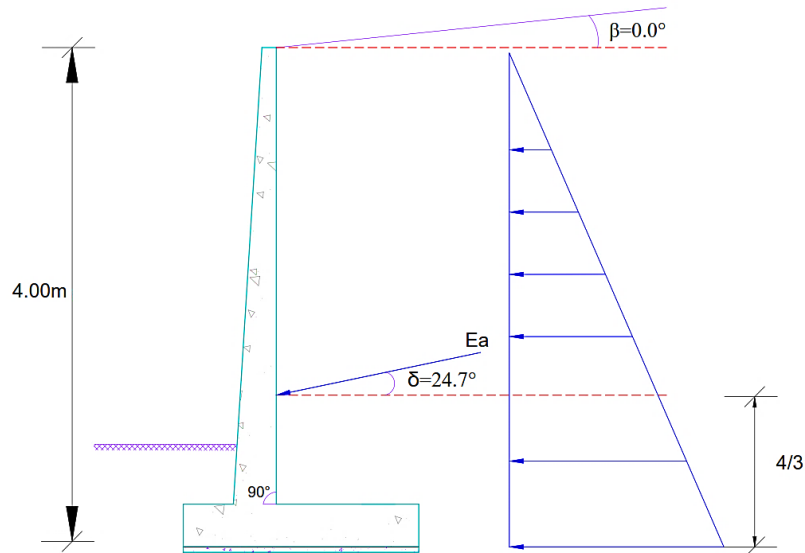
Si la cara interior del muro es vertical ($\alpha = 90^\circ$) usamos la ecuación 09

$$K_a = \frac{\cos(37^\circ)^2}{\cos(24.7^\circ) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(37^\circ + 24.7^\circ) \cdot \sin(37^\circ - 0^\circ)}{\cos(24.7^\circ) \cdot \cos(0^\circ)}} \right\}^2} = 0.226$$

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \cdot 2039.4^2 \right) \cdot 0.226 \cdot \cos(24.7) = 3345.50 \text{ kg/m}$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \cdot 2039.4^2 \right) \cdot 0.226 \cdot \sin(24.7) = 1536.40 \text{ kg/m}$$

Figura 36: Empuje activo



Fuente: Elaboración propia

Determinación de la altura del empuje activo:

$$\text{Altura} = \frac{4}{3} = 1.33\text{m}$$

Empuje activo sísmico:

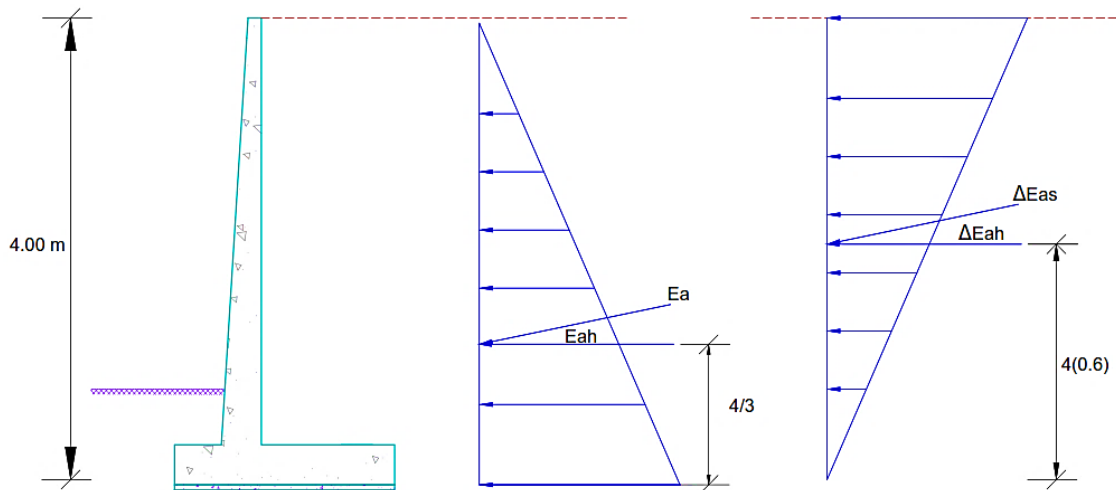
Coeficiente sísmico del empuje activo:

$$K_{AS} = \frac{\text{sen}^2(90^\circ + 37^\circ - 11.2^\circ)}{\cos(11.2^\circ) \text{sen}^2(90^\circ) \cos(90^\circ - 24.7^\circ - 11.2^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(37^\circ + 24.7^\circ) \times \text{sen}(37^\circ - 11.2^\circ - 0^\circ)}{\text{sen}(90^\circ - 24.7^\circ - 11.2^\circ) \times \text{sen}(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2} = 0.358$$

Añadiendo el factor "θ" que tiene que ver con las aceleraciones sísmicas.

$$\theta = \text{arc tan} \left(\frac{0.18}{1 - 0.12} \right) = 11.2^\circ$$

Figura 37: Empuje activo + Incremento dinámico del empuje activo



Fuente: Elaboración propia

$$\Delta E_{AS} = \frac{2039 * 4^2 * 0.249 * (1 - 0.12)}{2} = 5160.36 \text{ kg/m}$$

$$\Delta E_{ah} = 5160.36 * \cos(24.7^\circ) = 4689.49 \text{ kg/m}$$

$$\Delta E_{av} = 5160.36 * \sin(24.7^\circ) = 2153.62 \text{ kg/m}$$

Incremento dinámico del empuje activo sísmico:

$$\Delta E_s = 4689.49 - 3345.50 = 1343.98 \text{ kg/m}$$

Altura del incremento dinámico del empuje activo sísmico:

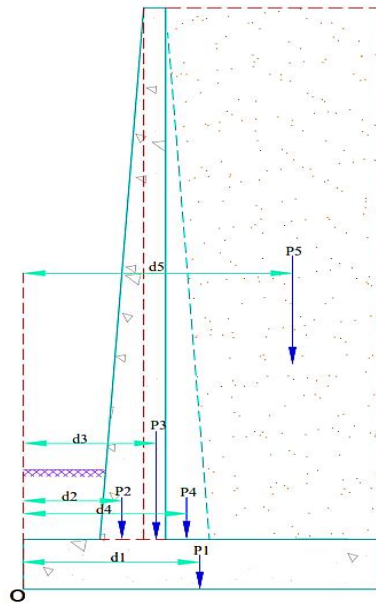
$$\text{Altura} = 4 * (0.6) = 2.40 \text{ m}$$

5. Cálculo de coeficientes por factor de seguridad al deslizamiento y volteo

Momentos Resistentes:

Determinación de los momentos resistentes como se muestra en la figura 38:

Figura 38: Momentos resistentes



Fuente: Elaboración propia

Tabla 5: Cálculo de los momentos resistentes

	Peso (kg)	Distancia (m)	$Mr=Pe.x \text{ dist. (kg.m)}$	Material
P1	2664.00	1.110	2957.040	CONCRETO
P2	840.00	0.773	649.600	CONCRETO
P3	2100.00	0.965	2026.500	CONCRETO
P4	0.00	1.090	0.000	CONCRETO
P5	8064.25	1.655	13346.325	SUELO
$\Sigma P =$	13668.2kg	$\Sigma Mr =$	18979.47kg/m	

Fuente: Elaboración propia

Momentos de Volteo:

Determinación de los momentos de volteo como se muestra en la tabla 6:

Tabla 6: Cálculo de los momentos de volteo

Momentos de volteo	Empuje	Altura	Empuje x Altura
Empuje Activo	3345.5kg	1.33 m	4460.669
Empuje Activo Sísmico	1344.0kg	2.40 m	3225.563
$\sum E_i =$	4689.487	$\sum M_v =$	7686.233

Fuente: Elaboración propia

Incremento de momentos resistentes verticales y fuerzas resistente:

El incremento del momento resistente y la fuerza resistente se debe al:

Momento resistente pasivo ($\sum M_{rp}$), en este caso no se considera en el análisis para el diseño del muro en voladizo, tampoco se considera la fuerza del empuje pasivo vertical (E_{pv}), en cambio para el incremento de la fuerza resistente se considera la sumatoria de la fuerza del empuje activo vertical (E_{av}), como se muestra a continuación en la tabla 7:

$$\sum F_v = F_v + E_{av} = 13668.2 + 1536.40 = 15204.6\text{kg}$$

Tabla 7: Incremento del momento resistente y la fuerza resistente

$\sum M_r =$	18979.47kg	$\sum M_{rp}$
$\sum F_v = \sum F_{vP} = R =$	15204.6kg	$E_{av} + E_{pv}$

Fuente: Elaboración propia:

Factor de Seguridad contra el Volteo:

$$F_{sv} = \frac{18979.47}{7686.2} = 2.47 \geq 2.00 \text{ ¡¡OK!!}$$

Factor de Seguridad contra el Deslizamiento:

$$F_{sd} = \frac{15204.6 \cdot 0.6}{4689.49} = 1.95 \geq 1.50 \text{ ¡¡OK!!}$$

Cálculo de Presiones sobre el Terreno de Cimentación:

$$X_0 = \frac{18979.5 - 7686.2}{15204.6} = 0.74$$

Verificación de la excentricidad:

$$e = \frac{2.22}{2} - 0.74 = 0.37$$

$$e \leq \frac{2.22}{6} = 0.37 \quad \text{¡¡OK!!}$$

Cálculo de las verificaciones de las tensiones sobre el terreno:

$$\sigma_{adm_{max}} = \frac{15204.6}{2.22 \times 10000} \times \left(1 + \frac{6.0.37}{2.22}\right) = 1.36 \text{ kg/cm}^2$$

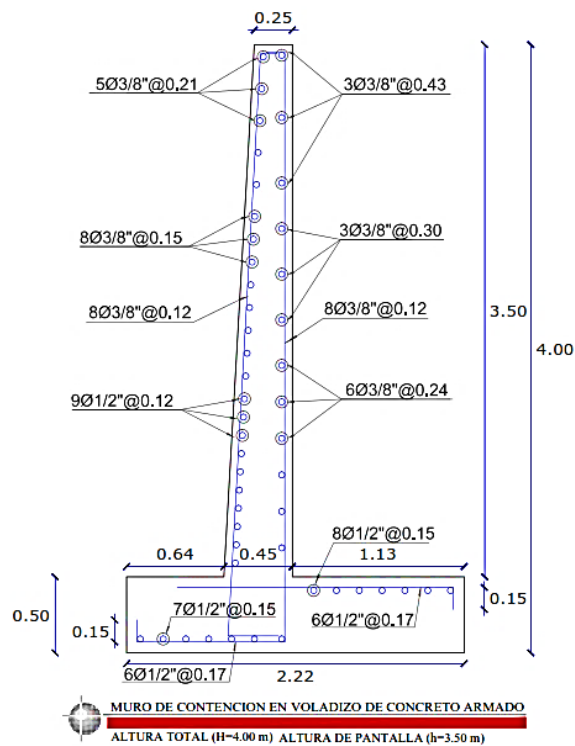
$$\sigma_{adm_{min}} = \frac{15204.6}{2.22 \times 10000} \times \left(1 - \frac{6.0.37}{2.22}\right) = 0.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{adm_{max}} \quad \text{¡¡OK!!}$$

Detalle del diseño del muro de contención en voladizo:

En la figura 39 se muestra el detallado del muro de contención:

Figura 39: Momentos Resistentes



Fuente: Elaboración propia

El diseño de la pantalla y el diseño de la zapata se muestran en el anexo 3.

4.1.3.2. Ejercicio de Diseño con la Metodología de Rankine más Mononobe Okabe

DATOS

Altura del muro (H): 4m

Parámetros del concreto:

Resistencia del concreto ($f'c$): 210 kg/cm²

Peso específico del concreto (γ_c): 2400 kg/m³

Parámetros del refuerzo:

Esfuerzo de fluencia del acero (f_y): 4200 kg/cm²

Parámetros del Terreno:

Resistencia del terreno o capacidad portante (σ_t): 1.37 kg/cm²

Peso específico del suelo (γ_s): 2039 kg/m³

Angulo de fricción interna del suelo (φ): 37.0°

Angulo sobre la horizontal del talud del material (β): 0.0°

Angulo de fricción concreto suelo material ($\delta = \varphi$): ($\delta = \frac{2}{3} \times 37^\circ$) = 24.7°

Angulo horizontal del talud del material (α): 90.0°

Coefficiente de fricción (μ): ($\mu = \tan(37^\circ)$) = 0.75 \geq 0.6

$\mu = 0.6$

Parámetros Sísmicos:

Aceleración horizontal – E.030 (Z): 0.35

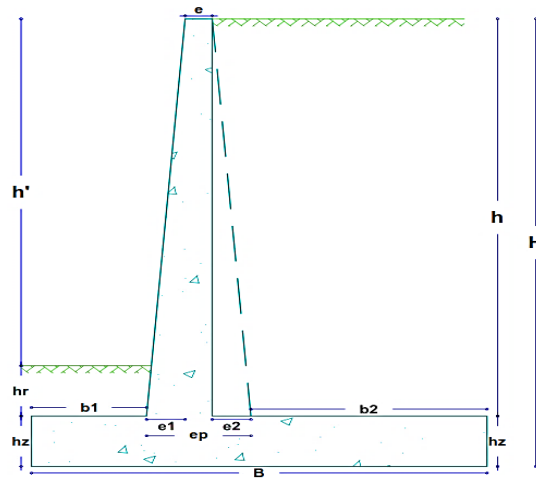
Coefficiente de aceleración horizontal (K_h): $K_h = \left(\frac{0.35}{2}\right) = 0.18$

Coefficiente de aceleración vertical (K_v): $K_v = \left(0.18 \times \frac{2}{3}\right) = 0.12$

1. Dimensionamiento Preliminar del muro voladizo:

En el dimensionamiento del muro en voladizo que se muestra en la figura 40.

Figura 40: Simbología del dimensionamiento del muro en voladizo



Fuente: Elaboración propia

2. Dimensiones Preliminares:

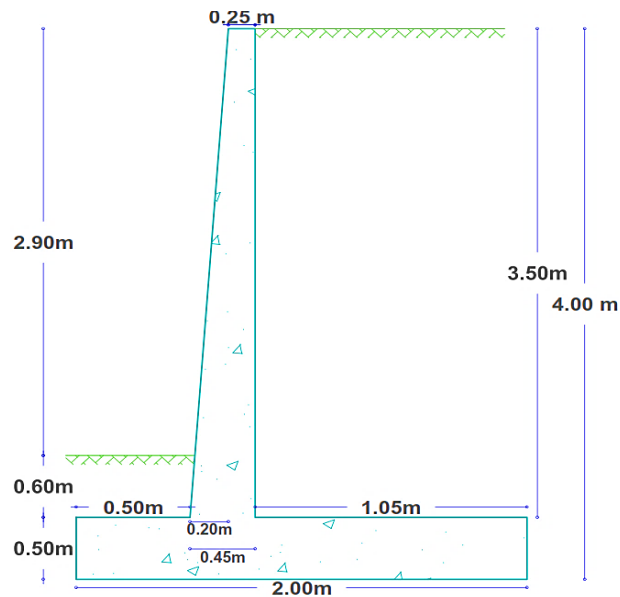
Tabla 8: Dimensionamiento del muro en voladizo

	Valores tomados	Valores calculados	Fórmulas del Dimensionamiento
Espesor total del muro (H):	4.00 m		
Espesor de corona (e):	0.25 m	0.17 m	$H/24 > 0.25$
Espesor del cuello del muro (e_p):	0.45 m	0.33 a 0.4 m	$H/12$ o $H/10$
Distancia relacionada a la parte exterior (e_1):	0.20 m	0.20 m	$e_1=ep-e$
Distancia relacionada a la parte interior (e_2):	0.00 m	0.00 m	$e_2=ep-e-e_1$
Espesor de la zapata (h_z):	0.50 m	0.50 m	$h_z=ep+0.05$
Altura desde la parte superior hasta la corona (h):	3.50 m	3.50 m	$h=H-h_z$
Altura del relleno sobre la punta de la zapata (h_r):	0.60 m	≥ 0.60 m	≥ 0.60 m
Altura desde el nivel del suelo hasta la corona (h'):	2.90 m	2.90 m	$h' =h-h_r$
Dimensiones de la base (B):	2.00 m	1.6 a 2.8 m	$B=0.4H$ a $0.7H$
Dimensiones de la punta (b_1):	0.50 m	0.50 a 0.64	$b_1=B/4$ a $B/3$
Dimensiones del talón (b_2):	1.05 m	1.05 m	$b_2=B-b_1-ep$

Fuente: Elaboración propia

3. Dimensiones del muro en voladizo:

Figura 41: Dimensionamiento del muro en voladizo



Fuente: Elaboración propia

4. Cálculo del empuje activo y el empuje activo sísmico:

- Empuje activo
- Coefficiente activo:

Si la cara interior del muro es vertical ($\alpha = 90^\circ$) usamos la ecuación (9)

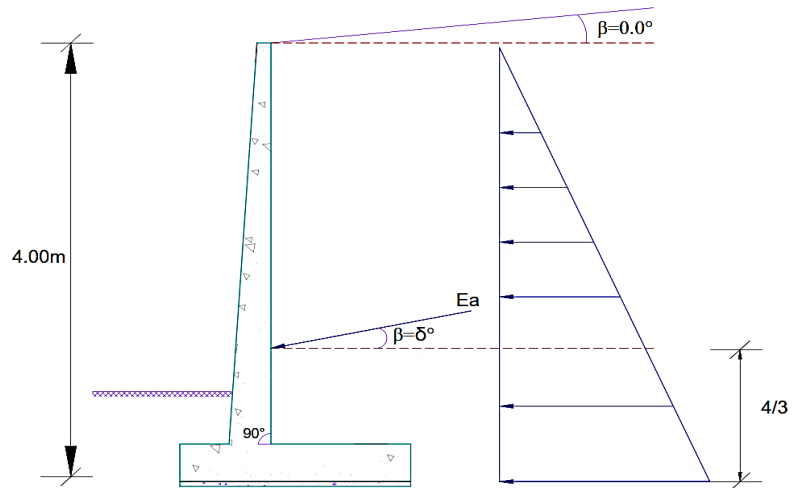
Si la ecuación (8). La inclinación del terreno es nula ($\beta = 0^\circ$), se obtiene que ($\delta = \beta = 0$; $\alpha = 90^\circ$),

$$K_a = \frac{1 - \sin(37^\circ)}{1 + \sin(37^\circ)} = 0.249$$

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \cdot 2039 \cdot 4^2\right) \cdot 0.249 \cdot \cos(0^\circ) = 4054.90 \text{ kg/m}$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \cdot 2039 \cdot 4^2\right) \cdot 0.249 \cdot \sin(0^\circ) = 0.00 \text{ kg/m}$$

Figura 42: Empuje activo



Fuente: Elaboración propia

Determinación de la altura del empuje activo:

$$\text{Altura} = \frac{4}{3} = 1.33\text{m}$$

Empuje activo sísmico:

Coefficiente sísmico del empuje activo:

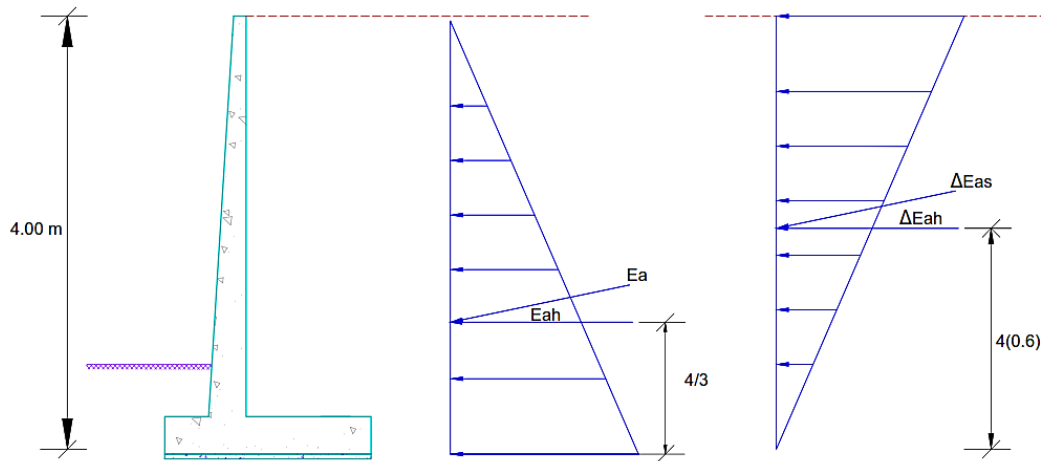
$$K_{AS} = \frac{\text{sen}^2(90^\circ+37^\circ-11.2^\circ)}{\cos(11.2^\circ)\text{sen}^2(90^\circ)\cos(90^\circ-24.7^\circ-11.2^\circ)\left[1+\sqrt{\frac{\text{sen}(37^\circ+24.7^\circ)\times\text{sen}(37^\circ-11.2^\circ-0^\circ)}{\text{sen}(90^\circ-24.7^\circ-11.2^\circ)\times\text{sen}(90^\circ+0^\circ)}}\right]^2} =$$

$$0.358$$

Añadiendo el factor "θ" que tiene que ver con las aceleraciones sísmicas.

$$\theta = \text{arc tan}\left(\frac{0.18}{1-0.12}\right) = 11.2^\circ$$

Figura 43: Empuje activo + incremento dinámico del empuje activo



Fuente: Elaboración propia

$$\Delta E_{AS} = \frac{2039 * 4^2 * 0.249 * (1 - 0.12)}{2} = 5160.36 \text{ kg/m}$$

$$\Delta E_{ah} = 5160.36 * \cos(24.7^\circ) = 4689.49 \text{ kg/m}$$

$$\Delta E_{av} = 5160.36 * \sin(24.7^\circ) = 2153.62 \text{ kg/m}$$

Incremento dinámico del empuje activo sísmico:

$$\Delta E_s = 4689.49 - 4054.90 = 634.59 \text{ kg/m}$$

Altura del incremento dinámico del empuje activo sísmico:

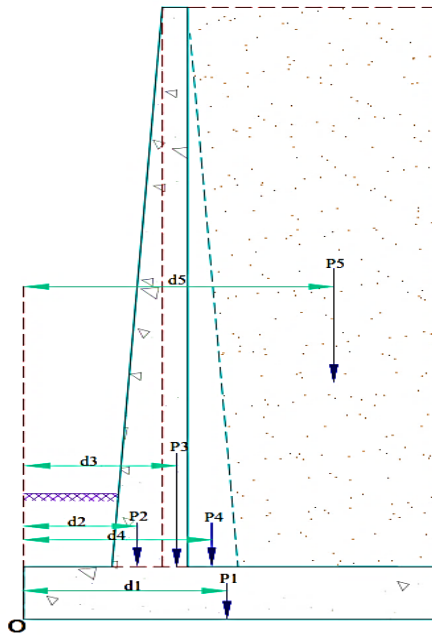
$$\text{Altura} = 4 * (0.6) = 2.40 \text{ m}$$

5. Cálculo de coeficientes por factor de seguridad al deslizamiento y volteo

Momentos Resistentes:

Determinación de los momentos resistentes como se muestra en la figura 44:

Figura 44: Momentos Resistentes



Fuente: Elaboración propia

Tabla 9: Cálculo de los momentos resistentes

	Peso (kg)	Distancia (m)	Mr=Pe.x dist. (kg.m)	Material
P1	2400.00	1.000	2400.000	CONCRETO
P2	840.00	0.633	532.000	CONCRETO
P3	2100.00	0.825	1732.500	CONCRETO
P4	0.00	0.950	0.000	CONCRETO
P5	7493.33	1.475	11052.654	SUELO
$\Sigma P =$	12833.3kg	$\Sigma Mr =$	15717.15kg/m	

Fuente: Elaboración propia

Momentos de Volteo:

Determinación de los momentos de volteo como se muestra en la tabla 10:

Tabla 10: Calculo de los momentos de volteo

Momentos de volteo	Empuje	Altura	Empuje x Altura
Empuje Activo	4054.90	1.33 m	5406.528
Empuje Activo Sísmico	634.59	2.40 m	1523.018
$\Sigma Ei =$	4689.49kg	$\Sigma Mv =$	6929.54kg/m

Fuente: Elaboración propia

Incremento de momentos resistentes verticales y Fuerzas resistente:

De la misma manera del caso anterior el incremento del momento resistente y la fuerza resistente se debe al:

Momento resistente pasivo ($\sum M_{rp}$), en este caso no se considera en el análisis para el diseño del muro en voladizo, tampoco se considera la fuerza del empuje pasivo vertical (E_{pv}), en cambio para el incremento de la fuerza resistente se considera la sumatoria de la fuerza del empuje activo vertical (E_{av}), como se muestra a continuación en la tabla 11:

$$\sum F_v = F_v + E_{av} = 12833.3 + 0.00 = 12833.3\text{kg}$$

Tabla 11: Incremento del momento resistente y la fuerza resistente

$\sum Mr =$	15717.15kg/m	$\sum Mrp$
$\sum F_v = \sum F_vP = R =$	12833.30kg	$E_{av} + E_{pv}$

Fuente: Elaboración propia

Factor de Seguridad contra el Volteo:

$$F_{sv} = \frac{15717.15}{6929.54} = 2.27 \geq 2.00 \text{ ¡¡OK!!}$$

Factor de Seguridad contra el Deslizamiento:

$$F_{sd} = \frac{12833.3 * 0.6}{4689.49} = 1.64 \geq 1.50 \text{ ¡¡OK!!}$$

Cálculo de presiones sobre el terreno de cimentación:

$$X_0 = \frac{15717.20 - 6929.50}{12833.30} = 0.68$$

Verificación de la excentricidad

$$e = \frac{2.00}{2} - 0.68 = 0.32$$

$$e \leq \frac{2.00}{6} = 0.33 \quad \text{¡¡OK!!}$$

Cálculo de las verificaciones de las tensiones sobre el terreno:

$$\sigma_{adm_{max}} = \frac{12833.30}{2.00 \times 10000} \times \left(1 + \frac{6.0.37}{2.00}\right) = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

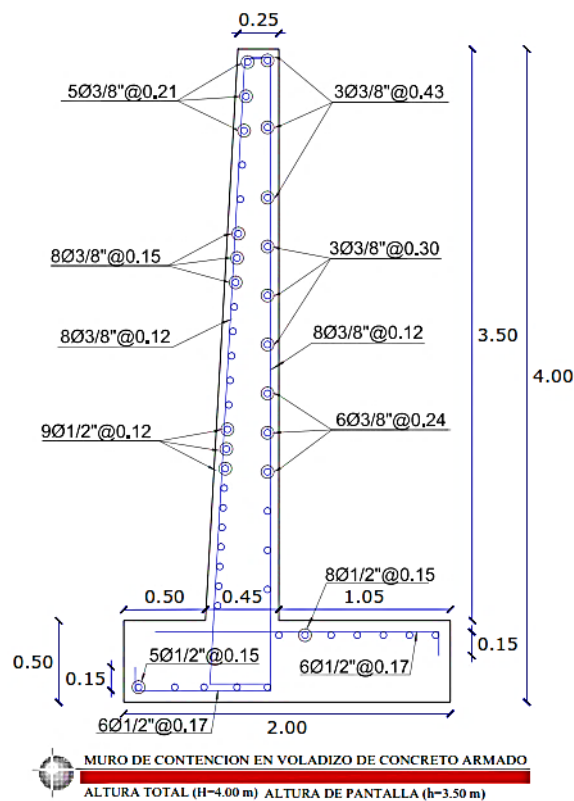
$$\sigma_{adm_{min}} = \frac{12833.30}{2.00 \times 10000} \times \left(1 - \frac{6.0.37}{2.00}\right) = 0.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{adm_{max}} \quad \text{¡¡OK!!}$$

Detalle del diseño del muro de contención en voladizo:

En la figura 45 se muestra el detallado del muro de contención:

Figura 45: Momentos Resistentes



Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

- De los dos tipos de cargas que se han considerado sobre la pantalla del muro en voladizo de concreto armado, los cuales fueron el (empuje activo y el empuje sísmico), para su desarrollo se aplicó el método Coulomb (método 01) y Rankine (método 02) ambos más Mononobe Okabe (influencia del sismo), para los distritos de El Tambo, Huancayo y Chilca, con un suelo representativo cada uno y así obtener el comportamiento estructural del muro en voladizo y el diseño de este; posteriormente se realizó el análisis comparativo, los cuales son: (la cortante actuante, el momento actuante y el momento actuante en el talón de la zapata vs la altura de la pantalla); obteniendo resultados, como se muestra en la tabla:

Distrito de:	Altura de la Pantalla (m)	Cortante actuante vs la altura de la pantalla		Momento actuante vs altura de la pantalla	
		Método 01 más la influencia del sismo	Método 02 más la influencia del sismo	Método 01 más la influencia del sismo	Método 02 más la influencia del sismo
El Tambo	7.10	25117.2kg	25117.2kg	69666.5kg.m	65879.3kg.m
Huancayo	6.10	24733.9kg	24733.9kg	58610.6kg.m	54705.8kg.m
	6.90	31621.8kg	31646.9kg	84758.7kg.m	79175.6kg.m
Chilca	5.90	25061.3kg	25030.6kg	57524.0kg.m	53743.2kg.m

