

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE MUROS EN VOLADIZO

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Romero S., Adrian A.

San Juan C., Marcos A.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2011

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE MUROS EN VOLADIZO

TUTOR ACADÉMICO: Prof. José Manuel Velásquez

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Romero S., Adrian A.

San Juan C., Marcos A.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2011

ACTA

El día 20 de Junio de 2011 se reunió el jurado formado por los profesores:

José Manuel Velásquez

Dulio Marcial

Feliciano De Santis

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE MUROS EN VOLADIZO”**.

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Adrian A. Romero S.	19	Diecinueve
Br. Marcos A. San Juan C.	19	Diecinueve

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, 20 de Junio de 2011

Dedicado a mi familia, a mi amigos cercanos y
especialmente a los profesores y profesionales que transmiten
sus experiencias y conocimientos para que otros puedan avanzar.

Marcos A. San Juan C.

Dedicado al mejor Topógrafo del mundo, mi padre.
A mi hermosa y consentidora madre
y a mis dos mejores amigos, mis hermanos.
Sin todos ustedes, cumplir esta meta no hubiese sido posible.

Adrian A. Romero S.

AGRADECIMIENTOS

A mi padre por ser mi principal fuente de inspiración y desde pequeño enseñarme lo bonita que puede llegar a ser la profesión de la Ingeniería Civil. Por ser ejemplo de responsabilidad, honradez y buenos principios.

A mi madre, por quererme y consentirme en la manera en que lo hace, apoyarme en todo momento, prepararme todos los días esos ricos desayunos y almuerzos que tanto fueron envidiados y recordarme siempre que esta meta no hubiera sido posible sin la ayuda y la guía de Dios.

A mi hermano, por inspirarme a estudiar ingeniería y guiarme desde pequeño en todos mis estudios y en mi vida cotidiana.

A mi mejor amiga, mi hermana, por estar ahí en todo momento, ser mi confidente y apoyarme y darme palabras de aliento cada vez que lo he necesitado.

A mi novia hermosa y colega preferida, por amarme y soportarme tanto. Estar a mi lado en todo momento y apoyarme en el cumplimiento de esta meta.

A mi compañero de tesis y amigo, por soportarme en la realización de este trabajo especial de grado y en todos los proyectos ejecutados a lo largo de la carrera.

A nuestro Tutor el Ing. José Manuel Velásquez, por ser nuestra guía en la realización de este trabajo especial de grado y por impartirnos desinteresadamente a lo largo de los últimos semestres y hasta el día de hoy, todos los conocimientos necesarios para llegar a cumplir esta meta.

A todos mis amigos y hermanos, de la Universidad y de toda la vida, que hicieron de este camino mucho más divertido y alegre. Y que directa o indirectamente participaron en la culminación de esta meta.

Por último, pero no por eso menos importante, a esta gran Universidad, la Central de Venezuela, porque a pesar de las dificultades a lo largo de tantos años sigue forjando y egresando grandes profesionales.

Adrian A. Romero S.

RESUMEN

Br. Romero S. Adrian A

Br. San Juan C. Marcos A

“ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE MUROS EN VOLADIZO”

Tutor Académico: Prof. José Manuel Velásquez.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2011

PALABRAS CLAVE: Análisis Paramétrico, Cantilever, Método Gráfico, Muro, Voladizo.

El presente trabajo especial de grado, busca desarrollar una propuesta de un método gráfico que permita la obtención de la sección transversal del muro en voladizo más óptima a diseñar. Dicho método será el resultado de un meticuloso análisis paramétrico de los muros en voladizo. Cabe destacar, que su alcance estará limitado por los parámetros y variables que se consideren para la metodología propuesta, dejando los aspectos de diseño de los elementos constructivos de concreto armado para investigaciones futuras. El desarrollo del método gráfico representaría un aporte a la Ingeniería Estructural y Geotécnica, dado que será una alternativa práctica y didáctica para el análisis y diseño de muros en voladizo. Igualmente, por la complejidad que el análisis paramétrico sugiere, se realizará un programa de computación que permita no sólo la obtención del método gráfico propuesto, sino dejar la posibilidad para futuras investigaciones (o incluso para aplicaciones prácticas específicas) de modificar los parámetros utilizados y hacer un nuevo análisis paramétrico bajo otras condiciones.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	3
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.2 OBJETIVOS	6
1.2.1 Objetivo General:	6
1.2.2 Objetivos Específicos:.....	6
1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
1.4 ALCANCE DEL TRABAJO ESPECIAL DE GRADO.....	9
CAPÍTULO II	10
MARCO TEÓRICO.....	10
2.1 SUELOS	10
2.1.1 Descripción y clasificación de suelos	11
2.1.2 Relaciones Gravimétricas	12
2.1.3 Parámetros de los suelos.....	13
2.3 MUROS EN VOLADIZO.	17
2.3.1 Partes de los Muros en Voladizo.....	18
2.4 TEORÍA MOHR - COULOMB; RESISTENCIA AL CORTE.....	20
2.4.1 Resistencia al corte Suelos No Cohesivos	22
2.4.2 Resistencia al corte Suelos Cohesivos	23
2.5 EMPUJES LATERALES	24
2.6 FORMULACIÓN GENERAL DE LOS EMPUJES DE TIERRA	27

2.6.1 Teoría de Charles Coulomb (1776).....	27
2.6.2 Teoría de William Rankine (1857).....	31
2.7 MÉTODO DE MONONOBE Y OKABE.....	34
2.8 EFECTO DE LAS SOBRECARGAS.....	37
2.9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL SUELO DE FUNDACIÓN ..	39
2.10 BASES TOTALMENTE COMPRIMIDAS.....	41
2.11 COMPORTAMIENTO ÓPTIMO DE FUNDACIONES.....	45
2.12 ESTABILIDAD DE TALUDES	46
2.13 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES A TRAVÉS DE MUROS DE CONTENCIÓN.	49
2.13.1 Factor de seguridad al volcamiento:	50
2.13.2 Factor de seguridad al deslizamiento:	52
2.13.3 Chequeo de falla por capacidad portante:	53
CAPÍTULO III	54
MÉTODO.....	54
3.1. ETAPAS APLICADAS PARA EL DESARROLLO DEL TRABAJO ESPECIAL DE GRADO	54
3.1.1 Fase I:	54
3.1.2. Fase II:	55
3.1.3. Fase III:	57
3.1.4. Fase IV:.....	58
3.2 MEMORIA DE CÁLCULO. ANÁLISIS DE MUROS EN VOLADIZO	59
3.2.1 Determinación de coeficientes de empujes de tierra	65

3.2.2 Determinación de Empujes de tierra	68
3.2.3 Determinación de dimensionado del muro tipo.	70
3.2.4 Determinación de incrementos de puntera y disminuciones de talón	72
3.2.5 Determinación de las áreas que conforman la sección transversal del muro.....	74
3.2.6 Determinación de los pesos de cada área que conforma a la sección transversal de muro	77
3.2.7 Determinación de los brazos utilizados para los cálculos correspondientes a los momentos	79
3.2.8 Determinación de los momentos generados por las masas de suelo y muro.....	82
3.2.9 Determinación de los momentos generados por los empujes activos y pasivos.....	83
3.2.10 Determinación del Momento “RX”, generado por la Reacción “R” (desconocida).....	86
3.2.11 Determinación de la distancia de aplicación “X” de la Reacción “R” (desconocida).....	88
3.2.12 Determinación de la excentricidad de la Reacción “R”	89
3.2.13 Determinación de las tensiones máximas y mínimas en la superficie de contacto de la fundación del muro con el suelo.....	89
3.2.15 Determinación del Factor de seguridad al volcamiento (FSv)	90
3.2.16 Determinación de relaciones Base/Altura para $\sigma_{min}=0$ (Muro más óptimo).....	91

3.3 METODOLOGÍA GRÁFICA PROPUESTA PARA LA OBTENCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MURO EN VOLADIZO MÁS ÓPTIMA A DISEÑAR.	95
CAPÍTULO IV	144
ANÁLISIS DE RESULTADOS	144
4.1. ANÁLISIS PARAMÉTRICO	144
4.1.10 Resumen de Análisis Paramétrico	158
4.2 SECCIONES TRANSVERSALES ÓPTIMAS DE MUROS EN VOLADIZO.....	160
4.2.1 Determinación de secciones transversales de muros más óptimas con respecto a las relaciones Base/Altura para $\sigma_{min}=0$	160
4.2.2 Determinación de secciones transversales de muros más óptimas según la magnitud de las presiones bajo la zapata.....	176
CAPÍTULO V	179
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	179
5.1 CONCLUSIONES	179
5.1.1 Análisis Paramétrico:.....	179
5.1.2 Secciones transversales de muros más óptimas con respecto a las relaciones base/altura para $\sigma_{min}=0$	181
5.1.3 Secciones transversales de muros más óptimas con respecto a la magnitud de las presiones bajo la zapata.	182
5.1.4 Método Gráfico	183
5.2 RECOMENDACIONES.....	184
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	188

ANEXOS 190

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Valores de parámetros fijos.....	62
Tabla 3.2 Grupo de Muros de Alturas elevadas.	62
Tabla 3.3 Grupo de Muros de Alturas bajas.	63
Tabla 3.4 Incrementos de puntera para muro H=5,00 sección “T” invertida..	73
Tabla 3.5 Incrementos de puntera para muro H=5,00 sección “T” invertida..	74
Tabla 3.6 Relaciones Base/Altura Iniciales	92
Tabla 3.7 Bases Iniciales	93
Tabla 3.8 Disminuciones Totales Necesarias para $\sigma_{min}=0$	93
Tabla 3.9 Factores Base/Altura Óptimos	94
Tabla 3.10 Factores Base/Altura Óptimos Máximos	94
Tabla 4.1 Resumen Análisis Paramétrico	159
Tabla 4.2 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 1. Muros Pequeños. Teoría de Coulomb	162
Tabla 4.3 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 1. Muros Grandes. Teoría de Coulomb	163
Tabla 4.4 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 2. Muros Pequeños. Teoría de Coulomb	164
Tabla 4.5 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 2. Muros Grandes. Teoría de Coulomb	165
Tabla 4.6 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 3. Muros Pequeños. Teoría de Coulomb	166
Tabla 4.7 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 3. Muros Grandes. Teoría de Coulomb	167

Tabla 4.8 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 1. Muros Pequeños. Teoría de Rankine	168
Tabla 4.9 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 1. Muros Grandes. Teoría de Rankine	169
Tabla 4.10 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 2. Muros Pequeños. Teoría de Rankine	170
Tabla 4.11 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 2. Muros Grandes. Teoría de Rankine	171
Tabla 4.12 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 3. Muros Pequeños. Teoría de Rankine	172
Tabla 4.13 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 3. Muros Grandes. Teoría de Rankine	173
Tabla 4.14 Relaciones Base/Altura Óptimas	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Algunas de las secciones transversales de muros en voladizo	17
Figura 2.2 Sección transversal típica de un muro en voladizo.	19
Figura 2.3 Envolvente de falla	21
Figura 2.4 Envolvente de Falla Ensayo Triaxial condición drenada	23
Figura 2.5 Ilustración del concepto de equilibrio plástico y elástico.	25
Figura 2.6 Cuña de falla, ángulos y relaciones senoidales Método Coulomb	28
Figura 2.7 Distribución del empuje activo según la inclinación de la superficie del suelo	34
Figura 2.8 Efecto de las sobrecargas sobre los empujes	38
Figura 2.9 Criterio de rigidez en fundaciones	40
Figura 2.10 Equilibrio de Fuerzas en Zapatas	42
Figura 2.11 Estado de tensiones óptimo para fundaciones directas tipo Zapata	46
Figura 2.12 Tipo de fallas potenciales de taludes en suelos con cohesión distinta de cero.....	48
Figura 2.13 Punto “A” para el cálculo de los momentos estabilizadores y volcantes	51
Figura 3.1 Sección “T” invertida genérica: dimensiones, punto de volcamiento, áreas y ángulos respectivos para el proceso de cálculo.....	63
Figura 3.2 Sección “T” invertida con condiciones para esta Memoria de Cálculo: dimensiones, punto de volcamiento, áreas y ángulos respectivos para el proceso de cálculo.	64
Figura 3.3 Diagrama de Empuje pasivo.	84

Figura 3.4 Diagrama de Empuje Activo.....85

Figura 3.5 Diagrama de Equilibrio de Fuerzas en Fundación de Muro.....87

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 Comportamiento de Presiones. Tipo “T” Caso 1	99
Gráfico 3.2 FSd. “T” invertida. Caso 1	100
Gráfico 3.3 FSv. “T” invertida. Caso 1	101
Gráfico 3.4 Empujes Activos. “T” invertida. Caso 1	102
Gráfico 3.5 Empujes Pasivos. “T” invertida. Caso 1	103
Gráfico 3.6 Comportamiento de Presiones. “L” hacia dentro. Caso 1	104
Gráfico 3.7 FSd. “L” hacia dentro. Caso 1	105
Gráfico 3.8 FSv. “L” hacia dentro. Caso 1	106
Gráfico 3.9 Empujes Activos. “L” hacia dentro. Caso 1	107
Gráfico 3.10 Empujes Pasivos. “L” hacia dentro. Caso 1	108
Gráfico 3.11 Comportamiento de Presiones. “L” hacia fuera. Caso 1	109
Gráfico 3.12 FSd. “L” hacia fuera. Caso 1	110
Gráfico 3.13 FSv. “L” hacia fuera. Caso 1	111
Gráfico 3.14 Empujes Activos. “L” hacia fuera. Caso 1	112
Gráfico 3.15 Empujes Pasivos. “L” hacia fuera. Caso 1	113
Gráfico 3.16 Comportamiento de Presiones. “T” invertida. Caso 2	114
Gráfico 3.17 FSd. “T” invertida. Caso 2	115
Gráfico 3.18 FSv. “T” invertida. Caso 2	116
Gráfico 3.19 Empujes Activos. “T” invertida. Caso 2	117
Gráfico 3.20 Empujes Pasivos. “T” invertida. Caso 2	118
Gráfico 3.21 Comportamiento de Presiones. “L” hacia dentro. Caso 2	119
Gráfico 3.22 FSd. “L” hacia dentro. Caso 2	120

Gráfico 3.23 FSv “L” hacia dentro. Caso 2.....	121
Gráfico 3.24 Empujes Activos. “L” hacia dentro. Caso 2.....	122
Gráfico 3.25 Empujes Pasivos. “L” hacia dentro. Caso 2.....	123
Gráfico 3.26 Comportamiento de Presiones. “L” hacia fuera. Caso 2.....	124
Gráfico 3.27 FSd. “L” hacia fuera. Caso 2.....	125
Gráfico 3.28 FSv. “L” hacia fuera. Caso 2.....	126
Gráfico 3.29 Empujes Activos. “L” hacia fuera. Caso 2.....	127
Gráfico 3.30 Empujes Pasivos. “L” hacia fuera. Caso 2.....	128
Gráfico 3.31 Comportamiento de Presiones. “T” invertida. Caso 3.....	129
Gráfico 3.32 FSd. “T” invertida. Caso 3.....	130
Gráfico 3.33 FSv. “T” invertida. Caso 3.....	131
Gráfica 3.34 Empujes Activos. “T” invertida. Caso 3.....	132
Gráfico 3.35 Empujes Pasivos. “T” invertida. Caso 3.....	133
Gráfica 3.36 Comportamiento de Presiones. “L” hacia dentro. Caso 3.....	134
Gráfico 3.37 FSd. “L” hacia dentro. Caso 3.....	135
Gráfico 3.38 FSv. “L” hacia dentro. Caso 3.....	136
Gráfico 3.39 Empujes Activos. “L” hacia dentro. Caso 3.....	137
Gráfico 3.40 Empujes Pasivos, “L” hacia dentro. Caso 3.....	138
Gráfico 3.41 Comportamiento de Presiones. “L” hacia fuera. Caso 3.....	139
Gráfico 3.42 FSd. “L” hacia fuera. Caso 3.....	140
Gráfico 3.43 FSv. “L” hacia fuera. Caso 3.....	141
Gráfico 3.44 Empujes Activos. “L” hacia fuera. Caso 3.....	142
Gráfico 3.45 Empujes Pasivos. “L” hacia fuera Caso 3.....	143

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Valores aproximados de peso unitario para diversos suelos y rocas	190
Anexo 2: Valores promedio de ángulos de fricción para diversos suelos	191
Anexo 3: Ángulos de Fricción entre varios materiales de fundación y suelo o roca.....	192
Anexo 4: Ángulos δ	193
Anexo 5: Pesos Unitarios y Ángulos de Fricción de algunos materiales.	193
Anexo 6: Características de algunos materiales	194
Anexo 7: Valores de A_0	195
Anexo 8: Coeficientes de Empuje Activo (K_a). Teoría de Coulomb	196
Anexo 9. Coeficientes de Empuje Pasivo (K_p). Teoría de Coulomb	197
Anexo 10. Coeficientes de Empuje Activo (K_a). Teoría de Rankine	198
Anexo 11. Coeficientes de Empuje Pasivo (K_p). Teoría de Rankine	199
Anexo 12: CD con programa de excel para el análisis paramétrico de muros en voladizo.	199
Anexo 13: CD Guía para el Usuario del Programa de Excel.	199

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

"C"	Haciendo uso de la Teoría de Coulomb
"R"	Haciendo uso de la Teoría de Rankine
↑	Aumento
↓	Disminución
Ac	Área de Concreto
Ao	Coefficiente de Aceleración Horizontal
ArcTg	Arcotangente
As	Área de Suelo
b	Brazo
c	Cohesión
cm ²	Centímetros Cuadrados
Cos	Coseno
e	Excentricidad
Ea	Empuje Activo
eb	Espesor de Base
ef	Espesor de Fuste
Ep	Empuje Pasivo
ep	Espesor Máximo en Base
FS	Factor de Seguridad
FSd	Factor de Seguridad al Deslizamiento
FSv	Factor de Seguridad al Volcamiento
H	Altura del Muro
h	Profundidad de Fundación
Ka	Coefficiente de Empuje Activo
Kas	Coefficiente de Empuje Activo Sísmico
Kg	Kilogramos
Kgf	Kilogramos Fuerza
Kp	Coefficiente de Empuje Pasivo
m	Metros
m ²	Metros Cuadrados
m ³	Metros Cúbicos
q	Sobrecarga sobre el suelo a estabilizar
R	Reacción Vertical
Sin	Seno
Tg	Tangente θ

W	Peso
α	Ángulo de Inclinación de la cara trasera del fuste
β	Inclinación del Suelo Estabilizado
γ	Peso Unitario
γ_c	Peso Unitario del Concreto
γ_s	Peso Unitario del Suelo
δ	Ángulo de Fricción entre el Muro y el Material de Relleno
Δ	Ángulo de Inclinación de la Puntera
Θ	Ángulo de Inclinación del Talón
μ	Coefficiente de Fricción bajo la base del Muro
σ	Esfuerzo o Presión bajo la zapata del Muro
σ_{max}	Presión Máxima bajo la zapata del Muro
σ_{min}	Presión Mínima bajo la zapata del Muro
Ω	Ángulo de Mononobe y Okabe
Φ	Ángulo de Fricción Interna del Suelo
Φ_1	Ángulo de Fricción Interna del Suelo a Estabilizar
Φ_2	Ángulo de Fricción Interna del Suelo Base

INTRODUCCIÓN

La concepción de cualquier tipo de estructura de la ingeniería civil, si se quiere, se puede simplificar en dos partes: diseño y análisis. El diseño se refiere al entendimiento del problema y propuesta de las posibles soluciones, mientras que el análisis se refiere al estudio y aplicación de modelos matemáticos que permitan conocer el comportamiento de la estructura diseñada y por ende, saber si dicho diseño es funcional y viable (así como también comprobar que la propuesta realizada es la solución más óptima). No obstante, si se trata de un profesional de la ingeniería que no posee mucha experiencia como proyectista, el proceso iterativo puede volverse una actividad lenta y puede que no proporcione la solución más óptima para el caso estudiado.

Por ello, para el desarrollo de este trabajo especial de grado, en un principio se procedió a estudiar la existencia de herramientas o métodos de asistencia que se utilicen para la conceptualización del diseño de muros en voladizo. Fue conseguido el trabajo especial de grado (antecedente base de esta investigación) *Comportamiento de las presiones bajo la zapata de los muros* (Basso, R., & Azuero, R. ;1980). Sin embargo, se constató las grandes limitaciones que ese trabajo tenía por el año en el que había sido concebido, y también se observó de la carencia de una metodología aplicable para el diseño de muros en voladizo.

Es por ello, que en el desarrollo de este trabajo especial de grado se presenta un análisis paramétrico complejo de muros en voladizo, el cual busca comprender cuál es la influencia de las variables (del suelo y del muro) en el diseño de dichas estructuras.

Igualmente, esta investigación presenta una metodología gráfica que surgió del análisis paramétrico referido anteriormente y su propósito es asistir al ingeniero en el diseño de muro en voladizo desde el principio del proceso iterativo (el método está limitado obviamente por los parámetros que aquí se han definido y los casos que se han propuesto). Se espera que esta metodología sea una contribución al diseño de muros en voladizo y en lo posible, sea aplicable en el ejercicio de la ingeniería civil de Venezuela.

Finalmente, en la elaboración de esta investigación se demostró la necesidad de usar el programa de computadora "Excel" (Microsoft Office) para la generación de hojas de cálculos que permitieran hacer la complejidad del análisis paramétrico. Por ello, al final de este trabajo especial de grado se anexa el programa y una guía para su uso. Por lo anterior, esta investigación queda abierta a generar distintos análisis paramétricos y extender el alcance de lo programado en "Excel" (Microsoft Office) hacia otros propósitos.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Ingenierilmente hablando, los muros en voladizo son muros de gravedad donde los empujes generados por el suelo a estabilizar son transferidos verticalmente al suelo de apoyo, a través de una estructura de fundación. Por ello, la sección típica de los muros en voladizo es en forma de “T” invertida o en forma de “L”. De ahí se explica su término de muro “voladizo”, que sugiere que parte de su estructura sale o proviene de otra (Smith, 1999).

Para el diseño y análisis de este tipo de estructuras, en la actualidad todavía se siguen aplicando teorías de empujes de tierra como la de Coulomb o Rankine y métodos de estabilidad de taludes a través del análisis de los factores de seguridad, los cuales permiten determinar las sollicitaciones que deben resistir los muros para su funcionamiento. A su vez también existen programas de computadora que permiten obtener resultados solo en cuestión de segundos.

Sin embargo, el diseño de estructuras siempre es un proceso iterativo en el cual se parte de una geometría inicial, esta se chequea y si no cumple se vuelve a rediseñar hasta llegar a una estructura funcional y segura. Los muros en voladizo no son la excepción a esta regla, debido a que su cálculo siempre se ha basado en los métodos tradicionales. Debido a esto, en las distintas ramas de la Ingeniería Civil, se pueden encontrar problemas que se solucionan de una manera gráfica y sin el empleo de muchos cálculos, lo

cual hace que en algunos casos el proceso sea metódico y más rápido. Debido a esto es importante mencionar que actualmente en el análisis de los muros en voladizo no se utiliza un método que tenga estas características, las cuales puedan facilitar al ingeniero la obtención de la sección transversal de muro en voladizo más óptima a diseñar. Es importante señalar que hace más de 30 años el Ing. José Manuel Velásquez trabajó en conjunto con estudiantes de la Universidad Católica Andrés Bello en la generación de algunas herramientas útiles que poseen las características ya mencionadas. Dicho antecedente fue un trabajo especial de grado, el cual servirá como referente para el desarrollo de una propuesta en el área de la Ingeniería Geotécnica y Estructural (Basso y Azuero, 1980).

En base a todo esto, en el presente trabajo especial de grado se propone un estudio que busca identificar cuáles son los parámetros que se deben tomar en cuenta del suelo de fundación y del suelo a estabilizar, así como la geometría de la sección transversal de la estructura, al momento diseñar el muro en voladizo. Esto con la finalidad de establecer cuáles son las consecuencias o afectaciones que los parámetros traen en el diseño del muro como tal, debido a que las variaciones que se puedan encontrar en los diferentes casos, condicionarán al modelo y las dimensiones finales del muro a construir.

De esta manera, se busca generar resultados que permitan posteriormente seleccionar cual será el modelo de muro en voladizo más idóneo a ejecutar. La optimización será definida por los comportamientos de los factores de seguridad y de las presiones transmitidas al suelo de fundación, los cuales podrán ser presentados en forma de gráficos. En otras palabras, se busca la posibilidad de conocer de una manera rápida y sencilla qué ocurre cuando se modifican las dimensiones de la base de la sección transversal del muro, logrando de esta manera llegar a la opción más óptima.

Es importante resaltar que el presente trabajo especial de grado no busca la obtención de un nuevo método de diseño y análisis o el mejoramiento de los existentes, sino que en base a las teorías o estudios con los que se cuenta en la actualidad se busca producir nuevas herramientas que hagan el cálculo de los muros en voladizo menos numérico y más gráfico, sin comprometer la calidad del mismo. De igual forma, nunca se debe olvidar que sin importar el proceso que se lleve a cabo, debe existir un criterio ingenieril adecuado que se base en fundamentos teóricos y prácticos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General:

Desarrollar una propuesta de un método gráfico que permita la obtención de la sección transversal del muro en voladizo más óptima a diseñar.

1.2.2 Objetivos Específicos:

- Identificar los parámetros y variables que influyen en el análisis de los muros en voladizo.
- Determinar la influencia de dichos parámetros en el análisis de los muros en voladizo.
- Generar las gráficas que permitan la obtención del predimensionado de los diferentes elementos del muro en voladizo.
- Desarrollar una metodología que permita el uso adecuado de los gráficos antes mencionados.
- Comparar el comportamiento de las secciones transversales de muros en voladizo para los diferentes casos y variables a evaluar.

1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo del presente trabajo especial de grado es desarrollar una propuesta de un método gráfico que permita la obtención de la sección transversal del muro en voladizo más óptima a diseñar. Dicho trabajo se realiza con la finalidad de proponer un método sencillo y rápido, el cual permita conocer las respuestas del muro en voladizo en función de los diferentes parámetros a evaluar y la geometría de diseño.

A lo largo del tiempo, el cálculo de los muros en voladizo se ha venido realizando mediante el uso de distintas teorías y métodos, las cuales ameritan de procesos iterativos de cálculo que permiten llegar a conocer la geometría más óptima del muro a diseñar. Es debido a esto que es necesario contar con un método gráfico, el cual hará posible que el proceso sea más rápido, práctico y sencillo, sin dejar de ser igual de confiable que los métodos tradicionales, debido a que los resultados finales los cuales se verán representados en el método gráfico a proponer, serán obtenidos mediante procesos de cálculo que se basarán en las teorías de Coulomb y Rankine.

Dicho método será un aporte al área de la Ingeniería Geotécnica y Estructural, debido a que será una alternativa más para utilizar al momento de calcular o evaluar un muro en voladizo. También podrá ser utilizado como un método práctico y didáctico por estudiantes de mecánica de suelos, debido a que les permitirá determinar empujes de tierra, esfuerzos de transmisión a los suelos y factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento.

Es importante señalar, que éste trabajo de investigación se apoyará en el trabajo especial de grado realizado por los Ingenieros Basso y Azuero (1980), siendo uno de sus objetivos dar continuidad a dicho antecedente,

actualizando, completando y mejorando los resultados obtenidos en aquella época, con la utilización de las herramientas digitales con las que se cuenta en la actualidad.

Una vez culminado el desarrollo de esta propuesta, se podrá dar continuidad a la investigación en esta área, debido a que este trabajo sólo contempla la obtención de las dimensiones características de los muros en voladizo, mas no incluye el cálculo y diseño del muro como tal, ni la obtención de los elementos constructivos correspondientes. En base a esto se podría desarrollar un método que permitiera en función a la geometría final del muro a construir, determinar las cantidades y los detallados de acero necesarios (especialmente, cuando se incluye anexado el programa para el análisis paramétrico de muros en voladizo, permitiendo nuevas investigaciones que extiendan su alcance).

1.4 ALCANCE DEL TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Es importante destacar que el alcance del presente trabajo especial de grado estará limitado por los parámetros y variables que se tomarán en cuenta para llevar a cabo el análisis paramétrico correspondiente, en vista de lo extenso que pudiera llegar a ser la investigación como propuesta para un trabajo especial de grado si se tomase en cuenta todos los aspectos a ella asociados.

En dicho análisis, se caracterizará a los suelos por su cohesión, su ángulo de fricción y su peso unitario. Los muros estarán definidos por sus dimensiones características, como lo son la altura, espesores y pendientes del fuste, y las alturas, longitudes y pendientes del talón. Se trabajarán muros en forma de “T” invertida, sección “L” hacia dentro y sección “L” hacia fuera; no se considerará el uso de contrafuertes en el diseño de los muros y las alturas máximas a trabajar serán de 8m.

Para el cálculo de los empujes se tomarán en cuenta las alturas y las pendientes que pudiera tener el terreno, así como las cargas externas que actúan sobre los mismos y algún sismo que pudiera actuar en un momento determinado. Así mismo, no se tomará en cuenta el empuje generado por el agua contenida en el suelo trasdós, debido a que se considerará que el muro poseerá los elementos necesarios para drenar de una manera adecuada dicho fluido.

Los empujes activos y pasivos se calcularán haciendo uso de las Teorías de Coulomb y Rankine y las presiones bajo la fundación del muro se calcularán haciendo uso de la teoría convencional de fundaciones. Es relevante mencionar, que para la determinación de dichas presiones no se tomará en cuenta el nivel freático que pudiera existir bajo la fundación del muro.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antes de indagar en el tema desarrollado en este trabajo especial de grado, se deben definir los conceptos y las teorías que determinan a los diferentes parámetros de los suelos que interactúan con los muros, la geometría y la estabilización de taludes y, por ende, el diseño y análisis de muros estructurales (con su clasificación, componentes y tensiones que actúan sobre ellos).

2.1 SUELOS

Para la definición e introducción sobre qué es un suelo, se hace referencia a lo reportado por Vallejo (2005):

“Desde el punto de vista de la ingeniería geológica, el suelo se define como un agregado de minerales unidos por fuerzas débiles de contacto, separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación en agua.

La respuesta del suelo, a nivel práctico frente las acciones que introducen las obras de ingeniería, supone un movimiento de esas partículas a través de deslizamientos y giros entre ellos, y depende de:

- La proporción de materia sólida que exista en un volumen unitario de suelo de referencia.
- El tamaño y distribución de las partículas (que facilita o dificulta el movimiento de los granos entre sí).

- El volumen relativo de huecos (a medida que este aumenta el suelo es más deformable).
- Tamaño medio de dichos huecos o vacíos.” (Vallejo, 2005, p. 20)

2.1.1 Descripción y clasificación de suelos

Según el autor Braja Das (Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001), para lograr estudiar un material tan complejo como el suelo, este se ha clasificado en cuatro grandes grupos en función de su granulometría:

- Grava: sus granos se caracterizan por ser observables directamente, este tipo de suelos no es capaz de retener agua y posee grandes huecos entre sus partículas. Sus tamaños de granos son iguales o mayores a 4,75mm.
- Arenas: partículas observables a simple vista, que cuando se mezclan con el agua no forman agregados continuos, sino por el contrario se separan de ella con facilidad. Sus partículas están comprendidas entre 4,75mm y 0,075 mm.
- Limos: suelos capaces de retener el agua, mejor a como lo hacen las gravas o las arenas. Sus partículas menores de 0,075mm.
- Arcillas: suelo con capacidad de retención de agua muy alta. Lo cual produce en algunos casos aumentos de volumen. Por lo cual, son generalmente considerados materiales problemáticos. Están formados por partículas de tamaños muy inferiores a 0,075 mm.

2.1.2 Relaciones Gravimétricas

- Peso unitario (γ): es la relación entre el peso de la muestra (sólidos más el agua que contenga) y el volumen aparente.
- Peso específico: cantidad de masa sólida por unidad de volumen (considerando vacíos y sólidos).

Cabe resaltar que para la caracterización de un suelo (ya sea por el sistema unificado de caracterización de suelos, con sus vertientes y diferentes normas internacionales, o considerando otras clasificaciones) el autor González de Vallejo (2005) propone como propiedades intrínsecas de un suelo las siguientes (es decir, propiedades no circunstanciales que ayudan a conocer el comportamiento mecánico del suelo):

- Granulometría: Es la distribución de los distintos tamaños de partículas en el suelo. Ya se hizo referencia anteriormente de cuáles son los diferentes rangos para considerar a las partículas como gravas o arenas (material grueso) y como limos o arcillas (material fino).
- Plasticidad: define la consistencia del suelo en función del contenido de agua, a través de la determinación de la humedad. Es decir, se definen límites de consistencia propios del material que ocurren para porcentajes de humedad específicos (relación entre el peso del agua y el peso de sus sólidos) en los cuales el suelo cambia de estado.
- Peso específico

2.1.3 Parámetros de los suelos

Al momento de realizar el análisis paramétrico correspondiente al presente trabajo especial de grado, se tomarán en cuenta los siguientes parámetros para definir el suelo a trabajar:

- Peso Unitario
- Cohesión
- Ángulo de Fricción o Rozamiento Interno
- Ángulo de fricción entre el muro y el suelo trasdós.

En su libro “Cálculo práctico de pantallas de tablestacas” el Ingeniero Colling define a la cohesión y el ángulo de fricción o rozamiento interno de la siguiente manera:

Cohesión: propiedad que tienen los elementos de un suelo de permanecer unidos. Se puede decir que hasta las arenas finas siempre presentan una cierta cohesión, debido principalmente a que generalmente poseen impurezas arcillosas.

La cohesión es una propiedad bastante variable, debido a que puede disminuir y hasta desaparecer debido a las vibraciones. La influencia del agua también puede influir grandemente. Debido a esto, ésta propiedad sólo es tomada en cuenta en los casos de suelos puramente coherentes.

Ángulo de Rozamiento Interno (ϕ): éste parámetro es función de la rugosidad de las partículas que componen al suelo y su compacidad. Dicho parámetro es determinante para determinar las presiones que un suelo puede ejercer sobre un obstáculo, en este caso en específico sobre un muro en voladizo.

Mientras que el ángulo de fricción entre el muro y el suelo trasdós (δ) se define según el Ingeniero José Manuel Velásquez como un parámetro que determina la dirección de la presión lateral, el cual es bastante difícil de evaluar porque depende de numerosos factores tales como condiciones hidrológicas, material de muro, el tipo y densidad del suelo, etc. Cuando la cara del muro expuesta contra el suelo es muy lisa el valor de este ángulo se puede considerar nulo. Pero en casos de paredes de muro muy rugosa, con cavidades y protuberancias, el ángulo δ puede llegar a ser muy grande, incluso acercarse a la magnitud del ángulo de fricción ϕ . En general, el valor de δ puede ser bastante arbitrario en toda la altura, debe ser considerada muy cuidadosamente la influencia de esta variable.

2.2 MUROS ESTRUCTURALES

Un muro es diseñado para mantener la estabilidad de terrenos que se encuentran a diferentes alturas, y que están separados por la estructura del muro (Huntington, 1957). Cabe resaltar, que el suelo que se encuentra detrás del muro se denomina “trasdós” y su superficie puede poseer una inclinación respecto a la horizontal (Ver Fig 1). El trasdós puede ser un suelo no perturbado de su condición inicial o ser un suelo colocado después de la creación del muro, también puede poseer cargas adicionales a su peso propio (solicitaciones por vías asfaltadas, vías férreas, edificios, etc.), cargas que se modelan como tensiones distribuidas en las superficie de dicho trasdós.

A continuación, se presentarán de una manera simplificada las fuerzas y tensiones que actúan en la estructura de un muro:

1. Peso propio del muro: resultante vertical generada por la masa de la estructura del muro (acero y concreto), generalmente se evalúa por porciones de la sección transversal (cuyas áreas y centroides sean fáciles de evaluar).
2. Presiones laterales generadas por el suelo retenido o a estabilizar, conocida también como empuje activo.
3. Componente normal a la fundación del muro: generalmente son consideradas de forma linealmente distribuida, generando un diagrama de tensiones trapezoidales. Debido a que la fundación de los muros generalmente es horizontal, dicha componente normal es vertical.
4. Componentes horizontales en la fundación del muro: esta fuerza proviene del contacto entre el suelo y la fundación del muro, siendo a su vez proporcional a la componente normal a la fundación. La distribución de esta fuerza generalmente no es considerada, pero en caso de serlo, si se trata de un suelo de fundación sin cohesión, usualmente es asumida a la distribución de las fuerzas normales.
5. Presiones laterales generadas por el suelo ubicado al frente del muro: debido a que la fundación del muro siempre se encuentra enterrada, a una profundidad determinada, la porción de suelo frente al muro podrá generar una resistencia la cual actuará sólo cuando el muro se desplace hacia el frente, debido a esto estas presiones también son conocidas como empuje pasivo.
6. Sobrecarga en el terreno a estabilizar, se define como cualquier tipo de carga que pueda ser colocada por encima del suelo a estabilizar (vialidades, estructuras, etc.). Estas cargas aumentaran los empujes activos. Si estas son generadas por grandes autopistas o vías férreas, deberán ser considerados las vibraciones generadas por los mismos en el cálculo de los empujes activos.

7. Presión Hidrostática: generada por el agua acumulada en la parte trasera del fuste y la cual llega a tener contacto con el muro, generando una presión que posee un diagrama triangular. Cabe destacar que en este caso, el empuje activo generado por el suelo es reducido, debido al efecto que produce el agua en el peso de las partículas del suelo sumergido.
8. Presiones de agua bajo la zapata de los muros: generadas por el agua que se encuentra bajo la fundación, la cual incluso emergerá en la superficie del suelo por arriba del pie del muro. Bajo algunas condiciones podría ocurrir un lavado importante de este suelo, afectando la estabilidad de la fundación. Sin embargo, así no exista dicho fenómeno, siempre existirá una presión de empuje vertical hacia arriba por la presión del agua en los poros del suelo de fundación.
9. Sismos: el empuje activo generado contra el fuste del muro, puede ser incrementado momentáneamente por un efecto sísmico.
10. Expansión por cambio en el contenido de humedad, si el suelo a retener es un suelo arcilloso, los aumentos en el contenido de humedad generan expansiones, las cuales a su vez generaran que el empuje activo se incremente. Por el contrario cuando existe una disminución en el contenido de humedad, el suelo sufrirá una contracción, la cual generará que el empuje activo disminuya y se generen grietas en el suelo, por lo cual el material suelto ingresará en dichas grietas y al momento de aumentar el contenido de humedad, los empujes activos serán mayores a los iniciales. Dicho efecto ocurre en mayor proporción en muros de baja altura.

Es importante destacar que las fuerzas 7, 8 y 10 sólo actuarán en caso de que el muro no posea un drenaje adecuado, el cual libere las presiones hidrostáticas y evite los fenómenos ya mencionados.

2.3 MUROS EN VOLADIZO.

Hablando específicamente de los muros de concreto armado, este trabajo especial de grado se concentrará exclusivamente en los muros en voladizo.

Los muros en “voladizo”, ingenierilmente hablando, son muros de gravedad donde los empujes generados por el suelo (a estabilizar) son absorbidos por el fuste del muro y transferidos verticalmente al suelo de apoyo a través de una estructura de fundación. Por ello, la sección típica de los muros cantilever es en forma de “T” invertida o en forma de “L”. De ahí se explica su término muro “voladizo”, que sugiere que parte de su estructura sale o proviene de otra (Smith,1999).

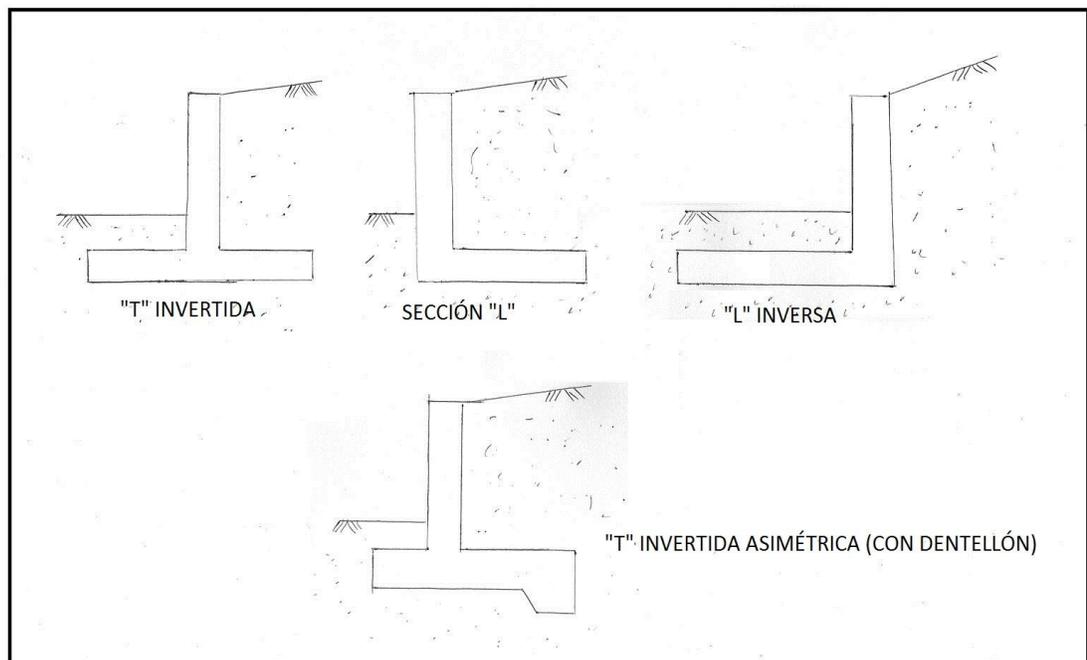


Figura 2.1 Algunas de las secciones transversales de muros en voladizo
(Fuente Elaboración Propia)

Es importante observar, que pueden existir diferentes geometrías a utilizar en el diseño de los muros en voladizo, las cuales afectarán su comportamiento (resistencia, durabilidad, etc).

2.3.1 Partes de los Muros en Voladizo

Huntington, caracteriza las partes de los muros en voladizo de la siguiente manera:

- Fuste: es la estructura vertical que separa a los niveles del terreno. La cara en contacto con el suelo trasdós es la cara de “atrás” o “trasera”, mientras que la cara expuesta del fuste es el “frente”.
- Base o Fundación: es la parte más profunda del muro en la cual éste se apoya.
- Talón: es la intersección de la cara trasera del fuste con la base (puede también ser una porción de la base).
- Puntera o pie de muro: es la intersección de la cara del frente del fuste con la base.
- Dentellón: elemento estructural que se sitúa por debajo de la fundación del muro, generalmente ubicado cerca del centro del fuste, con la finalidad de proveer continuidad al fuste o a la fundación. Su función principal es proporcionar resistencia al desplazamiento del muro. Véase *Figura 2.2*.

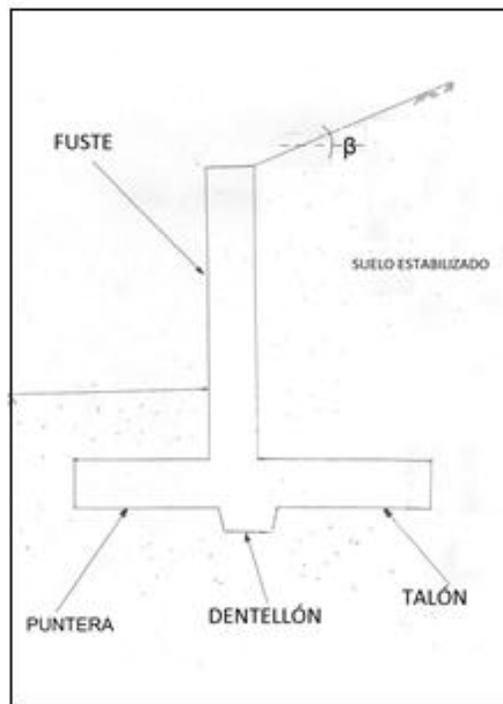


Figura 2.2 Sección transversal típica de un muro en voladizo.

(Fuente Elaboración Propia)

Con respecto al uso de los muros, en general están extensivamente vinculados a vías de transporte (rieles de ferrocarriles, autopistas, carreteras, viaductos, túneles, etc.). También son aplicados en obras de hidráulica (tanques, canales de flujo libre, represas, etc.). Y así como en toda obra ligada a la estabilización de taludes y diferencias de alturas (naturales o proyectadas).

Los muros, si se quiere, podrían clasificarse principalmente en muros de gravedad, a corte y a fricción. Existiendo diversas geometrías de diseño y materiales a utilizar en su construcción (piedra, concreto, concreto armado, acero).

2.4 TEORÍA MOHR - COULOMB; RESISTENCIA AL CORTE.

La resistencia al corte de un suelo es un aspecto importante en muchos problemas de capacidad portante para fundaciones, estabilidad de represas y determinación de empujes laterales de tierra en muros de estabilización de taludes. Es un parámetro base para la determinación del comportamiento mecánico de un suelo, se hará una explicación breve sobre unas de las teorías para determinar la ocurrencia de falla debido a esfuerzos cortantes, esta es la de Mohr-Coulomb.

Tal como reseña Braja Das en su libro *Advanced Soil Mechanics*, fue en el año 1900 que Mohr presentó su teoría de ruptura de materiales, la cual define a la falla de un material a lo largo del plano como la consecuencia de la combinación de tensiones normales y cortantes, mas no por meramente actuación de tensiones cortantes o por meramente tensiones normales. Por ello, la relación entre tensiones normales y cortantes es determinada de la siguiente manera:

$$s = f(\sigma) \quad \text{Ecuación 2.1 (Das, 2008)}$$

Donde “s” es el esfuerzo de corte cuando ocurre la falla y “ σ ” la tensión normal al plano de falla. Ese grupo de par combinados de “s” y “ σ ” forma una curva, la cual es denominada envolvente de falla.

Por otro lado, (Das, 2008) también menciona que en 1776 Coulomb definió a la función $f(\sigma)$ como:

$$s = c + \sigma \tan(\phi) \quad \text{Ecuación 2.2 (Das, 2008)}$$

Donde “c” es la cohesión del suelo y “ ϕ ” es el ángulo de fricción del suelo. Esta ecuación se le denomina criterio de falla “Mohr- Coulomb”, donde se considera a los pares combinados de tensiones cortantes “s” y

tensiones normales “ σ ” como la ocurrencia de ruptura en el suelo. En la figura 3, se puede observar la gráfica de la envolvente de falla. Donde el punto “A” representa unos valores de tensiones cortantes y normales de un suelo que aun no ha fallado, el punto “B” son los valores de esfuerzos donde está ocurriendo la ruptura y el punto “c” no puede existir ya que la falla por corte ocurre antes de llegar a esa condición.

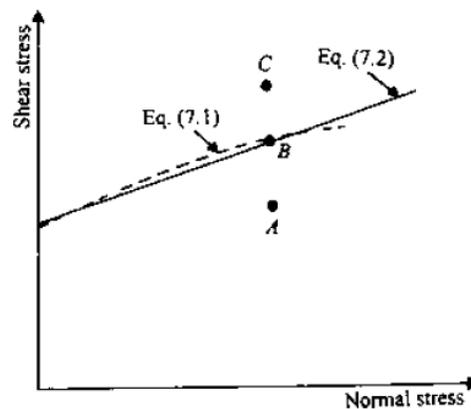


Figura 2.3 Envolvente de falla

(Das, 2008)

Cabe destacar, que para suelos saturados los esfuerzos normales generados en el suelo por las tensiones cortantes, son esfuerzos efectivos “ σ' ” que resultan de la diferencia entre los esfuerzos del suelo y la presión intersticial “ u ” generada por el agua. La ecuación es la siguiente:

$$s = c + (\sigma - u) \tan(\phi) = c + \sigma' \tan(\phi) \quad \text{Ecuación 2.3 (Das, 2008)}$$

Para suelos granulares no existe cohesión o este valor es casi nulo, por ello la resistencia de suelos no cohesivos debe ser tratada por separado.

2.4.1 Resistencia al corte Suelos No Cohesivos

Para estos suelos la cohesión es cero. Por ellos la ecuación de corte queda:

$$s = \sigma' \tan(\phi) \quad \text{Ecuación 2.4 (Das, 2008)}$$

La obtención del ángulo de fricción se logra mediante dos métodos: ensayo de corte directo y ensayo triaxial. Haciendo una breve referencia de estos ensayos, el ensayo directo consiste básicamente en la colocación de una muestra del suelo en un cilindro o caja metálica (conformado por dos anillos) donde se aplica mediante pesas una carga normal a la cara superior del cilindro y se aplica una fuerza cortante para separar el anillo superior del inferior, hasta que ocurra la ruptura. Existe una mejora de este ensayo denominado Ensayo de corte simple, el cual agrega un recubrimiento de caucho en los anillos para distribuir mejor las cargas y evitar mayores esfuerzos en los bordes.