Distrito de:	Altura de la Pantalla (m)	Momento actuante en el talón de la zapata vs altura de la pantalla	
		Método 01 más la influencia del sismo	Método 02 más la influencia del sismo
El Tambo	7.10	27216.1kg.m	26243.3kg.m
Huancayo	6.10	32225.4kg.m	16996.4kg.m
	6.90	22320.9kg.m	19440.2kg.m
Chilca	5.90	22409.2kg.m	10317.8kg.m

De esta manera se concluye que el (método 02) más la influencia del sismo, es el más adecuado para los tres distritos de la ciudad de Huancayo, dado que las dimensiones en el talón de la zapata son menores al del (método 01) más la influencia del sismo; por lo cual se genera menores esfuerzos y menores momentos, asimismo se puede concluir un rango de las alturas (H= 4,5,6,7,8 y 9 m) respecto al comportamiento estructural que presenta en el muro de contención en voladizo de

concreto armado, para cada tipo de método más la influencia del sismo como muestra en la siguiente tabla:

(Método 01 y 02) más la influencia del sismo:

Altura del muro en voladizo (m)	Método 01 más la influencia del sismo			Método 02 más la influencia del sismo		
	Distrito de:			Distrito de:		
	El Tambo	Huancayo	Chilca	El Tambo	Huancayo	Chilca
4	X	X	X	X	X	X
5	X	X	X	X	X	X
6	X	X	X	X	X	X
7	X	X	X	X	X	X
8	X			X	X	
9				X		

- La carga que se consideró sobre la pantalla del muro en voladizo de concreto armado es el (empuje activo), para su desarrollo se aplicó el (método 01) y (método 02) ambos sin la influencia del sismo, para los distritos de El Tambo, Huancayo y Chilca, con un suelo representativo cada uno y así obteniendo el comportamiento estructural del muro en voladizo y el diseño de este; posteriormente se realizó el análisis comparativo, los cuales son: (la cortante actuante, el momento actuante y el momento actuante en el talón de la zapata vs la altura de la pantalla); obteniendo resultados, como se muestra en la tabla:

Distrito de:	Altura de la Pantalla (m)	Cortante actuante vs altura de la pantalla		Momento actuante vs altura de la pantalla	
		Método 01 sin la influencia del sismo	Método 02 sin la influencia del sismo	Método 01 sin la influencia del sismo	Método 02 sin la influencia del sismo
El Tambo	6.30	15524.8kg	17099.7kg	32602.1kg.m	35909.5kg.m
Huancayo	7.00	25836.9kg	28976.2kg	60286.2kg.m	67611.2kg.m
Chilca	6.10	21168.3kg	23687.9kg	43042.3kg.m	48165.4kg.m

Distrito de:	Altura de la Pantalla (m)	Momento actuante en el talón de la zapata vs altura de la pantalla	
		Método 01 sin la influencia del sismo	Método 02 sin la influencia del sismo
El Tambo	6.30	13201.4kg.m	17599.3kg.m
Huancayo	7.00	21298.7kg.m	18035.2kg.m
Chilca	6.10	17463.0kg.m	17134.3kg.m

De esta manera se concluye que el (método 02) sin la influencia del sismo, es más adecuado para el distrito de El Tambo, dado que a pesar de tener mayor dimensión en el talón de la zapata, por lo que genera mayores esfuerzos y momento, esto se pudo comprobar en el grafico n°06, para el distrito de Huancayo y Chilca el (método 01) sin la influencia del sismo, es el más adecuado dado las dimensiones en el talón de la zapata son menores, generan menores esfuerzos y momentos, asimismo se puede concluir un rango alturas (H= 4,5,6,7,8 y 9 m) respecto al comportamiento estructural que se presenta en el muro en voladizo de concreto armado, para cada tipo de método sin la influencia del sismo, por lo que se muestra en la siguiente tabla:

(Método 01 y 02) sin la influencia del sismo:

Altura del muro en voladizo (m)	Método 01 sin la influencia del sismo			Método 02 sin la influencia del sismo		
	Distrito de:			Distrito de:		
	El Tambo	Huancayo	Chilca	El Tambo	Huancayo	Chilca
4	X	X	X	X	X	X
5	X	X	X	X	X	X
6	X	X	X	X	X	X
7	X	X	X	X	X	X
8		X		X	X	
9				X		

- El suelo representativo de cada distrito de la ciudad de Huancayo como El Tambo, Huancayo y Chilca que se consideró para el desarrollo del muro de contención en voladizo de concreto armado, aplicando el método de Coulomb (método 01) y Rankine (método 02) ambos más Mononobe Okabe (influencia del sismo), de esta manera obteniendo el diseño del muro, posteriormente se realizó el análisis

comparativo, los cuales son: (el espesor del cuello del muro, la cuantía del acero vertical (trasdós) vs la altura de la pantalla); obteniendo resultados como se muestra en la tabla:

Distrito de:	Altura de la Pantalla (m)	Espesor del cuello de la pantalla vs Altura de la pantalla		Cuantía del acero vertical vs Altura de la pantalla	
		Espesor del cuello de la pantalla respecto al método 01	Espesor del cuello de la pantalla respecto al método 02	Cuantía del acero vertical (trasdós) respecto al método 01	Cuantía del acero vertical (trasdós) respecto al método 02
El Tambo	5.40	0.55 m	0.55 m	0.0034	0.0032
Huancayo	6.10	0.85 m	0.85 m	0.0025	0.0023
Chilca	6.80	1.15 m	1.15 m	0.0020	0.0018

De esta manera concluye que el (método 02) más la influencia del sismo, es el más adecuado para los tres distritos de la ciudad de Huancayo, debido a que es menos conservador que el (método 01) más la influencia del sismo, dado que el caso más crítico, es del distrito de Chilca debido a que el muro en voladizo de concreto armado se comporta más como un muro a gravedad, por las grandes dimensiones que se presentan, de esta manera obteniendo casi una cuantía mínima en el acero vertical (trasdós), esto se pudo comprobar en el grafico **28**.

- El suelo representativo de cada distrito de la ciudad de Huancayo como El Tambo, Huancayo y Chilca que se consideró para el desarrollo del muro de contención en voladizo de concreto armado, aplicando el método de Coulomb (método 01) y Rankine (método 02) sin la influencia del sismo, de esta manera se obtuvo el diseño del muro, posteriormente se realizó el análisis comparativo, los cuales son: (el espesor del cuello del muro , la cuantía del acero vertical (trasdós) vs la altura de la pantalla); obteniendo resultados como se muestra en la tabla:

Distrito de:	Altura de la Pantalla (m)	Espesor del cuello de la pantalla vs Altura de la pantalla		Cuantía del acero vertical vs Altura de la pantalla	
		Espesor del cuello de la pantalla respecto al método 01	Espesor del cuello de la pantalla respecto al método 02	Cuantía respecto al método 01	Cuantía respecto al método 02
El Tambo	7.20	0.75 m	0.75 m	0.0027	0.003
Huancayo	7.00	0.95 m	0.95 m	0.0020	0.0023
Chilca	6.95	1.00 m	1.00 m	0.0019	0.0021

De esta manera se concluye que el (método 02) sin la influencia del sismo, es el más adecuado para el distrito de El Tambo por ser menos conservador, y para el distrito de Huancayo y Chilca el más adecuado es el (método 01) sin la influencia del sismo, por ser menos conservador que el (método 02) sin la influencia del sismo, dado que el caso más crítico, es del distrito de Chilca debido a que el muro en voladizo se comporta más como un muro a gravedad, por las grandes dimensiones que presenta, de esta manera obteniendo una cuantía mínima en el acero vertical (trasdós), esto se pudo comprobar en el gráfico 30.

3. El rango de diferentes alturas (H= 4,5,6,7,8 y 9 m) que fueron propuestas para el análisis del muro en voladizo de cada distrito de El Tambo, Huancayo y Chilca fueron las mismas, para el (método 01) y el (método 02) ambos más la influencia del sismo, se obtuvo las siguientes tablas:

(Método 01 y 02) más la influencia del sismo:

Altura del muro en voladizo (m)	Método 01 más la influencia del sismo			Método 02 más la influencia del sismo		
	Distrito de:			Distrito de:		
	El Tambo	Huancayo	Chilca	El Tambo	Huancayo	Chilca
4	X	X	X	X	X	X
5	X	X		X	X	
6	X	X		X		
7	X			X		
8	X			X		
9						

De los cuadros se puede decir que para el distrito de El Tambo las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño del muro voladizo, el rango obtenido es de: (H= 4,5,6,7 y 8 m), para ambos métodos; para el distrito de Huancayo las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño del muro voladizo, el rango obtenido por el (método 01) más la influencia del sismo es: (H= 4,5 y 6 m), para el (método 02) más la influencia del sismo, se obtuvo el rango de: (H= 4 y 5 m), con un acero comercial para su diseño y para el distrito de Chilca las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño, el rango obtenido es de: (H= 4 m), para ambos métodos. Por lo que se concluye que el rango tomado de acuerdo

a la información de los diversos autores es ciertamente aplicable a nuestra realidad como se puede comprobar en la tabla 01.

- De igual manera se propuso el rango de diferentes alturas (H= 4,5,6,7,8 y 9 m) para el análisis por gravedad del muro en voladizo de cada distrito de El Tambo, Huancayo y Chilca, por el (método 01) y el (método 02), se obtuvo las siguientes tablas:

(Método 01 y 02) sin la influencia del sismo:

Altura del muro en voladizo (m)	Método 01 sin la influencia del sismo			Método 02 sin la influencia del sismo		
	Distrito de:			Distrito de:		
	El Tambo	Huancayo	Chilca	El Tambo	Huancayo	Chilca
4	X	X	X	X	X	X
5	X	X	X	X	X	X
6	X	X	X	X	X	
7	X	X		X		
8	X			X		
9						

De los cuadros se puede decir que para el distrito de El Tambo las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño del muro voladizo, el rango obtenido es de: (H= 4,5,6,7 y 8 m), para ambos métodos; para el distrito de Huancayo las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño del muro voladizo, el rango obtenido por el (método 01) es: (H= 4,5,6 y 7 m), para el (método 02), se obtuvo el rango de: (H= 4,5 y 6 m), con un acero comercial para su diseño y para el distrito de Chilca las alturas recomendables con un acero comercial para su diseño, el rango obtenido por el (método 01) es: (H= 4,5 y 6 m), para el (método 02), se obtuvo el rango de: (H= 4 y 5 m). Por lo que se concluye que el rango tomado de acuerdo a la información de los diversos autores es ciertamente aplicable a nuestra realidad como se puede comprobar en la tabla 01.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda considerar en investigaciones futuras otras cargas, como presencia de agua en el relleno, o considerar otros distritos de la ciudad de Huancayo
2. Se recomienda considerar en investigaciones futuras otras variables como el ángulo de talud de relleno, sobrecargas sobre el relleno.
3. Se recomienda considerar en investigaciones futuras el análisis para otro tipo de muros de contención, por ejemplo, muro con contrafuerte, muros en gaviones o muros de concreto ciclópeo.
4. Se recomienda considerar en investigaciones futuras el uso de dentellón en el muro de contención en voladizo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ayuso, y otros. 2010.** Cimentaciones y estructuras de contencion de tierras. Córdoba : s.n., 2010.
- Ballón y Echenique. 2017.** Análisis de estabilidad de muros de contencion de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú. Lima : s.n., 2017.
- Blanco. S.f,ppt,55-57.** Conferencia sobre muros de contencion. S.f,ppt,55-57.
- **S.f,ppt,50-51.** Conferencia sobre muros de contencion. S.f,ppt,50-51.
- **S.f,ppt.52.** Conferencia sobre muros de contencion. S.f,ppt.52.
- C.E.0.20. 2012.** Suelos y Taludes. 2012.
- C.E.0.30. 2018.** Diseño sismo resistente. 2018.
- C.E.0.60. 2009.** Concreto Armado. 2009.
- Cuzco. 2018.** Comparación del comportamiento estructural de muros de contencion en gravedad, voladizo y contrafuertes. 2018.
- Harmsen. 2002.** Diseño de estructuras de concreto armado. 2002.
- Lucero, Pachacama y Rodríguez. 2012.** Análisis y diseño de muros de contencion. Quito : s.n., 2012.
- Matteis. 2003.** Geología y Geotécnia. 2003.
- Morales. 2006.** Diseño en concreto armado, ICG. 2006.
- Rojas. 2009.** Diseño de Muros de contención sector la Aguada Comuna de Corral . 2009.
- Sanchez. 2015, ppt.23.** Ingeniería de cimentaciones. 2015, ppt.23.
- Suaréz. 1998.** Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en zonas Tropicales. 1998.
- Torres. 2008.** Análisis y diseño de muros de contencion de concreto armado. 2008.
- **S.f,ppt. 113-116.** Puentes. S.f,ppt. 113-116.
- Villar. 2015.** Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en voladizo y con contrafuertes. Cajamarca : s.n., 2015.

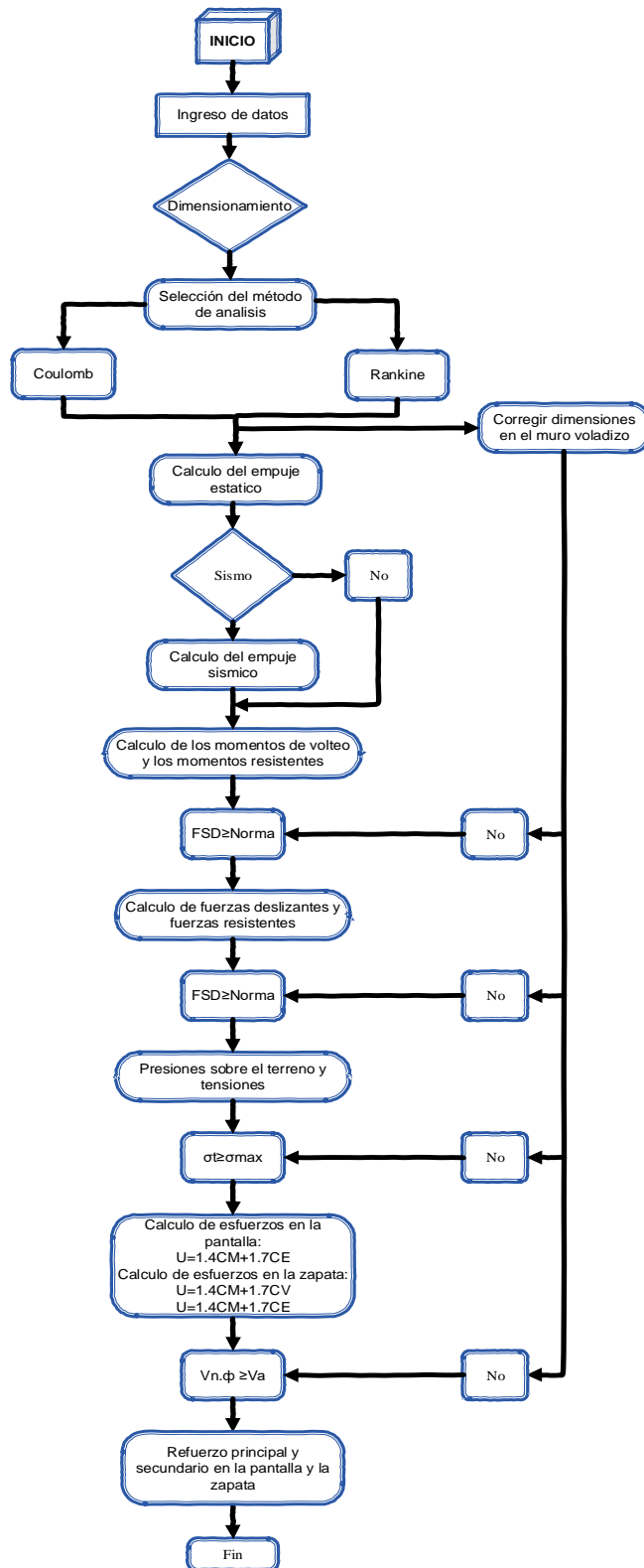
ANEXOS

ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA

Título: COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	SUB DIMENSIONES	METODOLOGÍA
<p>GENERAL:</p> <p>¿De qué manera el sostenimiento de talud influye en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018?</p> <p>ESPECÍFICOS</p> <p>¿Qué efecto tiene el tipo de suelo en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018?</p> <p>¿Qué efecto tiene los diferentes tipos de carga sobre muro de contención en voladizo de concreto armado en el comportamiento estructural y diseño, ciudad de Huancayo -2018?</p> <p>¿De qué forma afecta las diferentes alturas en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018?</p>	<p>GENERAL:</p> <p>Analizar de qué manera el sostenimiento de talud influye en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018.</p> <p>ESPECÍFICOS</p> <p>Analizar el efecto que tiene el tipo de suelo en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018</p> <p>Analizar el efecto que tiene los diferentes tipos de carga sobre muro de contención en voladizo de concreto armado en el comportamiento estructural y diseño sísmico, ciudad de Huancayo -2018</p> <p>Evaluar de qué forma afecta las diferentes alturas en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018</p>	<p>GENERAL:</p> <p>El sostenimiento de talud influye significativamente en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018.</p> <p>ESPECÍFICOS</p> <p>Los diferentes tipos de suelos producen efectos significativos en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018</p> <p>Los diferentes tipos de carga sobre muro de contención en voladizo de concreto armado tienen efectos significativos en el comportamiento estructural y diseño, ciudad de Huancayo -2018</p> <p>Las diferentes alturas propuestas afectan significativamente en el comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado, ciudad de Huancayo -2018.</p>	<p>Variable 1: Sostenimiento de talud</p> <p>Variable 2: Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Suelo - Tipo de Carga - Altura - Geometría y refuerzo - Esfuerzos 	<ul style="list-style-type: none"> - Capacidad portante(kg/c m²), ángulo de fricción (°), peso específico (kg/m³). - Empujes laterales (kg) - Empuje sísmico. - Metro (m) - Dimensionamiento (m) - Diámetro Acero colocado (") - Cortantes (Kg) - Momentos(k g.m) 	<p>MÉTODO DE INVESTIGACIÓN:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Método científico <p>TIPO DE INVESTIGACIÓN:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Investigación aplicada <p>NIVEL DE INVESTIGACIÓN:</p> <ul style="list-style-type: none"> - El nivel de investigación es explicativo, ya que no alteraremos la realidad, solo se explicará la realización de comportamiento estructura y diseño del muro en voladizo. <p>DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Diseño no experimental y transversal <p>POBLACIÓN Y MUESTRA:</p> <p>POBLACIÓN</p> <ul style="list-style-type: none"> - Muro en voladizo. <p>MUESTRA</p> <ul style="list-style-type: none"> - Los casos disponibles a los cuales si tiene acceso y se tiene la capacidad operativa de estudiar. <p>TÉCNICAS DE RECOPIACIÓN DE DATOS:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Análisis documental <p>INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN</p> <ul style="list-style-type: none"> - Programa informático de Microsoft Excel: - Método Ranking, Mononobe Okabe - Norma E.030, Norma E.050, Norma E.060, Norma E.020.

ANEXO 2: DIAGRAMA DE FLUJO PROPUESTO PARA MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO, COMO SE MUESTRA A CONTINUACIÓN:




ANEXO 3: PRESENTACION DE LA HERRAMIENTA DE MICROSOFT EXCEL PARA EL MURO EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA UNA ALTURA DE 4M.

Método de Coulomb más el método de Mononobe okabe para el distrito de El Tambo.

A continuación, se muestran en las siguientes figuras de la plantilla realizada en Microsoft Excel para el análisis del muro de contención en voladizo:

En la figura A. 1 se observa las celdas de color verde que sirven para el ingreso de los datos del concreto, del refuerzo del acero, los parámetros del terreno y los parámetros sísmicos.

Figura A 1: Parámetros de diseño

1.1.- PARAMETROS DE DISEÑO		ALTURA :	4.00 m										
Parámetros del Concreto			<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">ZONA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Zona 4</td> <td>0.45</td> </tr> <tr> <td>Zona 3</td> <td>0.35</td> </tr> <tr> <td>Zona 2</td> <td>0.25</td> </tr> <tr> <td>Zona 1</td> <td>0.1</td> </tr> </tbody> </table>	ZONA		Zona 4	0.45	Zona 3	0.35	Zona 2	0.25	Zona 1	0.1
ZONA													
Zona 4	0.45												
Zona 3	0.35												
Zona 2	0.25												
Zona 1	0.1												
Resistencia del concreto f'_c :	210.00 kg/cm ²												
Peso específico del concreto (γ_c):	2400.00 kg/m ³												
Parámetros del Refuerzo													
Esfuerzo de fluencia del acero - (f_y)	4200.00 kg/cm ²												
Parámetros del Terreno													
Resistencia del Terreno - (σ_t)	1.37 kg/cm ²												
Peso específico del suelo - (γ_s)	2039.00 kg/m ³												
Ángulo de fricción interna del suelo (ϕ):	37.0°												
Ángulo sobre la horizontal del talud del material (B) :	0.0°												
Ángulo de fricción concreto - suelo (δ) - E_{ac} :	24.7° <small>trazado rugoso (2/3)</small>												
Ángulo de fricción concreto - suelo (δ) - E_p :	12.3° <small>sólo un poco rugoso (1/3)</small>												
Ángulo sobre la horizontal del talud del materia (α):	90.0°												
Coefficiente de Fricción (μ):	0.75: 0.60 <small>no mayor que 0.6</small>												
Parámetros Sísmicos													
Aceleración horizontal - E.030 - (Z)	0.35 <small>Zona 3</small>												
Coef. de Aceleración Horizontal - (K _h)	0.18 <small>$k_h = Z/2$</small>												
Coef. de Aceleración Vertical - (K _v)	0.12 <small>$k_v = k_h + 2/3$</small>												
			<table border="1"> <tr> <td>0.00</td> <td>Ingresar/valor</td> </tr> <tr> <td>0.00</td> <td>Lista desplegable</td> </tr> <tr> <td>0.00</td> <td>Fórmula</td> </tr> </table>	0.00	Ingresar/valor	0.00	Lista desplegable	0.00	Fórmula				
0.00	Ingresar/valor												
0.00	Lista desplegable												
0.00	Fórmula												
			FUENTE e0.30										

Fuente: Elaboración propia

En la figura A.2 se observa las celdas de color verde que indica el ingreso de los datos del concreto, del refuerzo del acero, los parámetros del terreno y los parámetros sísmicos.

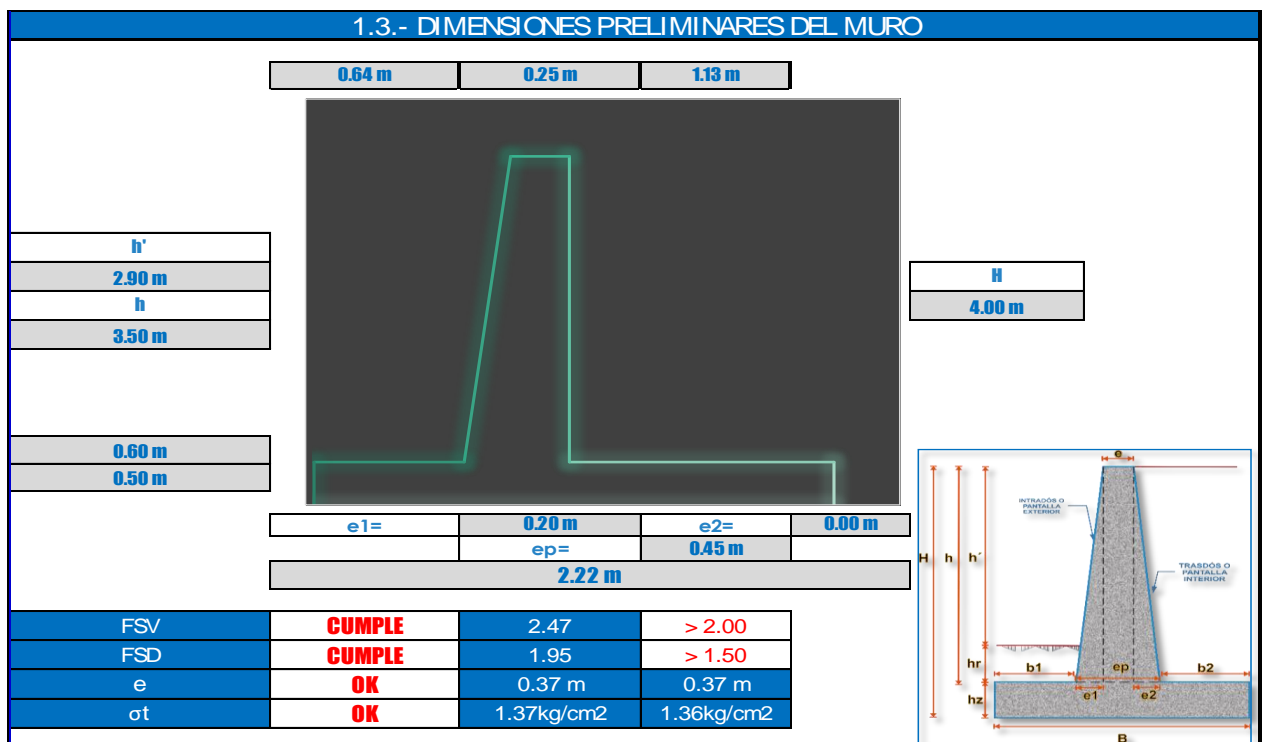
Figura A 2: Parámetros de diseño

1.2.- DIMENSIONES PRELIMINARES DEL MURO			
Dimensiones Preliminares			
Altura Total del Muro (H):	4.00 m		
espesor de la corona (e):	0.25 m	0.17 m	$H/24 > 0.25$
espesor del cuello del muro (ep):	0.45 m	0.33 a 0.4 m	$H/12$ o $H/10$
Dist. Relaciona. a la pant. Exter. (e1):	0.20 m	0.20 m	$e1=ep-e$
Dist. Relaciona. a la pant. Interior. (e2):	0.00 m	0.00 m	$e2=ep-e-e1$
espesor de la zapata (hz):	0.50 m	0.50 m	$hz=ep+0.05$
altura desde la parte sup. Hasta la corona (h):	3.50 m	3.50 m	$h=H-hz$
altura del relleno sobre la punta de la zapata (hr):	0.60 m	≥ 0.60 m	≥ 0.60 m
altura desde el nivel del suelo hasta la corona (h'): mínimo	2.90 m	2.90 m	$h'=h-hr$
Dimensionamiento de la base (B):	2.22 m	1.6 a 2.8 m	$B=0.4H$ a $0.7H$
Dimensionamiento de la punta (b1):	0.64 m	0.56 a 0.74	$b1=B/4$ a $B/3$
Dimensionamiento del talon (b2):	1.13 m	1.13 m	$b2=B-b1-ep$

Fuente: Elaboración propia

En la figura A. 3 se observa las dimensiones preliminares del muro en voladizo de concreto armado.

Figura A 3: Dimensiones preliminares



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.4 se observa los métodos que se aplicada para el desarrollo del muro en voladizo (los casos que están en los casilleros plomos, hacen referencia a la teoría de las fórmulas de Coulomb y Rankine).

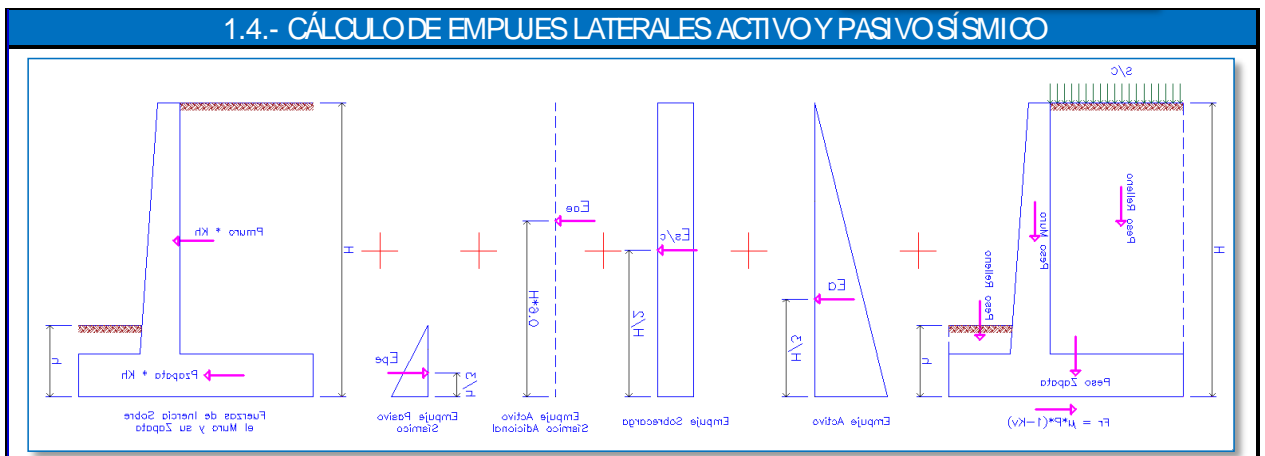
Figura A 4: Parámetros de diseño

1.3.- CÁLCULO DE EMPUJES LATERALES PASIVO Y ACTIVO			
MÉTODO			CONSIDERANDO RELLENO SOBRE LA PUNTA - EMP. PASIVO
EMPUJE ACTIVO (Ea):			
RANKINE	CASO 2	COULOMB	CASO 2
Ka :	0.249	Ka :	0.226
Eah :	4054.90kg/m	Eah :	3345.50kg/m
Eav :	0.0kg/m	Eav :	1536.40kg/m
Altura (H/3):	1.33 m	Altura (H/3):	1.33 m
EMPUJE PASIVO (Ep):			
RANKINE	CASO 1	COULOMB	CASO 2
Kp :	4.023	Kp :	4.023
Considerar Relleno	NO	Considerar Relleno	NO
Altura de relleno:	0.50	Altura de relleno:	0.50
Eph :	1025.31kg/m	Eph :	1025.31kg/m
Epv :	0.0kg/m	Epv :	0.0kg/m
Altura (H/3):	0.17 m	Altura (H/3):	0.17 m
			SIN CONSIDERAR RELLENO SOBRE LA PUNTA - EMP. PASIVO

Fuente: Elaboración propia

En la figura A.5 se observa como el empuje activo y el empuje sísmico afectan al muro de contención en voladizo.