Con respecto al ensayo triaxial, como explicación breve se tiene que el principio básico es aplicar a una muestra cilíndrica de suelo, una carga normal a la cara superior pero bajo un régimen de confinamiento de varios esfuerzos determinados. Al fallar esto permite obtener los esfuerzos principales y generar los círculos de Mohr para el par combinado de tensiones de corte y tensiones normales, obteniendo así la envolvente de falla y por ende el ángulo de fricción. En la siguiente figura se pueden observar los resultados de un ensayo triaxial:

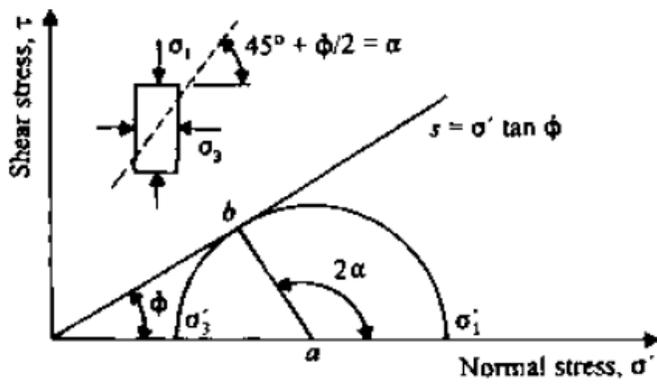
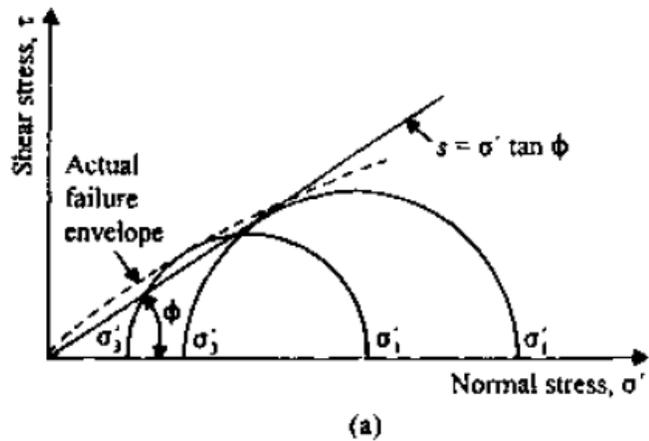


Figura 2.4 Envolvente de Falla Ensayo Triaxial condición drenada
(Das, 2008)

2.4.2 Resistencia al corte Suelos Cohesivos

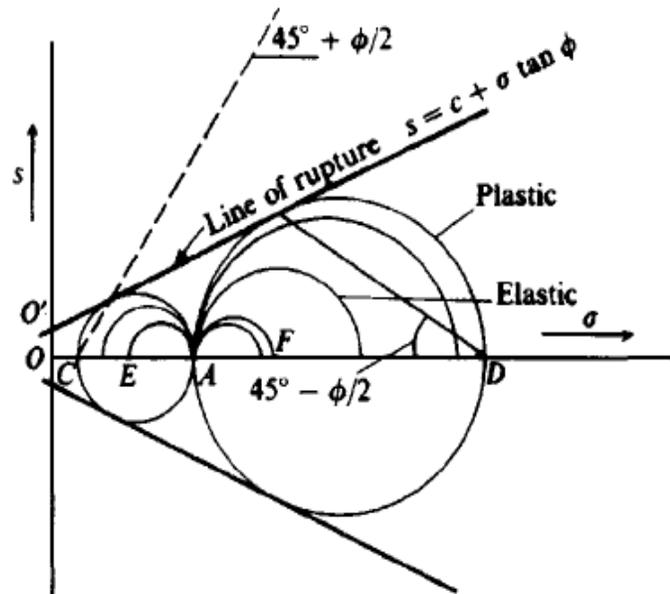
Para suelos cohesivos, las ecuaciones de resistencia al corte son las anteriormente citadas (Ecuaciones 2.2 y 2.3), tratándose respectivamente de suelos saturados y no saturados. Para suelos cohesivos en estado saturado se realizan los ensayos de consolidación en condición drenada, consolidación en condición no drenada y ensayo no consolidado en

condición no drenada. En pocas palabras, estos ensayos se refieren a como los esfuerzos cortantes “s” y las tensiones normales que se generan, se ven afectadas por el drenaje del agua que se encuentra dentro de dicho suelo (esfuerzo efectivo).

2.5 EMPUJES LATERALES

Los empujes laterales son desarrollados durante los desplazamientos del suelo, pero hasta que este no se encuentre en el plano de falla, según la definición de la envolvente de ruptura de Mohr (Véase Fig. 5), las presiones son indeterminadas. Estas también son a veces indeterminadas en el momento de la ruptura, debido a que es difícil crear un estado de equilibrio plástico en todo el suelo al mismo tiempo. En base a esto es práctica común analizar la ruptura como un estado de ocurrencia ideal, tanto por conveniencia como por las limitaciones de conseguir los parámetros del suelo necesarios con un alto grado de fiabilidad.

En referencia a la Figura 5, se pueden observar dos círculos que son comunes en el punto A y tangentes a la línea de ruptura. Ambos círculos representan un estado de equilibrio plástico en deformación plana, mientras que los círculos EA o AF representan un equilibrio elástico.



(a) Mohr's circles for the K_0 and at plastic equilibrium (or rupture).

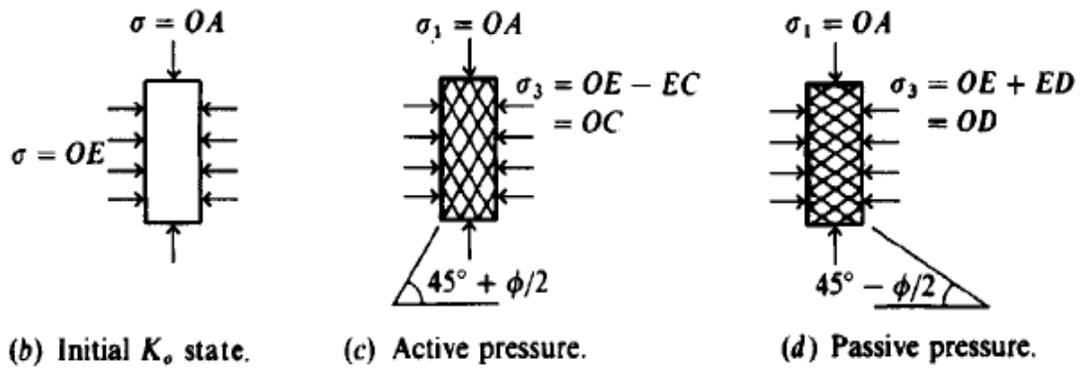


Figura 2.5 Ilustración del concepto de equilibrio plástico y elástico.

(Bowles, 1997)

Empuje Activo

El empuje activo se refiere a la presión mínima a la que pueda ser sometido el suelo para que no se rompa. En referencia nuevamente a la Figura 5, el empuje activo se refiere al estado de equilibrio plástico definido por el círculo AC. Este estado de equilibrio se puede observar en la figura 5-b, y es obtenido de la siguiente manera: en primer lugar son aplicadas las tensiones OA y OE, de tal manera que el estado inicial K_0 es obtenido. Posteriormente comienza a disminuir gradualmente OE hasta llegar a la falla en OC. En este punto las tensiones OA (máxima) y OC (mínima) pueden ser utilizadas para trazar un círculo de Mohr. La diferencia en OA y OC es el diámetro del círculo, el cual es también el esfuerzo desviador que puede ser obtenido en un ensayo triaxial en el laboratorio.

El esfuerzo principal mínimo OC, es llamado empuje activo y puede ser calculado mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 (45^\circ - \Phi/2) - 2c \tan (45^\circ - \Phi/2) \quad \text{Ecuación 2.5 (Bowles, 1997)}$$

Siendo el coeficiente de empuje activo $K_a = \tan^2 (45^\circ - \Phi/2)$ Ecuación 2.6
(Bowles, 1997)

Empuje Pasivo

El empuje pasivo se refiere a la resistencia que ofrece la masa de suelo a ser desplazada. Viene dado por el círculo de Mohr más grande que se muestra en la Figura 5. Este estado se desarrolla mediante la obtención

de condiciones de K_0 y manteniendo O_A constante, mientras incrementan las presiones laterales de O_E a la falla de equilibrio plástico en O_D .

Los planos de deslizamiento en el suelo ahora hacen ángulos que son $(45^\circ - \Phi/2)$ con la horizontal y son Φ desde el estado activo.

El esfuerzo principal O_D puede ser calculado a partir de la geometría del círculo de Mohr, de la misma manera en cómo se hizo para el empuje activo, obteniendo la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 (45^\circ + \Phi/2) + 2c \tan (45^\circ + \Phi/2) \quad \text{Ecuación 2.7 (Bowles, 1997)}$$

$$\text{Siendo el coeficiente de empuje activo } K_p = \tan^2 (45^\circ + \Phi/2) \quad \text{Ecuación 2.8} \\ \text{(Bowles, 1997)}$$

2.6 FORMULACIÓN GENERAL DE LOS EMPUJES DE TIERRA

2.6.1 Teoría de Charles Coulomb (1776).

Uno de los primeros métodos utilizados para la determinación de los empujes de tierra que actúan sobre el muro, es la teoría de Coulomb. Tal como expresa Bowles en su libro *Foundation Analysis and Design*, la teoría de Coulomb se basa en las siguientes hipótesis:

- El suelo es isotrópico y homogéneo, posee tanto fricción interna como cohesión.
- La superficie de falla (ver figura 6, línea AE) y la superficie del suelo a estabilizar (ver figura 6, línea BE) son planas, puede poseer pendiente pero no una superficie irregular.

- La resistencia a la fricción es distribuida uniformemente sobre el plano de falla (figura 5, línea BC) y el coeficiente de fricción entre el contacto suelo-suelo es:

$$f = \tan\phi \text{ Ecuación 2.9 (Bowles, 1997)}$$

- La cuña de falla (figura 6, triángulo ABE) es considerada como un cuerpo rígido en traslación.
- Por el movimiento de la cuña potencial de falla, se genera una fuerza de fricción por el contacto de la parte trasera del fuste del muro y el suelo. Se genera un ángulo de fricción generalmente denominado como “ δ ”.
- Se supone al muro con una longitud muy grande y que las propiedades del suelo con esa longitud no varían a fin de poder considerar el problema bidimensionalmente.

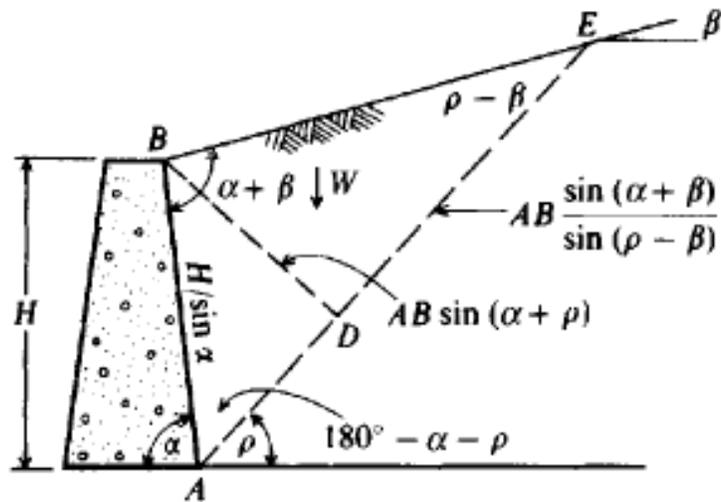


Figura 2.6 Cuña de falla, ángulos y relaciones senoidales Método Coulomb
(Das, 2008)

Una de las deficiencias de la teoría de Coulomb, es que considera al suelo como un cuerpo ideal y que la falla es de forma plana (cosa que se puede asumir en caso de suelos sin ningún tipo de cohesión, como arenas limpias).

El empuje activo (Coulomb)

El empuje activo surge de una relación trigonométrica que descompone al vector peso de la cuña de falla. No está en el interés de este trabajo especial de grado describir las demostraciones matemáticas que dan como resultado la ecuación para empujes activos:

$$Ea = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times Ka \quad \text{Suelo sin cohesión. Ecuación 2.10 (Bowles, 1997)}$$

$$Ea = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad \text{Suelos cohesivos. Ecuación 2.11}$$

(Velásquez, 1981)

Dónde:

- Ea = empuje activo.
- γ = peso específico del suelo.
- H = altura del muro.
- Ka = *Coeficiente de empuje activo Coulomb.*
- c = *cohesión*

A su vez el coeficiente de empuje activo “Ka” surge de la siguiente ecuación (resultado de relación senoidal de vectores):

$$Ka = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Coeficiente de empuje activo (Coulomb). Ecuación 2.12 (Bowles, 1997)

Donde (ver Figura 6):

- α = inclinación respecto a la horizontal de la parte de atrás del fuste.
- ϕ = ángulo de fricción de suelo a estabilizar.
- δ = ángulo de fricción contacto muro-suelo.
- β = inclinación superficie superior de suelo a estabilizar.

Para el caso particular de $\alpha = 90^\circ$ (Muro Vertical), $\delta = 0^\circ$ (No existe fricción entre muro y suelo) y $\beta = 0^\circ$ (Relleno de superficie horizontal), resulta:

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \text{Ecuación 2.13.}$$

El empuje pasivo (Coulomb)

Por otra parte, el empuje pasivo surge de la resistencia que desarrolla el suelo como oposición al movimiento. Por ello existe un ajuste en las relaciones trigonométricas por sentido del vector. Quedando la fórmula de la siguiente manera:

$$E_p = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times K_p \quad \text{Suelos sin cohesión Ecuación 2.14 (Bowles, 1997)}$$

$$E_p = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times K_p + 2cH\sqrt{K_p} \quad \text{Suelos cohesivos. Ecuación 2.15}$$

(Velásquez, 1981)

Donde:

- E_p = empuje pasivo.
- γ = peso específico del suelo.
- H = altura del muro.
- K_p = Coeficiente de empuje pasivo Coulomb.
- c = cohesión.

A su vez el coeficiente de empuje pasivo “Kp” surge de la siguiente ecuación (resultado de relación senoidal de vectores):

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \delta)}{\sin^2(\alpha) \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \beta) \sin(\delta + \alpha)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Coeficiente de empuje pasivo (Coulomb). Ecuación 2.16 (Bowles, 1997)

Para el caso particular de $\alpha = 90^\circ$ (Muro Vertical), $\delta = 0^\circ$ (No existe fricción entre muro y suelo) y $\beta = 0^\circ$ (Relleno de superficie horizontal), resulta:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \Phi/2) \quad \text{Ecuación 2.17}$$

2.6.2 Teoría de William Rankine (1857)

Como lo expresa el autor Bowles en su libro “Foundation Analysis and Design”, el método de Rankine para estimar empujes de tierras, considera que el suelo está en estado de equilibrio plástico y usa prácticamente la misma hipótesis que Coulomb. Sin embargo, la diferencia radica en que Rankine asume que no existe fricción entre el suelo y el muro, que todos los empujes se encuentran a un tercio de la base del muro (distribución triangular de tensiones) y que el empuje activo es paralelo a la superficie del suelo a estabilizar (ver figura 7). La fórmula de empuje activo queda de la siguiente manera:

Empuje activo (Rankine)

$$E_a = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times K_a \quad \text{Suelos sin cohesión. Ecuación 2.18 (Bowles, 1997)}$$

$$Ea = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad \text{Suelos cohesivos. Ecuación 2.19}$$

(Velásquez, 1981)

Donde:

- Ea = empuje activo.
- γ = peso específico del suelo.
- H = altura del muro.
- Ka = *Coficiente de empuje activo Rankine.*

A su vez el coeficiente de empuje activo “Ka” surge de la siguiente ecuación (resultado de relación senoidal de vectores):

$$Ka = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

Coeficiente de empuje activo (Rankine). Ecuación 2.20 (Bowles, 1997)

Donde :

- ϕ = ángulo de fricción de suelo a estabilizar.
- β = inclinación superficie superior de suelo a estabilizar.

Para el caso particular de $\beta = 0^\circ$ (Relleno horizontal), resulta:

$$Ka = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \text{Ecuación 2.21 (Bowles, 1997)}$$

Empuje pasivo (Rankine)

Mientras que el empuje pasivo para Rankine se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Ep = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times Kp \text{ Suelos sin cohesión. Ecuación 2.22 (Bowles, 1997)}$$

$$Ep = \frac{\gamma \times H^2}{2} \times Kp + 2cH\sqrt{Kp} \text{ Suelos cohesivos. Ecuación 2.23}$$

(Velásquez, 1981)

Donde:

- Ep = empuje pasivo
- γ = peso específico del suelo
- H = altura del muro
- Kp = *Coficiente de empuje pasivo Rankine.*

A su vez el coeficiente de empuje pasivo “ Kp ” surge de la siguiente ecuación (resultado de relación senoidal de vectores):

$$Kp = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}$$

Coficiente de empuje pasivo (Rankine). Ecuación 2.24 (Bowles, 1997)

Donde:

- ϕ = ángulo de fricción de suelo a estabilizar.
- β = inclinación superficie superior de suelo a estabilizar.

Para el caso particular de $\beta = 0^\circ$ (Relleno horizontal), resulta:

$$Kp = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \text{ Ecuación 2.25 (Bowles, 1997)}$$

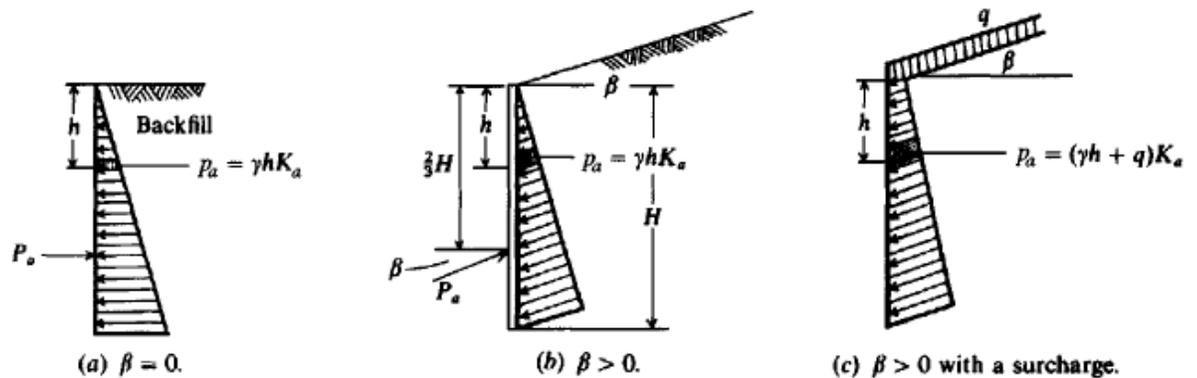


Figura 2.7 Distribución del empuje activo según la inclinación de la superficie del suelo
(Bowles, 1997)

2.7 MÉTODO DE MONONBE Y OKABE

Como lo explica el autor Robert W. Day (2009) en el libro “Foundation Engineering Handbook”, este método desarrollado por los japoneses Mononbe y Matsu en 1929 y Okabe 1926, supone una extensión del método de Coulomb agregando una fuerza estática en el equilibrio de fuerzas de la cuña deslizante. Dicha fuerza representa el aumento del empuje activo debido al efecto de la aceleración sísmica. El coeficiente del empuje activo de Mononobe-Okabe es:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\Phi - \Omega - \tau)}{\cos(\Omega) \times \cos^2(\tau) \times \cos(\delta + \tau + \Omega) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Omega - \beta)}}{\sqrt{\cos(\delta + \tau + \Omega) \times \cos(\beta - \tau)}} \right]^2}$$

Ecuación 2.25 de Mononobe y Okabe. (W.Day, 2009)

Donde:

- ϕ = ángulo de fricción de suelo a estabilizar.
- β = inclinación superficie superior de suelo a estabilizar.
- Ω = ángulo de Mononobe Okabe :

$$\Omega = \text{Arctg} (\mathbf{A_0/g}) \text{ Ecuación 2.26. (W.Day, 2009)}$$

- τ = inclinación respecto a la vertical de la parte de atrás del fuste:

$$\tau = 90 - \alpha$$

- δ = ángulo de fricción contacto muro-suelo.

Cabe destacar, que para obtener el ángulo de Mononobe Okabe (Ω) se necesita determinar la aceleración del terreno respecto al valor de la gravedad, es decir, conocer A_0/g . Para efectos de este trabajo especial de grado, siguiendo la normativa venezolana COVENIN 1756-1:2001 “Edificaciones Sismo resistentes”, se toma que el valor de $\mathbf{A_0/g=0,3}$ que es acorde a una Zona sísmica Tipo V (zona que incluye al área metropolitana de Caracas).

Otro punto importante a resaltar, es que la Ecuación 15 de Mononobe y Okabe, posee una limitante en los valores de ángulos para que la fórmula sea matemáticamente aplicable:

$$\Omega \leq \phi - \beta$$

Condición Mononobe-Okabe. Ecuación 2.27 (W.Day, 2009)

Se debe entender, que el coeficiente para empuje activo bajo acción sísmica “Kas” de Monobe-Okabe, sólo puede ser usado para determinar al empuje activo sísmico por la Teoría de Coulomb, más no se puede sustituir el coeficiente “Ka” por el “Kas” en la Teoría de Rankine.

Esto se debe, a que el principio del método de Mononobe y Okabe es el uso de la cuña de deslizamiento de la Teoría de Coulomb. En la Teoría de Rankine no se considera a la cuña de falla, sino que se trabaja con una superficie de falla y la actuación de las masas correspondientes al muro y al suelo adyacente que participan en el equilibrio de fuerzas. Sin embargo, es posible el uso indirecto de la fórmula de Monobe y Okabe para determinar un coeficiente de empuje sísmico “Kas” para Rankine.

El ingeniero José Manuel Velásquez explica que al obtener el valor del coeficiente “Ka” (por Coulomb) y el coeficiente por “Kas” (por Mononobe-Okabe), es posible deducir un factor de incremento que multiplique al coeficiente “Ka” (de Rankine) y se obtenga un coeficiente de empuje activo bajo acción sísmica “Kas” para la Teoría de Rankine. Cabe resaltar, que dicho factor de incremento resulta de la relación entre el coeficiente “Ka” de la teoría Coulomb y el coeficiente “Kas” resultante de la fórmula “Mononobe y Okabe” :

$$Factor\ de\ incremento = \frac{Kas\ Mononobe\ y\ Okabe}{Ka\ de\ teoría\ de\ Coulomb} \quad \text{Ecuación 2.28 (Fuente propia)}$$

$$Kas\ (para\ Rankine) = Ka\ de\ Rankine * factor\ de\ incremento.$$

Coeficiente de empuje activo bajo acción sísmica para Rankine. Ecuación 2.29

(Fuente propia)

2.8 EFECTO DE LAS SOBRECARGAS

Tal como lo explica el ingeniero José Manuel Velásquez (Ver Figura 8), se puede observar una sobrecarga uniformemente distribuida sobre la superficie del suelo trasdós. Dichas sobrecargas pueden originarse por diversos efectos y poseer magnitudes importantes en algunos casos. El efecto básico en la masa es un incremento en la intensidad de la presión lateral, desplazando hacia arriba el punto de aplicación de la resultante del empuje activo.