Figura A 5: Empujes laterales



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.6 se observa el procedimiento del empuje activo sísmico.

Figura A 6: Empujes Activo sísmico

1.4.1- EMPUJE ACTIVO SÍSMICO	
COEFICIENTE ACTIVO SÍSMICO (K_{as}):	
$\theta = \tan^{-1} \left\{ \frac{k_h}{1 - k_v} \right\}$	11.2 °
$K_{AS} = \frac{\text{sen}(\alpha + \phi - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}(\alpha)^2 \cdot \text{sen}(\alpha - \delta - \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \theta - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right\}^2}$	0.358
EMPUJE ACTIVO SÍSMICO (E_{as}):	
$E_{AS} = \frac{\gamma * H^2 * K_{ae} * (1 - K_v)}{2}$	5160.36kg/m
EMPUJE SÍSMICO HORIZONTAL (AE_{ah}):	
$AE_{ah} = AE_{as} \cos(\delta)$	4689.49kg/m
EMPUJE SÍSMICO VERTICAL (AE_{av}):	
$AE_{av} = AE_{as} \text{sen}(\delta)$	2153.62kg/m
INCREMENTO DE EMPUJE POR LA ACCIÓN SÍSMICA (A_{es}):	
$AE_s = AE_{ah} - E_{ah}$	1343.98kg/m COULOMB
ALTURA DEL EMPUJE SÍSMICO (0.6H):	
$\text{Altura sis: } (0.6)H$	2.40 m

Fuente: Elaboración propia

En la figura A.7 se observa el procedimiento del empuje activo sísmico, que no se considerado en el análisis de la investigación.

Figura A 7: Empujes pasivo sísmico

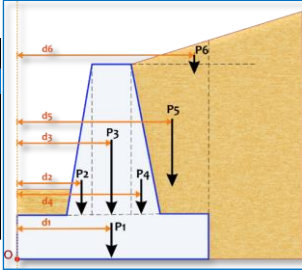
1.4.2- EMPUJE PASIVO SÍSMICO	
COEFICIENTE PASIVO SÍSMICO (K_{ps}):	
$K_{ps} = \frac{\text{sen}(\alpha + \phi - \theta)^2}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}(\alpha)^2 \cdot \text{sen}(\alpha + \delta + \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\alpha + \delta + \theta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right\}^2}$	5.634
EMPUJE PASIVO SÍSMICO (A_{Eps}):	
$AE_{PS} = \frac{\gamma * h^2 * K_{pe} * (1 - K_v)}{2}$	1268.49kg/m ALTURA COULOMB
EMPUJE SÍSMICO HORIZONTAL (AE_{ph}):	
$AE_{ph} = AE_{ps} \cos(\delta)$	1239.22kg/m
EMPUJE SÍSMICO VERTICAL (AE_{pv}):	
$AE_{pv} = AE_{ps} \text{sen}(\delta)$	270.95kg/m
INCREMENTO DE EMPUJE POR LA ACCIÓN SÍSMICA (A_{es}):	
$AE_s = AE_{ph} - E_{ph}$	213.91kg/m COULOMB
ALTURA DEL EMPUJE SÍSMICO (H/3):	
$\text{Altura Esis: } H/3$	0.17 m ALTURA COULOMB

Fuente: Elaboración propia

En la figura A.8 se observa el procedimiento del cálculo de los momentos resistentes y los momentos de volteo.

Figura A 8: Momentos resistentes y momentos de volteo

1.5.- CÁLCULO DE COEFICIENTES POR DESLIZAMIENTO Y VOLTEO				
1.5.1- MOMENTOS RESISTENTES				
	PESO (kg)	di (m)	Mr= PESO* di (kg.m)	MATERIAL
P1	2664.00	1.110	2957.040	CONCRETO
P2	840.00	0.773	649.600	CONCRETO
P3	2100.00	0.965	2026.500	CONCRETO
P4	0.00	1.090	0.000	CONCRETO
P5	8064.25	1.655	13346.325	SUELO
$\Sigma P =$	13668.2kg		$\Sigma Mr =$ 18979.47kg/m	



MOMENTO RESISTENTE	EMPUJE	Yi	E x Yi
NINGUNO	NINGUNO	COULOMB	E x Yi
EMPUJE PASIVO	0.0kg	0.17 m	0.000
NINGUNO	0.0kg	0.17 m	0.000
$\Sigma E_{ph} =$	0.000	$\Sigma Mr_{p} =$	0.000

Fuente: Elaboración propia

En la figura A.9 se observa el cálculo del factor de seguridad contra el volteo y el deslizamiento.

Figura A 9: Seguridad contra el volteo y el deslizamiento

1.5.2- MOMENTOS DE VOLTEO			
	EMPUJE	Yi	E x Yi
MOMENTOS DE VOLTEO	COULOMB	COULOMB	E x Yi
EMPUJE ACTIVO	3345.5kg	1.33 m	4460.669
EMPUJE ACTIVO SISMICO	1344.0kg	2.40 m	3225.563
$\Sigma E =$	4689.487	$\Sigma M_v =$	7686.233

INCREMENTO DE MOMENTOS RESISTENTES VERTICALES Y PESO RESISTENTE

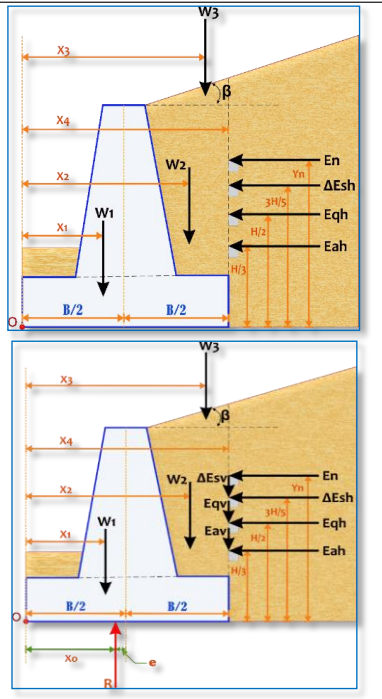
	COULOMB	USAR MAS (+)
$\Sigma Mr =$	18979.47	ΣMr_{p}
$\Sigma F_v = \Sigma F_v P = R =$	15204.6kg	$E_{av} + E_{pv}$
$\Sigma M_v =$	7686.2kg.m	

SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO

ec..(1) $F_{sv} = \frac{\Sigma M_r + \Sigma Mr_p}{\Sigma M_v}$ **2.47** **>2.00** **CUMPLE**

SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

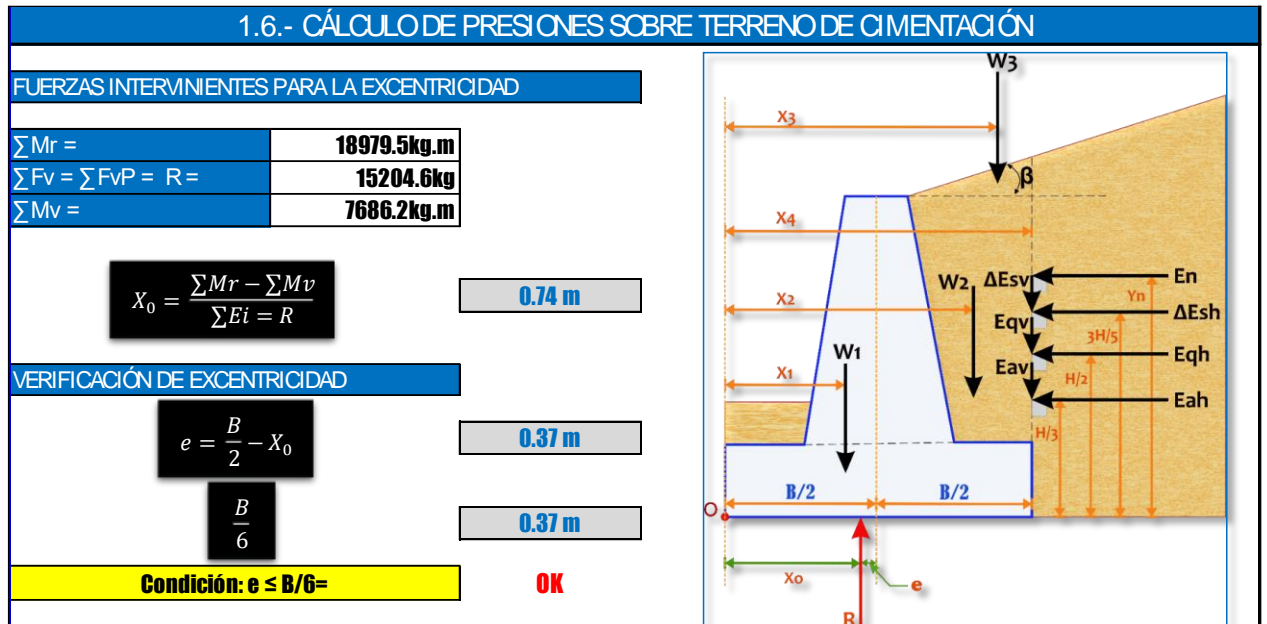
ec..(1) $F_{sd} = \frac{\Sigma P * \mu + \Sigma E_{ph}}{\Sigma E_i}$ **1.95** **>1.50** **CUMPLE**



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.10 se observa el cálculo de presiones sobre el terreno de cimentación.

Figura A 10: Verificación de la excentricidad



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.11 se observa el cálculo de verificación de las tensiones sobre el terreno.

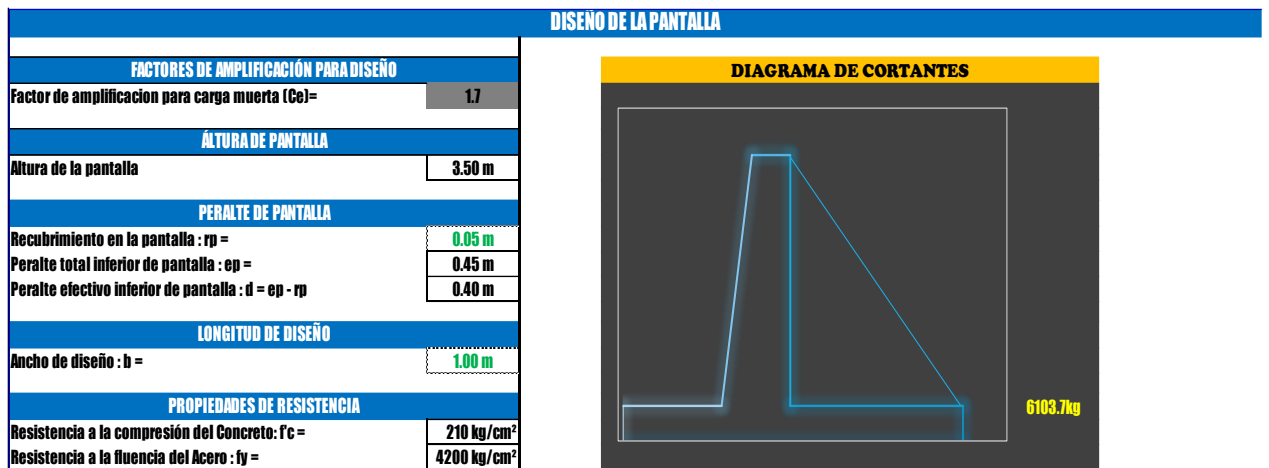
Figura A 11: Verificación de la capacidad portante máxima



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.12 se observa el cálculo del diseño de la pantalla del muro de contención en voladizo.

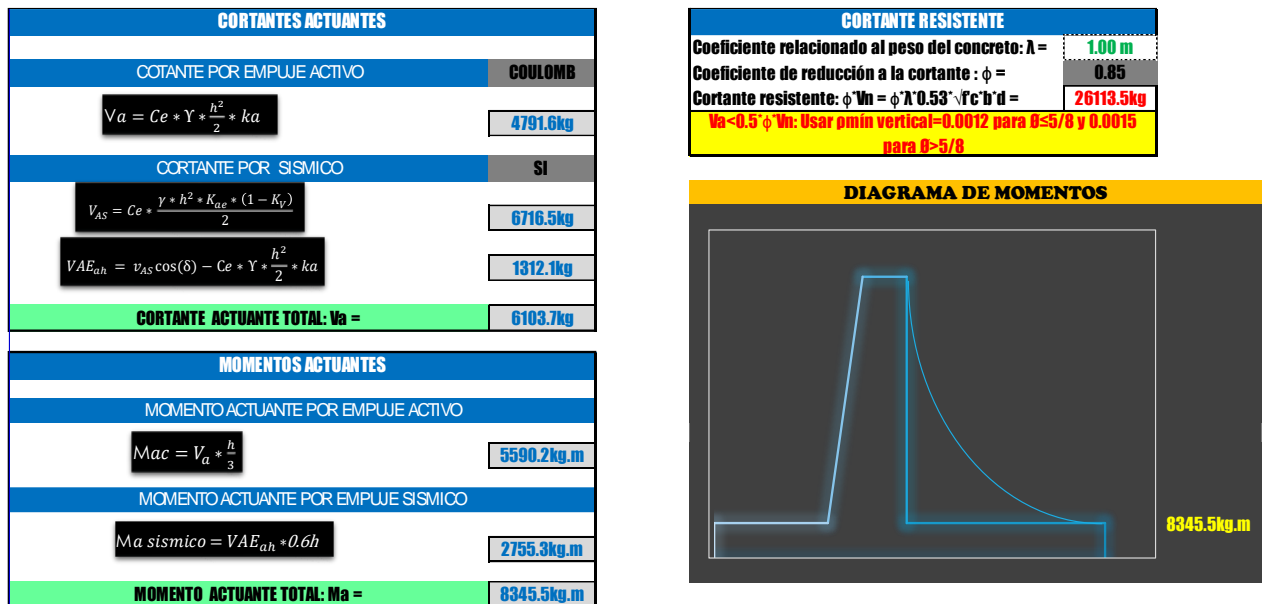
Figura A 12: Diagrama de cortantes



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.13 se observa el cálculo del diseño de la pantalla del muro de contención en voladizo.

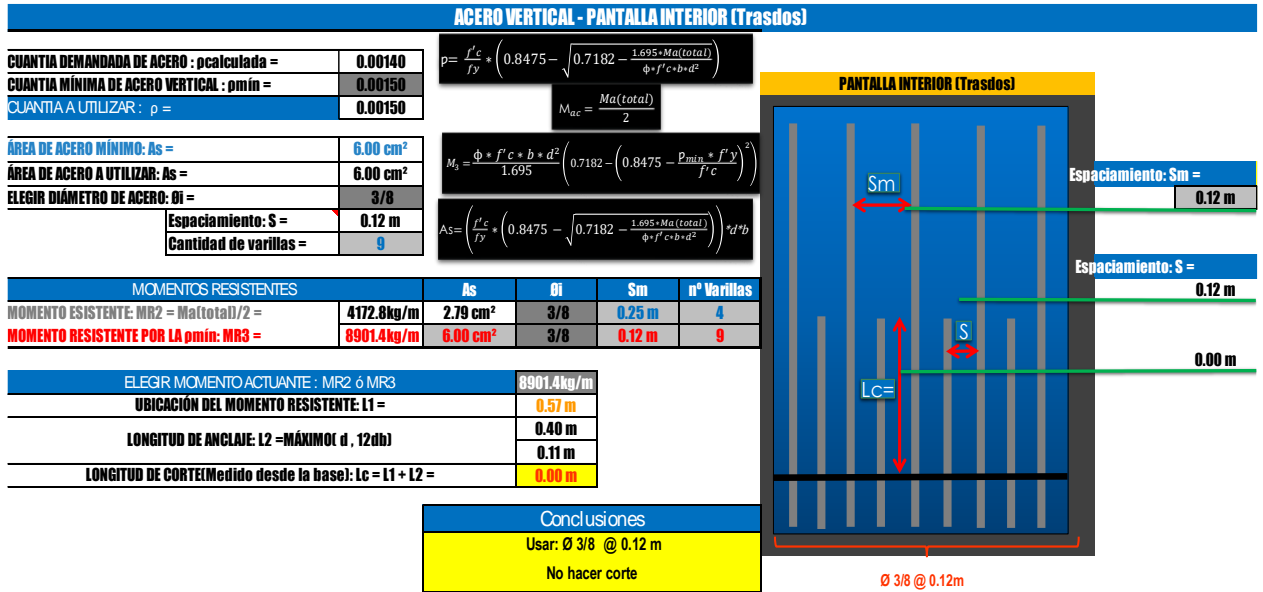
Figura A 13: Diagrama de momentos



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.14 se observa el cálculo de la pantalla interior (trasdós).

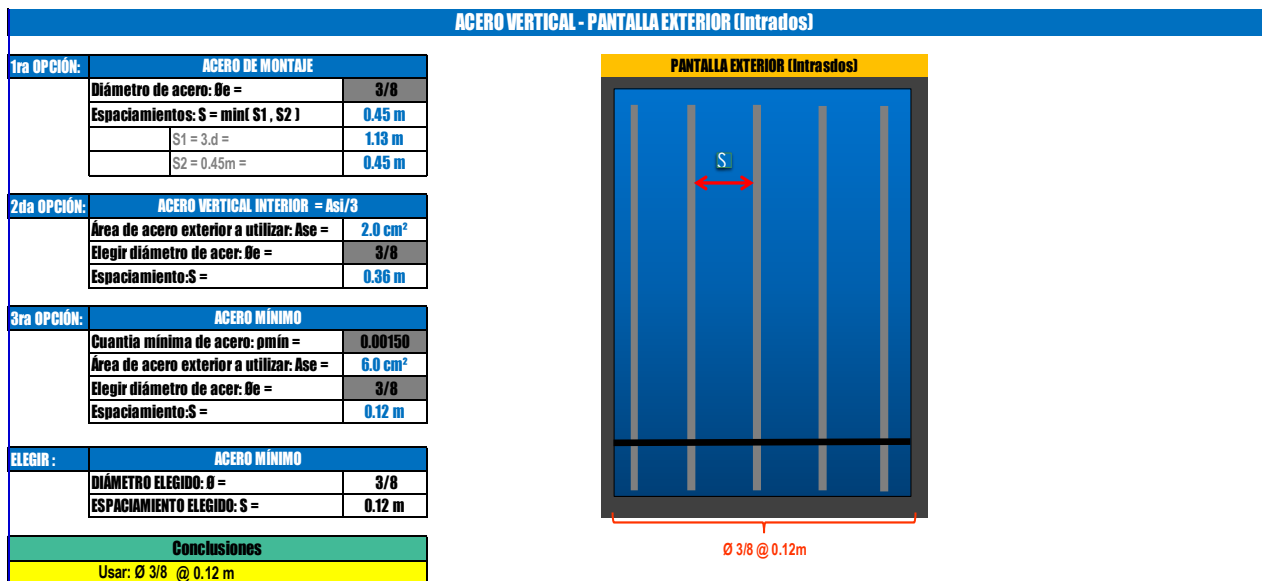
Figura A 14: Acero vertical – pantalla interior



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.15 se observa el cálculo de la pantalla interior(trasdós).

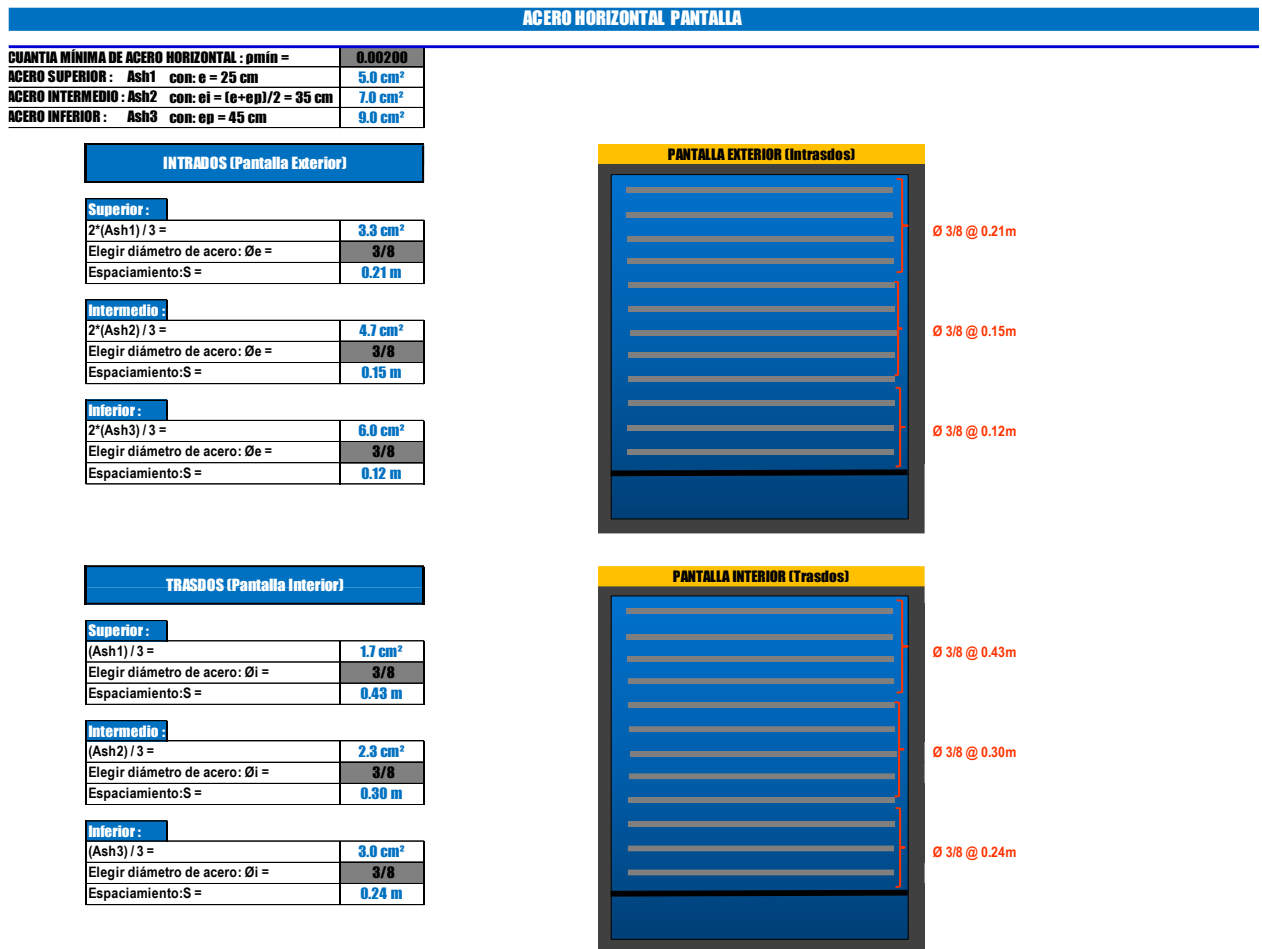
Figura A 15: Acero vertical – pantalla exterior



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.16 se observa el cálculo de la pantalla interior(trasdós) y exterior del acero horizontal.

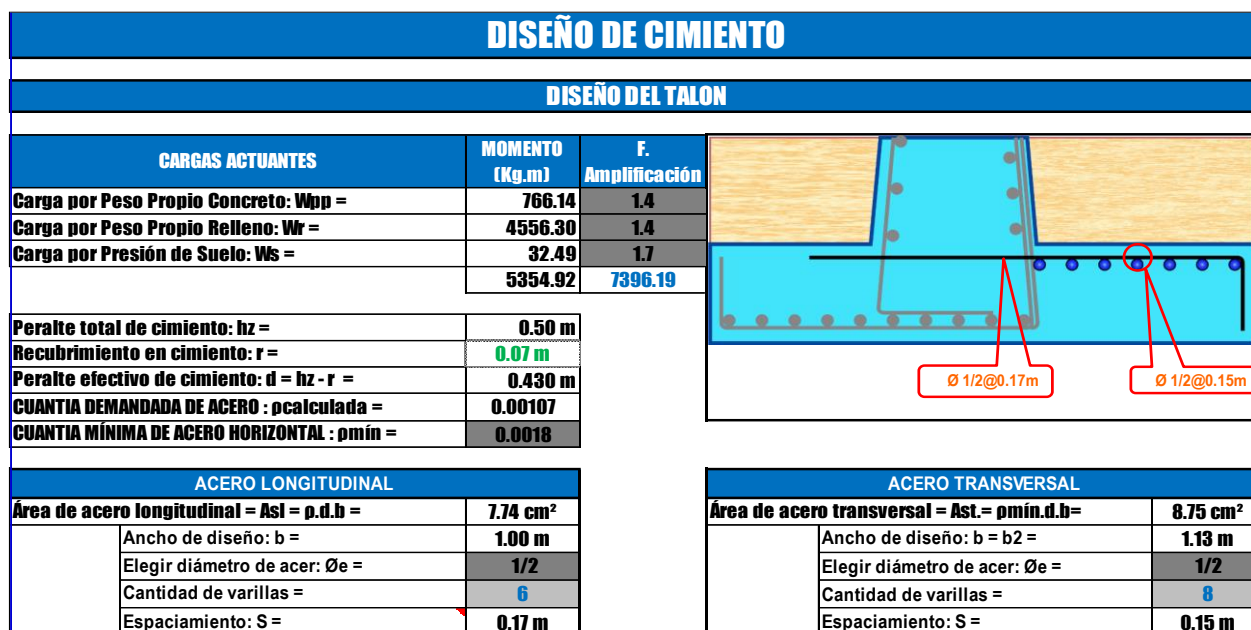
Figura A 16: Acero horizontal – pantalla exterior e interior



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.17 se observa el cálculo del diseño del talón de la zapata.

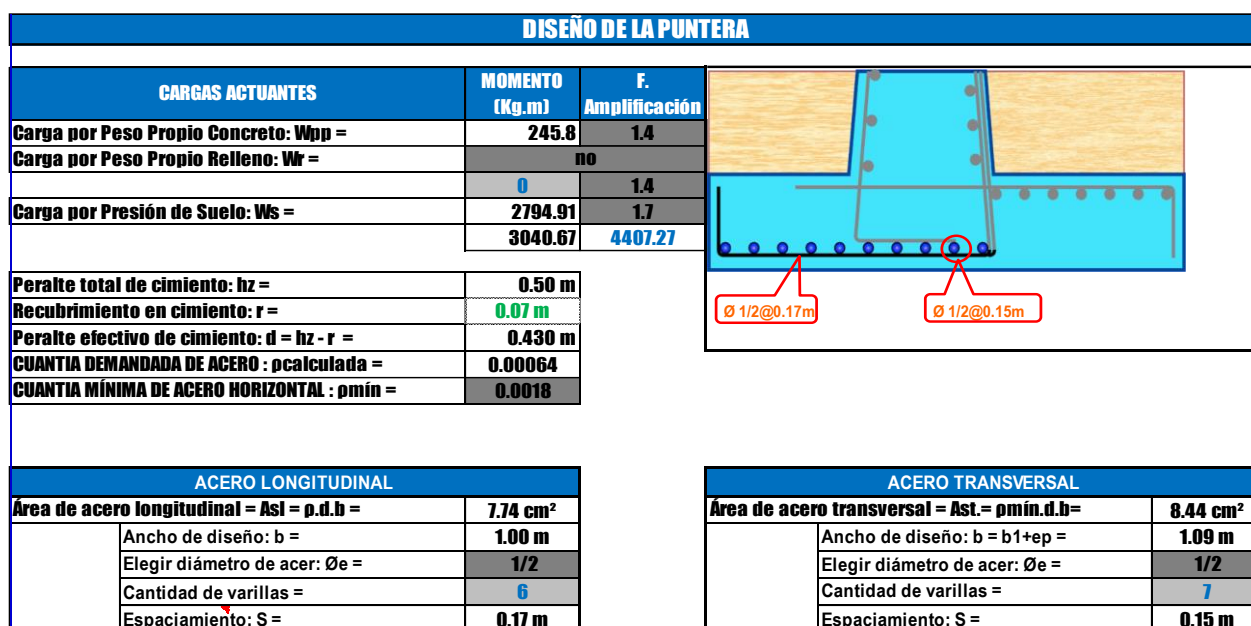
Figura A 17: Diseño del talón de la zapata



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.18 se observa el cálculo del diseño de la punta de la zapata.

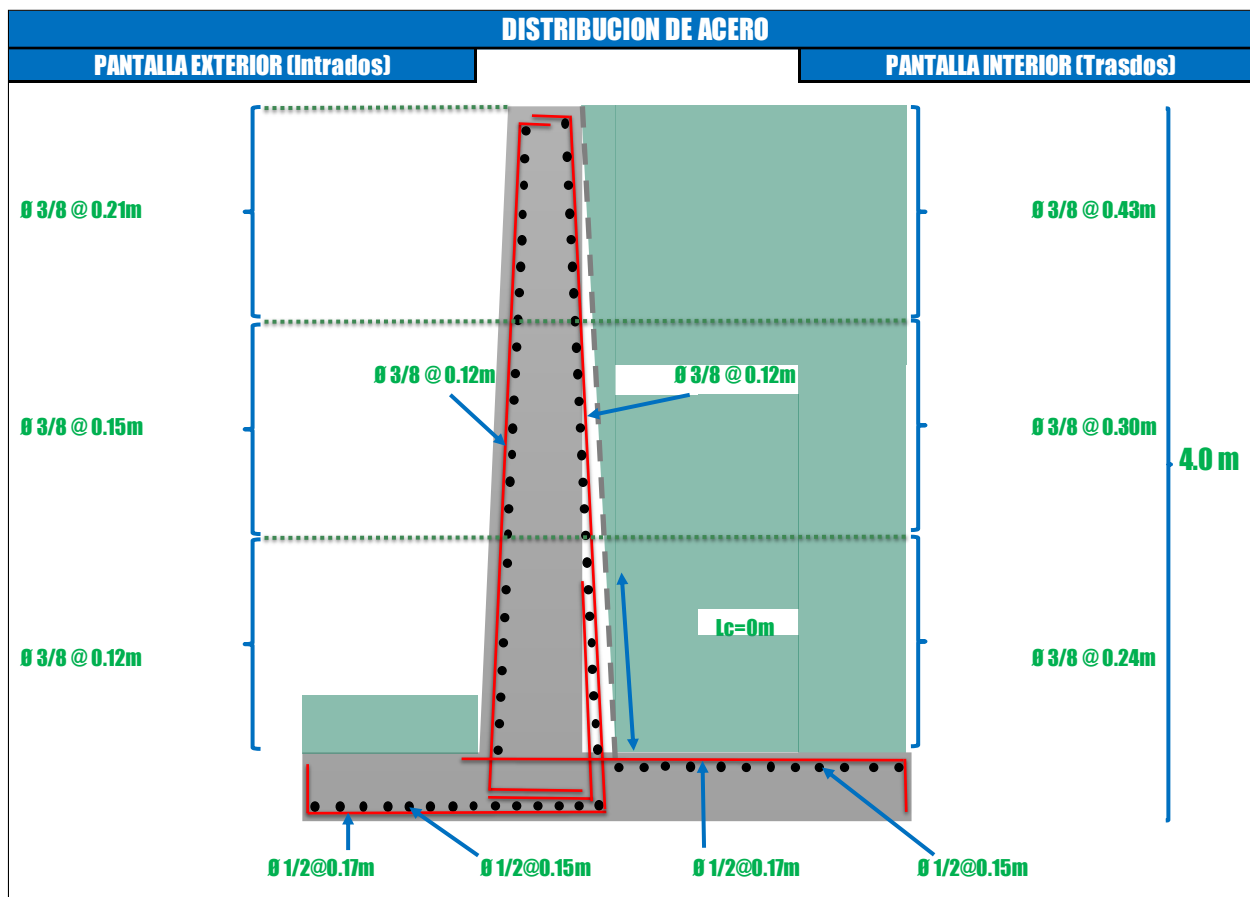
Figura A 18: Diseño de la punta de la zapata



Fuente: Elaboración propia

En la figura A.19 se observa el resultado del análisis del muro de contención en voladizo.

Figura A 19: Distribución de acero



Fuente: Elaboración propia

ANEXO 4: DIMENSIONES DEL MURO EN CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO, CON EL MÉTODO DE COULOMB, RANKINE Y EL MÉTODO DE MONONOBE OKABE PARA LOS DISTRITOS DE LA CIUDAD DE HUANCAYO (EL TAMBO, HUANCAYO Y CHILCA)

Se puede observar en las siguientes tablas los dimensionamientos de los muros de contención en voladizo de concreto armado, para Coulomb (método 01) y Rankine (método 02), más Mononobe Okabe (influencia del sismo), para cada distrito.

Dimensiones del muro:

Se da a conocer el significado de los símbolos del muro de contención en voladizo, los cuales son:

- (e): Espesor de la corona.
- (ep): Espesor del cuello del muro.
- (e1): Distancia Relaciona a la pantalla Exterior.
- (e2): Distancia Relaciona. a la pantalla Interior.
- (hz): Espesor de la zapata.
- (h): Altura desde la parte superior hasta la corona.
- (hr): Altura del relleno sobre la punta de la zapata.
- (h'): Altura desde el nivel del suelo hasta la corona.
- (B): Dimensionamiento de la base.
- (b1): Dimensionamiento de la punta.
- (b2): Dimensionamiento del talón.

MÉTODO DE COULOMB MÁS EL MÉTODO DE MONONOBE OKABE

a. Distrito de El Tambo:

Tabla A 1: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 01) más la influencia del sismo para el distrito de El Tambo

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.45 m	0.50 m	0.55 m	0.70 m	0.85 m	1.05 m
e1	0.20 m	0.25 m	0.30 m	0.40 m	0.50 m	0.65 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.50 m	0.55 m	0.60 m	0.75 m	0.90 m	1.10 m
h	3.50 m	4.45 m	5.40 m	6.25 m	7.10 m	7.90 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.90 m	3.85 m	4.80 m	5.65 m	6.50 m	7.30 m
B	2.22 m	3.04 m	4.20 m	5.40 m	6.60 m	9.00 m
b1	0.64 m	1.04 m	1.29 m	1.70 m	2.20 m	2.50 m
b2	1.13 m	1.50 m	2.36 m	3.00 m	3.55 m	5.45 m

Fuente: Elaboración propia

b. Distrito de Huancayo:

Tabla A 2: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 01) más la influencia del sismo para el distrito de Huancayo

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.55 m	0.65 m	0.75 m	0.85 m	1.05 m	1.30 m
e1	0.30 m	0.40 m	0.50 m	0.55 m	0.70 m	0.90 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.60 m	0.70 m	0.80 m	0.90 m	1.10 m	1.35 m
h	3.40 m	4.30 m	5.20 m	6.10 m	6.90 m	7.65 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.80 m	3.70 m	4.60 m	5.50 m	6.30 m	7.05 m
B	4.12 m	5.24 m	6.35 m	7.48 m	9.03 m	10.29 m
b1	1.03 m	1.31 m	1.59 m	1.90 m	2.85 m	3.50 m
b2	2.54 m	3.28 m	4.01 m	4.73 m	5.13 m	5.49 m

Fuente: Elaboración propia

c. Distrito de Chilca:

Tabla A 3: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 01) más la influencia del sismo para el distrito de Chilca

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.75 m	0.85 m	0.95 m	1.05 m	1.15 m	1.45 m
e1	0.50 m	0.60 m	0.70 m	0.75 m	0.80 m	1.05 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.80 m	0.90 m	1.00 m	1.10 m	1.20 m	1.50 m
h	3.20 m	4.10 m	5.00 m	5.90 m	6.80 m	7.50 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.60 m	3.50 m	4.40 m	5.30 m	6.20 m	6.90 m
B	4.68 m	6.10 m	7.40 m	8.25 m	10.32 m	11.82 m
b1	1.00 m	1.45 m	1.72 m	2.00 m	2.75 m	3.45 m
b2	2.93 m	3.80 m	4.73 m	5.20 m	6.42 m	6.92 m

Fuente: Elaboración propia

MÉTODO DE RANKINE MÁS EL MÉTODO DE MONONOBE OKABE

a. Distrito de El Tambo:

Tabla A 4: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 02) más la influencia del sismo para el distrito de El Tambo

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.45 m	0.50 m	0.55 m	0.70 m	0.85 m	1.05 m
e1	0.20 m	0.25 m	0.30 m	0.40 m	0.50 m	0.65 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.50 m	0.55 m	0.60 m	0.75 m	0.90 m	1.10 m
h	3.50 m	4.45 m	5.40 m	6.25 m	7.10 m	7.90 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.90 m	3.85 m	4.80 m	5.65 m	6.50 m	7.30 m
B	2.00 m	2.55 m	3.30 m	4.15 m	5.15 m	6.40 m
b1	0.50 m	0.80 m	1.11 m	1.44 m	1.75 m	2.03 m
b2	1.05 m	1.25 m	1.64 m	2.01 m	2.55 m	3.32 m

Fuente: Elaboración propia

b. Distrito de Huancayo:

Tabla A 5: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 02) más la influencia del sismo para el distrito de Huancayo

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.55 m	0.65 m	0.75 m	0.85 m	1.05 m	1.30 m
e1	0.30 m	0.40 m	0.50 m	0.55 m	0.70 m	0.90 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.60 m	0.70 m	0.80 m	0.90 m	1.10 m	1.35 m
h	3.40 m	4.30 m	5.20 m	6.10 m	6.90 m	7.65 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.80 m	3.70 m	4.60 m	5.50 m	6.30 m	7.05 m
B	4.05 m	5.23 m	6.34 m	7.40 m	8.50 m	9.82 m
b1	0.70 m	1.00 m	1.20 m	1.40 m	1.70 m	2.35 m
b2	2.80 m	3.58 m	4.39 m	5.15 m	5.75 m	6.17 m

Fuente: Elaboración propia

c. Distrito de Chilca:

Tabla A 6: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 02) más la influencia del sismo para el distrito de Chilca

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.75 m	0.85 m	0.95 m	1.05 m	1.15 m	1.45 m
e1	0.50 m	0.60 m	0.70 m	0.75 m	0.80 m	1.05 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.80 m	0.90 m	1.00 m	1.10 m	1.20 m	1.50 m
h	3.20 m	4.10 m	5.00 m	5.90 m	6.80 m	7.50 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.60 m	3.50 m	4.40 m	5.30 m	6.20 m	6.90 m
B	4.55 m	5.90 m	7.15 m	8.40 m	9.88 m	11.42 m
b1	0.55 m	0.86 m	1.03 m	1.21 m	1.71 m	2.47 m
b2	3.25 m	4.19 m	5.17 m	6.14 m	7.02 m	7.50 m

Fuente: Elaboración propia

MÉTODO DE COULOMB SIN EL MÉTODO DE MONONobe OKABE

a. Distrito de El Tambo:

Tabla A 7: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 01) sin la influencia del sismo para el distrito de El Tambo

DIMENSIONES DEL MURO DE MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.35 m	0.45 m	0.55 m	0.65 m	0.75 m	0.95 m
e1	0.10 m	0.20 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m	0.55 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.40 m	0.50 m	0.60 m	0.70 m	0.80 m	1.00 m
h	3.60 m	4.50 m	5.40 m	6.30 m	7.20 m	8.00 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	3.00 m	3.90 m	4.80 m	5.70 m	6.60 m	7.40 m
B	1.82 m	2.55 m	3.50 m	4.45 m	5.60 m	8.00 m
b1	0.46 m	0.71 m	0.94 m	1.29 m	1.65 m	1.92 m
b2	1.01 m	1.39 m	2.01 m	2.51 m	3.20 m	5.13 m

Fuente: Elaboración propia

b. Distrito de Huancayo:

Tabla A 8: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 01) sin la influencia del sismo para el distrito de Huancayo

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.55 m	0.65 m	0.75 m	0.85 m	0.95 m	1.20 m
e1	0.30 m	0.40 m	0.50 m	0.55 m	0.60 m	0.80 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.60 m	0.70 m	0.80 m	0.90 m	1.00 m	1.25 m
h	3.40 m	4.30 m	5.20 m	6.10 m	7.00 m	7.75 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.80 m	3.70 m	4.60 m	5.50 m	6.40 m	7.15 m
B	3.10 m	3.95 m	4.80 m	5.84 m	6.94 m	8.37 m
b1	0.78 m	0.99 m	1.20 m	1.68 m	2.24 m	2.83 m
b2	1.77 m	2.31 m	2.85 m	3.31 m	3.75 m	4.34 m

Fuente: Elaboración propia

c. Distrito de Chilca:

Tabla A 9: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 01) sin la influencia del sismo para el distrito de Chilca

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.55 m	0.65 m	0.75 m	0.85 m	1.00 m	1.25 m
e1	0.30 m	0.40 m	0.50 m	0.55 m	0.65 m	0.85 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.60 m	0.70 m	0.80 m	0.90 m	1.05 m	1.30 m
h	3.40 m	4.30 m	5.20 m	6.10 m	6.95 m	7.70 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.80 m	3.70 m	4.60 m	5.50 m	6.35 m	7.10 m
B	3.75 m	4.75 m	5.75 m	6.75 m	7.96 m	9.26 m
b1	0.90 m	1.11 m	1.32 m	1.57 m	2.14 m	2.89 m
b2	2.30 m	2.99 m	3.68 m	4.33 m	4.82 m	5.12 m

Fuente: Elaboración propia

MÉTODO DE RANKINE SIN EL MÉTODO DE MONOBE OKABE

a. Distrito de El Tambo:

Tabla A 10: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 02) sin la influencia del sismo para el distrito de El Tambo

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.35 m	0.45 m	0.55 m	0.65 m	0.75 m	0.95 m
e1	0.10 m	0.20 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m	0.55 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.40 m	0.50 m	0.60 m	0.70 m	0.80 m	1.00 m
h	3.60 m	4.50 m	5.40 m	6.30 m	7.20 m	8.00 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	3.00 m	3.90 m	4.80 m	5.70 m	6.60 m	7.40 m
B	1.74 m	2.37 m	3.15 m	3.90 m	4.65 m	5.46 m
b1	0.44 m	0.60 m	0.80 m	1.11 m	1.47 m	1.84 m
b2	0.95 m	1.32 m	1.80 m	2.14 m	2.43 m	2.67 m

Fuente: Elaboración propia

b. Distrito de Huancayo:

Tabla A 11: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 02) sin la influencia del sismo para el distrito de Huancayo

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.55 m	0.65 m	0.75 m	0.85 m	0.95 m	1.20 m
e1	0.30 m	0.40 m	0.50 m	0.55 m	0.60 m	0.80 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.60 m	0.70 m	0.80 m	0.90 m	1.00 m	1.25 m
h	3.40 m	4.30 m	5.20 m	6.10 m	7.00 m	7.75 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.80 m	3.70 m	4.80 m	5.50 m	6.40 m	7.15 m
B	3.62 m	4.60 m	5.58 m	6.55 m	7.61 m	8.80 m
b1	0.65 m	0.83 m	1.00 m	1.20 m	1.52 m	2.10 m
b2	2.42 m	3.12 m	3.83 m	4.50 m	5.14 m	5.50 m

Fuente: Elaboración propia

c. Distrito de Chilca:

Tabla A 11: Dimensiones del muro en voladizo según el (método 02) sin la influencia del sismo para el distrito de Chilca

DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO						
Altura del muro/Dimensiones	4.00 m	5.00 m	6.00 m	7.00 m	8.00 m	9.00 m
e	0.25 m	0.25 m	0.25 m	0.30 m	0.35 m	0.40 m
ep	0.55 m	0.65 m	0.75 m	0.85 m	1.00 m	1.25 m
e1	0.30 m	0.40 m	0.50 m	0.55 m	0.65 m	0.85 m
e2	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m
hz	0.60 m	0.70 m	0.80 m	0.90 m	1.05 m	1.30 m
h	3.40 m	4.30 m	5.20 m	6.10 m	6.95 m	7.70 m
hr	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.60 m
h'	2.80 m	3.70 m	4.80 m	5.50 m	6.40 m	7.10 m
B	4.12 m	5.25 m	6.35 m	7.46 m	8.84 m	10.22 m
b1	0.50 m	0.66 m	0.80 m	0.97 m	1.51 m	2.14 m
b2	3.07 m	3.94 m	4.80 m	5.64 m	6.33 m	6.83 m

Fuente: Elaboración propia

ANEXO 5: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REPRESENTATIVO PARA EL DISTRITO DE EL TAMBO, HUANCAYO Y CHILCA.

a. Distrito de El Tambo:



1.- NORMA Y MATERIALES

Norma: ACI 318-99
 Hormigón: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero de barras: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm
 Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm
 Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm
 Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm
 Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm
 Tamaño máximo del árido: 30 mm

2.- ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo
 Empuje en el trasdós: Activo

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m
 Altura del muro sobre la rasante: 0.60 m
 Enrase: Trasdós
 Longitud del muro en planta: 1.00 m
 Separación de las juntas: 5.00 m
 Tipo de cimentación: Zapata corrida

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
 Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
 Evacuación por drenaje: 100 %
 Porcentaje de empuje pasivo: 50 %
 Cota empuje pasivo: 0.00 m
 Tensión admisible: 0.15 MPa
 Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coefficientes de empuje
1 - Arena densa	0.00 m	Densidad aparente: 20.00 kN/m ³ Densidad sumergida: 12.00 kN/m ³ Ángulo rozamiento interno: 37.00 grados Cohesión: 0.00 kN/m ²	Activo trasdós: 0.25 Pasivo intradós: 4.62

5.- GEOMETRÍA

MURO

Altura: 0.60 m
 Espesor superior: 25.0 cm
 Espesor inferior: 80.0 cm

ZAPATA CORRIDA

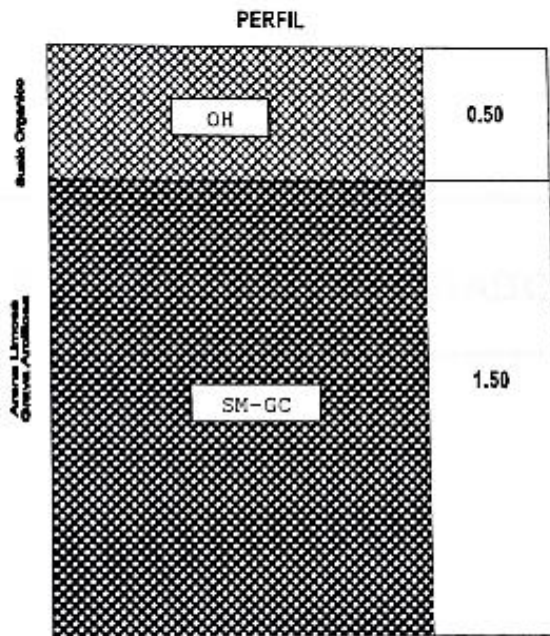
Con puntas y talón
 Canto: 100 cm
 Vueltos intradós / trasdós: 290.0 / 145.0 cm
 Canto del talón: 40 cm
 Ancho del tacón: 40 cm
 Distancia al eje del muro: -100 cm
 Hormigón de limpieza: 10 cm

CHARLES SALAME NUÑEZ
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP N° 91608



PERFIL ESTRATIGRÁFICO

PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN LA 1RA CUADRA DEL JR. 13 DE NOVIEMBRE
UBICACIÓN : EL TAMBO



CHARLES SALOMÉ NUÑEZ
INGENIERO CIVIL
REG. CP. N° 91808

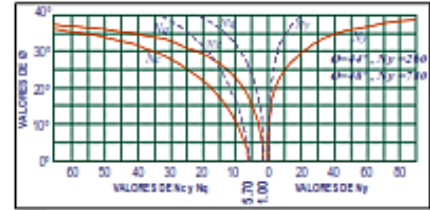
UNIDAD ESTUDIOS Y PROYECTOS
Av. Mansel Castillo N°1150 - email UEP200@yahoo.es

b. Distrito de Huancayo:

ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE

Expediente N° : 045-2018
 Peticionario :
 Proyecto :
 Ubicación : Huancayo - Huancayo - Junín
 Fecha de emisión : 12/03/2018
 N° de muestra : M-1
 N° de calicata : C-2

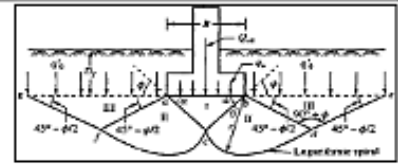
CLASIFICACION SUCS: ML
 Peso Especifico γ_m : 1.512 gr/cm³
 Angulo de Fricción ϕ : 21.68 °
 Cohesión C : 0.09 Kg/cm²



Según Terzagui
 Capacidad de Carga última para cimentaciones cuadradas

qult = Capacidad de Carga Ultima
 qd = Capacidad Admisible

$$q_c = 1.3Cn_c + \gamma DfN_q + 0.4\gamma B\gamma$$



CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGAS PARA DIFERENTES ALTURAS DE CIMENTACION					
TIPO DE FALLA GENERAL PARA ZAPATA CUADRADA					
Peso Especifico (kg/cm ³)	ϕ	C	N_c	N_q	N_y
0.001512	21.68	0.09	15.64	6.71	7.66

ZAPATA CUADRADA			
FACTOR DE SEGURIDAD F.S		3.0	
Base (cm)	Prof. (cm)	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)

ZAPATA CUADRADA			
FACTOR DE SEGURIDAD F.S		3.5	
Base (cm)	Prof. (cm)	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)

ZAPATA CUADRADA			
FACTOR DE SEGURIDAD F.S		4.0	
Base (cm)	Prof. (cm)	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)

100	120	3.55	1.18
100	130	3.65	1.22
100	140	3.75	1.25
100	150	3.86	1.29
100	160	3.96	1.32
100	170	4.06	1.35
100	180	4.16	1.39
150	120	3.78	1.26
150	130	3.88	1.29
150	140	3.99	1.33
150	150	4.09	1.36
150	160	4.19	1.40
150	170	4.29	1.43
150	180	4.39	1.46
200	120	4.01	1.34
200	130	4.12	1.37
200	140	4.22	1.41
200	150	4.32	1.44
200	160	4.42	1.47
200	170	4.52	1.51
200	180	4.62	1.54
250	120	4.25	1.42
250	130	4.35	1.45
250	140	4.45	1.48
250	150	4.55	1.52
250	160	4.65	1.55
250	170	4.75	1.58
250	180	4.85	1.62

100	120	3.55	1.01
100	130	3.65	1.04
100	140	3.75	1.07
100	150	3.86	1.10
100	160	3.96	1.13
100	170	4.06	1.16
100	180	4.16	1.19
150	120	3.78	1.08
150	130	3.88	1.11
150	140	3.99	1.14
150	150	4.09	1.17
150	160	4.19	1.20
150	170	4.29	1.23
150	180	4.39	1.25
200	120	4.01	1.15
200	130	4.12	1.18
200	140	4.22	1.20
200	150	4.32	1.23
200	160	4.42	1.26
200	170	4.52	1.29
200	180	4.62	1.32
250	120	4.25	1.21
250	130	4.35	1.24
250	140	4.45	1.27
250	150	4.55	1.30
250	160	4.65	1.33
250	170	4.75	1.36
250	180	4.85	1.39

100	120	3.55	0.89
100	130	3.65	0.91
100	140	3.75	0.94
100	150	3.86	0.96
100	160	3.96	0.99
100	170	4.06	1.01
100	180	4.16	1.04
150	120	3.78	0.95
150	130	3.88	0.97
150	140	3.99	1.00
150	150	4.09	1.02
150	160	4.19	1.05
150	170	4.29	1.07
150	180	4.39	1.10
200	120	4.01	1.00
200	130	4.12	1.03
200	140	4.22	1.05
200	150	4.32	1.08
200	160	4.42	1.10
200	170	4.52	1.13
200	180	4.62	1.16
250	120	4.25	1.06
250	130	4.35	1.09
250	140	4.45	1.11
250	150	4.55	1.14
250	160	4.65	1.16
250	170	4.75	1.19
250	180	4.85	1.21

Realizado y revisado por el Ing. Dhanant Salazar Omar Alex

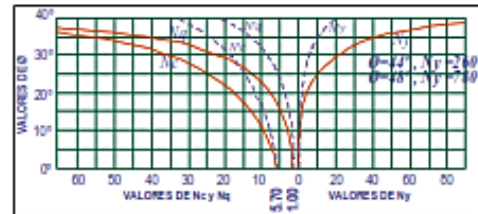
c. Distrito de Chilca:

ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE

Expediente N° : 045-2018
 Peticionario : 0
 Proyecto : 0
 0
 0
 Ubicación : Chilca - Huancayo - Junín.
 Fecha de emisión : 05/04/2018

N° DE MUESTRA M-1
 N° DE CALCATA C-1

CLASIFICACION SUCS: **ML**
 Peso Especifico γ_m **1.514** gr/cm^3
 Angulo de Friccion ϕ **19.76** °
 Cohesion **C** **0.16** Kg/cm^2

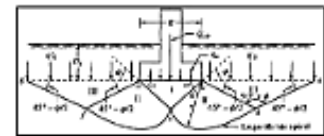


Segun Terzagui

Capacidad de Carga Ultima para Cimentaciones Cuadradas

q_u = Capacidad de Carga Última
 q_a = Capacidad Admisible

$$q_c = 1.3CN_c + YDfN_q + 0.4YBN_\gamma$$



CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGAS PARA DIFERENTES ALTURAS DE CIMENTACION					
TIPO DE FALLA GENERAL PARA ZAPATA CUADRADA					
Peso Especifico (Kg/cm ³)	ϕ	C	N_c	N_q	N_γ
0.001514	19.76	0.16	12.70	4.43	5.80

ZAPATA CUADRADA			
FACTOR DE SEGURIDAD F.S 3.0			
Base (cm)	Prof. (cm)	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
100	120	3.79	1.26
100	130	3.85	1.28
100	140	3.92	1.31
100	150	3.99	1.33
100	160	4.06	1.35
100	170	4.12	1.37
100	180	4.19	1.40
150	120	3.96	1.32
150	130	4.03	1.34
150	140	4.10	1.37
150	150	4.16	1.39
150	160	4.23	1.41
150	170	4.30	1.43
150	180	4.37	1.46
200	120	4.14	1.38
200	130	4.21	1.40
200	140	4.27	1.42
200	150	4.34	1.45
200	160	4.41	1.47
200	170	4.47	1.49
200	180	4.54	1.51
250	120	4.31	1.44
250	130	4.38	1.46
250	140	4.45	1.48
250	150	4.52	1.51
250	160	4.58	1.53
250	170	4.65	1.55
250	180	4.72	1.57

ZAPATA CUADRADA			
FACTOR DE SEGURIDAD F.S 3.5			
Base (cm)	Prof. (cm)	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
100	120	3.79	1.08
100	130	3.85	1.10
100	140	3.92	1.12
100	150	3.99	1.14
100	160	4.06	1.16
100	170	4.12	1.18
100	180	4.19	1.20
150	120	3.96	1.13
150	130	4.03	1.15
150	140	4.10	1.17
150	150	4.16	1.19
150	160	4.23	1.21
150	170	4.30	1.23
150	180	4.37	1.25
200	120	4.14	1.18
200	130	4.21	1.20
200	140	4.27	1.22
200	150	4.34	1.24
200	160	4.41	1.26
200	170	4.47	1.28
200	180	4.54	1.30
250	120	4.31	1.23
250	130	4.38	1.25
250	140	4.45	1.27
250	150	4.52	1.29
250	160	4.58	1.31
250	170	4.65	1.33
250	180	4.72	1.35

ZAPATA CUADRADA			
FACTOR DE SEGURIDAD F.S 4.0			
Base (cm)	Prof. (cm)	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
100	120	3.79	0.95
100	130	3.85	0.96
100	140	3.92	0.98
100	150	3.99	1.00
100	160	4.06	1.01
100	170	4.12	1.03
100	180	4.19	1.05
150	120	3.96	0.99
150	130	4.03	1.01
150	140	4.10	1.02
150	150	4.16	1.04
150	160	4.23	1.06
150	170	4.30	1.07
150	180	4.37	1.09
200	120	4.14	1.03
200	130	4.21	1.05
200	140	4.27	1.07
200	150	4.34	1.08
200	160	4.41	1.10
200	170	4.47	1.12
200	180	4.54	1.14
250	120	4.31	1.08
250	130	4.38	1.10
250	140	4.45	1.11
250	150	4.52	1.13
250	160	4.58	1.15
250	170	4.65	1.16
250	180	4.72	1.18

ANEXO 6: PLANOS ESTRUCTURALES DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO CON LOS MÉTODOS DESARROLLADOS.