La presión vertical a una profundidad “h” será:

$$\sigma = \gamma * h + q \quad \text{Ecuación 2.30 (Velásquez, 1981)}$$

- La presión lateral resultante será:

$$\sigma x = (\gamma * h + q) \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2 * c * \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Ecuación 2.31 (Velásquez, 1981)

Haciendo uso de la Ecuación 30, Ecuación 31 y la Ecuación 19 (de Empujes Activos), se deduce:

$$Ea = \frac{(\gamma + \frac{q}{H})H^2Ka}{2} - 2cH\sqrt{Ka}$$

Determinación de empujes activos con presencia de sobrecarga. Ecuación 2.32
(Velásquez, 1981)

Igualmente, el efecto de las sobrecargas puede interpretarse como el de una capa de suelo equivalente actuando sobre el tope del relleno y de intensidad q/γ . (Ver figura 8)

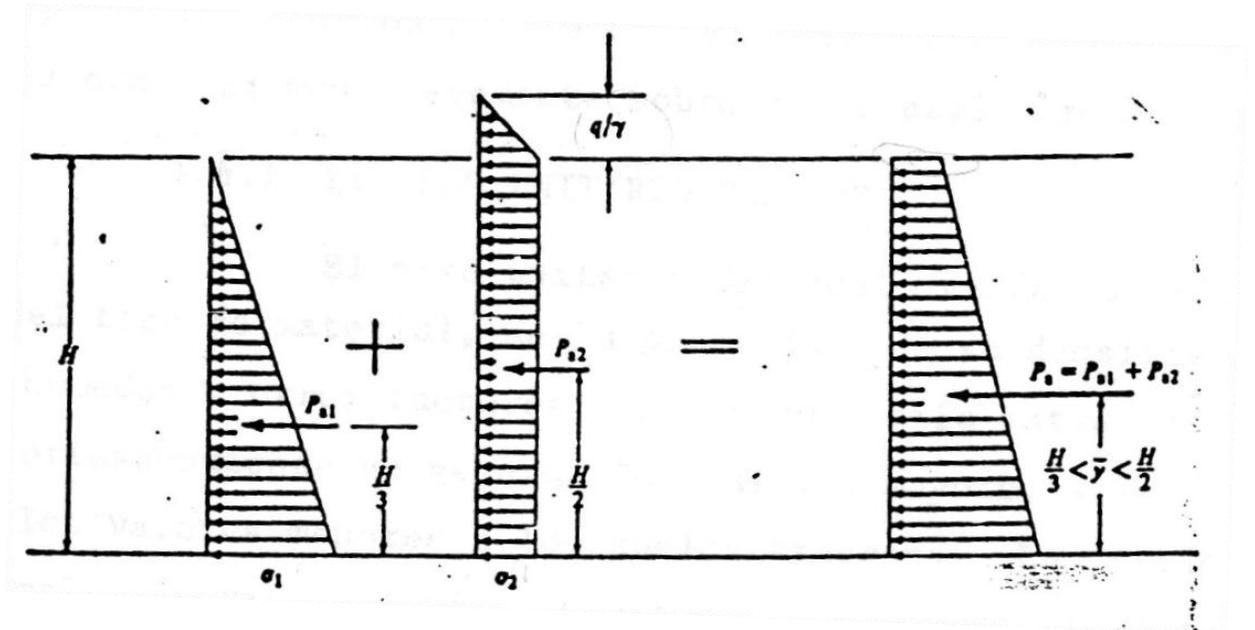
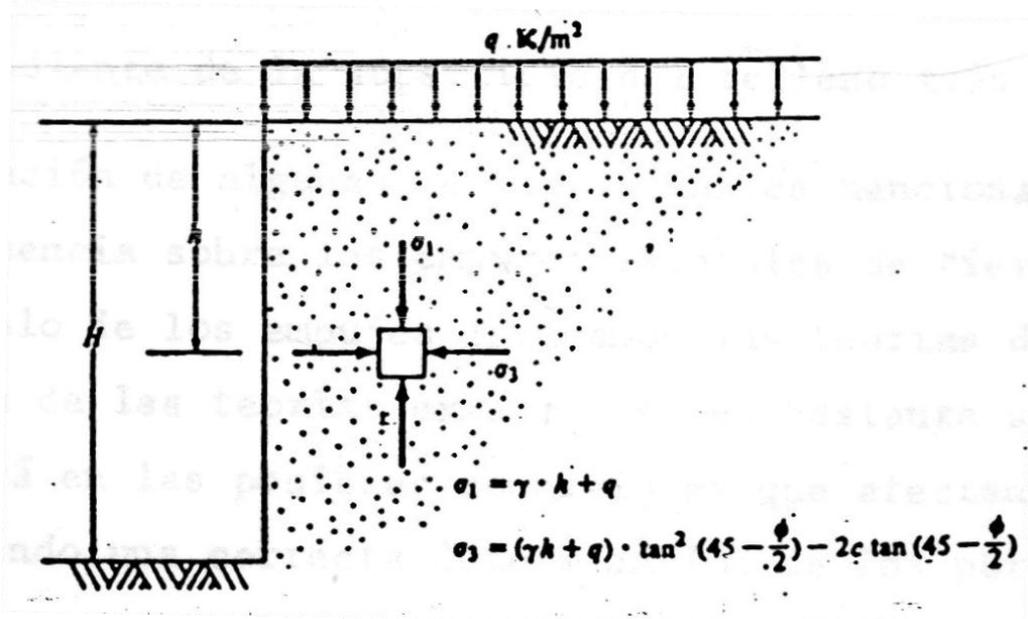


Figura 2.8 Efecto de las sobrecargas sobre los empujes
 (Velásquez, 1981)

2.9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL SUELO DE FUNDACIÓN

Para la definición e introducción sobre este tema, se hace referencia a lo reportado por Maria Fratelli (1993):

La función de una fundación es la transmisión al suelo de todas las cargas que impone la superestructura de una construcción. La forma como se realiza esta transferencia depende de una gran diversidad de parámetros, entre los cuales se pueden mencionar:

- La capacidad portante del suelo de fundación
- La profundidad en la cual se ubica la base
- El tipo y magnitud de las cargas impuestas
- Las propiedades elásticas del suelo
- La rigidez y tamaño de la fundación
- El comportamiento de la superestructura
- La presencia del nivel freático (Fratelli, 1993)

El determinar el estado tensional de los suelos de fundación es de vital importancia, debido a que nunca se deben superar los límites de su resistencia ni la magnitud de sus deformaciones y asentamientos admisibles. La tensión producida en cada punto depende del peso de la masa del suelo por encima del punto, de la totalidad de las cargas exteriores aplicadas en él y del peso de la estructura. Debido a esto, un análisis de este tipo debe abarcar los siguientes conocimientos:

- El estado tensional debido al peso propio.
- La distribución de presiones de contacto entre el suelo y las fundaciones.

- El estado tensional en el subsuelo debido a las cargas impuestas por las bases.

En el presente trabajo especial de grado, se hará uso de la teoría convencional de fundaciones o también llamado bases totalmente comprimidas, para el cálculo y análisis de los estados de presiones en la zapata o bases de los muros en voladizo. Cabe destacar, que esto sólo es aplicable para fundaciones rígidas, es decir, cuando se cumple la relación $S/e \leq 6$ (ver Figura 9). Según criterio del Ingeniero José Manuel Velásquez, es preferible usar relaciones $S/e \leq 5$ para asegurar un comportamiento rígido en la fundación, no obstante, para efectos de esta investigación se adoptó $S/e \leq 6$ buscando generar espesores de fundación no muy elevados y todavía sin entrar en comportamiento elástico de fundaciones.

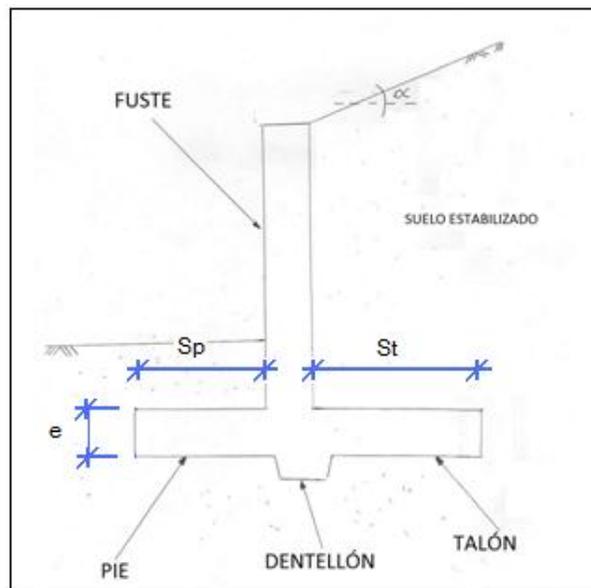


Figura 2.9 Criterio de rigidez en fundaciones
(Fuente Elaboración Propia)

2.10 BASES TOTALMENTE COMPRIMIDAS

Este método es aplicable, cuando el centro de presiones que se obtiene de la resultante de las cargas exteriores y los momentos se encuentra dentro del núcleo central de la base de la planta, dando como resultado que ésta se encuentre totalmente comprimida. Es importante mencionar, que si el centro de presiones coincide con el baricentro de la base, los esfuerzos en el suelo resultan uniformemente distribuidos, y se obtienen haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \text{Ecuación 2.33 (Fratelli, 1993)}$$

Siendo A el área en planta de la base. Si el centro de presiones no coincide con el baricentro de la base, pero se halla contenido dentro del núcleo central, los esfuerzos σ en el suelo de fundación se pueden hallar aplicando las ecuaciones de la estática, para cualquier punto del área de contacto del suelo y la base.

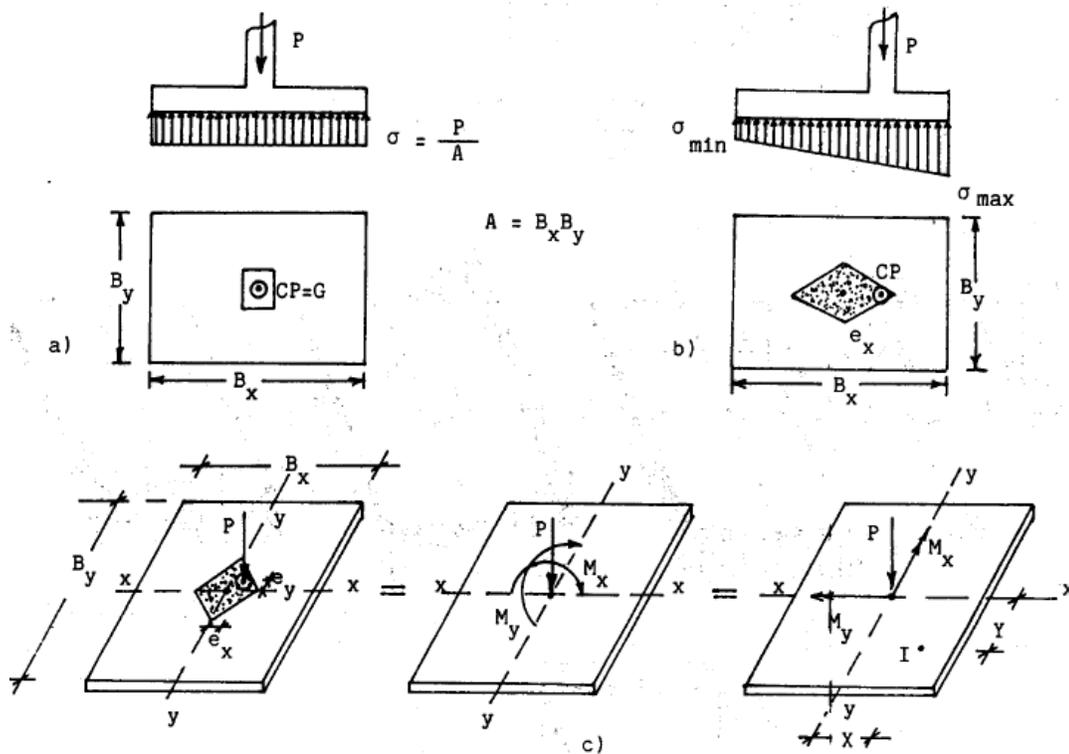


Figura 2.10 Equilibrio de Fuerzas en Zapatas

(Fratelli, 1993)

En base a la figura anterior y según la Ley de Navier, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \pm \frac{M_x X}{I_{yy}} \pm \frac{M_y Y}{I_{xx}} \quad \text{Ecuación 2.34 (Fratelli, 1993)}$$

Siendo X y Y las distancias del punto I considerado a los ejes principales de Inercia. P es la resultante de las cargas exteriores, aplicada en el centro de presiones como indica la figura 8 c), con excentricidades e_x y e_y con respecto a los mencionados ejes. De esta manera se puede trasladar la

fuerza P al baricentro de la base aplicando los pares Mx y My, cumpliéndose que:

$$M_x = P e_x \leq \frac{P B_x}{6} \quad \text{Ecuación 2.35 (Fratelli, 1993)}$$

$$M_y = P e_y \leq \frac{P B_y}{6} \quad \text{Ecuación 2.36 (Fratelli, 1993)}$$

Además de esto, los momentos de Inercia Ixx e Iyy del Área en planta de la base, con respecto a los ejes x e y respectivamente, son:

$$I_{xx} = \frac{B_x B_y^3}{12} \quad \text{Ecuación 2.37 (Fratelli, 1993)}$$

$$I_{yy} = \frac{B_y B_x^3}{12} \quad \text{Ecuación 2.38 (Fratelli, 1993)}$$

Sustituyendo los valores de las ecuaciones 22 a 25 en la ecuación 21 se obtiene:

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \pm \frac{12 P e_x X}{B_x^3 B_y} \pm \frac{12 P e_y Y}{B_x B_y^3} \quad \text{Ecuación 39 (Fratelli, 1993)}$$

Los Esfuerzos máximos y mínimos en la superficie de contacto de la base con el suelo se localizan en los vértices de la base y se obtienen de las cuatro combinaciones posibles según la ecuación 29:

$$X = \frac{B_x}{2} \quad \text{Ecuación 2.40 (Fratelli, 1993)}$$

$$Y = \frac{B_y}{2} \quad \text{Ecuación 2.41 (Fratelli, 1993)}$$

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \pm \frac{6 P e_x}{B_x^2 B_y} \pm \frac{6 P e_y}{B_x B_y^2} \quad \text{Ecuación 2.42 (Fratelli, 1993)}$$

- Simplificando, la ecuación anterior se obtiene:

$$\sigma = \frac{P}{B_x B_y} \left(1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \pm \frac{6 e_y}{B_y} \right) \quad \text{Ecuación 2.43 (Fratelli, 1993)}$$

Considerando cualquier combinación de cargas o de empujes, se debe cumplir que el $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{adm}}$ y que el $\sigma_{\min} \geq 0$

Es importante mencionar que σ_{\max} se encuentra siempre en el vértice más próximo al centro de presiones en la base, y el σ_{\min} en el vértice más alejado.

Una vez completada toda esta explicación general, se debe destacar que para el caso del presente trabajo especial de grado, se hará uso de la teoría convencional de fundaciones o del método de la base totalmente comprimida, haciendo uso de la ecuación 42, pero con la excepción de que el valor de B_y siempre será un ancho unitario igual a 1m, y que la “ e_y ” será igual a cero, todo esto debido a que en su análisis los muros se consideran como estructuras bidimensionales, por lo cual la ecuación 42 se simplifica de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{P}{B_x} \left(1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \right) \quad \text{Ecuación 2.44 (Velásquez, 1981)}$$

Donde:

$$e = \text{excentricidad} = (B_x/2 - x) \quad \text{Ecuación 2.45 (Velásquez, 1981)}$$

2.11 COMPORTAMIENTO ÓPTIMO DE FUNDACIONES

Ya definidos los métodos para la determinación de las presiones bajo las fundaciones tipo “Zapata”, es de suma importancia establecer cuáles son los comportamientos preferibles de dichas presiones.

La optimización de este tipo de fundaciones “Zapata” ocurre cuando se alcanza un valor máximo de σ_{max} (valga la redundancia) y un valor de σ_{min} igual o lo más cercano posible a cero ($\sigma_{min}=0$). Se considera a esta configuración como el comportamiento preferible ya que cuando pasa esto, se obtienen las dimensiones más pequeñas para la fundación del caso de solicitudes analizado.

Se recuerda, que no se debe pensar que la fundación en su estado inicial posee excentricidad igual a cero y que su distribución de presiones es simétrica, caso que puede que sea común en la ingeniería de fundaciones para edificaciones, pero para los muros en voladizo la configuración de la sección transversal siempre supone implícitamente una excentricidad de una fuerza “R” que origina un estado no simétrico de las tensiones bajo la zapata. Por otra parte, también se recuerda que el valor de $\sigma_{min}=0$ es el límite para la optimización porque valores negativos de σ_{min} significan esfuerzos que están traccionando a la fundación (esta se levanta).

Se agrega la siguiente figura como representación del estado óptimo de presiones para la fundación:

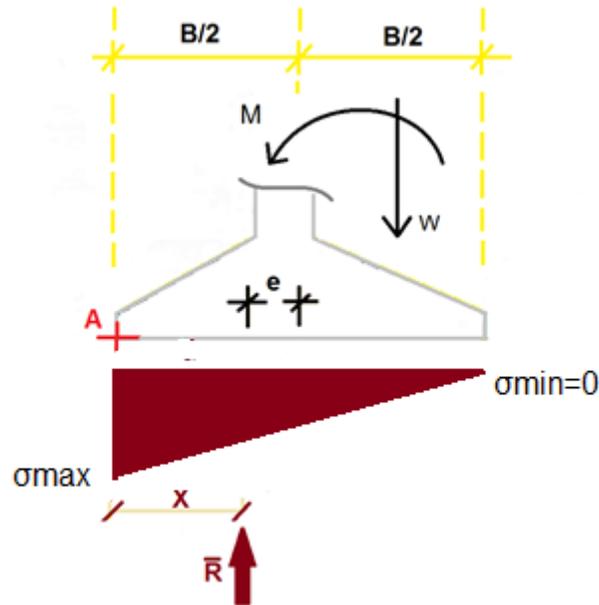


Figura 2.11 Estado de tensiones óptimo para fundaciones directas tipo Zapata
(Fuente Elaboración Propia)

2.12 ESTABILIDAD DE TALUDES

El estudio de estabilidad de taludes se refiere a la probabilidad de ocurrencia de una falla, deslizamientos o derrumbes. El movimiento de una masa potencial de falla se considera como el resultado de grandes tensiones cortantes que rompen al suelo. Por ello, es obvio que el análisis de estabilidad de cualquier talud intrínsecamente ya trabaja con propiedades como la cohesión, el tipo de suelo, el grado de compactación, el contenido de humedad, la resistencia al corte, el estado de consolidación, ángulo de fricción, etc. (es decir, todas las propiedades que definen el comportamiento

mecánico de una masa de suelo, algunas de las cuales ya se ha hecho mención en este trabajo especial de grado).

Claro que, dichas propiedades del suelo se determinan con el propósito de ser analizadas para los distintos casos de inclinación y altura de los taludes. Cabe resaltar, que la inestabilidad en sí es un desequilibrio entre fuerzas que surgen de la descomposición de las tensiones motoras (peso de masa, empujes activos, presión intersticial, etc.) y de las tensiones resistentes al deslizamiento (fricción, empujes pasivos, etc.). Dicho desequilibrio puede ser causado por varias razones:

- Demasiada inclinación o altura de talud.
- Erosión de los estratos profundos del suelo.
- Sobrecargas importantes en el talud, como acciones accidentales (sismos o explosiones).
- Acción del agua tanto como presión estática intersticial, como fuerzas por flujo.
- Heladas y deshielos.
- Lavado del suelo de fundación por fenómenos de ebullición.
- Expansión y encogimiento de suelos arcillosos.

Estas son algunas de las razones a nombrar que causan inestabilidad, las cuales pueden actuar al mismo tiempo o actuar por separado.

Ya que se definió la ocurrencia de falla como un equilibrio vectorial, ingenierilmente hablando, el análisis comparativo entre la capacidad de resistencia y la demanda real aplicada, se denominan factores de seguridad. Existen varios métodos de análisis de estabilidad de taludes que usan los factores de seguridad según sus teorías y modelos de falla. Cabe resaltar, que no todos los suelos tienden a fallar de las mismas maneras y existen varios tipos de deslizamientos:

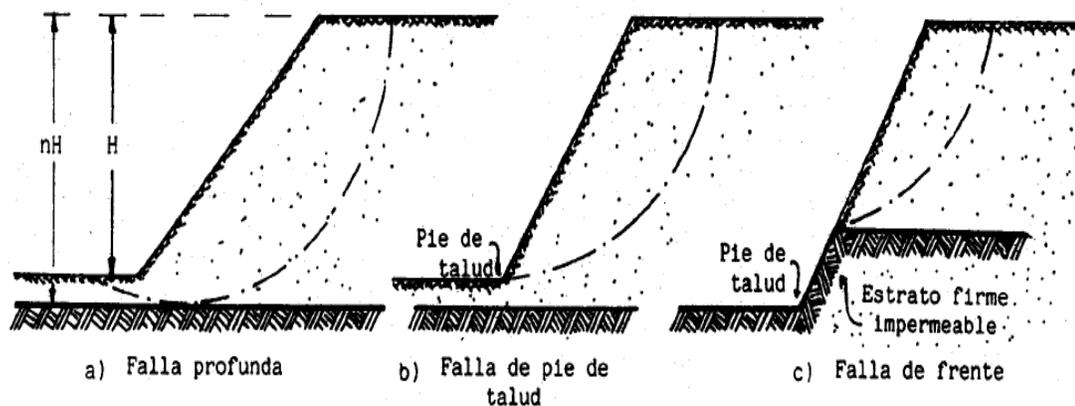


Figura 2.12 Tipo de fallas potenciales de taludes en suelos con cohesión distinta de cero
(Fratelli, 1993)

Para suelos sueltos no cohesivos como arenas limpias, la falla es plana por el pie y el talud se comporta como un talud infinito. Por ello, siempre se debe aplicar un método de análisis acorde a las propiedades del tipo de suelo. Modelar taludes compuestos por arenas limpias como masas potenciales de falla circular, puede que arroje valores aceptables de estabilidad, pero por concepto es un análisis totalmente erróneo.

Respecto a los análisis de estabilidad de taludes existen los métodos de Fellenius, Bishop, Bishop simplificado, Taylor, etc. Cada uno de ellos con sus variantes e hipótesis y con su aplicabilidad para ciertos casos de suelos en taludes. Sin embargo, en general se basan en la evaluación de equilibrio de todas las fuerzas y presiones que actúan sobre las masas potenciales de falla, obteniendo de esta manera la superficie crítica de falla para factores de seguridad iguales a uno ($F_s=1$). A raíz de los resultados se puede determinar si la configuración del talud es estable, o en caso de no serlo, se puede determinar si el tipo de falla es superficial, de fundación, etc. El análisis se

puede realizar antes o después de la colocación de una estructura de retención (y considerar o no la acción sísmica).

2.13 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES A TRAVÉS DE MUROS DE CONTENCIÓN.

Ahora, si para las condiciones naturales de un talud determinado (considerando todas las cargas externas que actúan sobre el talud), los factores de seguridad que surgen del análisis de estabilidad (como fue explicado en el segmento anterior), indican que la masa potencial crítica no es capaz de sostenerse a sí misma para dicha configuración de talud, se debe recurrir a un análisis de estabilidad mediante la incorporación de una estructura de contención. Para este caso, muros en voladizo.

Tal como hace referencia la autora María Fratelli en su libro “Suelos, Fundaciones y muros”, cualquier estructura de contención debe cumplir las siguientes condiciones:

- El muro debe ofrecer la resistencia estructural necesaria para soportar las tensiones originadas por los empujes.
- El muro debe cumplir los requisitos necesarios para evitar el volcamiento y el deslizamiento de la estructura.
- No se debe superar el esfuerzo máximo admisible del suelo de fundación, ni superar los valores admisibles de asentamientos.

Bajo estas condiciones anteriores, surge como fundamento de los análisis de la estabilidad de taludes con estructuras de contención, los *factores de seguridad al volcamiento, deslizamiento y capacidad portante*. Ya que cada

uno es un cociente que surge de “la capacidad a resistir” y “la demanda real” que está siendo aplicada.

2.13.1 Factor de seguridad al volcamiento:

La autora María Fratelli en su libro “Suelos, Fundaciones y Muros” define al factor de seguridad al volcamiento como el cociente resultante de la sumatoria de los momentos estabilizadores entre la sumatoria de momentos volcantes (dichos momentos se basan en el punto “A” de la figura 12). La fórmula general queda:

$$Fsvol = \frac{\sum M_{estab.}}{\sum M_{volc}} \geq 1,5 \text{ valor aceptado} . \text{ Ecuación 2.46 (Fratelli, 1993)}$$

Para Factores de seguridad al deslizamiento **bajo acción sísmica**, se aceptan valores de **FSvol >= 1,20**.

No obstante, para la aplicación de dicha fórmula anterior es necesario definir a los momentos estabilizadores y momentos volcantes, surge la siguiente ecuación:

$$FSvol = \frac{Ep * (\text{Brazo del } Ep) + \sum \text{momentos generados por masas de suelo y concreto}}{Ea * (\text{Brazo del } Ea)}$$

Ecuación 2.47 (Velasquez, 1981)

Notas de Ecuación 46:

- Los brazos para el empuje activo y el empuje pasivo, varían según el comportamiento de los diagramas de tensiones. Si se desea profundizar, en la Memoria de Cálculo de este trabajo, específicamente en “Determinación de los momentos generados por los empujes activos y pasivos”, se puede observar la deducción de los brazos para dichos empujes.
- La participación del empuje pasivo puede no incluirse en la ecuación 42, por criterio propio del profesional respecto a la incertidumbre de este valor. Para este trabajo se considera que todos los muros poseen dentellones en su fundación, lo que garantiza un desarrollo del empuje pasivo.

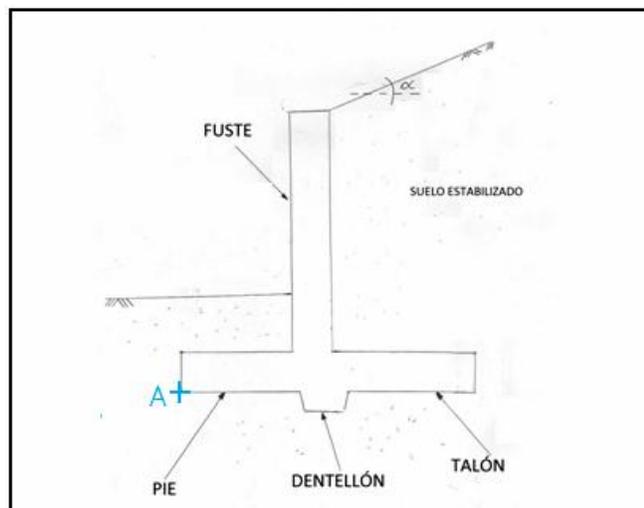


Figura 2.13 Punto “A” para el cálculo de los momentos estabilizadores y volcantes

(Fuente Elaboración Propia)

2.13.2 Factor de seguridad al deslizamiento:

La autora María Fratelli en su libro “Suelos, Fundaciones y Muros” define al factor de seguridad al deslizamiento como el cociente resultante de la sumatoria de las componentes horizontales (si existen) de las fuerzas resistentes al deslizamiento, entre la sumatoria de las fuerzas horizontales que tratan desplazar a la estructura (obviamente, los empujes activos y pasivo son parámetros importantes dentro de este factor de seguridad). La fórmula general queda:

$$Fsd_{des} = \frac{\Sigma \text{fuerzas opositoras al desplazamiento.}}{\Sigma \text{fuerzas de deslizamiento.}} \geq 1,5 \quad \text{Ecuación 2.48 (Fratelli, 1993)}$$

Para Factores de seguridad al deslizamiento **bajo acción sísmica**, se aceptan valores de **FSd $\geq 1,20$** .