MÉTODO DE COULOMB MÁS EL MÉTODO DE MONONOBE OKABE

a. Distrito de El Tambo

PE 01- Plano Estructural

b. Distrito de Huancayo

PE 02- Plano Estructural

c. Distrito de Chilca

PE 03- Plano Estructural

MÉTODO DE COULOMB SIN EL MÉTODO DE MONONOBE OKABE

a. Distrito de El Tambo

PE 04 - Plano Estructural

b. Distrito de Huancayo

PE 05 - Plano Estructural

c. Distrito de Chilca

PE 06 - Plano Estructural

MÉTODO DE RANKINE MÁS EL MÉTODO DE MONONOBE OKABE

a. Distrito de El Tambo

PE 07- Plano Estructural

b. Distrito de Huancayo

PE 08 - Plano Estructural

c. Distrito de Chilca

PE 09 - Plano Estructural

MÉTODO DE RANKINE SIN EL MÉTODO DE MONONOBE OKABE

a. Distrito de El Tambo

PE 10 - Plano Estructural

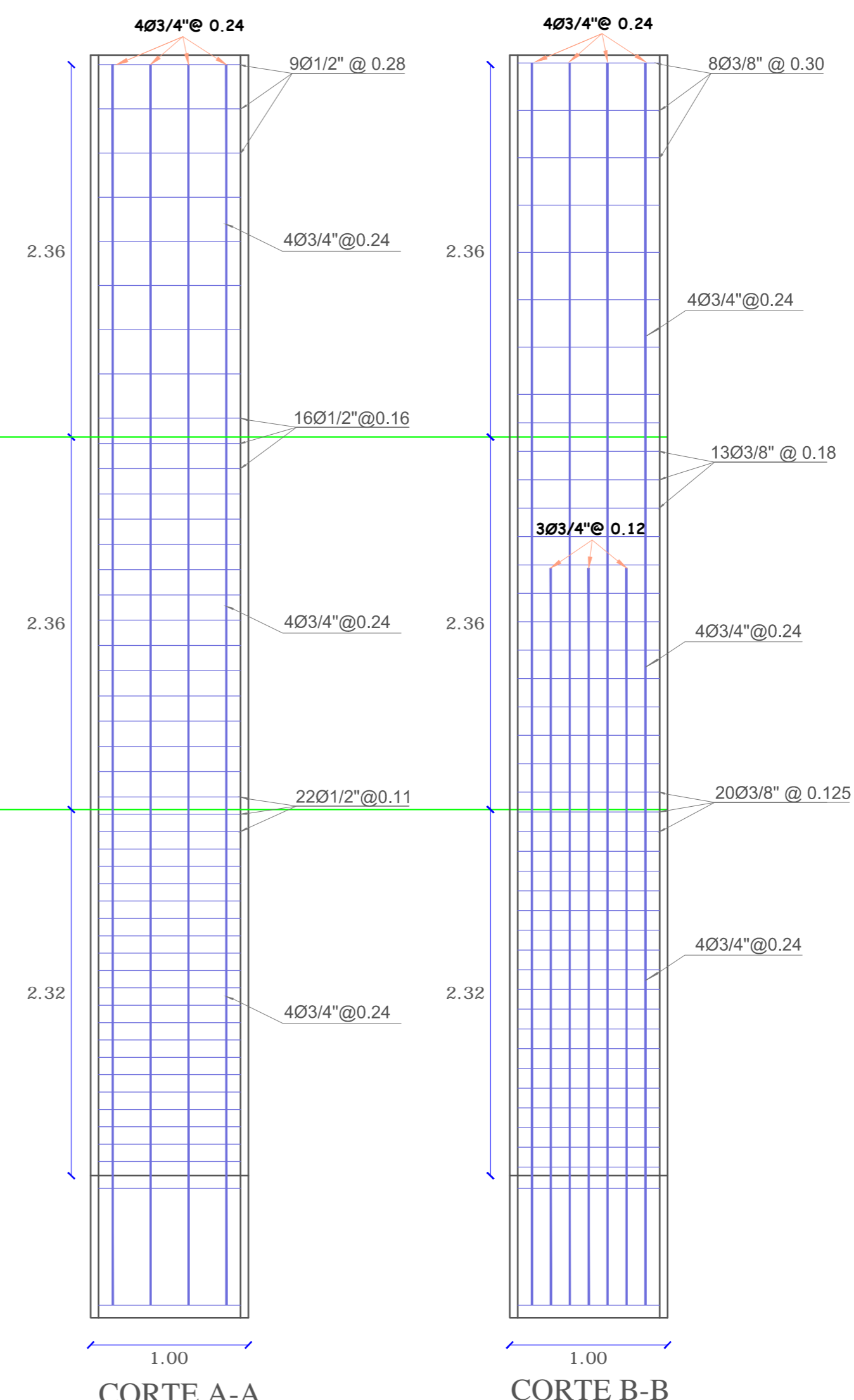
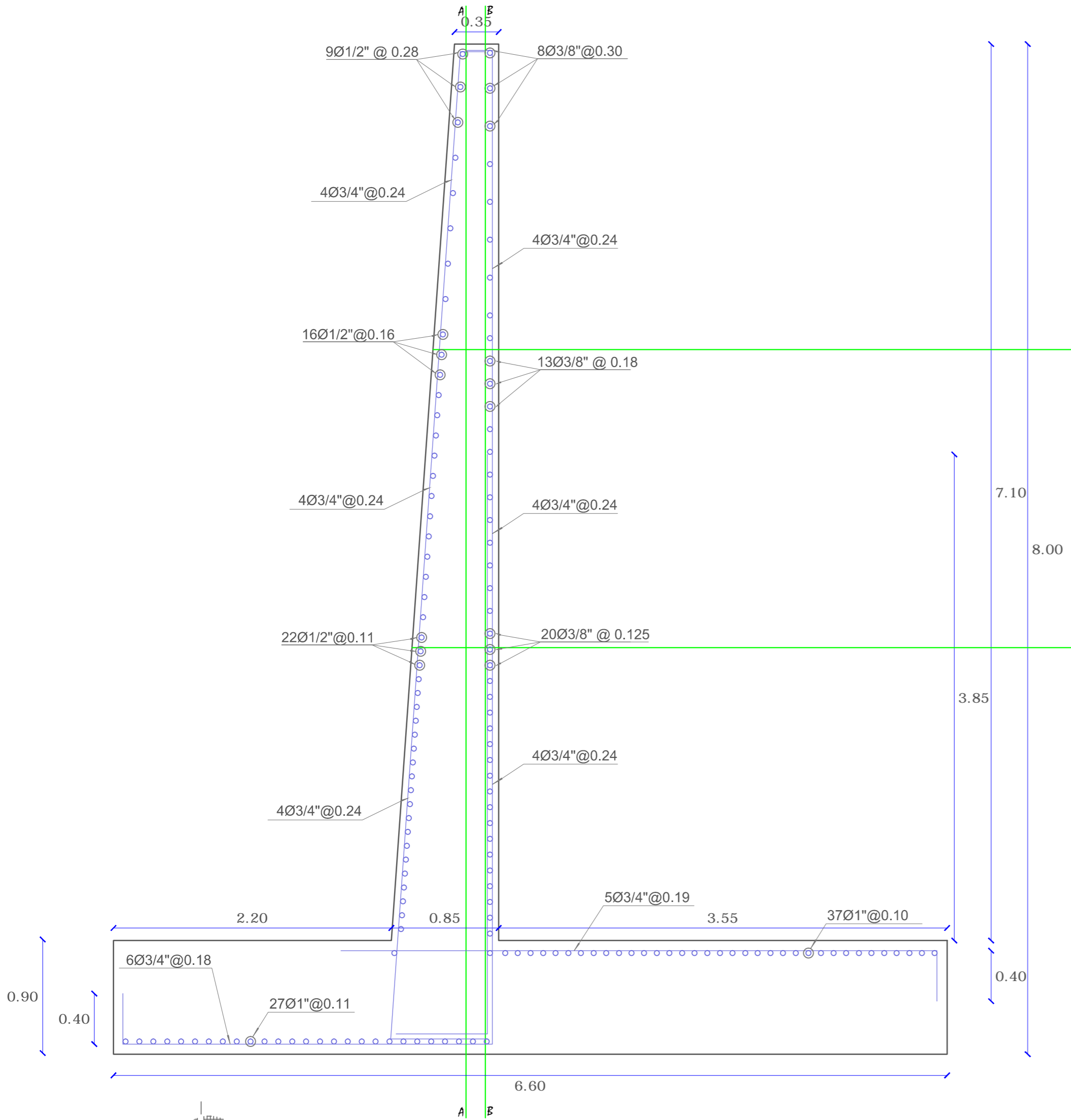
b. Distrito de Huancayo

PE 11 - Plano Estructural

c. Distrito de Chilca

PE 12 - Plano Estructural

MURO EN VOLADIZO



ESPECIFICACIONES TECNICAS

MATERIAL DE RELLENO:
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO

(Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 37°

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ZONIFICACION:
ZONA GEOGRAFICA N°03

CONDICIONES LOCALES:
FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)

ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
CONCRETO SIMPLE : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

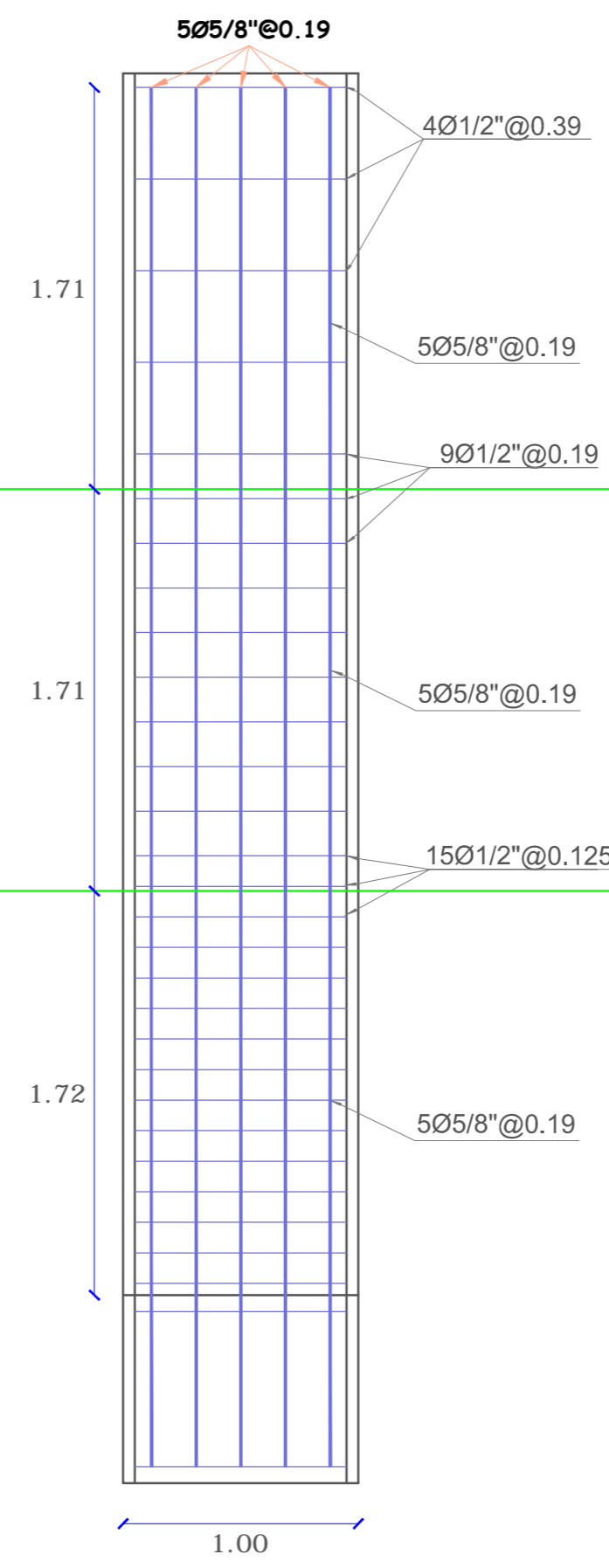
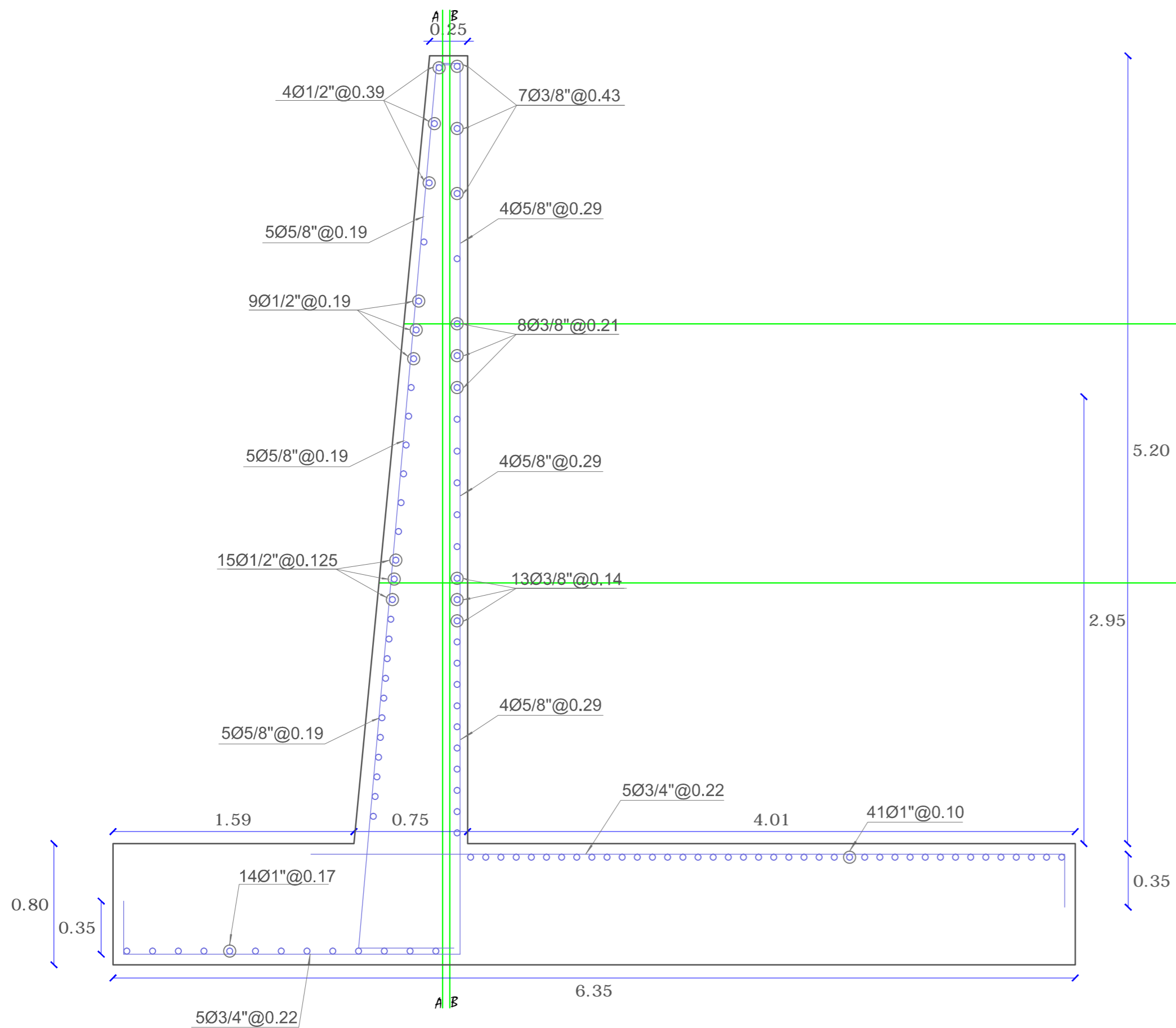
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE= 1.37 Kg/cm²

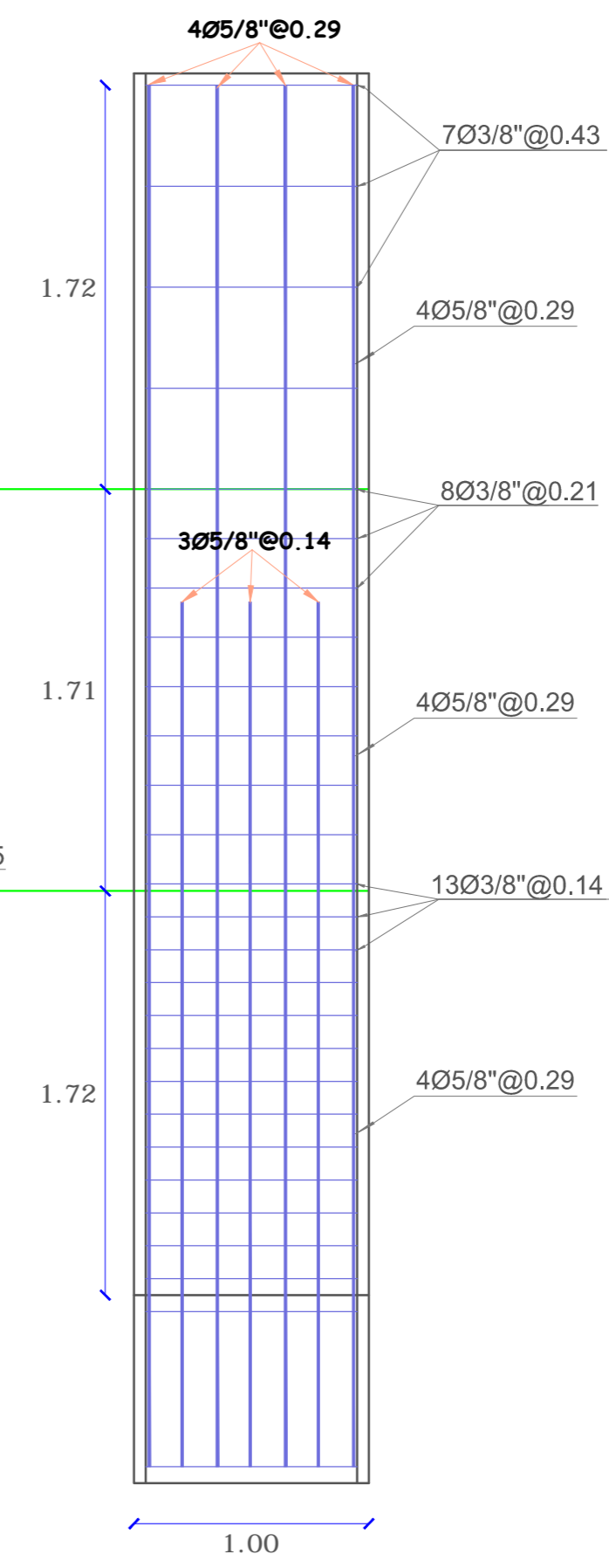
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
PESO ESPECIFICO= 2039 Kg/m³

MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
ALTURA TOTAL (H=8.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=7.10 m)

	PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"	LOCALIDAD: CIUDAD DE HUANCAYO	ESCALA DEL PLANO: 1:25	LAMINA: PE 01
	METODOLOGIA: METODO DE COULOMB - MONONOBE OKABE - SUELO 01	DISTRITO: EL TAMBO	FECHA: NOVIEMBRE/2019	
	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD	PROVINCIA: HUANCAYO	ESCALA GRAFICA:	
	DEPARTAMENTO: JUNIN			



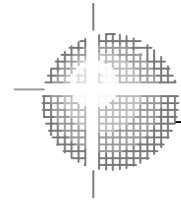
CORTE A-A
ESC: 1/25



CORTE B-B
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
 MATERIAL DE RELLENO:
 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO
 (Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 21.7°

ESPECIFICACIONES TECNICAS
 ZONIFICACION:
 ZONA GEOGRAFICA N°03
 CONDICIONES LOCALES:
 FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)
 ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
 CONCRETO SIMPLE : f'c = 210 Kg/cm²
 PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
 PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³
 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
 CAPACIDAD PORTANTE= 1.21 Kg/cm²
 PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
 PESO ESCIFICO= 1512 Kg/m³



MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
 ALTURA TOTAL (H=6.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=5.20 m)

I.J.N.C

PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"

METODOLOGIA: METODO DE COULOMB - MONONOBE OKABE - SUELO 02

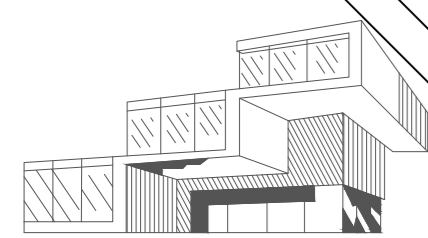
PLANO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

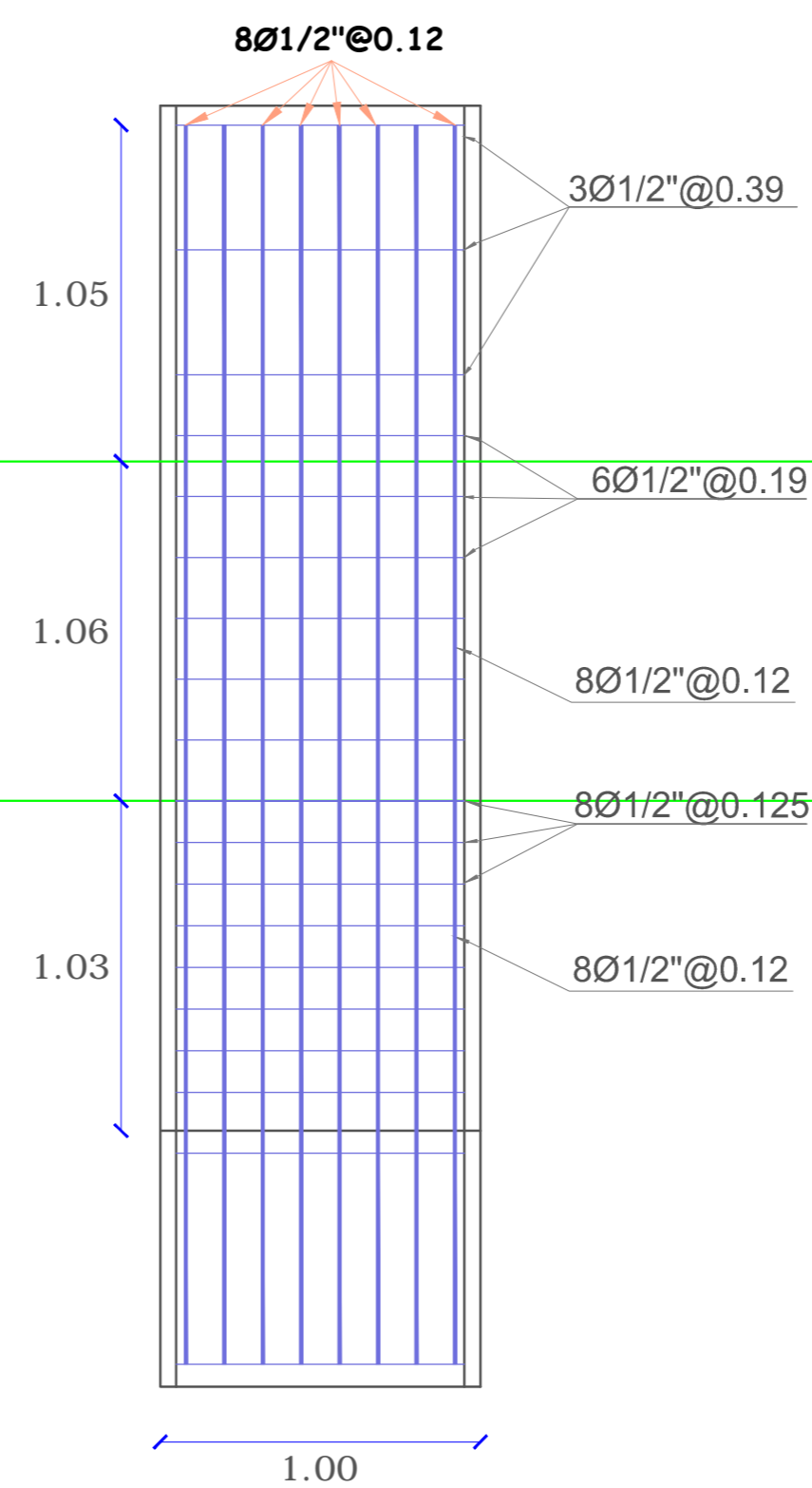
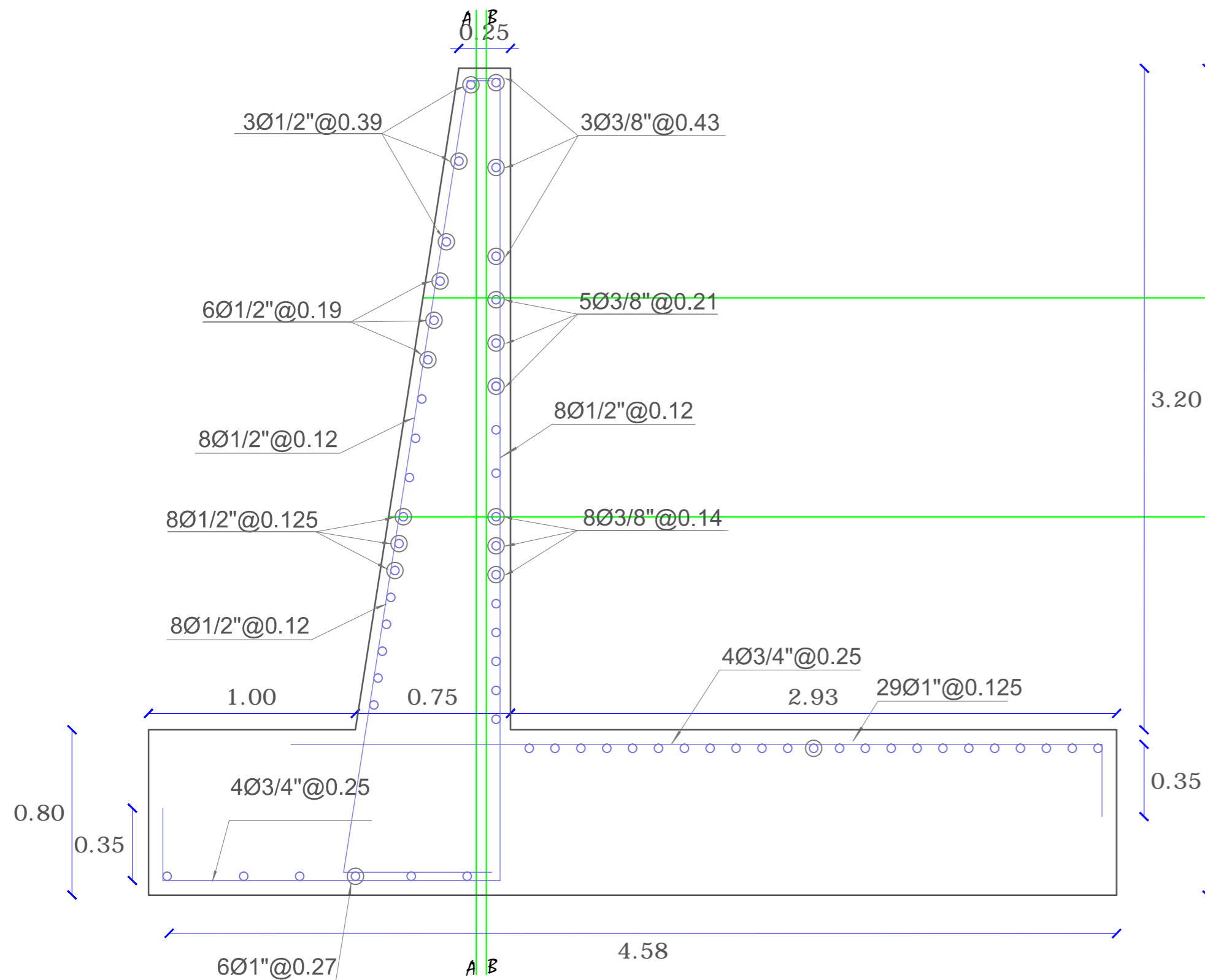
LOCALIDAD:
CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO:
HUANCAYO
 PROVINCIA:
HUANCAYO
 DEPARTAMENTO:
JUNIN

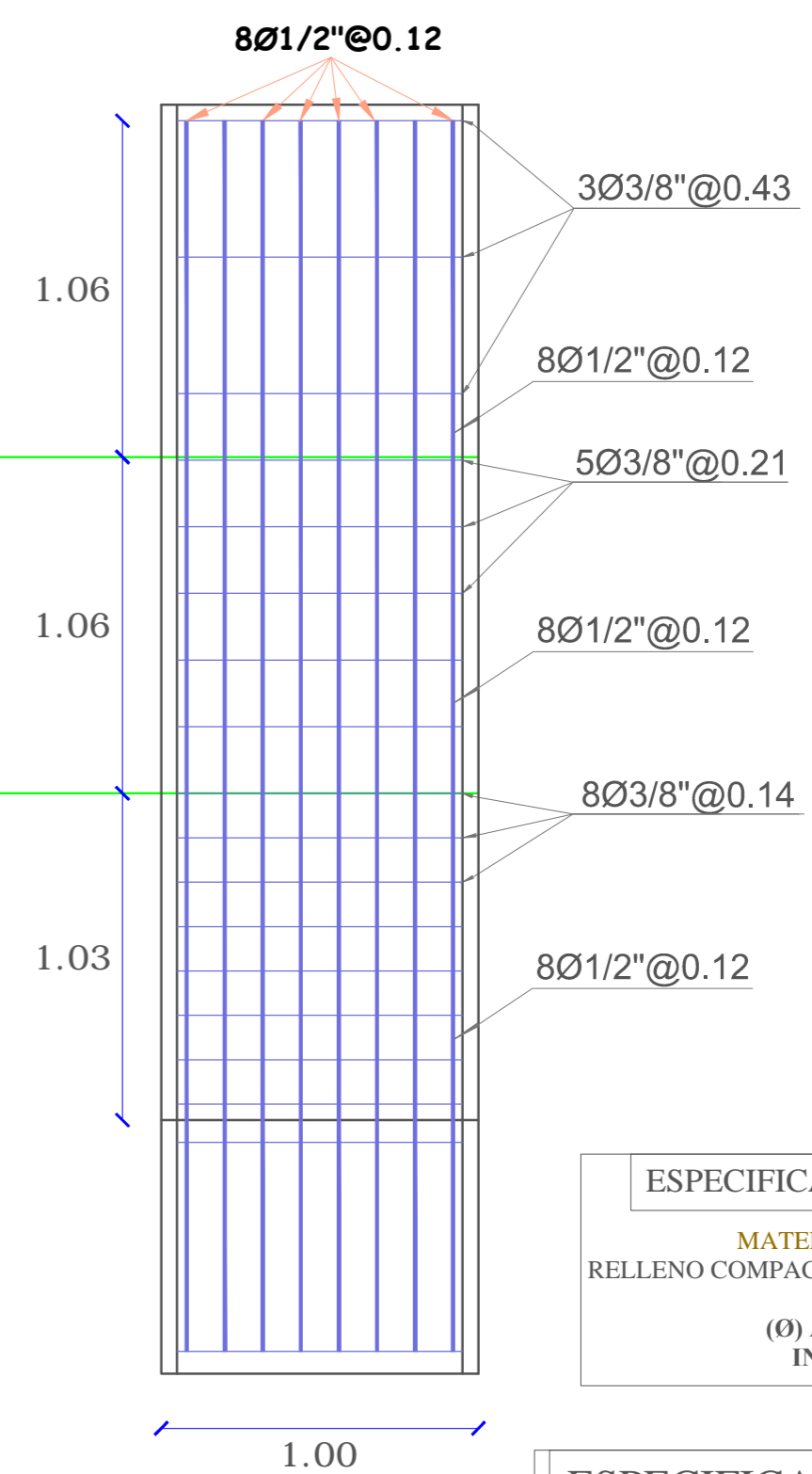
ESCALA DEL PLANO:
1:25
 FECHA:
NOVIEMBRE/2019