Ahora, para la aplicación de dicha fórmula anterior es necesario definir a las fuerzas deslizantes y opositoras en la siguiente ecuación:

$$FSd = \frac{Ep + \mu * w + c' * Base}{Ea} \quad \text{Ecuación 2.49 (Velásquez, 1981)}$$

Donde:

- Ep= Empuje pasivo.
- μ = valor entre $\text{tg}(\phi)$ y $\frac{2}{3} \text{tg}(\phi)$. (asociado a la fricción en la base del muro)
- w= sumatoria de todos los pesos que actúan en el muro.

- Base= base del muro.
- $c' = 0,5$ a $0,75$ de la cohesión (c).
- E_a = empuje activo.

Notas de Ecuación 2.49:

- Nuevamente, es válido que la participación del empuje pasivo no se incluya en esta fórmula, por criterio propio del profesional respecto a la incertidumbre dicho empuje. Como ya se dijo anteriormente, para este trabajo se considera que los muros todos poseen dentellones en su fundación, lo que garantiza un desarrollo del empuje pasivo.

2.13.3 Chequeo de falla por capacidad portante:

El ingeniero José Manuel Velásquez en su folleto “Análisis y Diseño de Muros” define que en todo caso para garantizar la estabilidad del suelo de fundación, el valor máximo del estado de presiones en la zapata no debe superar la capacidad portante del suelo:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}. \quad \text{Ecuación 2.50 (Velásquez,1981)}$$

CAPÍTULO III

MÉTODO

Para lograr los objetivos planteados en el presente trabajo especial de grado que propone el uso de un método gráfico para el diseño de muros en voladizo, fue necesario realizar una investigación teórica conjunto al desarrollo de procesos prácticos aplicables, lo cual se llevó a cabo a través de las siguientes fases o etapas:

3.1. ETAPAS APLICADAS PARA EL DESARROLLO DEL TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

3.1.1 Fase I:

3.1.1.1. Revisión y compilación bibliográfica: ésta se basó en la lectura, análisis y comprensión de libros escritos en idioma inglés y español, referentes al área a trabajar, así como también de trabajos especiales de grado relacionados con el tema a desarrollar.

3.1.1.2. Determinación y definición de Teorías: una vez revisado y compilado el material bibliográfico necesario, se procedió a la redacción de las bases teóricas requeridas para la realización del presente trabajo especial de grado. Definiendo como Teorías de Empujes de Tierra a las Teorías de Coulomb y Rankine, y para la inclusión de un análisis bajo consideración sísmica, se determinó el uso del Método de Mononobe-Okabe. Respecto al cálculo de las presiones bajo la zapata de los muros

en voladizo, se determinó como metodología a la “teoría convencional de fundaciones” o “método de bases totalmente comprimidas”.

- **3.1.1.3. Determinación y definición de parámetros:** se procedió a definir cada uno de los parámetros de suelos y de muros en voladizo a evaluar en el análisis paramétrico.
- **3.1.1.4. Determinación de medidores de optimización:** considerando las bases teóricas redactas, se procedió a definir a los parámetros que servirían para definir los muros en voladizo más óptimos para ciertos casos de estudio. Los parámetros son factores de seguridad y los valores de las tensiones máximas y mínimas bajo la zapata.

3.1.2. Fase II:

- **3.1.2.1. Proceso de Programación por computadora:** ya definidos las teorías, parámetros y los medidores de optimización, se procedió a crear hojas de cálculo a través del programa de computación “Excel” (Microsoft Office), en donde se automatizó un algoritmo capaz de realizar todos los cálculos necesarios para la obtención de factores de seguridad y presiones bajo la fundación de muro de cualquier tipo de sección (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro) y cualquier dimensión deseada (posibilitando incrementos y disminuciones en las bases de los muros tipo, aspecto fundamental del análisis paramétrico de este trabajo especial de grado). Para profundizar en el algoritmo del programa, véase la Memoria de Cálculo en este mismo capítulo.
- **3.1.2.2. Organización de datos y grupos de análisis:** una vez culminado el programa y haber comprobado su funcionalidad, se procedió a organizar a los grupos de estudio para el análisis paramétrico de este trabajo especial de grado. Inicialmente se dividió

a los muros en dos grupos: muros de baja altura y muros de alturas elevadas (ver Memoria de Cálculo en esta mismo capítulo). Ambas categorías poseen las tres configuraciones posibles de muros en voladizo: sección transversal tipo “T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro. Luego, se fijaron a los siguientes parámetros (siguiendo los criterios explicados en la Memoria de Cálculo de este capítulo): ángulo fricción suelo (Φ), Ángulo de cara trasera del fuste (α), ángulo de Inclinación del talón (Θ) sólo usado para secciones “T” invertida o “L” hacia adentro, ángulo de Inclinación de la puntera (Δ) sólo usado para secciones “L” hacia afuera, pesos unitarios del suelo (γ), peso específico del concreto (γ_c), coeficiente de aceleración horizontal (A_0), ángulo de fricción Suelo-Fuste (δ), y cohesión (c). Posteriormente, se variaron a los valores de los parámetros ángulo de inclinación del suelo por arriba del muro (β) y sobrecarga (q), todas estas variaciones consideran modificaciones en las dimensiones (incrementos y disminuciones) de las bases de los muros. En resumen, los grupos de análisis quedaron de la siguiente manera:

- **Muros de Alturas Bajas** (**H= 2 a 5 m, secciones:** “T” invertida, “L” hacia afuera y “L” hacia adentro, todos los casos con incrementos y disminuciones en la base) se les varió los siguientes parámetros:
 - Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q = 500$ kg/m².
 - Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q = 0$ kg/m².
 - Ángulo de inclinación $\beta = 13^\circ$, sobrecarga $q = 0$ kg/m².

- **Muros de Alturas Elevadas** (**H= 5 a 8 m, secciones:** “T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro, todos los casos con

incrementos y disminuciones en la base) se les varió los siguientes parámetros:

- Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q = 500$ kg/m².
- Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q = 0$ kg/m².
- Ángulo de inclinación $\beta = 13^\circ$, sobrecarga $q = 0$ kg/m².

Esta organización de grupos para el análisis paramétrico se encuentra mejor explicado en la Memoria de Cálculo que ha sido incorporada en este capítulo.

- **3.1.2.3. Procesamiento de Datos:** una vez se organizaron los grupos de análisis, se ingresaron los valores para cada grupo y tomaron los resultados obtenidos para los distintos modelos de muros en voladizo, y haciendo uso de las teorías de Coulomb y Rankine.

3.1.3. Fase III:

- **3.1.3.1. Construcción de Gráficos:** una vez terminada el procesamiento de datos, se procedió a la construcción y preparación de los gráficos necesarios para la propuesta de la metodología de diseño de muros en voladizo que este trabajo especial de grado estipula.
- **3.1.3.2. Análisis Paramétrico:** una vez determinados los distintos grupos de análisis y obtenidos sus gráficos correspondientes, se procedió a variar un dato de entrada utilizado en el algoritmo programado, es decir, se dejaron fijo todos los parámetros excepto

uno, que se variaba para registrar su influencia en el comportamiento del muro.

3.1.4. Fase IV:

- **3.1.4.1. Incorporación y preparación de material extra para el Método gráfico:** una vez terminadas las gráficas, se preparó el material complementario que contienen valores de referencia para los parámetros incluidos en el análisis y diseño de muros en voladizo.
- **3.1.4.2. Generación de Propuesta de Método Gráfico:** una vez obtenidos todos los gráficos, preparado el material complementario y haber realizado el análisis paramétrico, se dispuso a diseñar una metodología o método gráfico, el cual permite hacer uso de estas herramientas de una manera fácil y rápida en el diseño y dimensionado de muros en voladizo. Buscando un comportamiento óptimo deseado de tensiones en la fundación y cumpliendo requerimientos de factores de seguridad.
- **3.1.4.3. Anexo de programa computarizado y redacción de “Guía para el usuario”:** después de haber presentado el método gráfico y haber estudiado los resultados del análisis paramétrico, se incorporó a este trabajo un ejemplar del programa de “Excel” utilizado en el desarrollo de la investigación. No obstante, pensando en la posibilidad de permitir su uso para otros estudios con propósitos académicos o prácticos.

Como parte de este trabajo, se anexa también una breve “guía” que explica el uso del programa y advierte de sus limitaciones.

3.2 MEMORIA DE CÁLCULO. ANÁLISIS DE MUROS EN VOLADIZO

A continuación, se presenta paso a paso cómo se obtuvieron los resultados que permitieron el análisis paramétrico de los muros en voladizo y por ende, la elaboración de las gráficas que permiten la obtención del diseño de muro en voladizo más óptimo.

Para la elaboración de los cálculos, inicialmente se dividió a los muros en dos grupos: los de baja altura (muros de 2 a 5 metros de altura “H”, ver Figura 14) y lo de alturas elevadas (muros de 5 a 8 metros de altura “H”). Ambas categorías poseen las tres configuraciones posibles de muros en voladizo: Muros de sección transversal tipo “T” invertida, “L” hacia afuera y “L” hacia adentro (ver Figura 2.1 en Marco Teórico). Como se explicó anteriormente en el capítulo I, el estudio de los muros mayores a 8 metros de altura no es parte de los alcances del presente trabajo especial de grado, sin embargo, haciendo uso del programa de Excel puede trabajarse con cualquier altura, parámetro de los suelos o variable de diseño.

Para el método gráfico, se definieron a los parámetros mostrados en la *Tabla 1* como valores fijos. Variando solamente los valores de ángulo de inclinación del suelo por arriba del muro (β) (ver Figura 3.1) y la existencia o no de una sobrecarga (q), todo esto considerando cambios en las dimensiones (incrementos y disminuciones) en las bases de los muros tipo. Cabe destacar, que todos los parámetros fijos surgieron de valores típicos usados para el ejercicio profesional de diseño de muros en voladizo y en consideración del normado Venezolano COVENIN. En resumen, el método gráfico contiene a los siguientes casos de muros:

- **Muros de Alturas Bajas (H= 2 a 5 m, secciones:** “T” invertida, “L” hacia afuera y “L” hacia adentro, todos los caso con

incrementos y disminuciones en la base) se les varió los siguientes parámetros:

- Caso uno: Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q=500 \text{ kg/m}^2$.
 - Caso dos: Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q= 0 \text{ kg/m}^2$.
 - Caso tres: Ángulo de inclinación $\beta = 13^\circ$, sobrecarga $q= 0 \text{ kg/m}^2$.
- **Muros de Alturas Elevadas (H= 5 a 8 m, secciones: “T” invertida, “L” hacia afuera y “L” hacia adentro, , todos los casos con incrementos y disminuciones en la base) se les varió los siguientes parámetros:**
- Caso uno: Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q=500 \text{ kg/m}^2$.
 - Caso dos: Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q= 0 \text{ kg/m}^2$.
 - Caso tres: Ángulo de inclinación $\beta = 13^\circ$, sobrecarga $q= 0 \text{ kg/m}^2$.

Es importante destacar que se trabajó con valores de cohesión iguales a cero, con la finalidad de que como se explica con mayor profundidad en el Capítulo IV, se tuviera un margen de seguridad mucho mayor.

Igualmente, de los casos anteriores, el valor de β utilizado en el caso tres viene determinado por un despeje de la ecuación que limita a la fórmula de “Mononobe y Okabe”, explicada anteriormente en el Capítulo III del presente trabajo especial de grado. Dicho despeje es el siguiente:

$$\Omega \leq \Phi - \beta \rightarrow 16,70 \leq 30 - \beta \rightarrow \beta = 13,30^\circ$$

→ Valor adoptado $\beta = 13^\circ$

Esto no quiere decir que no se pueda trabajar con un valor diferente de β , debido a que en el programa que se diseñó para llevar a cabo todos los cálculos correspondientes se puede hacer uso de cualquier valor de β , tomando en cuenta las limitaciones que poseen las fórmulas establecidas en las teorías de Coulomb y Rankine.

No obstante, para el Análisis de Resultados de este Trabajo especial de grado, se tomaron estos casos anteriormente expuestos, pero ahora, se les fue evaluando la variación de cada parámetro. Es decir, ya definidas las gráficas y las dimensiones de los grupos de muros, se fue variando a cada parámetro (Ángulo fricción suelo, ángulo de fricción fuste-suelo, peso unitario, etc.) para conocer su influencia dentro de las presiones máximas y mínimas, empujes de tierras y factores de seguridad, etc.

Para esta Memoria de Cálculo, solamente se aplicará el proceso de análisis a uno de los muros tipo de altura $H=5,00$ m y sección "T" invertida. Ya que para los demás muros tipo, tipos de secciones y todas las modificaciones de bases (los incrementos y las disminuciones), el proceso realizado por las hojas de cálculo (en el programa de computadora "Excel") es exactamente el mismo.

Datos de Entrada Muro tipo H=5,00m, Sección transversal "T" invertida:

Tabla 3.1 Valores de parámetros fijos.

	°	Rad.	
φ_1	30	0,52	ángulo de fricción suelo a estabilizar
φ_2	32	0,56	ángulo de fricción suelo base
α	87	1,52	Angulo de cara trasera del fuste
β	0	-	Inclinacion del talud estabilizado
δ	10	0,17	Angulo fricción Suelo-Fuste
Θ	3	0,05	Inclinacion del talón
Ao	0,3		Coefficiente de Aceleración Horizontal

Yconcreto (Kgf/m3)		2400	kgf/m3
Ysuelo		1800	kgf/m3
c del suelo a estabilizar		0,00	kgf/cm2
c del suelo base		0,00	kgf/cm2
c' (0,50 - 0,75)	0,5	0,00	kgf/cm2
SobreCarga		500,00	kg/m2

(Fuente Elaboración Propia)

Tabla 3.2 Grupo de Muros de Alturas elevadas.

	Muros tipo (Alturas Elevadas)						
	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
H muro (m)	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8
h Profundidad de fundación (m)	1,65	1,75	1,85	1,95	2,05	2,15	2,25

(Fuente Elaboración Propia)

Tabla 3.3 Grupo de Muros de Alturas bajas.

	Alturas Muros tipo (Alturas Bajas)						
	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
H muro (m)	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
h Profundidad de fundación (m)	0,80	0,90	1,10	1,10	1,35	1,50	1,80

(Fuente Elaboración Propia)

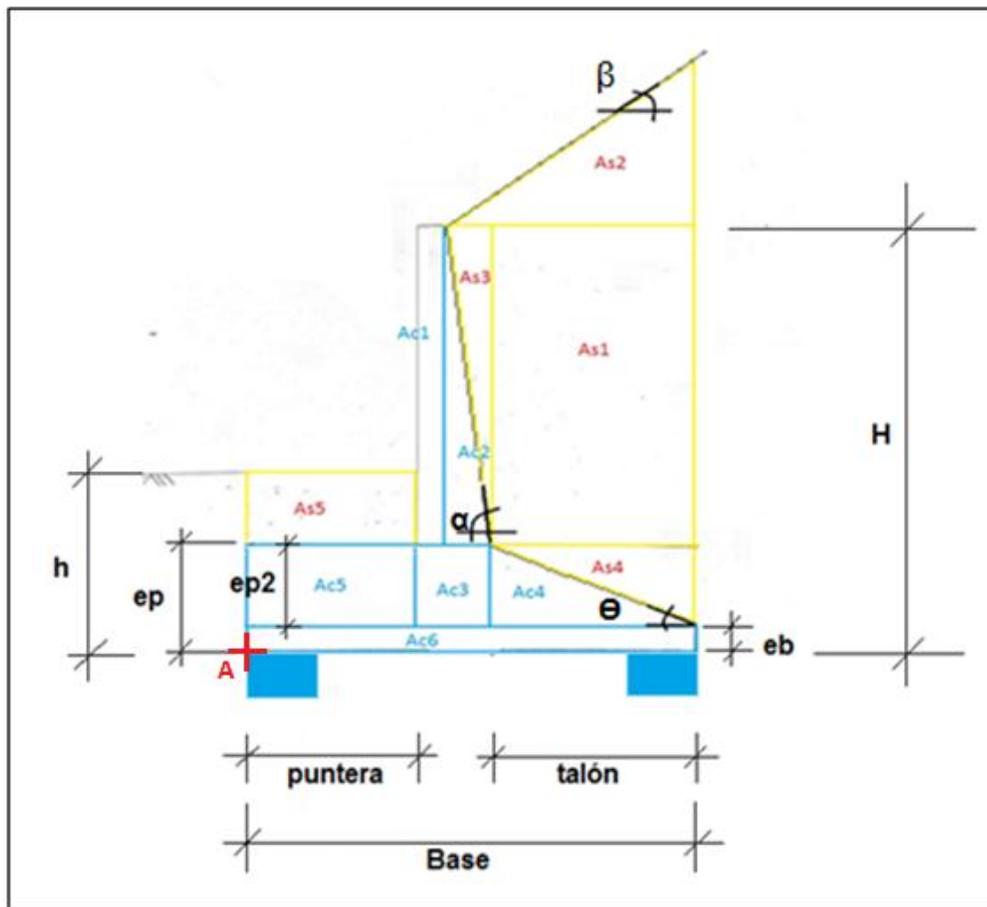


Figura 3.1 Sección "T" invertida genérica: dimensiones, punto de volcamiento, áreas y ángulos respectivos para el proceso de cálculo.

(Fuente Elaboración Propia)

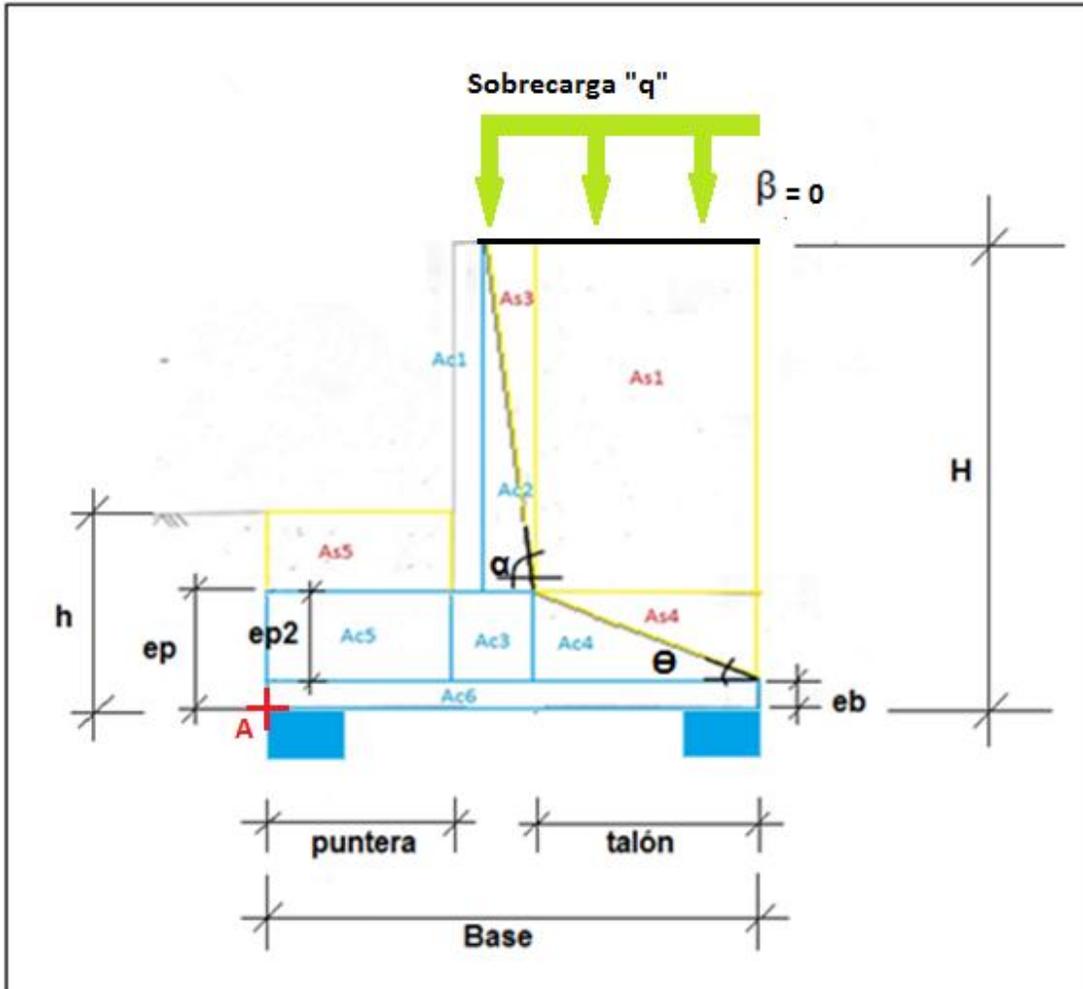


Figura 3.2 Sección "T" invertida con condiciones para esta Memoria de Cálculo: dimensiones, punto de volcamiento, áreas y ángulos respectivos para el proceso de cálculo.

(Fuente Elaboración Propia)

3.2.1 Determinación de coeficientes de empujes de tierra

El primer paso consiste en la determinación de los coeficientes de los empujes de tierra (activos y pasivos).

Como se ha comentado en el Marco Teórico, al ser usadas ambas teorías de Coulomb y Rankine, se deben definir coeficientes de empujes de tierra según cada teoría por las diferencias existentes entre sus hipótesis y deducciones trigonométricas:

Cálculo del coeficiente de empuje activo: Teoría de Coulomb

Tomando la Ecuación 2.12 del Marco Teórico, se tiene que el coeficiente para empuje activo por la Teoría de Coulomb, es:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{\sin^2(\alpha) \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Evaluando en muro tipo H=5,00m.

$$K_a = \frac{\sin^2(87 + 30)}{\sin^2(87) \times \sin(87 - 10) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(30 + 10) \times \sin(30 - 0)}}{\sqrt{\sin(87 - 10) \times \sin(87 + 0)}} \right]^2} = 0,329$$

Ka(coulomb) = 0,329.

Cálculo del coeficiente de empuje activo sísmico: Teoría de Coulomb

Recordando lo comentado en el Marco Teórico, específicamente en *Coficiente de Mononobe y Okabe*, se explica que para determinar el

coeficiente de empuje activo bajo acción sísmica se debe emplear la Ecuación 2.25 de Mononobe y Okabe, Marco Teórico. También, para efectos de este Trabajo Especial de Grado, se establece que el coeficiente de aceleración horizontal (A_0) en caso de la ocurrencia de un sismo, es de 0,3 (valor adimensional):

- Determinación del ángulo de Mononobe Okabe, Ecuación 2.26 del Marco Teórico::

$$\Omega = \text{Arctg}(A_0/g) = \text{Arctg}(0,3) = 16,70^\circ$$

- Se chequea la de condición $\Omega \leq \phi - \beta$, Ecuación 2.27 del Marco Teórico:

$$\Omega \leq \phi - \beta; \quad 16,70^\circ \leq 30^\circ - 0^\circ; \quad 16,70^\circ \leq 30^\circ \quad \text{CUMPLE.}$$

- Determinación del ángulo τ para el uso de la fórmula Mononobe-Okabe:

$$\tau = 90 - \alpha = 90 - 87 = 3^\circ.$$

Ecuación de Mononobe y Okabe:

$$K_{as} = \frac{\text{Cos}^2(\Phi - \Omega - \tau)}{\text{Cos}(\Omega) \times \text{Cos}^2(\tau) \times \text{Cos}(\delta + \tau + \Omega) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\text{Sin}(\Phi + \delta) \times \text{Sin}(\Phi - \Omega - \beta)}}{\sqrt{\text{Cos}(\delta + \tau + \Omega) \times \text{Cos}(\beta - \tau)}} \right]^2}$$

- Evaluando en muro tipo H=5,00m.

$$K_{as} = \frac{\text{Cos}^2(30 - 16,70 - 3)}{\text{Cos}(16,70) \times \text{Cos}^2(3) \times \text{Cos}(10 + 3 + 16,70) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\text{Sin}(30 + 10) \times \text{Sin}(30 - 16,70 - 0)}}{\sqrt{\text{Cos}(10 + 3 + 16,70) \times \text{Cos}(0 - 3)}} \right]^2} = 0,584$$

Kas (coulomb) = 0,584433

Cálculo del coeficiente de empuje pasivo: Teoría de Coulomb

Tomando la Ecuación 2.16 del Marco Teórico, se tiene que el coeficiente para empuje pasivo por la Teoría de Coulomb, es:

$$Kp = \frac{\sin^2(\alpha - \Phi)}{\sin^2(\alpha) \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi + \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$
$$Kp = \frac{\sin^2(87 - 30)}{\sin^2(87) \times \sin(87 - 10) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(30 + 10) \times \sin(30 + 0)}}{\sqrt{\sin(87 + 10) \times \sin(87 + 0)}} \right]^2} = 3,833$$

Kp (coulomb)= 3,833

Cálculo del coeficiente de empuje activo: Teoría de Rankine.