LAMINA:
PE 02
 ESCALA GRAFICA:
 0 1 3 6 11





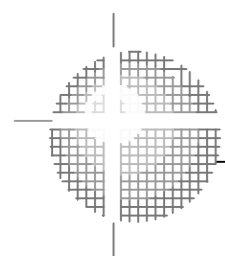
CORTE A-A
ESC: 1/25



CORTE B-B
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIAL DE RELLENO:
 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO
 (Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 19.8°

ESPECIFICACIONES TECNICAS
ZONIFICACION:
 ZONA GEOGRAFICA N°03
CONDICIONES LOCALES:
 FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)
ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
 CONCRETO SIMPLE : f_c = 210 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
 PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
 CAPACIDAD PORTANTE= 1.18 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
 PESO ESCIFICO= 1514 Kg/m³



MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO

ALTURA TOTAL (H=4.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=3.20 m)

I.J.N.C

PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"

METODOLOGIA: METODO DE COULOMB - MONONOBE OKABE - SUELO 03

PLANO: MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

LOCALIDAD:

CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO:

CHILCA

PROVINCIA:

HUANCAYO

DEPARTAMENTO:

JUNIN

ESCALA DEL PLANO: 1:25

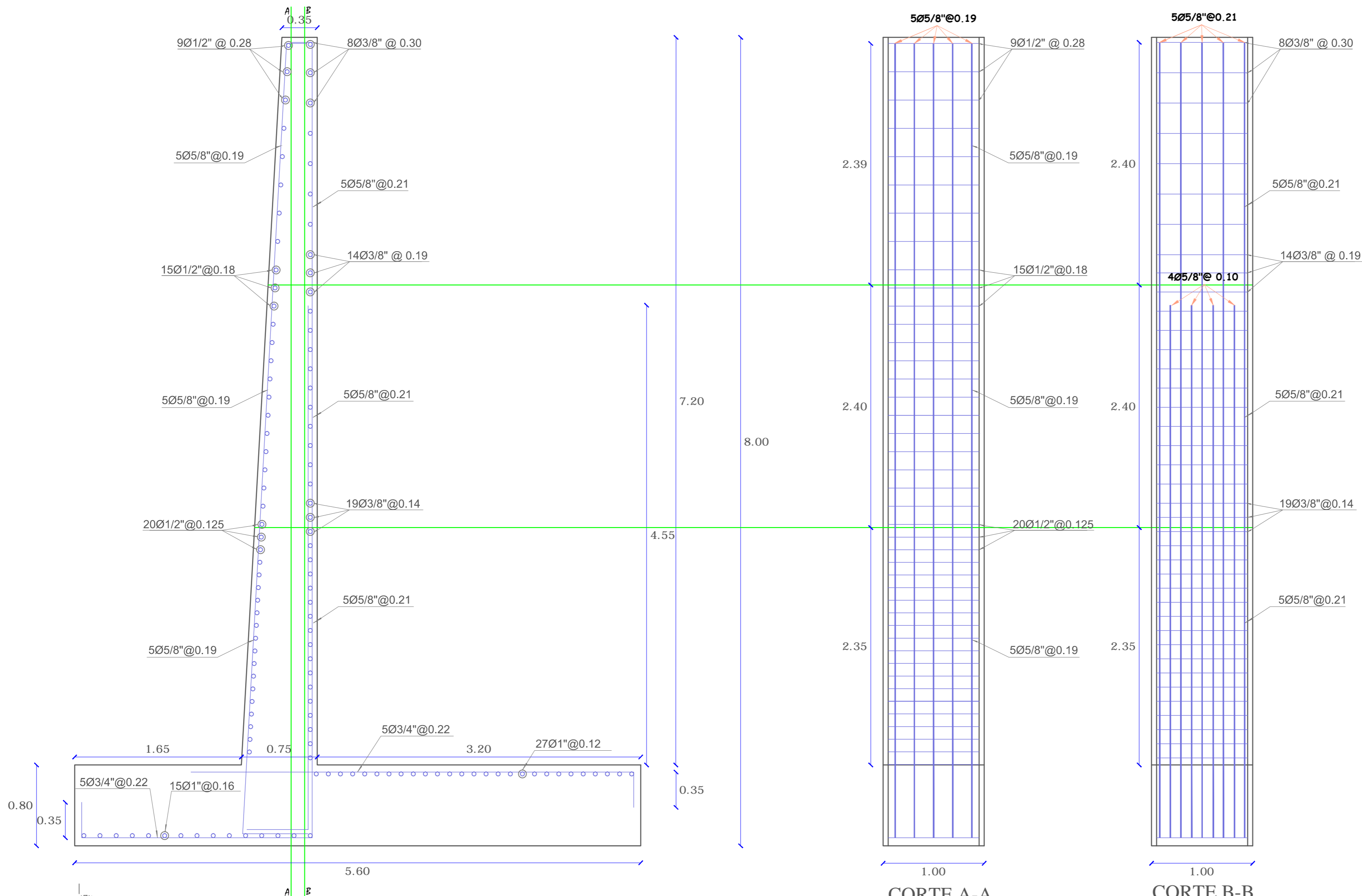
FECHA: NOVIEMBRE/2019

LAMINA:

PE

03





ESPECIFICACIONES TECNICAS

MATERIAL DE RELLENO:
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO

(Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 37°

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ZONIFICACION:
ZONA GEOGRAFICA N°03

CONDICIONES LOCALES:
FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)

ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
CONCRETO SIMPLE : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

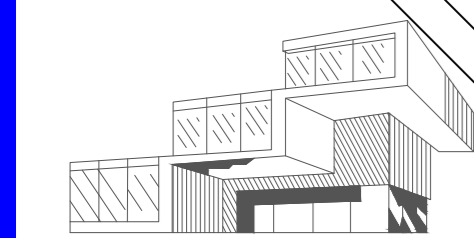
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m^3

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE= 1.37 Kg/cm^2

PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
PESO ESCIFICO= 2039 Kg/m^3

MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
ALTURA TOTAL (H=8.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=7.20 m)

I.J.N.C



PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"

METODOLOGIA: METODO DE COULOMB - SUELO 01

PLANO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

LOCALIDAD: CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO: EL TAMBO

PROVINCIA: HUANCAYO

DEPARTAMENTO: JUNIN

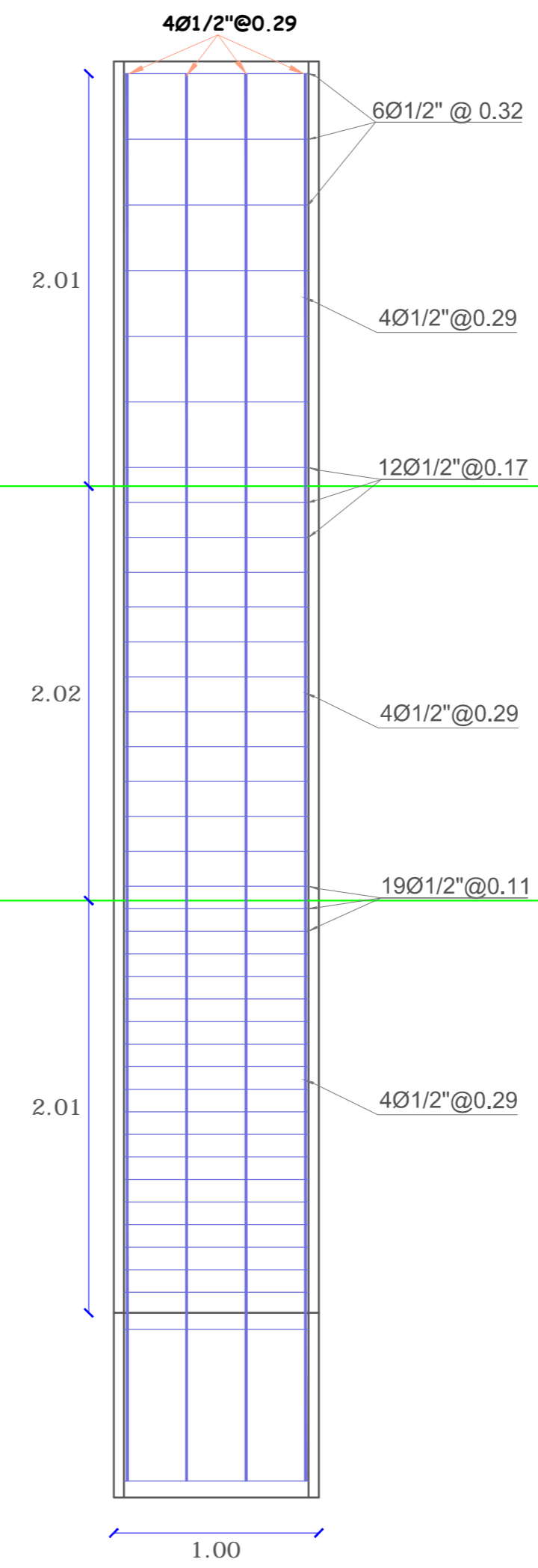
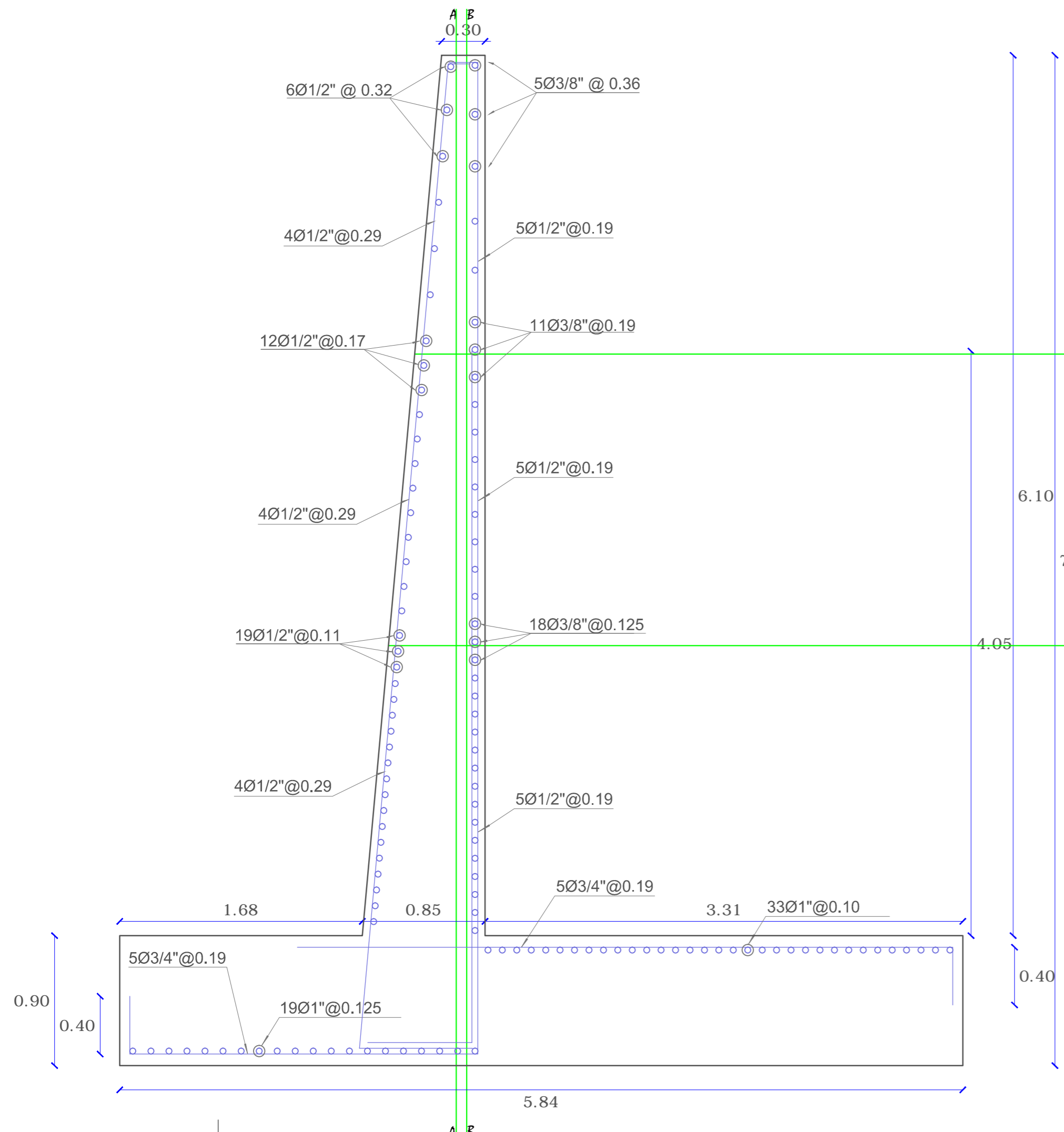
ESCALA DEL PLANO: 1:25

FECHA: NOVIEMBRE/2019

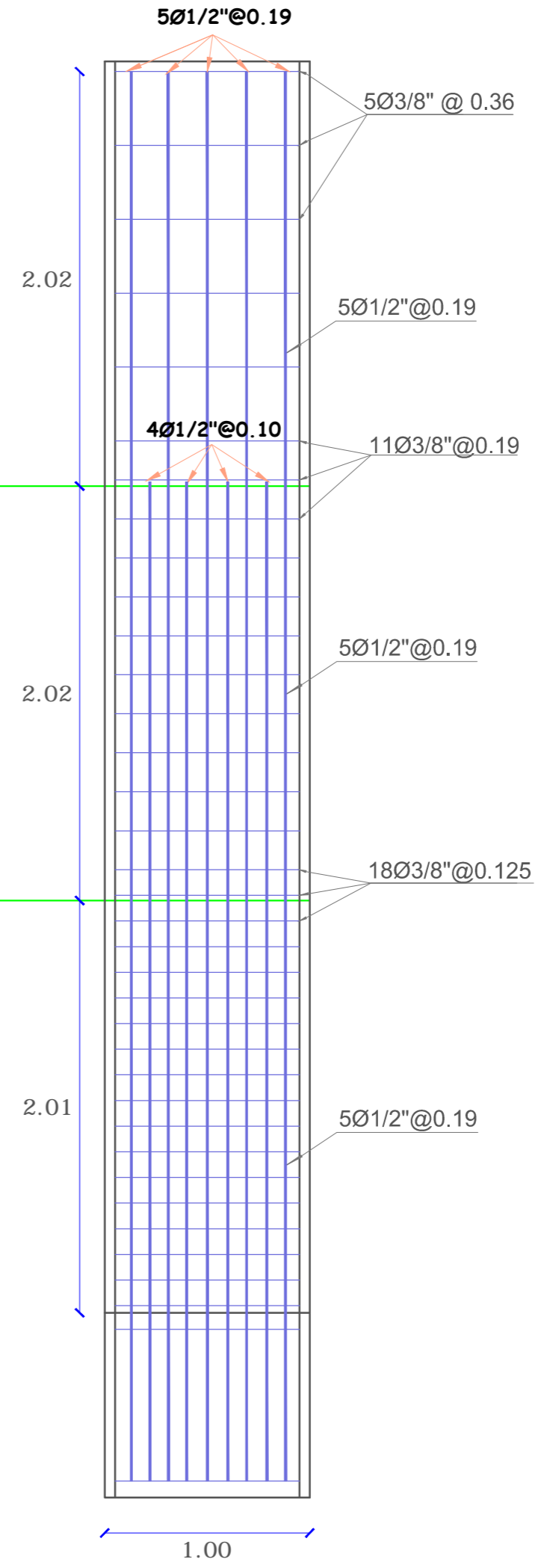
LAMINA: PE 04

ESCALA GRAFICA: 0 1 3 6 11





CORTE A-A
ESC: 1/25



CORTE B-B
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIAL DE RELLENO:
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO
(Ø) ANG. FRICCIÓN
INTERNA > 21.7°

ESPECIFICACIONES TECNICAS
ZONIFICACION:
ZONA GEOGRAFICA N°03
CONDICIONES LOCALES:
FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)
ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
CONCRETO SIMPLE : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE= 1.21 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
PESO ESPECIFICO= 1512 Kg/m³

MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
ALTURA TOTAL (H=7.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=6.10 m)

I.J.N.C

PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"

METODOLOGIA: METODO DE COULOMB - SUELO 02

PLANO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

LOCALIDAD:
CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO:
EL TAMBO

PROVINCIA:
HUANCAYO

DEPARTAMENTO:
JUNIN

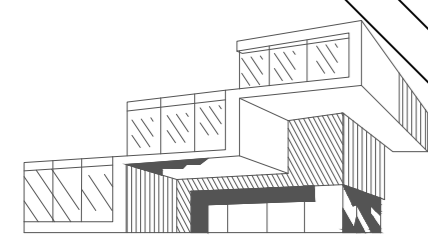
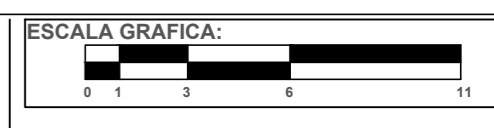
ESCALA DEL PLANO:
1:25

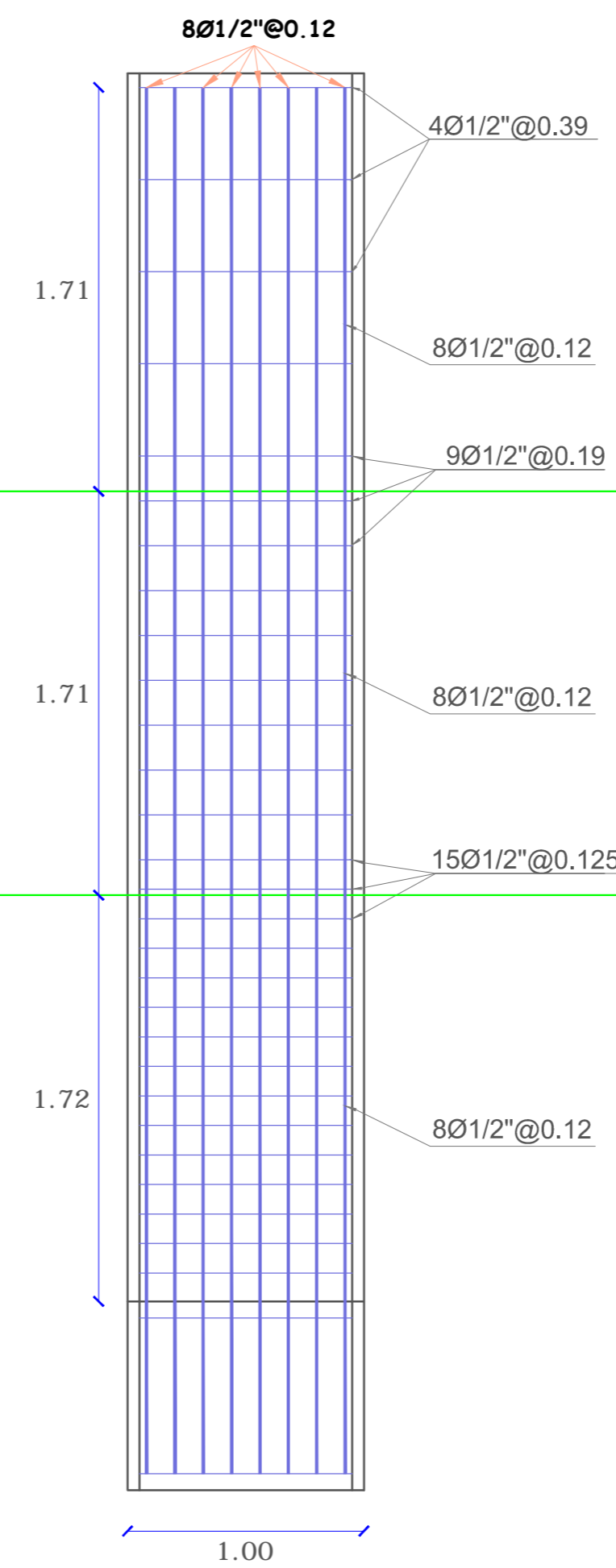
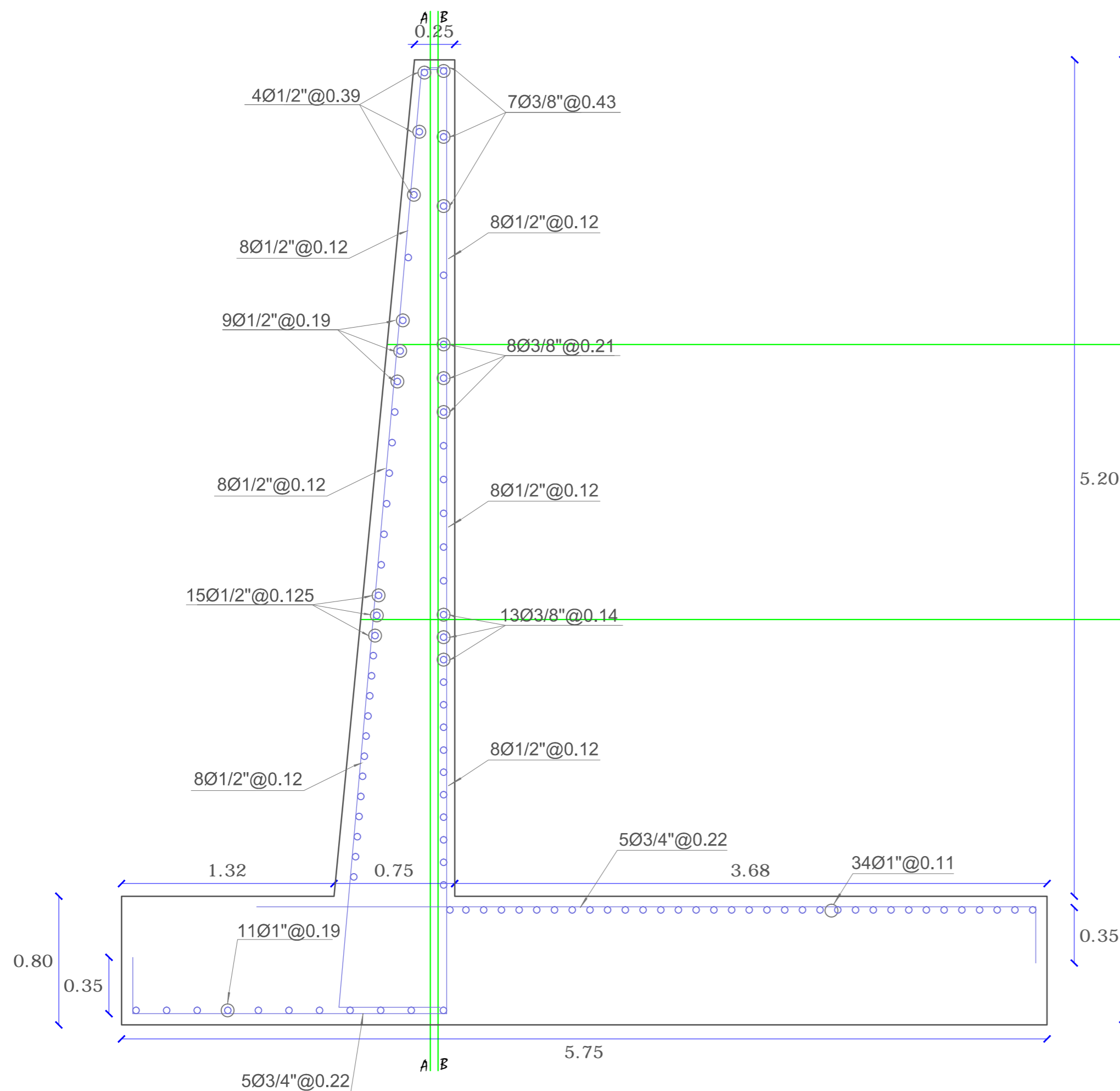
FECHA:
NOVIEMBRE/2019

LAMINA:

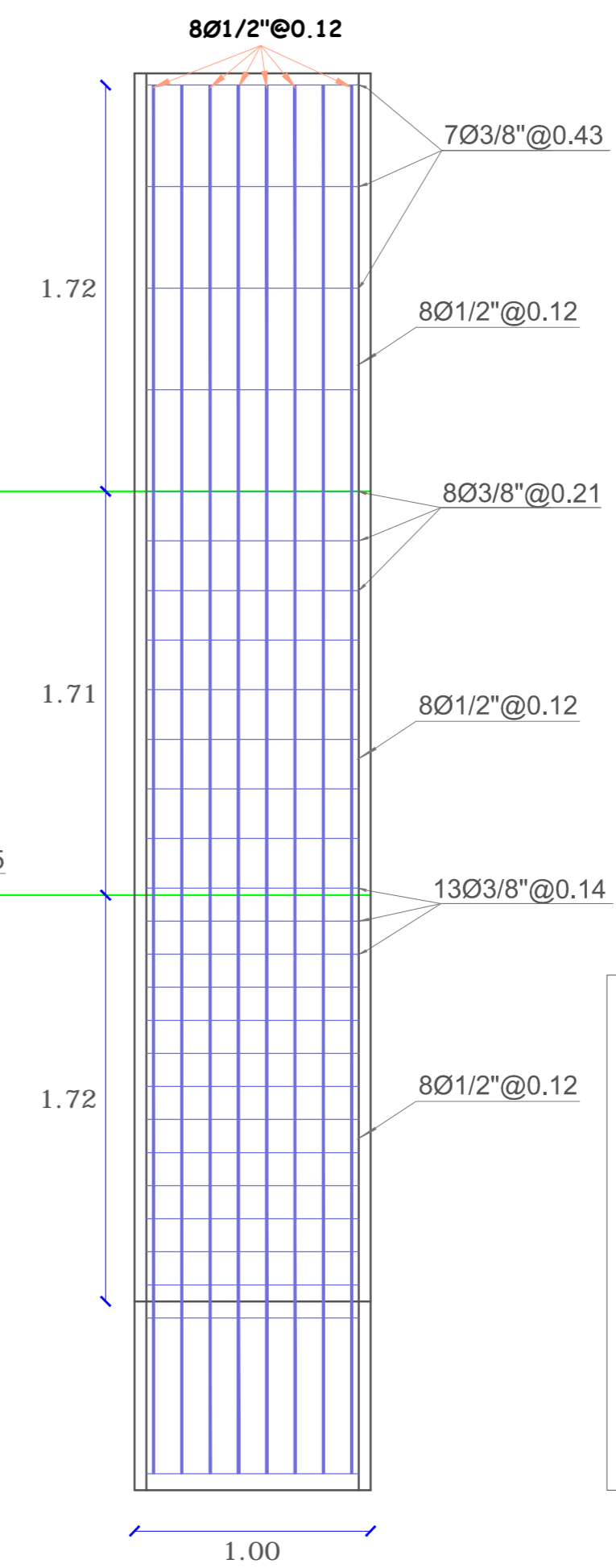
PE

05





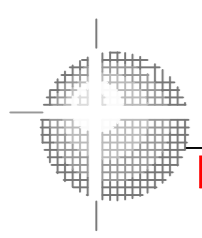
CORTE A-A
ESC: 1/25



CORTE B-B
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
 MATERIAL DE RELLENO:
 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO
 (Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 19.8°

ESPECIFICACIONES TECNICAS
 ZONIFICACION:
 ZONA GEOGRAFICA N°03
 CONDICIONES LOCALES:
 FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)
 ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
 CONCRETO SIMPLE : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
 PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³
 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
 CAPACIDAD PORTANTE= 1.18 Kg/cm²
 PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
 PESO ESPECIFICO= 1514 Kg/m³



MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
 ALTURA TOTAL (H=6.00 m) ALTURA DE PANTALLA (H=5.20 m)

I.J.N.C

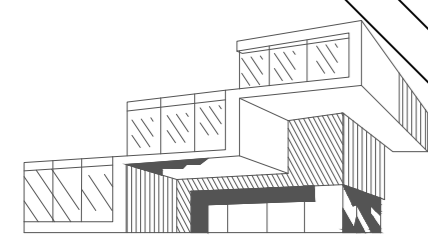
PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"
 METODOLOGIA: METODO DE COULOMB - SUELO 03
 PLANO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

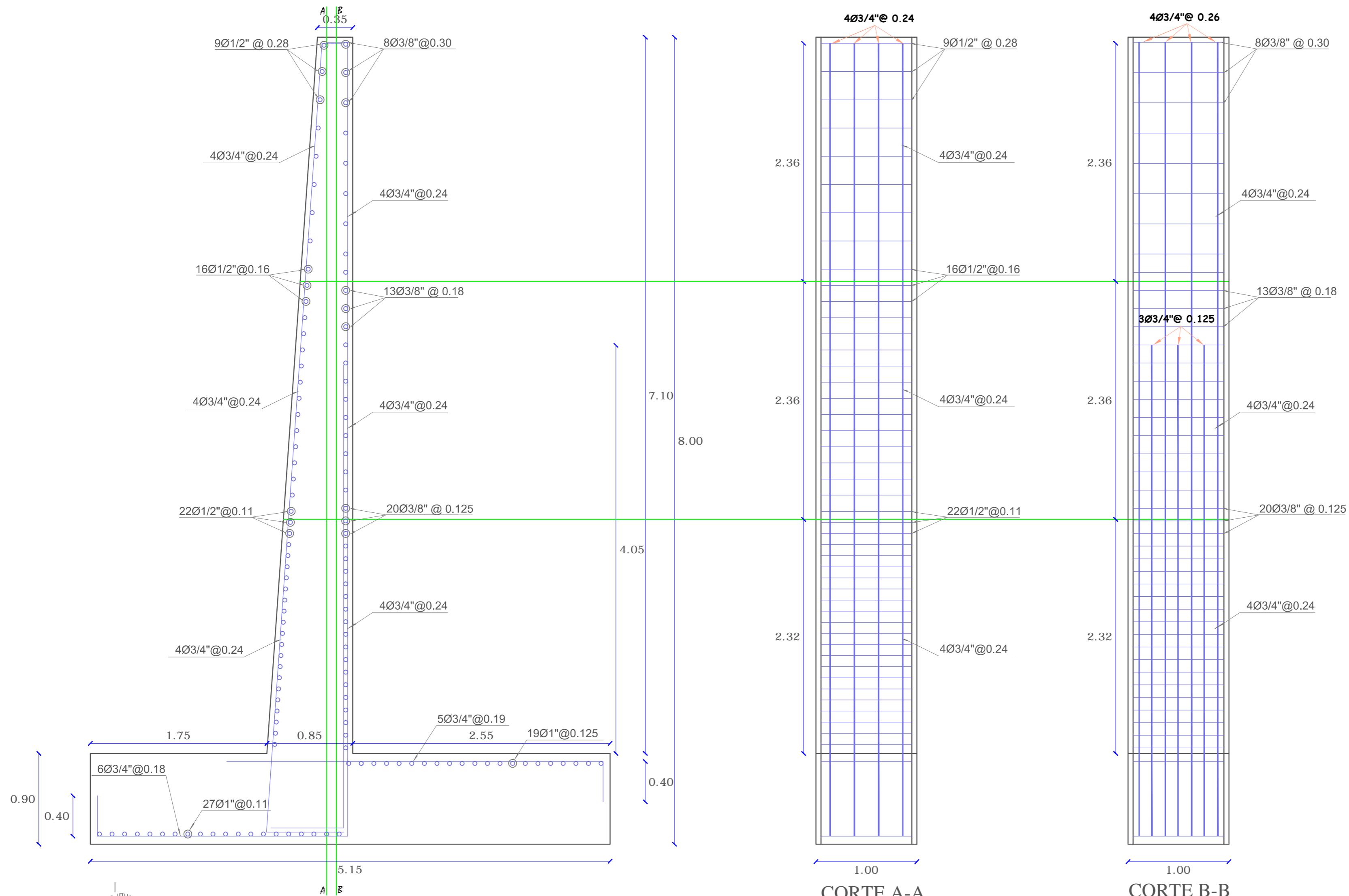
LOCALIDAD:
CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO: **CHILCA**
 PROVINCIA: **HUANCAYO**
 DEPARTAMENTO: **JUNIN**

ESCALA DEL PLANO: **1:25**
 FECHA: **NOVIEMBRE/2019**

LAMINA: **PE 06**
 ESCALA GRAFICA: 0 1 3 6 11





ESPECIFICACIONES TECNICAS

MATERIAL DE RELLENO:
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO

(Ø) ANG. FRICCION INTERNA > 37°

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ZONIFICACION:
ZONA GEOGRAFICA N°03

CONDICIONES LOCALES:
FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)

ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
CONCRETO SIMPLE : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

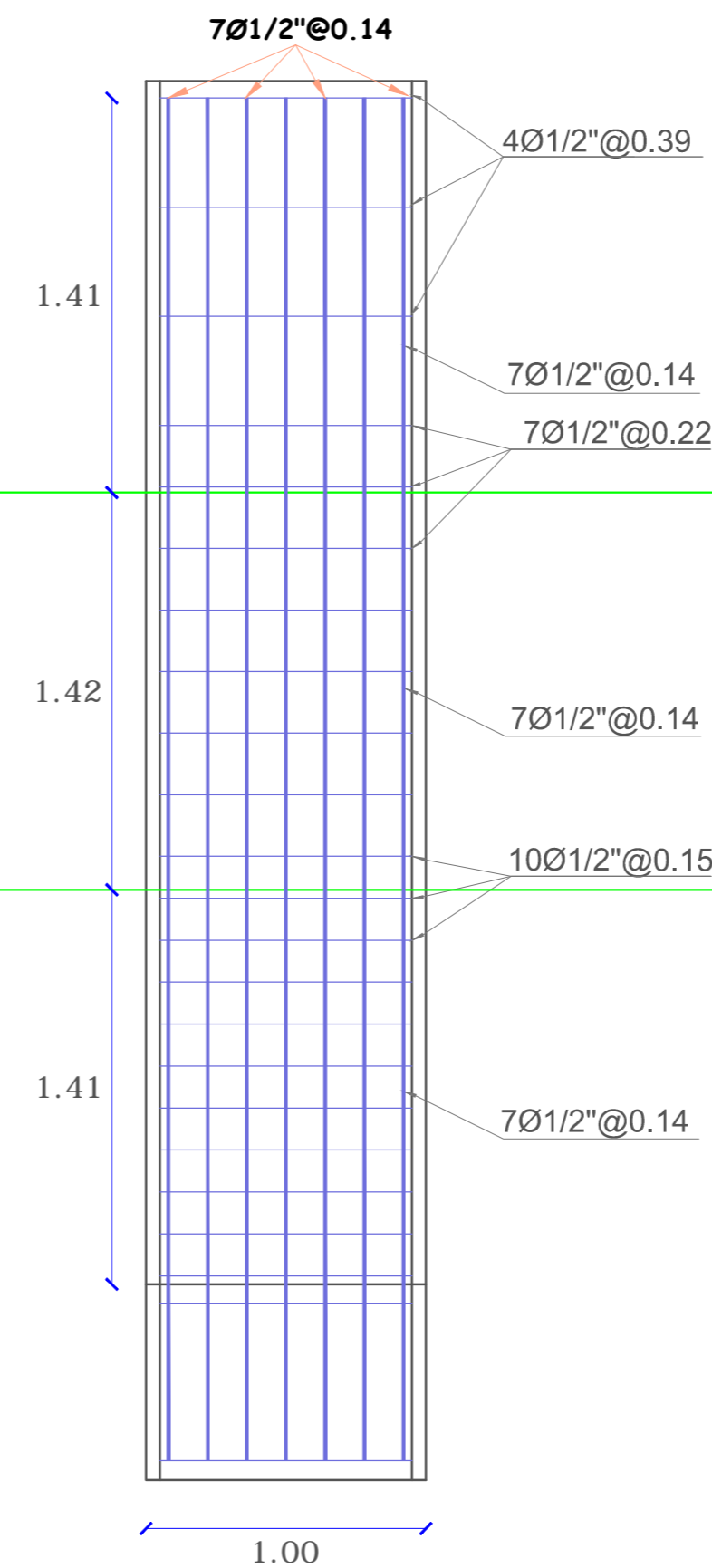
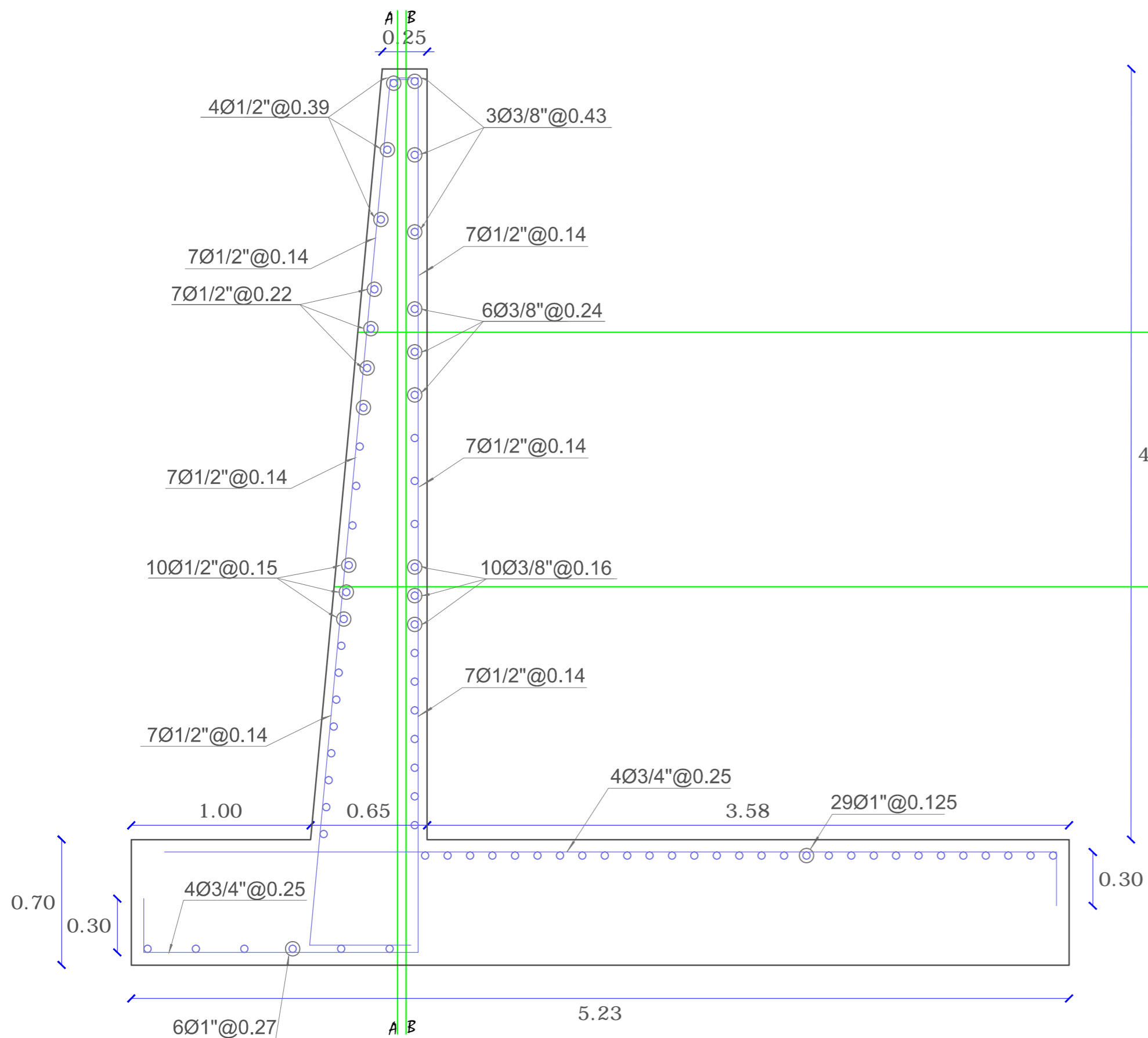
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE= 1.37 Kg/cm²

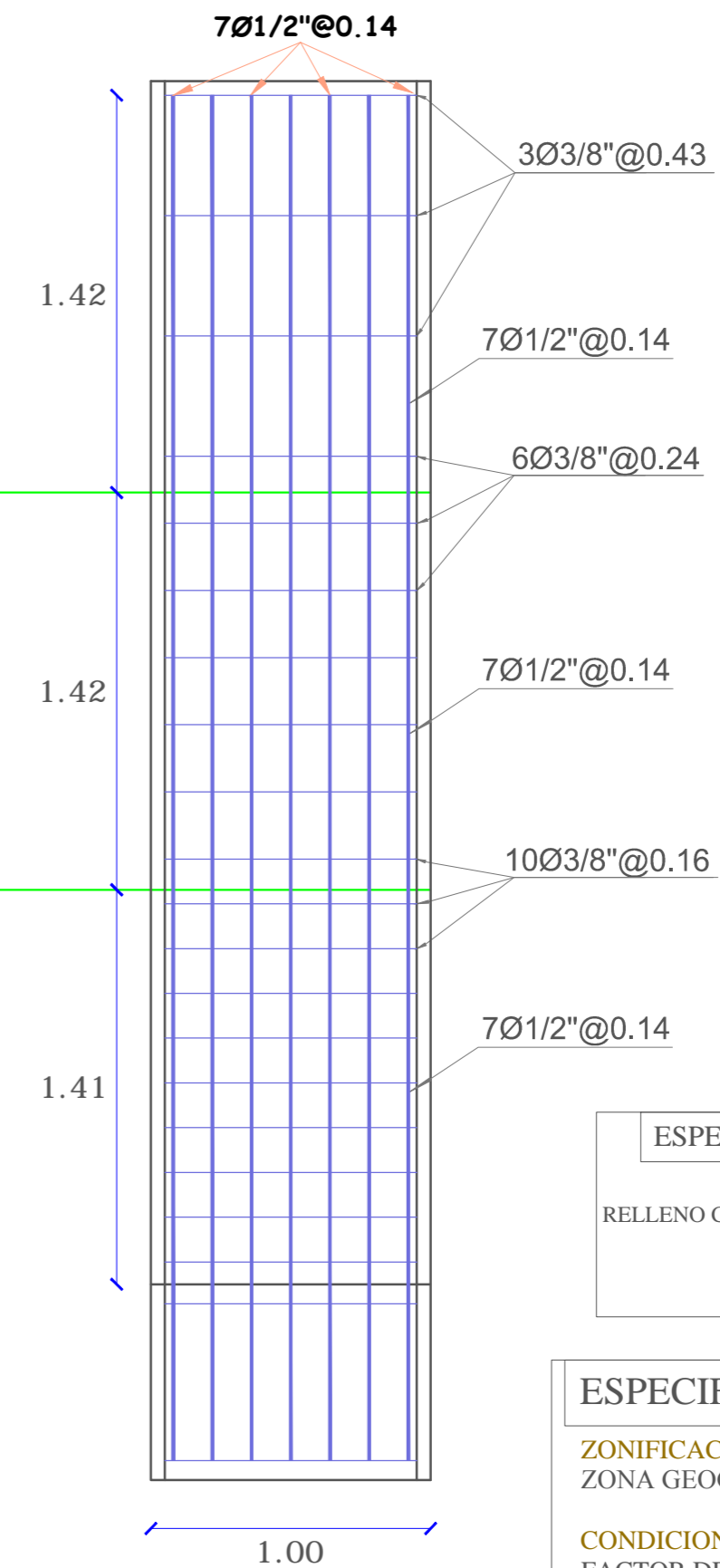
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
PESO ESPECIFICO= 2039 Kg/m³

MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
ALTURA TOTAL (H=8.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=7.10 m)

	PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"	LOCALIDAD: CIUDAD DE HUANCAYO	ESCALA DEL PLANO: 1:25	LAMINA: PE 07	ESCALA GRAFICA: 0 1 3 6 11
	METODOLOGIA: METODO DE RANKINE - MONONOBE OKABE - SUELO 01	DISTRITO: EL TAMBO	FECHA: NOVIEMBRE/2019		
	PLANO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD	PROVINCIA: HUANCAYO			
		DEPARTAMENTO: JUNIN			



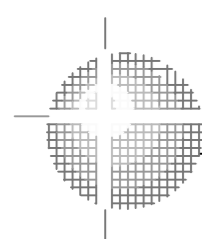
CORTE A-A
ESC: 1/25



CORTE B-B
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIAL DE RELLENO:
 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO
 (Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 21.7°

ESPECIFICACIONES TECNICAS
ZONIFICACION:
 ZONA GEOGRAFICA N°03
CONDICIONES LOCALES:
 FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)
ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
 CONCRETO SIMPLE : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
 PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
 CAPACIDAD PORTANTE= 1.21 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
 PESO ESPECIFICO= 1512 Kg/m³



MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO

ALTURA TOTAL (H=5.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=4.30 m)

I.J.N.C

PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"

METODOLOGIA: METODO DE RANKINE - MONONOBE OKABE - SUELO 02

PLANO: MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

LOCALIDAD:

CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO:

HUANCAYO

PROVINCIA:

HUANCAYO

DEPARTAMENTO:

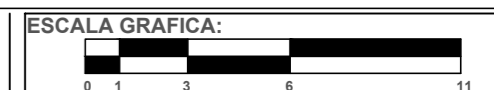
JUNIN

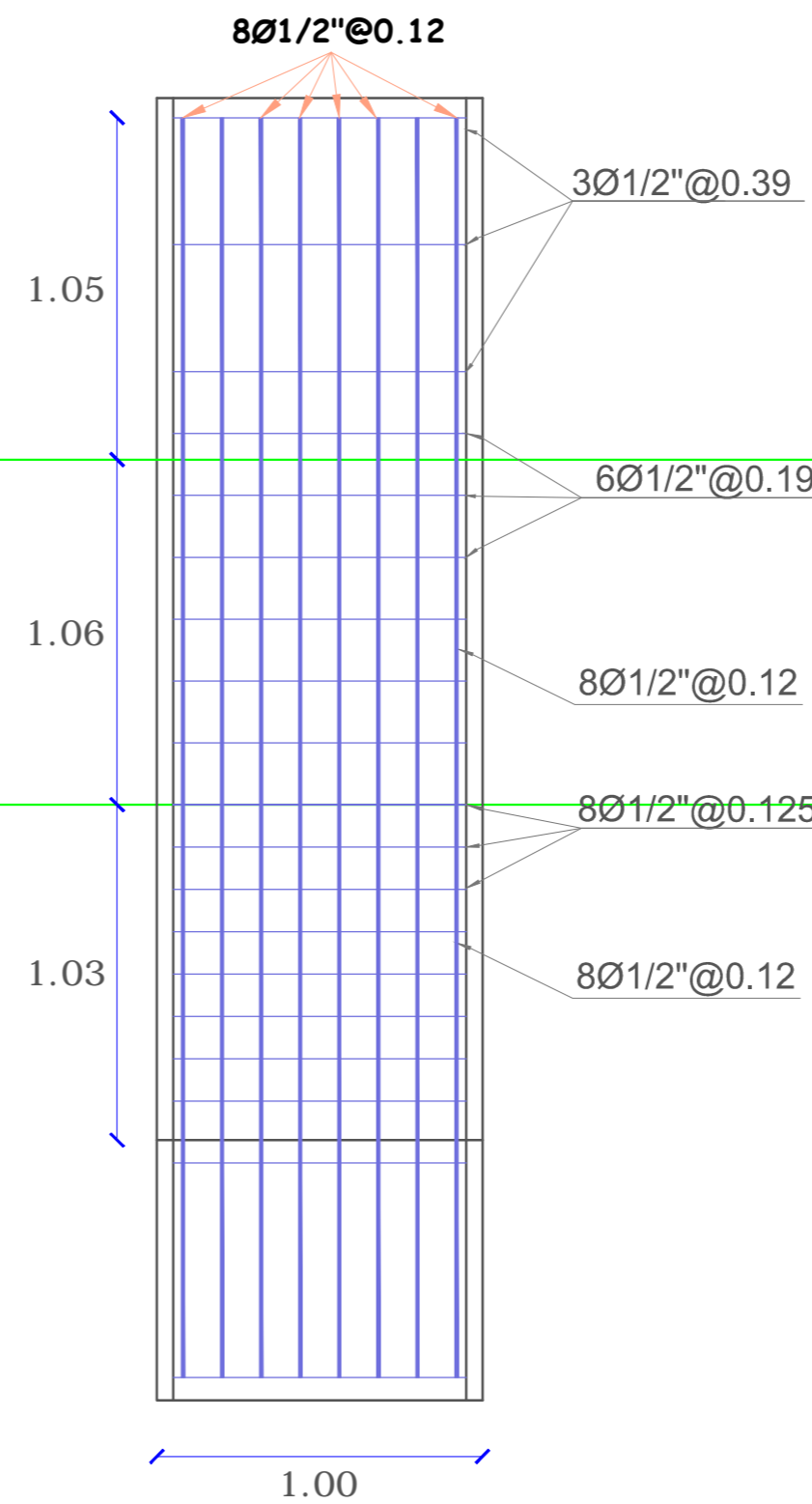
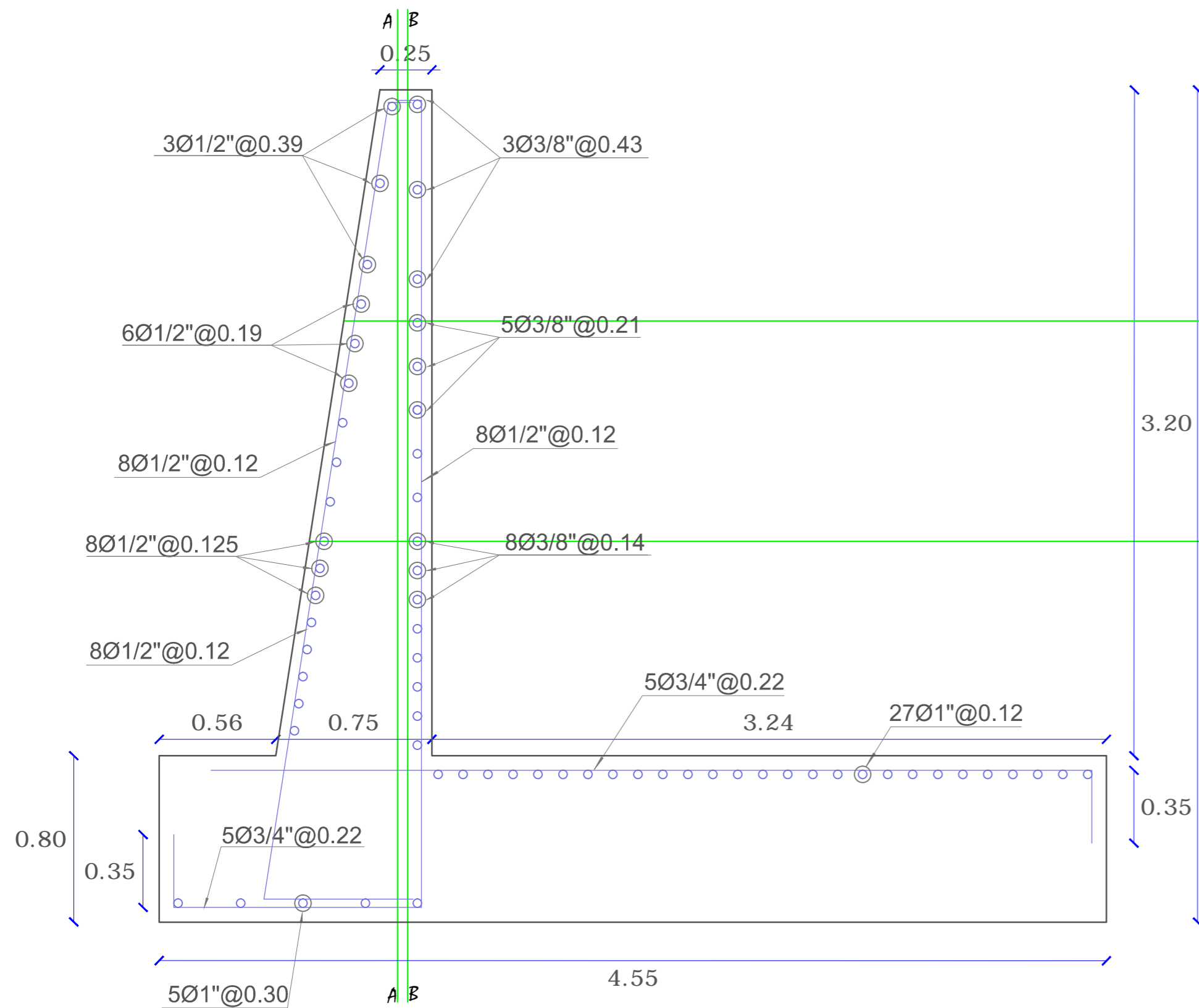
ESCALA DEL PLANO: 1:25

FECHA: NOVIEMBRE/2019

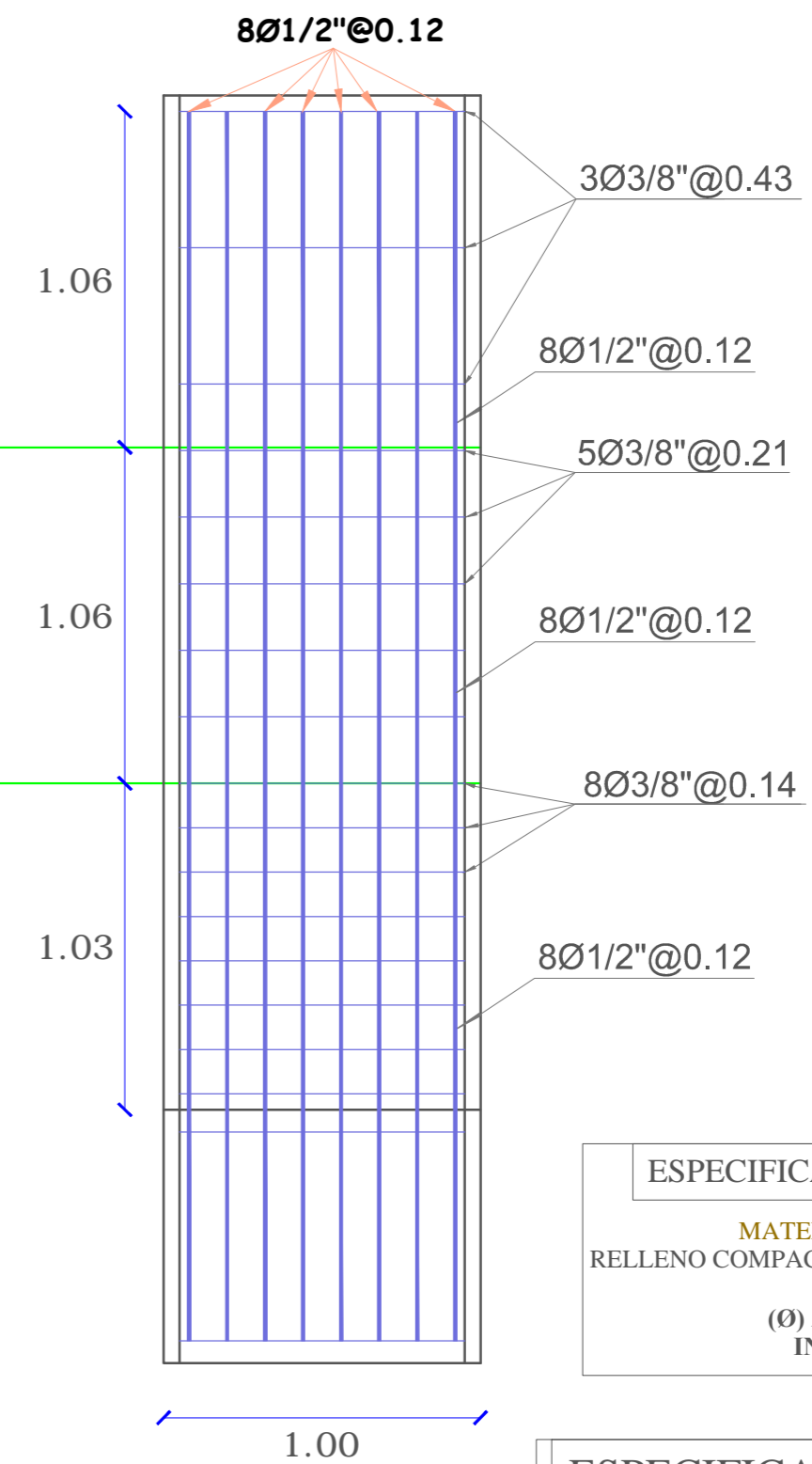
LAMINA: PE

08





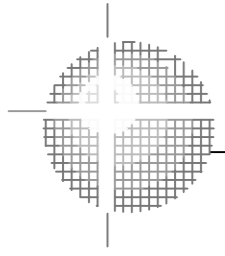
CORTE A-A
ESC: 1/25



CORTE B-B
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIAL DE RELLENO:
 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO
(Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 19.8°