Utilizando a la Ecuación 2.20 del Marco Teórico, se tiene que el coeficiente para empuje activo por la Teoría de Rankine, es:

$$Ka = \cos(\beta) \frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\Phi)}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\Phi)}}$$
$$Ka = \cos(0) \frac{\cos(0) - \sqrt{\cos^2(0) - \cos^2(30)}}{\cos(0) + \sqrt{\cos^2(0) - \cos^2(30)}} = 0,333$$

Ka (Rankine) = 0,333

Cálculo del coeficiente de empuje pasivo: Teoría de Rankine.

Utilizando a la Ecuación 2.24 del Marco Teórico, se tiene que el coeficiente para empuje pasivo por la Teoría de Rankine, es:

$$Kp = \cos(\beta) \frac{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\Phi)}}{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\Phi)}}$$

$$Kp = \cos(0) \frac{\cos(0) + \sqrt{\cos^2(0) - \cos^2(30)}}{\cos(0) - \sqrt{\cos^2(0) - \cos^2(30)}} = 3,000$$

Kp (Rankine) = 3,000

Cálculo del coeficiente de empuje activo sísmico: Teoría de Rankine.

Tal como está referido a mayor profundidad en el Marco Teórico, específicamente en *Método Mononobe-Okabe*, para el caso de la Teoría de Rankine no se puede aplicar la fórmula “Mononobe y Okabe”. Por ello, se determinó un factor de incremento que se multiplica por el coeficiente “Ka” (de Rankine) y se obtiene un coeficiente (Kas) de empuje activo bajo acción sísmica para Rankine. Al usar la Ecuación 2.28 y Ecuación 2.29 del Marco teórico y evaluarlas en el caso muro tipo H=5,00m, se obtiene:

$$\text{Factor de incremento} = \frac{Kas \text{ Mononobe y Okabe}}{Ka \text{ de teoría de Coulomb}} = \frac{0,584}{0,329} = 1,77$$

Kas (Rankine) = Ka(Rankine) * factor de incremento = 0,333 * 1,77= 0,590

Kas (Rankine) = 0,590.

3.2.2 Determinación de Empujes de tierra

Para esta parte sólo se determinan los empujes activos bajo acción sísmica y el empuje pasivo, ambos por Teoría de Coulomb. Porque es interés de esta Memoria de Cálculo seguir los datos de la *Tabla 3.1* y arrojar resultados en condición sísmica mediante una sola Teoría (ya que por la

Teoría de Rankine el proceso sería el mismo). Los coeficientes de empujes anteriormente hallados y no usados a partir de ahora, se han incluido en los cálculos anteriores solamente por la necesidad de exponer sus diferencias.

Cálculo del Empuje Activo considerando acción sísmica: Teoría de Coulomb.

En el muro tipo H=5,00m de esta Memoria de cálculo, hay presencia de una carga distribuida (q= 500 kg/m²) que debe ser incluida en el empuje activo. Por ello, se hace uso de la Ecuación 2.32 del Marco Teórico y se obtiene:

$$Ea (\text{con sismo}) = \frac{(\gamma + \frac{q}{H})H^2Kas}{2} - 2cH\sqrt{Kas}$$

$$Ea (\text{con sismo}) = \frac{(1800 + \frac{500}{5,00})5,00^2 * 0,584433}{2} - 2 * (0) * 5,00\sqrt{0,584433}$$

Ea (coulomb y con sismo)= 13880,29 kgf.

Cálculo del Empuje Pasivo: Teoría de Coulomb.

Utilizando a la Ecuación 2.15 del Marco Teórico, se tiene que el coeficiente para empuje pasivo por la Teoría de Rankine, es:

$$Ep (\text{con sismo}) = \frac{(\gamma)h^2Kp}{2} - 2cH\sqrt{Kp} = \frac{(1800)1,65^2 * 3,833}{2} - 2 * (0)\sqrt{3,833}$$

Ep(coulomb y con sismo)= 9391,79 kgf

3.2.3 Determinación de dimensionado del muro tipo.

Cabe destacar, que el predimensionado que se presenta a continuación aplica solamente para las condiciones tomadas para esta Memoria de Cálculo. No obstante, todos los predimensionados propuestos siguieron las estimaciones del Ingeniero José Manuel Velásquez en su folleto Análisis y Diseño de Muros en Voladizo, y también las estimaciones de la Autora María Fratelli en su libro Suelos, fundaciones y muros. Sin embargo, los predimensionados finales para cada caso se lograron a través de una retroalimentación constante de datos en el programa realizado en “Excel” (Microsoft office), buscando un comportamiento favorable en factores de seguridad y presiones bajo la fundación. Por ello, las dimensiones tomadas para los muros tipo (datos necesarios para poder iniciar el análisis) queda siempre sujeta a los criterios del usuario del programa.

Si se quiere conocer las dimensiones tomadas para todos los muros tipos en todos los casos propuestos, véase las tablas contenidas en el apartado 4.2.1 más adelante en este trabajo especial de grado.

Para el caso estudiado de muro tipo H=5,00m, las dimensiones de calcularon de la siguiente manera:

Base: para secciones “T” invertida de muros en voladizo, el valor sugerido para la longitud de base resulta:

$$Base (longitud) = 1,00 * H = 1,00 * 5,00 = 5,00m$$

Puntera: el valor sugerido para la longitud de base es:

$$Puntera (longitud) = 0,25 * H = 0,25 * 5,00 = 1,25m$$

Fuste: el valor sugerido para el espesor del fuste es:

$$Fuste (espesor) = 0,10 * H = 0,10 * 5,00 = 0,50m$$

Talón: el valor sugerido para la longitud del talón resulta:

$$Talón (longitud) = Base(longitud) - Puntera (longitud) - Fuste(espesor)$$

$$Talón (longitud) = 5,00 - 1,25 - 0,50 = 3,25m$$

Talón (espesor “**eb**”, ver Figura 3.2): como se estableció en el Marco Teórico en *Bases totalmente comprimidas*, la relación de rigidez permite despejar el valor sugerido del espesor del talón.

$$Rigidez = \frac{L}{e} \leq 6.$$

$$eb = \frac{Talón (longitud)}{6} = 0,55m$$

Puntera (espesor “**ep**”, ver Figura 3.2): con el valor de espesor de base “eb” y el ángulo de la superficie superior del talón ($\Theta = 3^\circ$, Figura 3.2), se puede determinar el espesor sugerido de la puntera “ep” a través de una relación trigonométrica:

$$ep = \text{Espesor de talón (eb)} + \text{Tg}(\Theta) * \text{Talón(longitud)} = 0,54 + \text{tg}(3) * 3,25 = \mathbf{0,73m}$$

Valor “**ep2**” (ver Figura 3.2) resulta de la diferencia:

$$ep2 = ep - eb = 0,73 - 0,55 = 0,180m$$

Profundidad de Fundación de muro (h): debe ser mayor al espesor de puntera “ep”. Para este caso se tomó $h = 1,65m$.

3.2.4 Determinación de incrementos de puntera y disminuciones de talón

Se recuerda que unos de los fundamentos básicos del análisis paramétrico que se propone en este trabajo especial de grado, consiste en la variación de los elementos que conforman las bases de los muros en voladizo (manteniéndose las demás condiciones). Por ello, se definieron incrementos y disminuciones en los “largos” de las fundaciones (acorde al tipo de sección del muro) basado en las configuraciones iniciales de dimensionado de los Muros Tipo.

Aunque en esta Memoria de Cálculo no se incluyan los resultados para los casos de incrementos y disminuciones de bases del Muro estudiado de $H=5,00\text{m}$, a continuación se presenta la manera de determinar las modificaciones de puntera y talón:

Incrementos: se define un aumento de puntera total de 2,00 m y como son diez incrementos en total, queda de la siguiente manera:

Tabla 3.4 Incrementos de puntera para muro H=5,00 sección "T" invertida.

			Punteras Muro H=5,00.	
Incrementos de la punteras de los Muros Tipo	Incremento (m) #	1	0,2	1,45
	Incremento (m) #	2	0,4	1,65
	Incremento (m) #	3	0,6	1,85
	Incremento (m) #	4	0,8	2,05
	Incremento (m) #	5	1	2,25
	Incremento (m) #	6	1,2	2,45
	Incremento (m) #	7	1,4	2,65
	Incremento (m) #	8	1,6	2,85
	Incremento (m) #	9	1,8	3,05
	Incremento (m) #	10	2	3,25

(Fuente Elaboración Propia)

Disminuciones: se define una disminución de puntera total de 3,00 m y como son diez disminuciones en total, queda de la siguiente manera:

Tabla 3.5 Incrementos de puntera para muro H=5,00 sección “T” invertida.

			Talón Muro H=5,00.
Disminuciones del talón de los Muros Tipo	Disminución (m) # 1	0,3	2,95
	Disminución (m) # 2	0,6	2,65
	Disminución (m) # 3	0,9	2,35
	Disminución (m) # 4	1,2	2,05
	Disminución (m) # 5	1,5	1,75
	Disminución (m) # 6	1,8	1,45
	Disminución (m) # 7	2,1	1,15
	Disminución (m) # 8	2,4	0,85
	Disminución (m) # 9	2,7	0,55
	Disminución (m) # 10	3	0,25

(Fuente Elaboración Propia)

3.2.5 Determinación de las áreas que conforman la sección transversal del muro

Para el seguimiento de estos cálculos de áreas, se recomienda hacer chequeo regular de la Figura 3.2. Se recuerda, que todas las áreas definidas en esta memoria de cálculo representan procedimientos para la configuración original del muro H=5,00. Sin embargo, para los incrementos de puntera o disminuciones de talón, obviamente las áreas cambian y arrojan distintos valores. No obstante, como el procedimiento se mantiene igual y

solamente que se agregan las dimensiones que han variado según el caso, se presentan sólo los siguientes cálculos:

Áreas referentes a los suelos:

- $As1 = [H - eb - Talon \times Tg(\theta)] \times Talon$

$$As1 = [5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)] \times 3,25$$

$$As1 = 13,909 \text{ m}^2$$

- $As2 = \frac{\left\{ \frac{[H-eb-Talon \times Tg(\theta)]}{Tg(\alpha)} + Talon \right\} \times Tg(\beta) \times \left\{ \frac{[H-eb-Talon \times Tg(\theta)]}{Tg(\alpha)} + Talon \right\}}{2}$

NOTA: para este caso en particular el valor de $As2 = 0$, debido a que el valor de $\beta=0$

- $As3 = \frac{\frac{[H-eb-Talon \times Tg(\theta)]}{Tg(\alpha)} \times [H-eb-Talon \times Tg(\theta)]}{2}$

$$As3 = \frac{\frac{[5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)]}{Tg(87)} \times [5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)]}{2}$$

$$As3 = 0,480 \text{ m}^2$$

- $As4 = \frac{(Talon)^2 \times Tg(\theta)}{2}$

$$As4 = \frac{(3,25)^2 \times Tg(3)}{2}$$

$$As4 = 0,276 \text{ m}^2$$

- $As5 = [h - eb - Talon \times Tg(\theta)] \times Puntera$

$$As5 = [1,65 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)] \times 1,25$$

$$As5 = 1,163 \text{ m}^2$$

Áreas referente a elementos de concreto armando:

$$\blacksquare Ac1 = \left\{ ef - \frac{[H-eb-Talon \times Tg(\theta)]}{Tg(\alpha)} \right\} \times [H - eb \times Talon \times Tg(\theta)]$$

$$Ac1 = \left\{ 0,50 - \frac{[5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)]}{Tg(87)} \right\} \times [5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)]$$

$$Ac1 = 1,18 \text{ m}^2$$

$$\blacksquare Ac2 = \frac{\frac{[H-eb-Talon \times Tg(\theta)]}{Tg(\alpha)} \times [H-eb-Talon \times Tg(\theta)]}{2}$$

$$Ac2 = \frac{\frac{[5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)]}{Tg(87)} \times [5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)]}{2}$$

$$Ac2 = 0,480 \text{ m}^2$$

$$\blacksquare Ac3 = ef \times [Talon \times Tg(\theta)]$$

$$Ac3 = 0,5 \times [3,25 \times Tg(3)]$$

$$Ac3 = 0,085 \text{ m}^2$$

$$\blacksquare Ac4 = \frac{(Talon)^2 \times Tg(\theta)}{2}$$

$$Ac4 = \frac{(3,25)^2 \times Tg(3)}{2}$$

$$Ac4 = 0,276 \text{ m}^2$$

$$\blacksquare Ac5 = Puntera \times [Talon \times Tg(\theta)]$$

$$Ac5 = 1,25 \times [3,25 \times Tg(3)]$$

$$Ac5 = 0,213m^2$$

- $Ac6 = Base \times eb$

$$Ac6 = 5 \times 0,55$$

$$Ac6 = 2,75m^2$$

3.2.6 Determinación de los pesos de cada área que conforma a la sección transversal de muro

Como se determinó en el Marco Teórico, ya que el análisis de estructuras de estabilización (en este caso, muros en voladizo) se hace a través de una sección transversal a la cual se le considera un metro (1m) de profundidad (en eje perpendicular al plano de dibujo). Al multiplicar todas las áreas por dicho metro de profundidad, se obtienen volúmenes de suelo o volúmenes de elementos de concreto armado. Los resultados presentados son para el muro tipo H=5,00 m son los siguientes:

Pesos de masas de suelos:

- $PesoAs1 = As1 \times (1m) \times \gamma_{suelo}$ (peso unitario del suelo) =
 $13,909 m^2 \times 1m \times \frac{1800kg}{m^3} = 25036,097 kg.$
- $PesoAs2 = As2 \times (1m) \times \gamma_{suelo} = 0 m^2 \times 1m \times \frac{1800kg}{m^3} = 0 kg.$
- $PesoAs3 = As3 \times (1m) \times \gamma_{suelo} = 0,480 m^2 \times 1m \times \frac{1800kg}{m^3} =$
 $863,893 kg.$
- $PesoAs4 = As4 \times (1m) \times \gamma_{suelo} = 0,276 m^2 \times 1m \times \frac{1800kg}{m^3} =$
 $497,25 kg.$

- $PesoAs5 = As5 \times (1m) \times \gamma_{suelo} = 1,163 m^2 \times 1m \times \frac{1800kg}{m^3} = 2092,50 kg.$

Pesos de Masas de elementos de concreto armado:

- $PesoAc1 = Ac1 \times (1m) \times \gamma_{concreto} = 1,18 m^2 \times 1m \times \frac{2400kg}{m^3} = 2381,896 kg.$
- $PesoAc2 = Ac2 \times (1m) \times \gamma_{concreto} = 0,480 m^2 \times 1m \times \frac{2400kg}{m^3} = 1151,87 kg.$
- $PesoAc3 = Ac3 \times (1m) \times \gamma_{concreto} = 0,085m^2 \times 1m \times \frac{2400kg}{m^3} = 204 kg.$
- $PesoAc4 = Ac4 \times (1m) \times \gamma_{concreto} = 0,276m^2 \times 1m \times \frac{2400kg}{m^3} = 663 kg.$
- $PesoAc5 = Ac5 \times (1m) \times \gamma_{concreto} = 0,213m^2 \times 1m \times \frac{2400kg}{m^3} = 510 kg.$
- $PesoAc6 = Ac6 \times (1m) \times \gamma_{concreto} = 2,75m^2 \times 1m \times \frac{2400kg}{m^3} = 6600 kg.$

Se determina la sumatoria de todo los pesos "W":

$$\begin{aligned}
 W &= (As1 + As2 + As3 + As4 + As5) \\
 &\quad + (Ac1 + Ac2 + Ac3 + Ac4 + Ac5 + Ac6) \\
 &= (25036,097 + 0 + 863,893 + 497,25 + 2092,50) \\
 &\quad + (2381,896 + 1151,87 + 204 + 663 + 510) \\
 &= 40450,493 Kg
 \end{aligned}$$

3.2.7 Determinación de los brazos utilizados para los cálculos correspondientes a los momentos

Dichos brazos se refieren a distancias desde el pie de la puntera (punto “A” en Figura 3.2) hasta el centroide de cada masa de suelo o masa de elemento de concreto armado, definidos por las áreas de la Figura 3.2. Para el caso estudiado, se tiene:

Brazos de las Masas de Suelos:

- $BAs1 = Puntera + ef + \frac{Talón}{2}$

$$BAs1 = 1,25 + 0,50 + \frac{3,25}{2}$$

$$BAs1 = 3,38 \text{ m}$$
- $BAs2 = Puntera + \left\{ ef - \left[\frac{H-eb-Talón \times Tg(\theta)}{Tg(\alpha)} \right] \right\} + \left[\frac{H-eb-Talón \times Tg(\theta)}{Tg(\alpha)} + talón \right] \times \frac{2}{3}$

$$BAs2 = 1,25 + \left\{ 0,5 - \left[\frac{5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)}{Tg(87)} \right] \right\} + \left[\frac{5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)}{Tg(87)} + 3,25 \right] \times \frac{2}{3}$$

$$BAs2 = 3,84 \text{ m}$$
- $BAs3 = Puntera + \left\{ ef - \left[\frac{H-eb-Talón \times Tg(\theta)}{Tg(\alpha)} \right] \right\} + \left[\frac{H-eb-Talón \times Tg(\theta)}{Tg(\alpha)} \right] \times \frac{2}{3}$

$$BAs3 = 1,25 + \left\{ 0,50 - \left[\frac{5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)}{Tg(87)} \right] \right\} + \left[\frac{5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)}{Tg(87)} \right] \times \frac{2}{3}$$

$$BAs3 = 1,68 \text{ m}$$

- $BAs4 = Puntera + ef + \left[\frac{2}{3} x Talon \right]$

$$BAs4 = 1,25 + 0,50 + \left[\frac{2}{3} x 3,25 \right]$$

$$BAs4 = 3,92 \text{ m}$$

- $BAs5 = \frac{Puntera}{2}$

$$BAs5 = \frac{1,25}{2}$$

$$BAs5 = 0,625 \text{ m}$$

Brazos de las Masas de Concreto Armado:

- $BAc1 = Puntera + \left\{ ef - \left[\frac{H-eb-Talon x Tg(\theta)}{Tg(\alpha)} \right] \right\} x \frac{1}{2}$

$$BAc1 = 1,25 + \left\{ 0,50 - \left[\frac{5 - 0,55 - 3,25 x Tg(3)}{Tg(87)} \right] \right\} x \frac{1}{2}$$

$$BAc1 = 1,388 \text{ m}$$

- $BAc2 = Puntera + \left\{ ef - \left[\frac{H-eb-Talon x Tg(\theta)}{Tg(\alpha)} \right] \right\} + \left[\frac{H-eb-Talon x Tg(\theta)}{Tg(\alpha)} \right] x \frac{1}{3}$

$$B_{Ac2} = 1,25 + \left\{ 0,50 - \left[\frac{5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)}{Tg(87)} \right] \right\} \\ + \left[\frac{5 - 0,55 - 3,25 \times Tg(3)}{Tg(87)} \right] \times \frac{1}{3}$$

$$B_{Ac2} = 1,60 \text{ m}$$

- $B_{Ac3} = Puntera + \frac{ef}{2}$

$$B_{Ac3} = 1,25 + \frac{0,50}{2}$$

$$B_{Ac3} = 1,50 \text{ m}$$

- $B_{Ac4} = Puntera + ef + Talon \times \frac{1}{3}$

$$B_{Ac4} = 1,25 + 0,50 + 3,25 \times \frac{1}{3}$$

$$B_{Ac4} = 2,833 \text{ m}$$

- $B_{Ac5} = \frac{Puntera}{2}$

$$B_{Ac5} = \frac{1,25}{2}$$

$$B_{Ac5} = 0,625 \text{ m}$$

- $B_{Ac6} = \frac{Base}{2}$

$$BAc6 = \frac{5}{2}$$

$$BAc6 = 2,50 \text{ m}$$

3.2.8 Determinación de los momentos generados por las masas de suelo y muro.

Con los brazos y pesos de cada uno de los volúmenes de masas, se hace una determinación de los valores de momento respecto al punto "A" (ver Figura 3.2). Se tomaron como positivos a los momentos en sentido anti-horario. Los resultados para el muro tipo H=5,00 m estudiado son:

Momentos de las Masas de Suelo:

- Momento correspondiente a As1:

$$MA_{s1} = \text{Peso}_{As1} \times Bs1 = 25036,097 \times 3,38 = 84496,828 \text{ Kg} - \text{m}$$

- Momento correspondiente a As2:

$$MA_{s2} = \text{Peso}_{As2} \times Bs2 = 0 \times 3,84 = 0 \text{ Kg} - \text{m}$$

- Momento correspondiente a As3:

$$MA_{s3} = \text{Peso}_{As3} \times Bs3 = 863,93 \times 1,68 = 1447,225 \text{ Kg} - \text{m}$$

- Momento correspondiente a As4:

$$MA_{s4} = \text{Peso}_{As4} \times Bs4 = 497,25 \times 3,92 = 1947,563 \text{ Kg} - \text{m}$$

- Momento correspondiente a As5:

$$MA_{s5} = \text{Peso}_{As5} \times Bs5 = 2092,5 \times 0,625 = 1307,813 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momentos de las Masas de Concreto Armado:

- Momento correspondiente a Ac1:

$$MA_{c1} = \text{Peso}_{Ac1} \times BAc1 = 2381,896 \times 1,388 = 3990,263 \text{ Kg} - \text{m}$$

- Momento correspondiente a Ac2:

$$MAc2 = PesoAc2 \times BAc2 = 1151,87 \times 1,60 = 1843,518 \text{ Kg} - m$$

- Momento correspondiente a Ac3:

$$MAc3 = PesoAc3 \times BAc3 = 204 \times 1,50 = 306,00 \text{ Kg} - m$$

- Momento correspondiente a Ac4:

$$MAc4 = PesoAc4 \times BAc4 = 663 \times 2,833 = 1878,50 \text{ Kg} - m$$

- Momento correspondiente a Ac5:

$$MAc5 = PesoAc5 \times BAc5 = 510 \times 0,625 = 318,75 \text{ Kg} - m$$

- Momento correspondiente a Ac6:

$$MAc6 = PesoAc6 \times BAc6 = 6600 \times 2,50 = 16500,00 \text{ Kg} - m$$

Luego de obtener los momentos, se hace una sumatoria total de momentos actuantes " $\Sigma W_i \times b_i$ " (donde se considera tanto a los momentos de las masas suelos como a los momentos de las masas de concreto armado). Para este caso resulta:

$$\Sigma W_i \times b_i \text{ (Kg-m)} = (\text{Mas1} + \text{Mas2} + \text{Mas3} + \text{Mas4} + \text{Mas5}) + (\text{Mac1} + \text{Mac2} + \text{Mac3} + \text{Mac4} + \text{Mac5} + \text{Mac6})$$

$$\begin{aligned} \Sigma W_i \times b_i &= (84496,828 + 0 + 1447,225 + 1947,563 + 1307,813) \\ &+ (3930, +1843,518 + 306,00 + 1878,5 + 318,75 + 16500) \\ &= \mathbf{113976,459 \text{ Kg} - m} \end{aligned}$$

3.2.9 Determinación de los momentos generados por los empujes activos y pasivos

Ya anteriormente se hicieron los cálculos de los empujes activos y pasivos, pero para determinar los momentos resultantes por dichos empujes, es necesario definir los brazos en donde se encuentran aplicados. Cabe resaltar, que ni los incrementos de puntera ni las disminuciones de talón afectan a los brazos, sin embargo, los parámetros que si influyen son la

altura del muro (**H**), la profundidad de fundación (**h**) y la existencia de una sobrecarga (**q**) en el suelo a estabilizar (ver Figura 3.2). Se puede constatar en las siguientes fórmulas:

Brazo para Empuje Pasivo:

La cohesión afecta el valor inicial del diagrama del empuje pasivo, ya que la cohesión (**c**) provee resistencia al suelo para evitar ser desplazado:

$$BEp = \frac{h}{3} + \left[\frac{\left(h - \frac{h}{3} - \frac{h}{2} \right)}{2} \right] \text{ Brazo de Empuje pasivo. Ecuación 3,1 (Fuente Propia)}$$

Para comprender mejor el significado de la ecuación anterior, se agrega la siguiente diagrama:

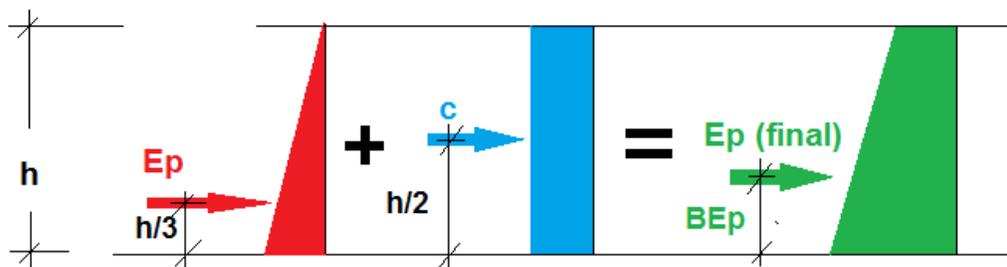


Figura 3.3 Diagrama de Empuje pasivo.