ESPECIFICACIONES TECNICAS
ZONIFICACION:
 ZONA GEOGRAFICA N°03
CONDICIONES LOCALES:
 FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)
ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
 CONCRETO SIMPLE : f_c = 210 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
 PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
 CAPACIDAD PORTANTE= 1.18 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
 PESO ESPECIFICO= 1514 Kg/m³



MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO

ALTURA TOTAL (H=4.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=3.20 m)

I.J.N.C

PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"

METODOLOGIA: METODO DE RANKINE - MONONOBE OKABE - SUELO 03

PLANO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

LOCALIDAD:

CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO:

CHILCA

PROVINCIA:

HUANCAYO

DEPARTAMENTO:

JUNIN

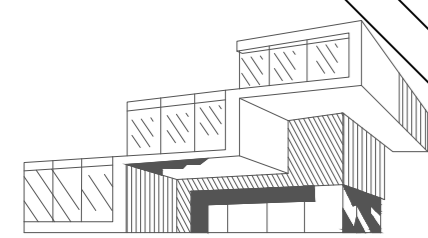
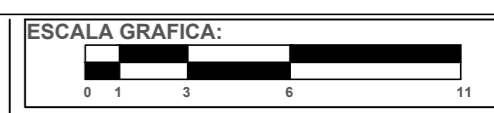
ESCALA DEL PLANO: 1:25

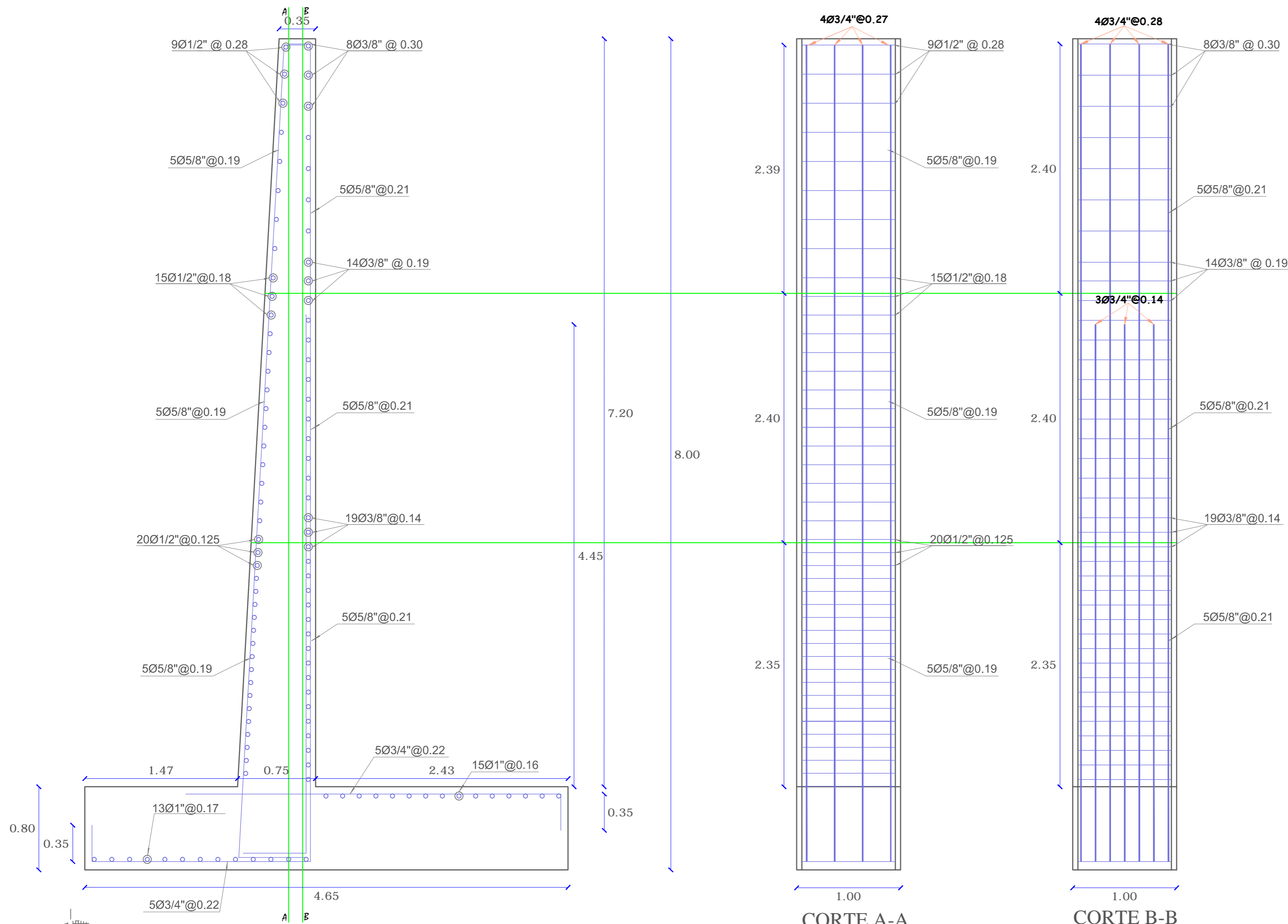
FECHA: NOVIEMBRE/2019

LAMINA:

PE

09





ESPECIFICACIONES TECNICAS

MATERIAL DE RELLENO:
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO

(Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 37°

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ZONIFICACION:
ZONA GEOGRAFICA N°03

CONDICIONES LOCALES:
FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)

ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
CONCRETO SIMPLE : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE= 1.37 Kg/cm²

PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
PESO ESPECIFICO= 2039 Kg/m³

MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
ALTURA TOTAL (H=8.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=7.20 m)

I.J.N.C

PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"

METODOLOGIA: METODO DE RANKINE - SUELO 01

PLANO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

LOCALIDAD:

CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO:

EL TAMBO

PROVINCIA:

HUANCAYO

DEPARTAMENTO:

JUNIN

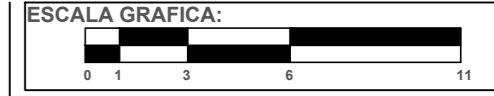
ESCALA DEL PLANO: 1:25

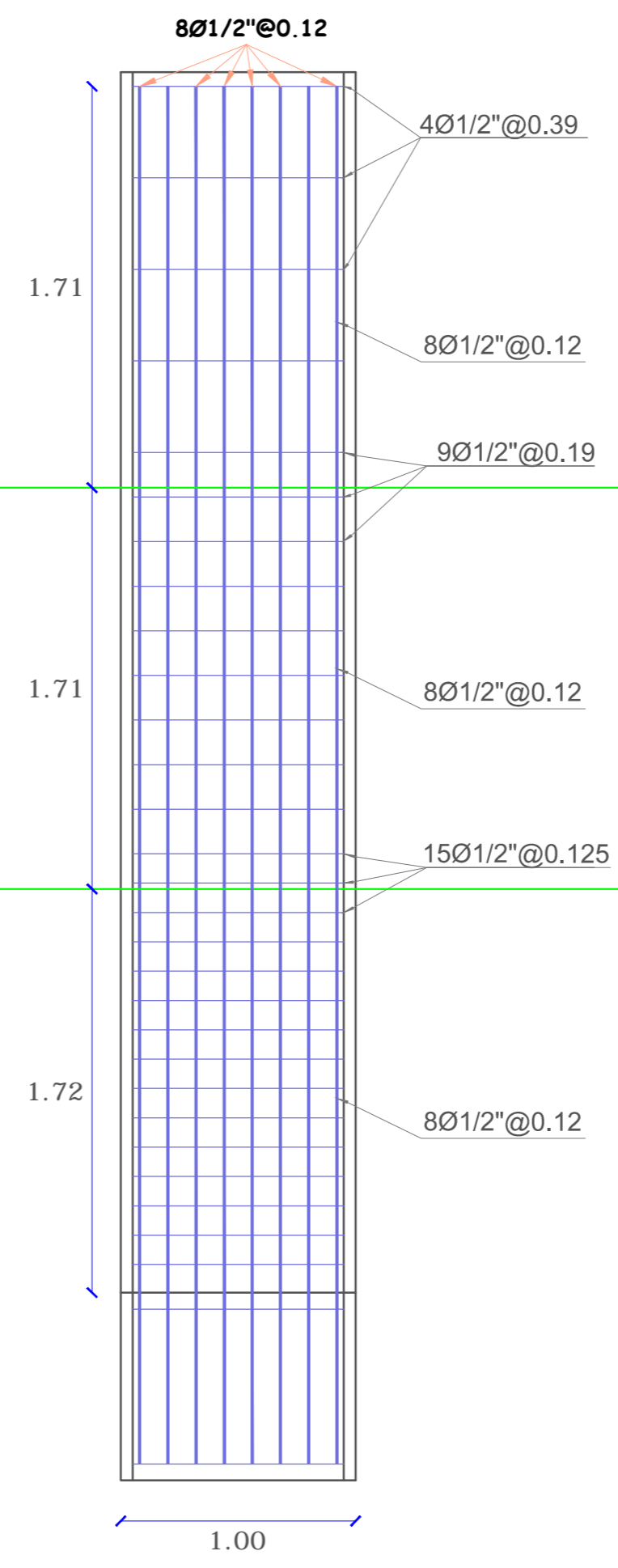
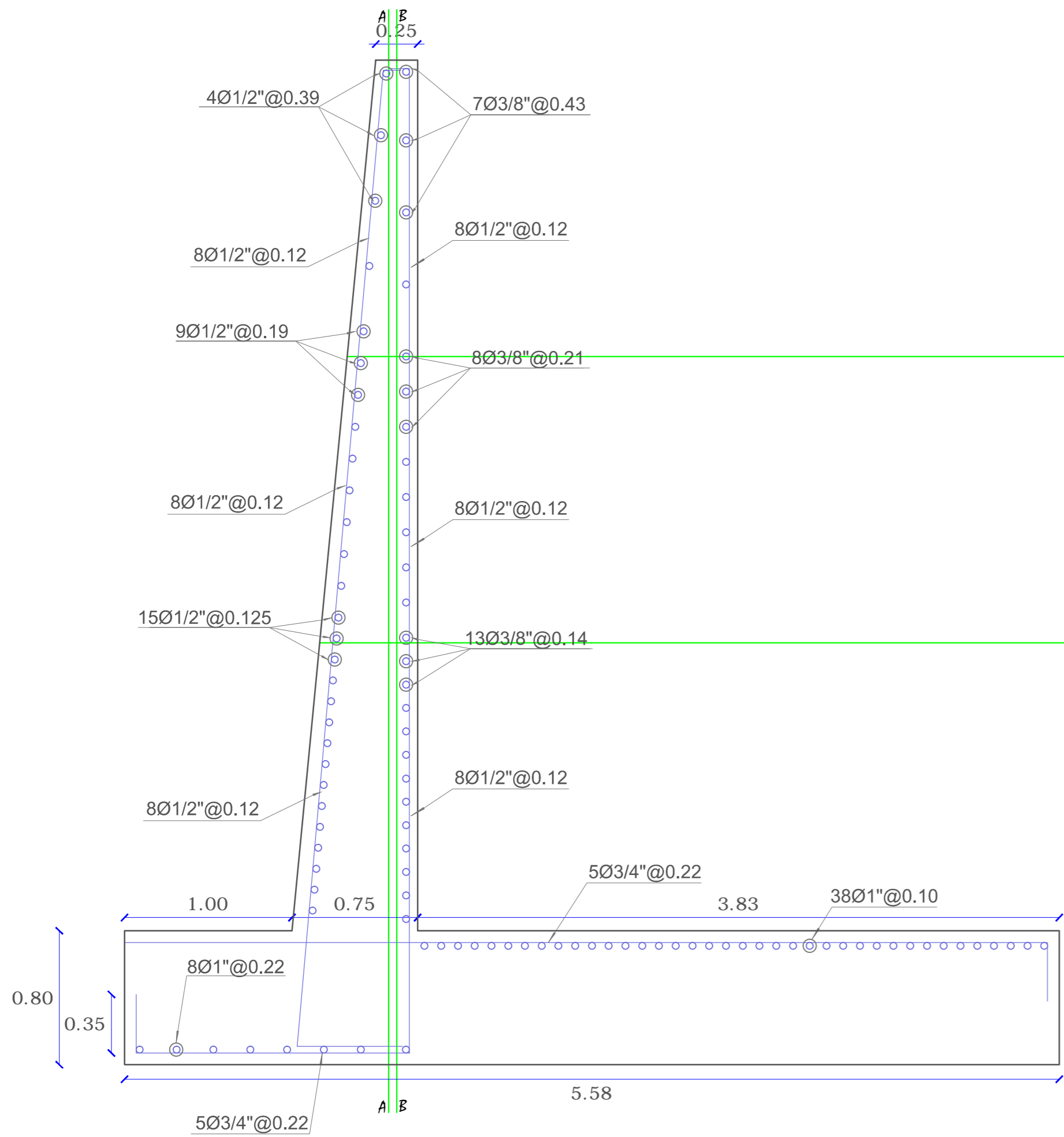
FECHA: NOVIEMBRE/2019

LAMINA:

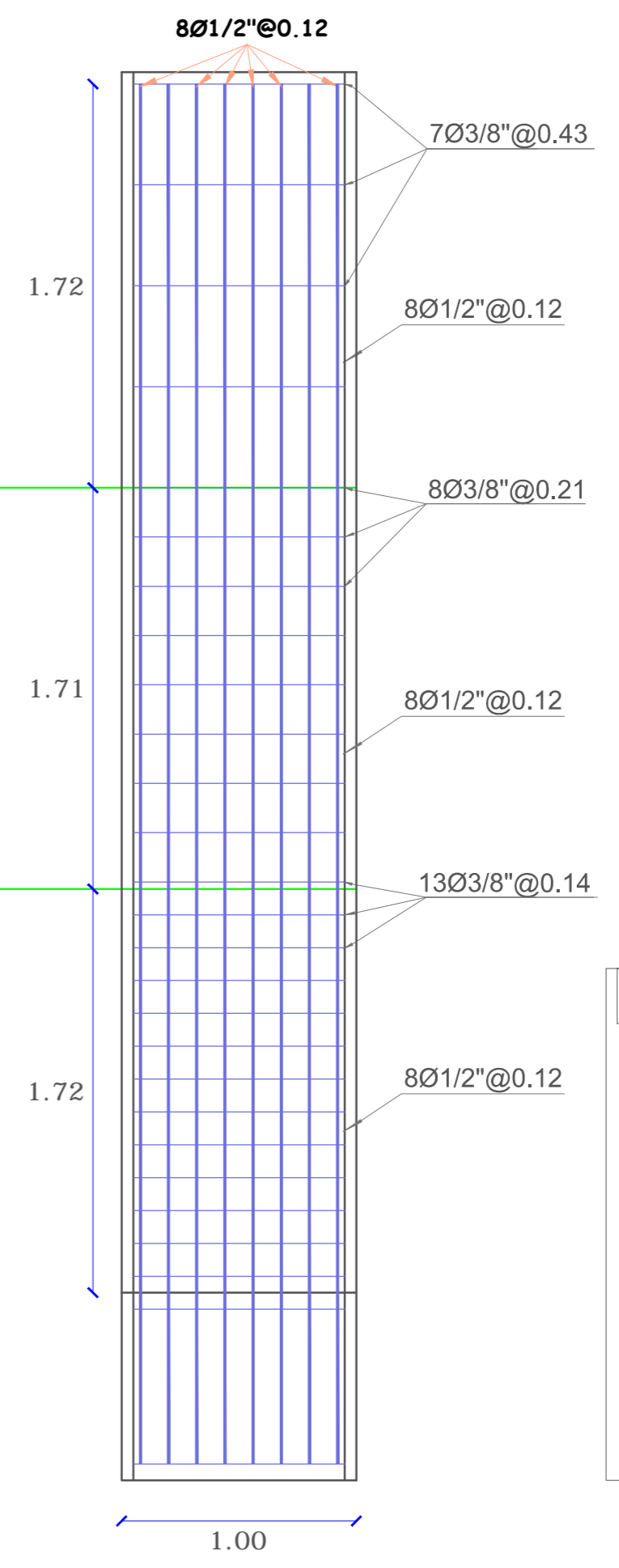
PE

10





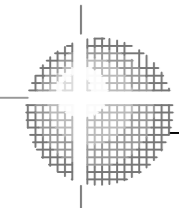
CORTE A-A
ESC: 1/25



CORTE B-B
ESC: 1/25

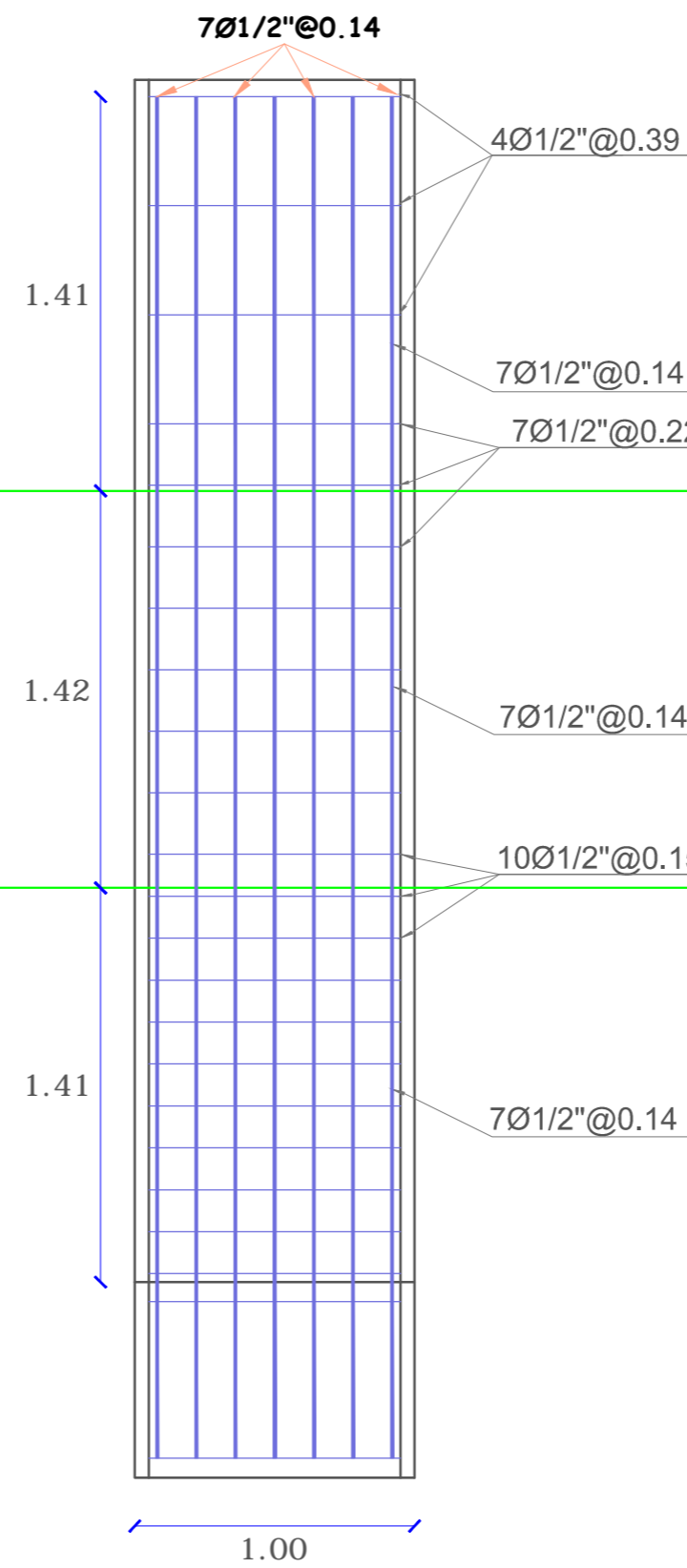
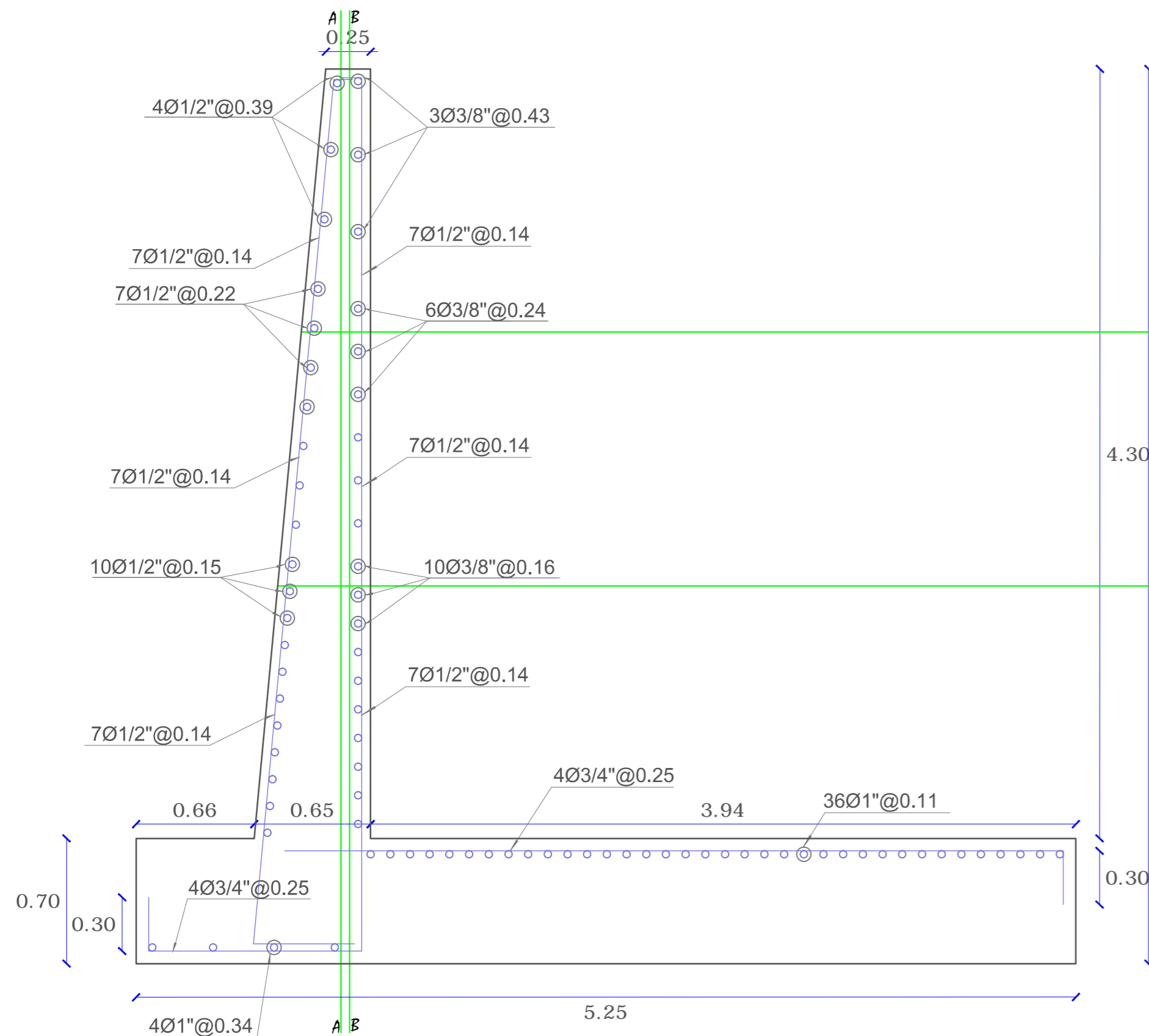
ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIAL DE RELLENO:
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO
(Ø) ANG. FRICCIÓN INTERNA > 21.7°

ESPECIFICACIONES TECNICAS
ZONIFICACION:
ZONA GEOGRAFICA N°03
CONDICIONES LOCALES:
FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)
ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
CONCRETO SIMPLE : f_c = 210 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m³
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE= 1.21 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
PESO ESCIFICO= 1512 Kg/m³

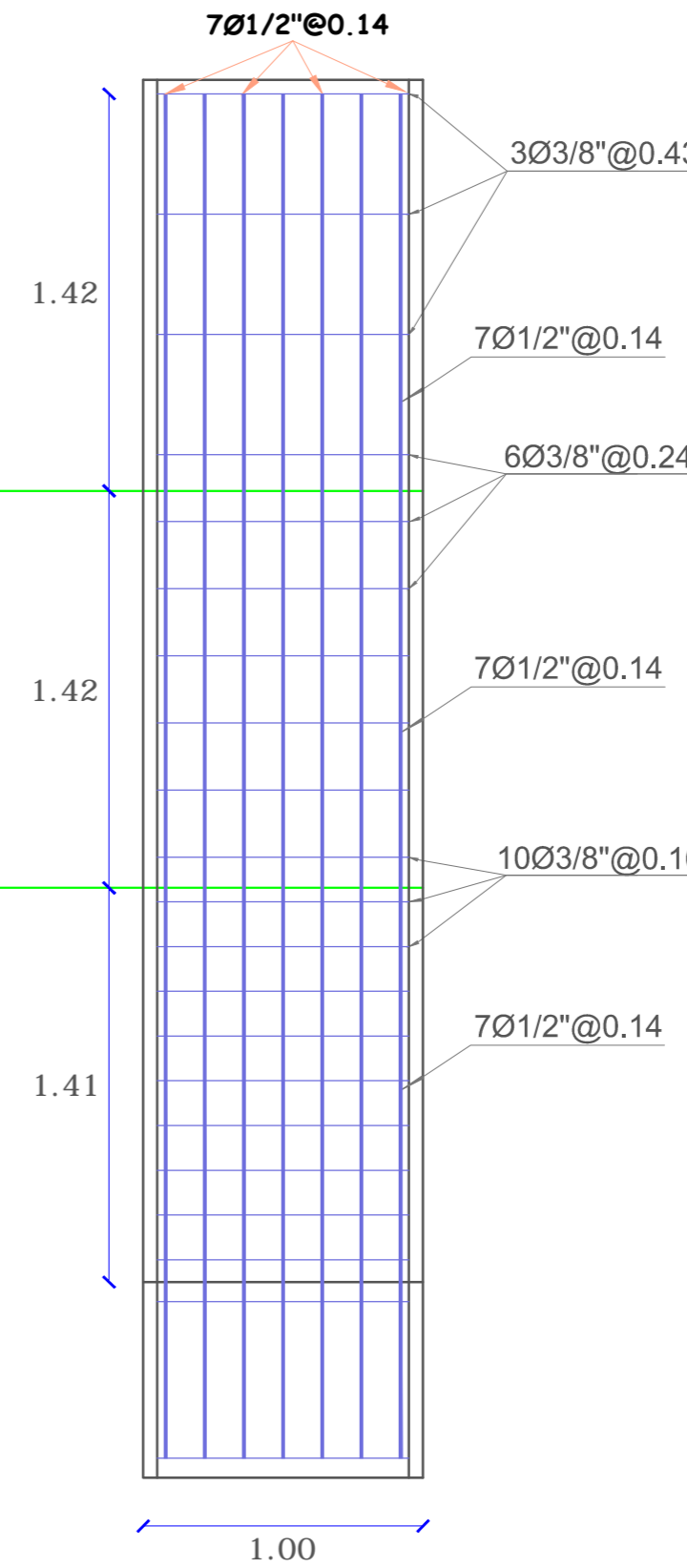


MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
ALTURA TOTAL (H=6.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=5.20 m)

	PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"	LOCALIDAD: CIUDAD DE HUANCAYO	ESCALA DEL PLANO: 1:25	LAMINA: PE 11	ESCALA GRAFICA:
	METODOLOGIA: METODO DE RANKINE - SUELO 02	DISTRITO: HUANCAYO	FECHA: NOVIEMBRE/2019		
	PLANO: MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD	PROVINCIA: HUANCAYO	DEPARTAMENTO: JUNIN		



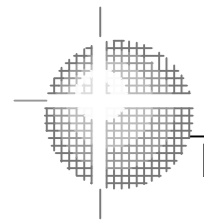
CORTE A-A
ESC: 1/25



CORTE B-B
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
MATERIAL DE RELLENO:
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO
(Ø) ANG. FRICCION
INTERNA > 19.8°

ESPECIFICACIONES TECNICAS
ZONIFICACION:
ZONA GEOGRAFICA N°03
CONDICIONES LOCALES:
FACTOR DE ZONA (Z = 0.35)
ZAPATAS ELEVACIONES PRINCIPALES:
CONCRETO SIMPLE : f_c = 210 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO:
PESO ESPECIFICO: 2400 Kg/m²
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
CAPACIDAD PORTANTE= 1.18 Kg/cm²
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:
PESO ESPECIFICO= 1514 Kg/m³



MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO
ALTURA TOTAL (H=5.00 m) ALTURA DE PANTALLA (h=4.30 m)

I.J.N.C

PROYECTO: "COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD, CIUDAD DE HUANCAYO - 2018"

METODOLOGIA: METODO DE RANKINE - SUELO 03

PLANO: MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO DE CONCRETO ARMADO PARA EL SOSTENIMIENTO DE TALUD

LOCALIDAD:

CIUDAD DE HUANCAYO

DISTRITO:

CHILCA

PROVINCIA:

HUANCAYO

DEPARTAMENTO:

JUNIN

ESCALA DEL PLANO: 1:25

FECHA: NOVIEMBRE/2019

LAMINA:

PE

12