(Fuente Elaboración Propia)

Para el muro tipo “T” invertida $H=5,00$, y el caso de estudio de la presente memoria de cálculo, en la cual no se toma en cuenta la cohesión, el brazo del empuje pasivo queda definido simplemente de la siguiente manera:

$$BEp = \frac{h}{3} = \frac{1,65}{3} \text{ 5 m} \quad \text{Ecuación 3.2 (Fuente Propia)}$$

Brazo para Empuje Activo:

La existencia de una carga distribuida ($q = 500 \text{ kg/m}^2$), aumenta los esfuerzos verticales sobre el suelo a estabilizar, lo que se transmite en un mayor empuje activo y en un desplazamiento de su punto de aplicación. El brazo de empuje activo se define:

$$BEa = \frac{H}{3} + \left[\frac{\left(H - \frac{H}{3} - \frac{H}{2} \right)}{2} \right] \text{ Brazo de Empuje activo. Ecuación 3.3}$$

(Fuente Elaboración Propia)

Para comprender mejor el significado de la ecuación anterior, se agrega el siguiente diagrama:

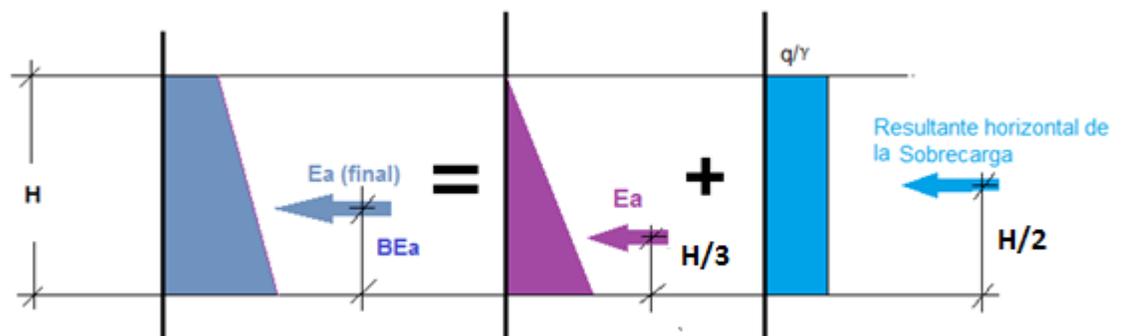


Figura 3.4 Diagrama de Empuje Activo

(Fuente Elaboración Propia)

Para el muro tipo $H=5,00$ de esta memoria de cálculo, el brazo del empuje activo resulta:

$$BEa = \frac{H}{3} + \left[\frac{\left(H - \frac{H}{3} - \frac{H}{2} \right)}{2} \right] = \frac{5,00}{3} + \left[\frac{\left(5,00 - \frac{5,00}{3} - \frac{5,00}{2} \right)}{2} \right] = 2,083m$$

Momento (Mr) generado por el Empuje Pasivo y Empuje activo:

EL momento generado por los empujes es realizado respecto al mismo punto "A" (ver Figura 3.2) utilizado para la determinación de los momentos de las masas de suelo y concreto armado. Este Momento "Mr" resulta de la diferencia entre los momentos del empuje pasivo y del empuje activo (positivo en sentido horario):

$$Mr = MEa - MEp = BEa \times Ea - BEp \times Ep$$

Momento generado por Empujes de tierra. Ecuación 3.4 (Fuente Propia)

Para el caso de esta memoria de cálculo de muro H=5,00m, el Mr es:

$$Mr = (2,083 \times 13880,29) - (0,55 \times 9391,79) = \mathbf{23751,769 \text{ Kg-m}}$$

No obstante, para seguir la misma convención de signos respecto a los momentos generados por los pesos de las masas de suelo y concreto, en cálculos posteriores de esta Memoria de Cálculo, se observará que se le agrega un signo negativo al valor de "Mr":

$$Mr = - 23751,769 \text{ Kg-m}$$

3.2.10 Determinación del Momento "RX", generado por la Reacción "R" (desconocida)

Como lo indica el subtítulo anterior, existe una reacción "R" no determinada que surge del despiece de los elementos del muro, tal como se observa en la siguiente figura:

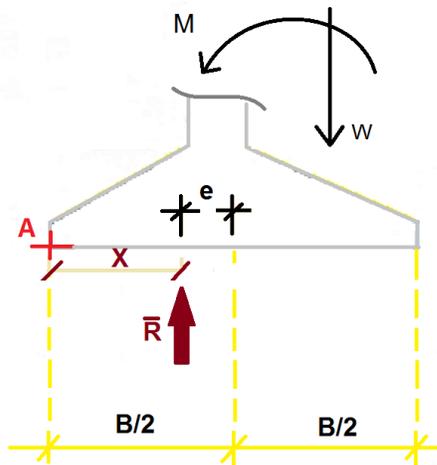


Figura 3.5 Diagrama de Equilibrio de Fuerzas en Fundación de Muro
(Fuente Elaboración Propia)

Donde:

- $B/2$ = mitad de base de muro.
- R = Reacción de magnitud desconocida.
- X = distancia desconocida a la cual está aplicada la fuerza “ R ”.
- e = excentricidad (de la fuerza “ R ”).
- M = momento resultante de la sumatoria todos los momentos actuantes en el muro. Es decir, $M = (\sum W_i \times b_i) + (-Mr)$. Ver ecuación 52
- W = fuerza que contiene la sumatoria de todos los pesos actuantes en el muro.

Nota: Se destaca que los siguientes equilibrios estáticos de momentos y fuerzas (así como las deducciones que surjan de ellos) para fines de esta memoria de cálculo se realizan sólo para el muro tipo $H=5,00m$.

Valiéndonos de la Figura 3.5 anterior, se puede entender que el valor de la fuerza “R” y su punto de aplicación “X” se determinan mediante un despeje en los equilibrios de fuerzas y momentos.

Equilibrio de Momentos:

Haciendo equilibrio de momentos en el punto A (ver Figura 3.1), se obtiene:

$$RX = (\Sigma Wi x bi) + (-Mr)$$

Equilibrio de momentos para determinación de momento “RX” generado por Reacción “R”. Ecuación 3.5. (Fuente Propia)

Para el muro tipo H=5,00 de esta memoria de cálculo, el valor del momento “RX” es:

$$RX = (\Sigma Wi x bi) + (-Mr) = 113979,459 + (- 23751,769) \\ = 90224,796 \text{ Kg} - \text{m}$$

3.2.11 Determinación de la distancia de aplicación “X” de la Reacción “R” (desconocida)

Ya determinado en valor del momento “RX”, mediante un equilibrio de fuerzas verticales, se puede definir la magnitud de la fuerza “R” (Ver Figura 17):

$$\sum \text{Fuerzas verticales } (\uparrow +) = R - W(\text{sumatoria de pesos}) = 0; \quad R = W$$

Equilibrio de fuerzas verticales para la determinación de la Reacción “R” .
Ecuación 3.6. (Fuente Propia)

Por ello, como los valores de la sumatoria de pesos “W” y el momento “RX” ya se han determinado con anterioridad, se deduce que “X” es:

Ya que $RX = R \times X = W \times X$; $RX = 90224,796 \text{ Kg} - \text{m}$, entonces:

$$X = \frac{RX}{W} = \frac{90224,796}{40450,493} = 2,230 \text{ m}$$

3.2.12 Determinación de la excentricidad de la Reacción “R”

Tomando a la Ecuación 2.45 del marco teórico, se determina a la excentricidad para el muro tipo H=5,00m de la siguiente manera:

$$e = \frac{Base}{2} - X = \frac{5,00}{2} - 2,230 = 0,27m$$

Nota: lo valores positivos de excentricidad (e) significan que la fuerza “R” está siendo aplicada a la “izquierda” de la mitad de la base del muro (ver Figura 3.5).

3.2.13 Determinación de las tensiones máximas y mínimas en la superficie de contacto de la fundación del muro con el suelo

Utilizando la Ecuación 2.44 del Marco Teórico y evaluando los valores del muro tipo H=5,00 m, se determinan las presiones máxima y mínimas bajo la fundación:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{R}{Base} \left(1 + \frac{6e}{Base}\right) = \frac{40450,493}{5,00} \left(1 + \frac{6 \times 0,27}{5,00}\right) = \frac{10711,291 \text{Kg}}{m^2} = 1,071 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{R}{Base} \left(1 - \frac{6e}{Base}\right) = \frac{40450,493}{5,00} \left(1 - \frac{6 \times 0,27}{5,00}\right) = \frac{5468,907 \text{Kg}}{m^2} = 0,547 \text{ Kg/cm}^2$$

3.2.14 Determinación del Factor de seguridad al deslizamiento (FSd)

Usando la ecuación 2.49 del marco teórico, se establece que el factor de seguridad al deslizamiento para el caso de muro tipo H=5,00m (Teoría de Coulomb considerando la acción sísmica y la *participación del empuje pasivo*) es:

$$\begin{aligned}FSd &= \frac{Ep + \mu * w + c' * Base}{Ea} \\ &= \frac{14.499,74 + \frac{2}{3} * Tg(\emptyset) * 40450,493 + (0,5 * 0) * 5,00}{26.793,90} = \mathbf{1,80}\end{aligned}$$

Ahora, el factor de seguridad al desplazamiento , *sin considerar la participación del empujes pasivo*, resulta:

$$\begin{aligned}FSd \text{ (sin } Ep) &= \frac{\mu * w + c' * Base}{Ea} = \frac{\frac{2}{3} * Tg(\emptyset) * 40450,493 + (0,5 * 0) * 5,00}{26.793,90} \\ &= \mathbf{1,12}\end{aligned}$$

3.2.15 Determinación del Factor de seguridad al volcamiento (FSv)

Tomando a la ecuación 2.47 del Marco Teórico, se establece que el factor de seguridad al volcamiento para el caso de muro tipo H=5,00m (considerando acción sísmica, teoría de coulomb y participación del empuje pasivo) es:

$$\begin{aligned}FSvol &= \frac{Ep * (Brazo del Ep) + \Sigma Wi * bi}{Ea * (Brazo del Ea)} = \frac{14.499,74 * (0,55) + 113979,459}{2,083 * (26.793,90)} \\ &= \mathbf{4,12}\end{aligned}$$

Ahora, el factor de seguridad al volcamiento , sin considerar la participación del empujes pasivo, resulta:

$$FS_{vol} (\sin Ep) = \frac{\Sigma W_i \times b_i}{Ea * (Brazo del Ea)} = \frac{113979,459}{2,083 * (26.793,90)} = \mathbf{3,94}$$

Con esto se concluye la Memoria de cálculo. Se resalta que todo el algoritmo anterior fue programado en “Excel” (Microsoft office), dicho programa de cálculo es anexado a este trabajo especial de grado (y se incluye una *Guía para el usuario* en los Anexos). Por esto, existe la posibilidad de hacer modificaciones para otros valores de parámetros y/o una retroalimentación de datos si así se desea. Solamente se está limitado por las restricciones mismas que el programa posee, y estas ya son advertidas en la *Guía para el usuario* anteriormente referida.

3.2.16 Determinación de relaciones Base/Altura para $\sigma_{min}=0$ (Muro más óptimo)

Para la construcción de los gráficos presentados en este trabajo especial de grado haciendo uso del programa de Excel, inicialmente se dispuso a dimensionar las bases con relaciones de base/altura arbitrarios, lo cual sólo permitió la obtención de gráficas en las cuales se pudiera observar correcta y detalladamente el comportamiento de las presiones bajo la zapata de los muros. Obteniendo de esta manera, puntos en las gráficas donde las presiones máximas y mínimas se igualaran (**$\sigma_{max}=\sigma_{min}$**) para incrementos en la puntera (sólo para el caso de “T” invertida), y donde las presiones mínimas se hicieran cero (**σ_{min}**) para disminuciones en el talón.

Para efectos de esta memoria de cálculo, se hará la explicación correspondiente para el caso N° 1 de muros pequeños, haciendo uso de la Teoría de Coulomb.

Tabla 3.6 Relaciones Base/Altura Iniciales

	Relación Base / Altura Inicial
"T"	1,00
"L" hacia fuera	1,20
"L" hacia dentro	1,20

(Fuente Elaboración Propia)

Posteriormente, haciendo uso de esta relación inicial y conociendo las alturas de los muros a trabajar, se obtuvieron las bases iniciales para cada caso de estudio y cada tipo de muro. Para efectos de esta memoria, se ejemplificará el cálculo realizado para un Muro "L" hacia fuera de dos metros de altura.

$$\text{Base Inicial} = (\text{Relación Base/Altura Inicial}) \times (\text{Altura Muro})$$

Ecuación 3.7. Fuente Propia

$$\text{Base Inicial} = 1,20 \times 2 = 2,40 \text{ m}$$

Tabla 3.7 Bases Iniciales

		Alturas (m)						
		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
Base Inicial (m)	"T"	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
	"L" hacia fuera	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00
	"L" hacia dentro	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00

(Fuente Elaboración Propia)

Una vez culminado esto, se procedió a determinar gráficamente cuales eran los valores de disminución total necesaria para la obtención de $\sigma_{min}=0$.

Tabla 3.8 Disminuciones Totales Necesarias para $\sigma_{min}=0$

Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	0,64	0,75	0,86	0,99	1,11	1,26	1,38
	"L" hacia fuera	0,53	0,66	0,80	0,93	1,07	1,21	1,35
	"L" hacia dentro	0,61	0,78	0,96	1,14	1,31	1,49	1,67

(Fuente Elaboración Propia)

Posteriormente y en base a esta disminución, se procedió a calcular la base final que permitiera la obtención del muro óptimo ($\sigma_{min}=0$):

$$(\text{Base Final para } \sigma_{min}=0) = (\text{Base Inicial}) - (\text{Disminución para } \sigma_{min}=0)$$

Ecuación 3.8. (Fuente Propia)

$$\text{Base Final} = 2,40 - 0,53 = 1,87 \text{ m}$$

Haciendo uso de esta base final y de la altura del muro, se procedió a calcular la relación Base/Altura correspondiente al muro óptimo:

$$\text{Factor Base Altura Óptimo} = (\text{Base Final para } \sigma_{\min}=0) / \text{Altura Muro}$$

Ecuación 3.9. (Fuente Propia)

$$\text{Factor Base Altura Óptimo} = 1,87 / 2 = 0,94$$

Tabla 3.9 Factores Base/Altura Óptimos

Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,68	0,70	0,71	0,72	0,72	0,72	0,72
	"L" hacia fuera	0,94	0,94	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
	"L" hacia dentro	0,90	0,89	0,88	0,88	0,87	0,87	0,87

(Fuente Elaboración Propia)

Finalmente para cada modelo de estudio ("T" invertida, "L" hacia fuera y "L" hacia dentro), se determino el factor Base/Altura óptimo máximo.

$$\text{Factor Base/Altura Máximo} = (0,94; 0,94 ; 0,93 ; 0,93 ; 0,93 ; 0,93 ; 0,93)$$

$$\text{Factor Base/Altura Máximo} = 0,94$$

Tabla 3.10 Factores Base/Altura Óptimos Máximos

Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,72
	"L" hacia fuera	0,94
	"L" hacia dentro	0,90

(Fuente Elaboración Propia)

Este máximo se calculó con la finalidad de que pueda ser usado para todas las alturas trabajadas. Al hacer uso de este valor se garantiza que siempre se obtenga un comportamiento de $\sigma_{min}=0$, o en su defecto un valor de σ_{min} muy pequeño y realmente cercano a cero.

Es importante decir que también se trabajó con un valor máximo, debido a que las diferencias entre los factores para cada altura eran insignificantes.

3.3 METODOLOGÍA GRÁFICA PROPUESTA PARA LA OBTENCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MURO EN VOLADIZO MÁS ÓPTIMA A DISEÑAR.

A continuación se presenta y explica el método gráfico propuesto por esta investigación, que surge del programa de Excel creado para el análisis paramétrico de muros en voladizo. Los pasos para la utilizar las gráficas para la obtención del muro más óptimo son los siguientes:

Pasos:

- 1)** Chequear y revisar los valores de parámetros utilizados para la generación de las gráficas. Así como observar el material anexo sobre los parámetros y valores comunes para estos.
- 2)** Seleccionar que Teoría de empujes se desea usar (Rankine o Coulomb).
- 3)** Determinar el tipo de sección de muro voladizo que se desea analizar: “T” invertida, “L” hacia fuera o “L” hacia dentro.

- 4) Determinar la altura de muro(s) que se desea(n) evaluar. Considerándose que son muros de baja altura aquellos con valores entre 2 a 5 metros, y muros de alturas elevadas aquellos con valores entre 5 y 8 m.
- 5) Seleccionar de los casos presentados cual es el que se ajusta a el análisis que se desea realizar. Los casos son los siguientes:
 - Caso uno: Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q=500 \text{ kg/m}^2$.
 - Caso dos: Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q=0 \text{ kg/m}^2$.
 - Caso tres: Ángulo de inclinación $\beta = 13^\circ$, sobrecarga $q= 0 \text{ kg/m}^2$.
- 6) Buscar la gráfica de “Presiones Bajo la fundación del muro” que coincida con todo lo definido en los pasos anteriores. Para esto chequear los dibujos, tablas y títulos que se encuentran en las gráficas.
- 7) Luego de estudiada la información indicada en los gráficos anteriores, se procede a analizar el comportamiento de las curvas en sí. Académicamente se puede observar el comportamiento de las presiones según los incrementos de la base. Sin embargo, como ya se dijo en el Marco teórico en el punto 2.11. *Comportamiento óptimo de fundaciones*, para una aplicación práctica de las gráficas, se debe buscar la disminución en donde σ_{\min} se iguale a cero ($\sigma_{\min}=0$), o un valor de disminución más cercana a ese punto (considerando la base que el usuario del método busca diseñar).
- 8) Al momento de obtener el valor de la disminución necesaria para $\sigma_{\min}=0$, se debe verificar que el valor de σ_{\max} obtenido para este caso, no supere los valores del tensi^opn admisible “ σ_{adm} ” del suelo de estudio correspondiente al análisis que se está haciendo. Si el valor del σ_{\max} es mayor al valor del σ_{adm} , se deberá volver al paso 7) y

obtener una nueva disminución, la cual genere valores de σ_{max} adecuados.

- 9) Ya definida la disminución que va acorde al comportamiento óptimo de presiones bajo la fundación, se debe buscar las gráficas de Factores de seguridad al desplazamiento y volcamiento correspondientes al caso estudiado. Ingresar la disminución seleccionada y observar el valor del factor de seguridad (nuevamente ver la información de interés contenida en la gráfica). Si este valor de factor de seguridad no es acorde con lo exigido por el usuario o el proyecto, se debe volver al paso 7). y buscar otra disminución para ser evaluada nuevamente en las gráficas de factores de seguridad.
- 10) Finalmente, observar las gráficas correspondientes de empujes de tierra, ver los comportamientos y específicamente observar los valores para la altura de muro elegida.

Al terminar todos los pasos anteriores, ya se tiene un predimensionado de muro en voladizo realizado con un comportamiento deseado de presiones bajo la fundación, factores de seguridad aceptables bajo condición sísmica y valores de empujes de tierra los cuales pueden ser utilizados para cálculos y diseños posteriores.

NOTA: es importante destacar, que la propuesta de método gráfico llevada a cabo en el presente trabajo especial de grado, va de la mano con el uso del programa de Excel realizado y anexado, debido a que los tres casos analizados en esta investigación, no cubren el mundo ilimitado de escenarios y variación de parámetros que pueden existir a la hora de trabajar con muros en voladizo.

Debido a esto, para poder hacer uso de esta metodología, es recomendable que el usuario haciendo uso del programa de Excel, genere las gráficas correspondientes a su escenario de trabajo y con los parámetros y variables que el caso a trabajar exija.

Se debe decir, que en el presente tomo de este trabajo especial de grado, por razones de simplificación solo se presentara un juego de gráficas, el cual corresponde a un grupo de muros pequeños, estudiados haciendo uso de la teoría de Rankine. Si se desean ver todas las gráficas con las cuales se llevaron a cabo los análisis de resultados del presente trabajo, y que a su vez forman parte de la propuesta de método gráfico, se deberá hacer revisión del CD anexado.

A continuación se presentan las gráficas antes mencionadas:

Comportamiento de presiones en la fundación de un muro en voladizo tipo "T" según incrementos en la puntera y disminuciones en el talón (Teoría de Rankine)

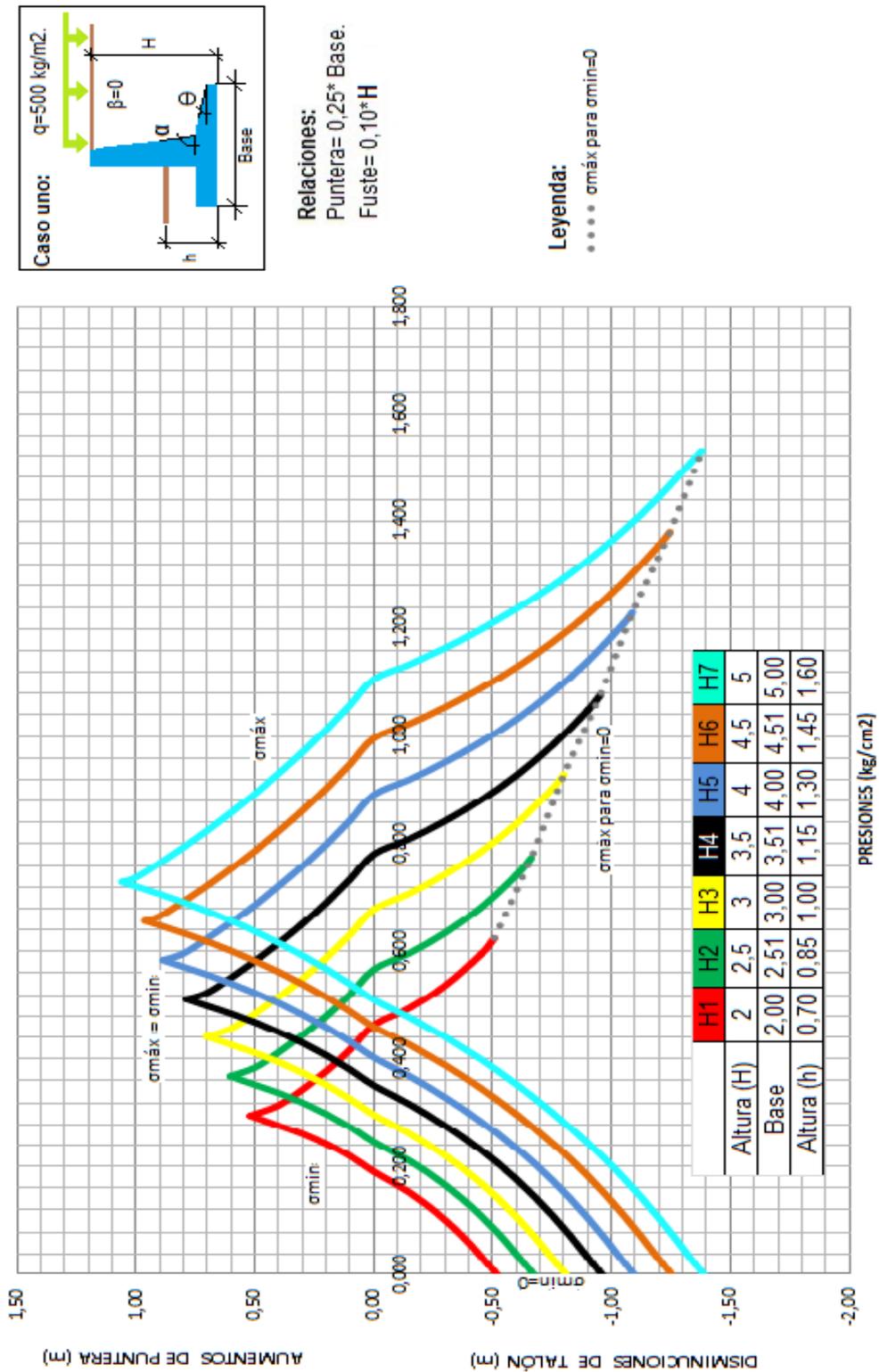


Gráfico 3.1 Comportamiento de Presiones. Tipo "T" Caso 1

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO Ep) SEGÚN INCREMENTOS EN LA PUNTERA Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN

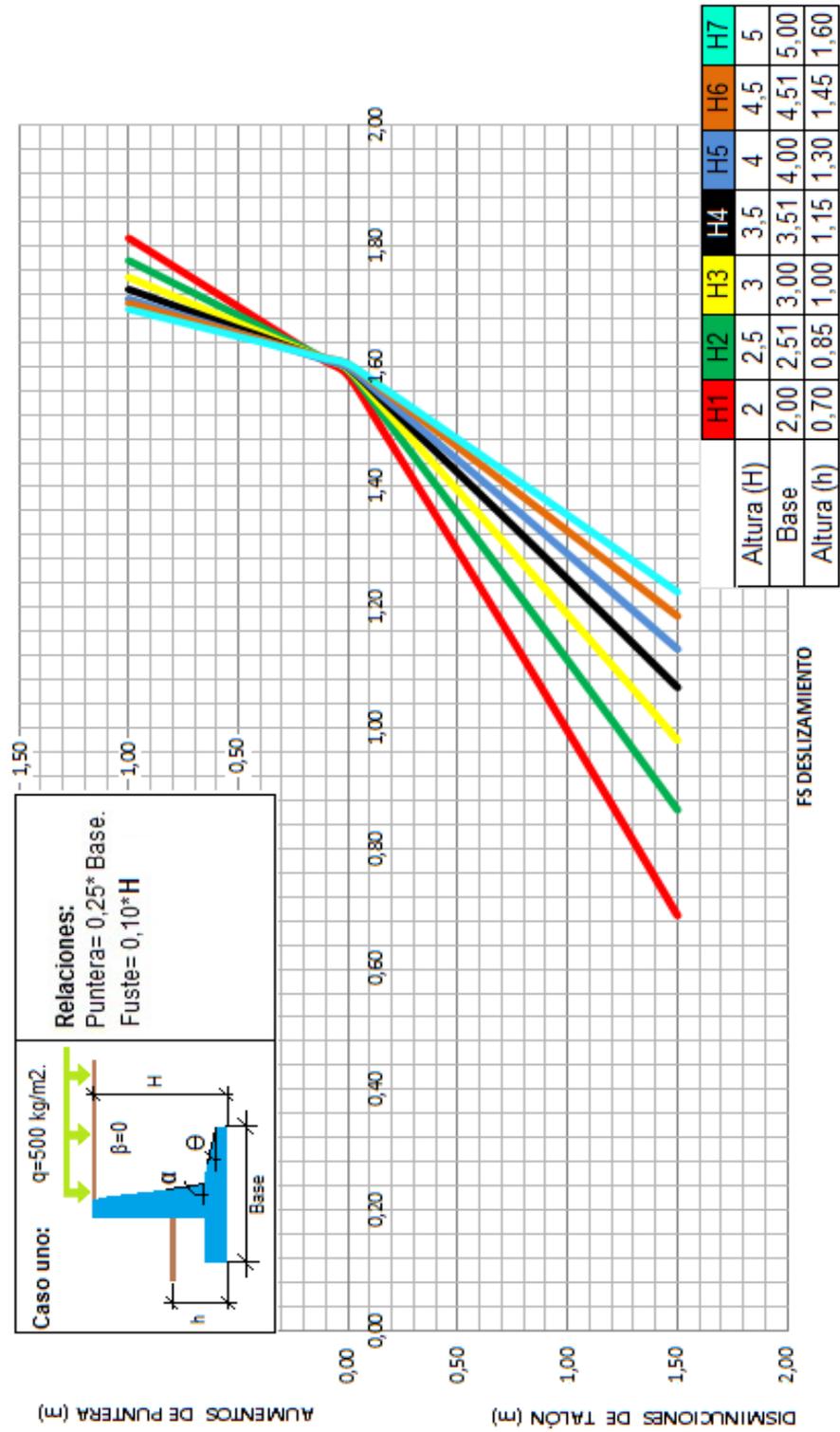


Gráfico 3.2 FSd. "T" invertida. Caso 1

**VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
 CONSIDERANDO E_p , SISMO $A_0=0.30$) SEGÚN INCREMENTOS EN LA PUNTERA
 Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN**

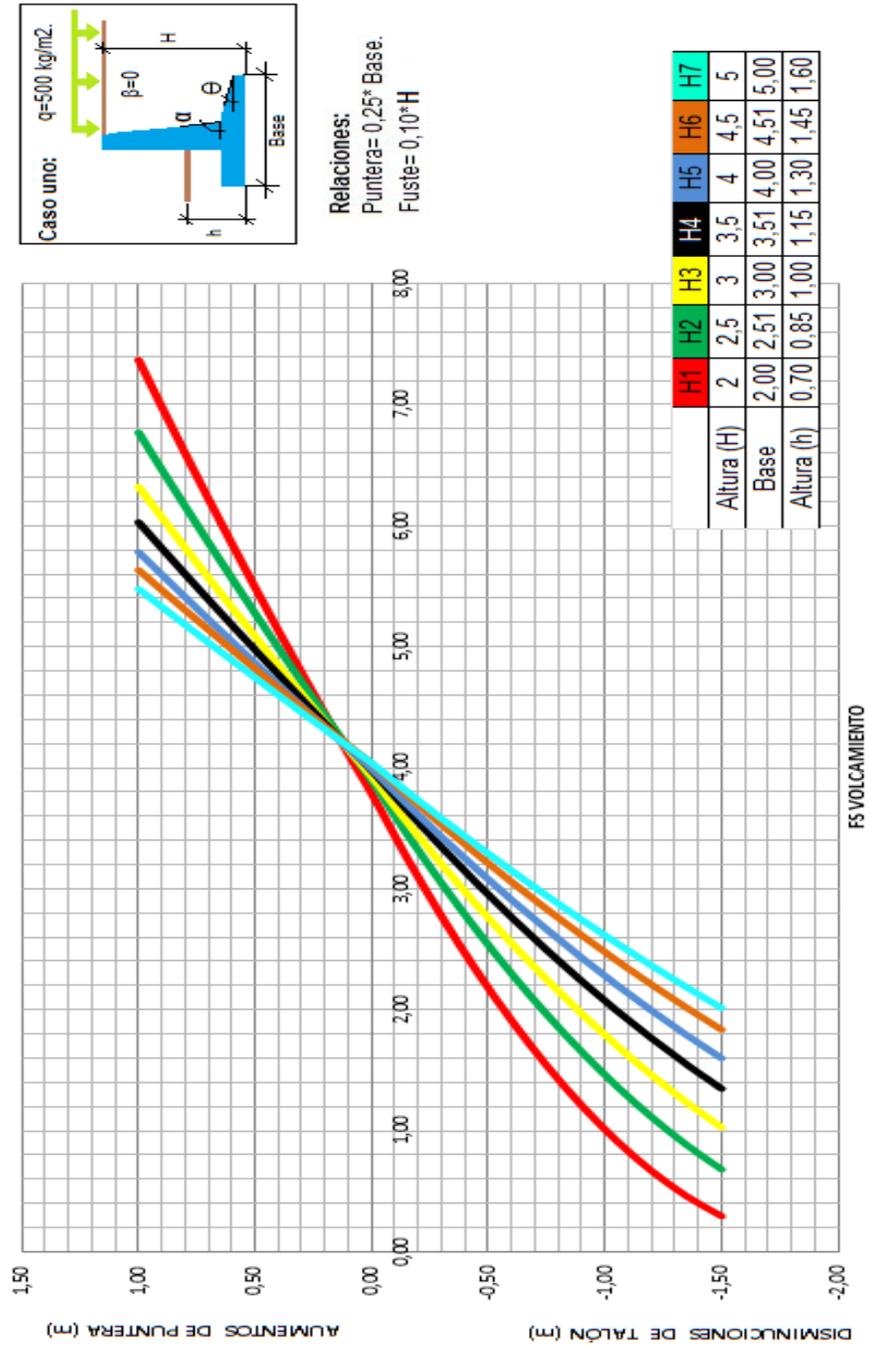


Gráfico 3.3 FSv. "T" invertida. Caso 1

Comportamiento de Empujes activos, según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)

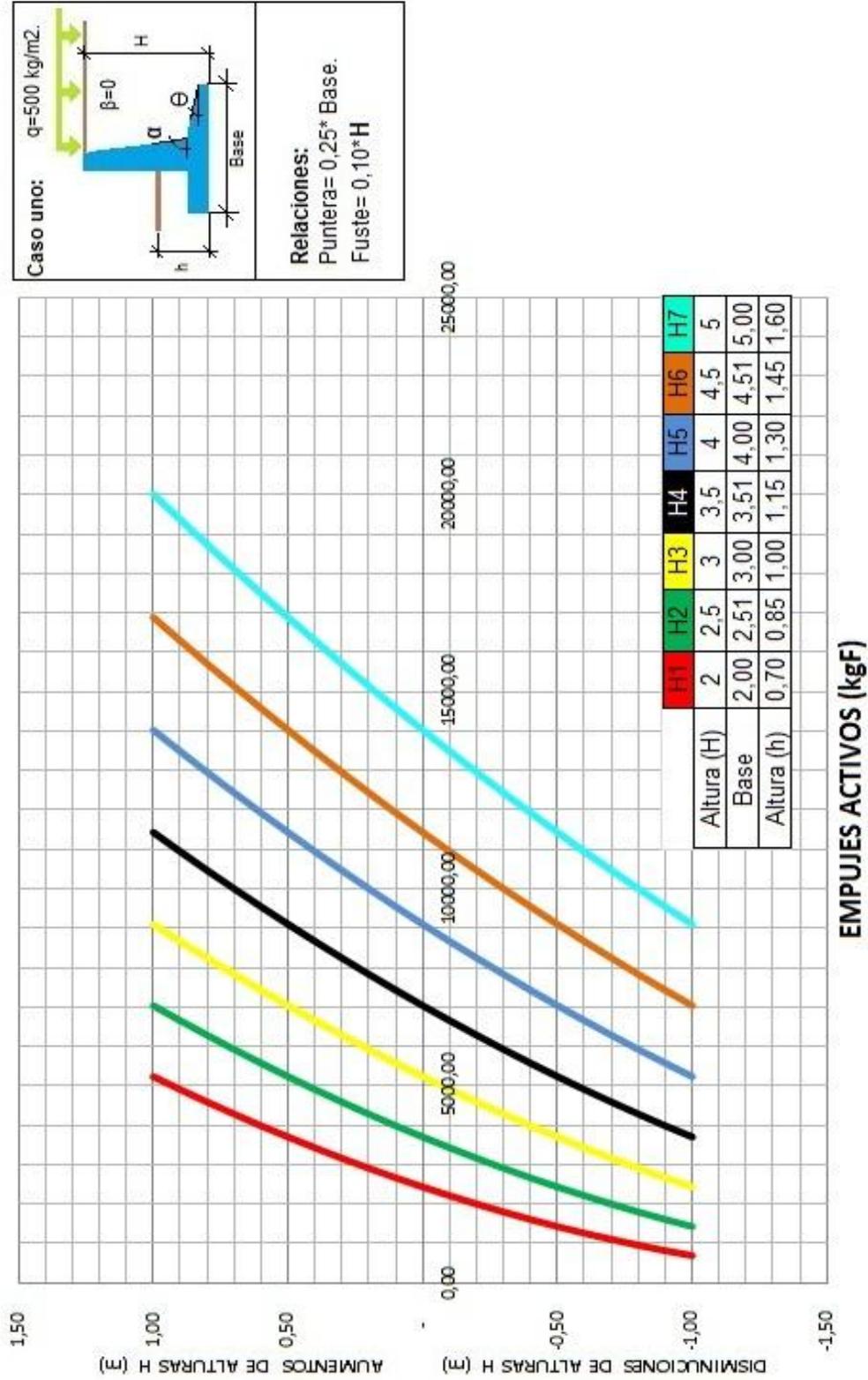


Gráfico 3.4 Empujes Activos. "T" invertida. Caso 1

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" del muro (Teoría de Rankine)

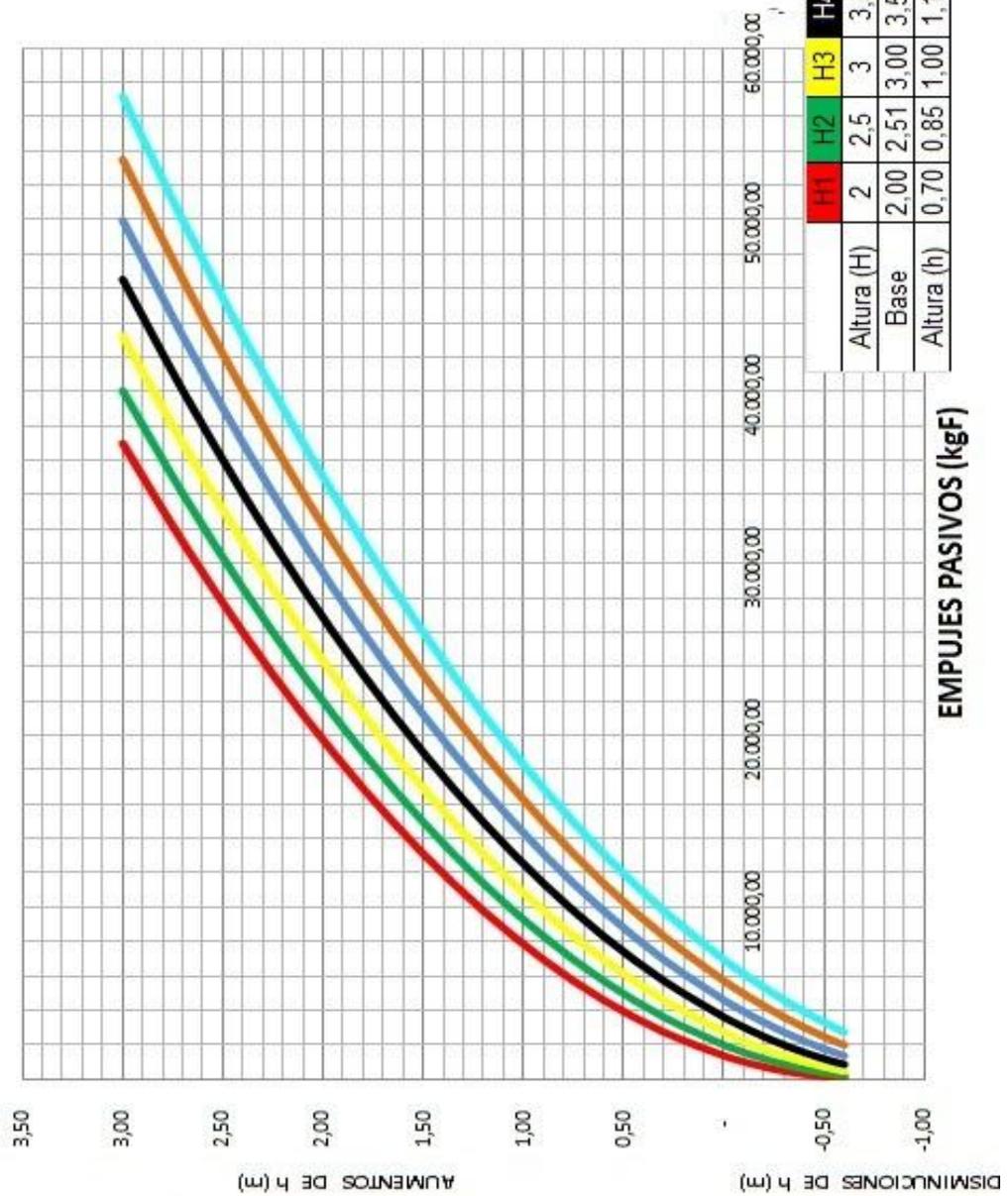
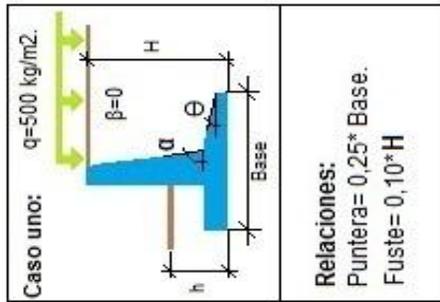


Gráfico 3.5 Empujes Pasivos. "T" invertida. Caso 1



Comportamiento de presiones en la fundación de un muro en voladizo tipo "L" hacia adentro según incrementos y disminuciones en el talón (Teoría de Rankine)

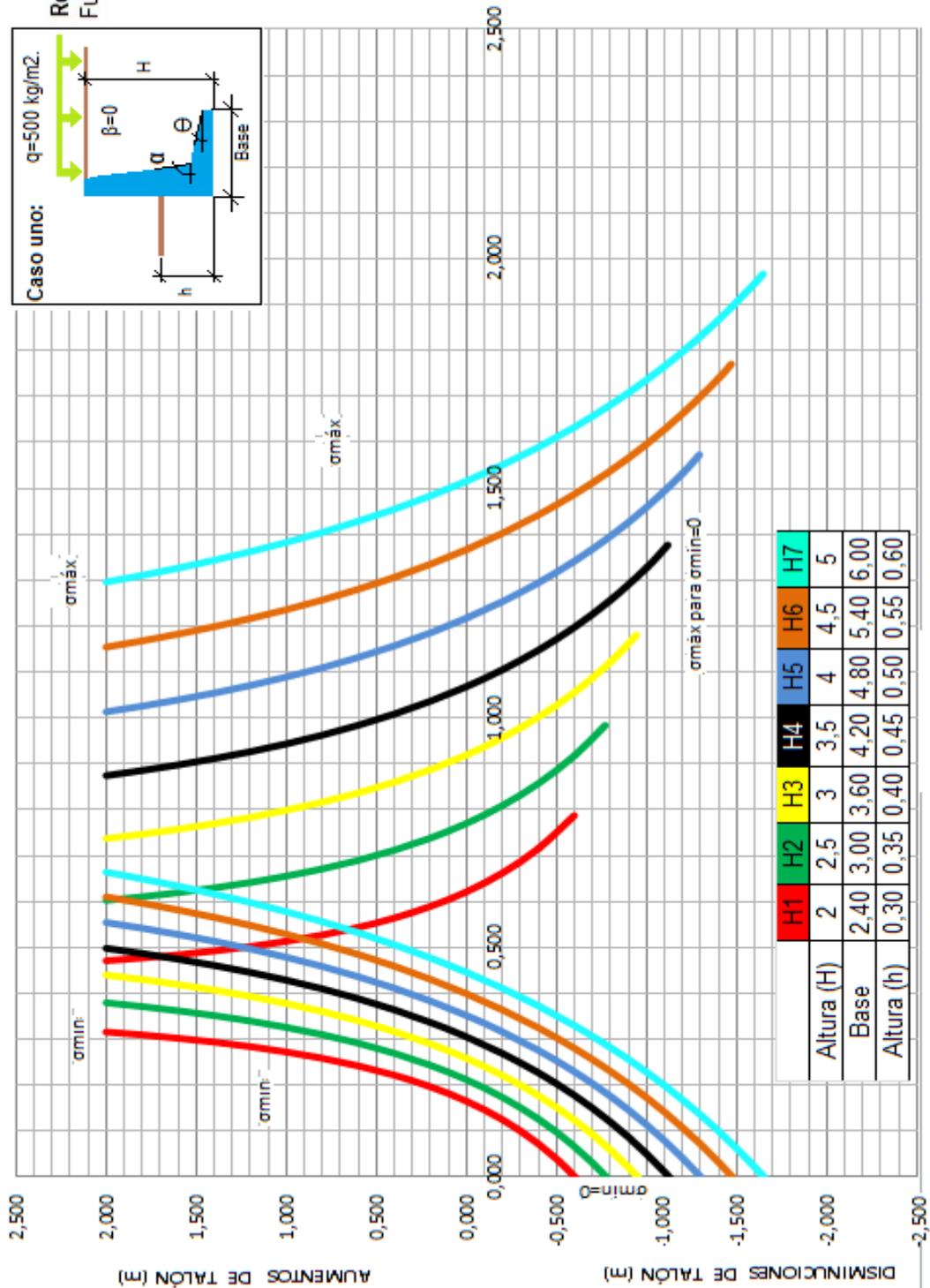


Gráfico 3.6 Comportamiento de Presiones. "L" hacia dentro. Caso 1

**VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO E_p ,
SISMO $A_0=0,30$) SEGÚN INCREMENTOS Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN**

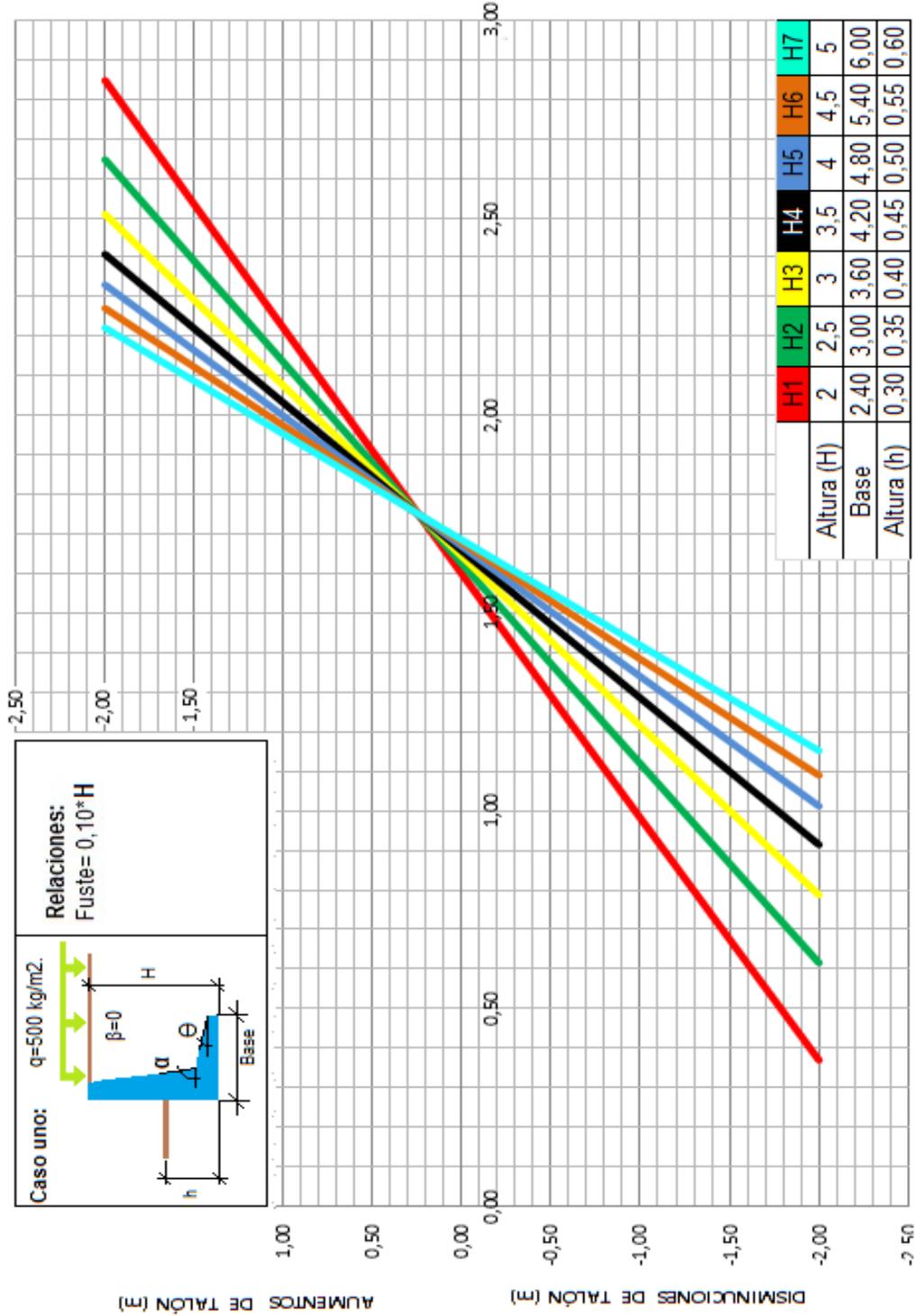


Gráfico 3.7 FSd. "L" hacia dentro. Caso 1

**VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
CONSIDERANDO E_p , SISMO $A_0=0.30$) SEGÚN INCREMENTOS Y
DISMINUCIONES EN EL PUNTERA**

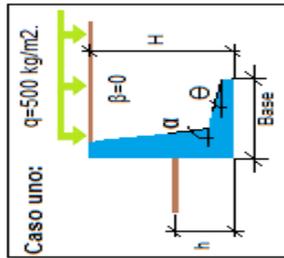
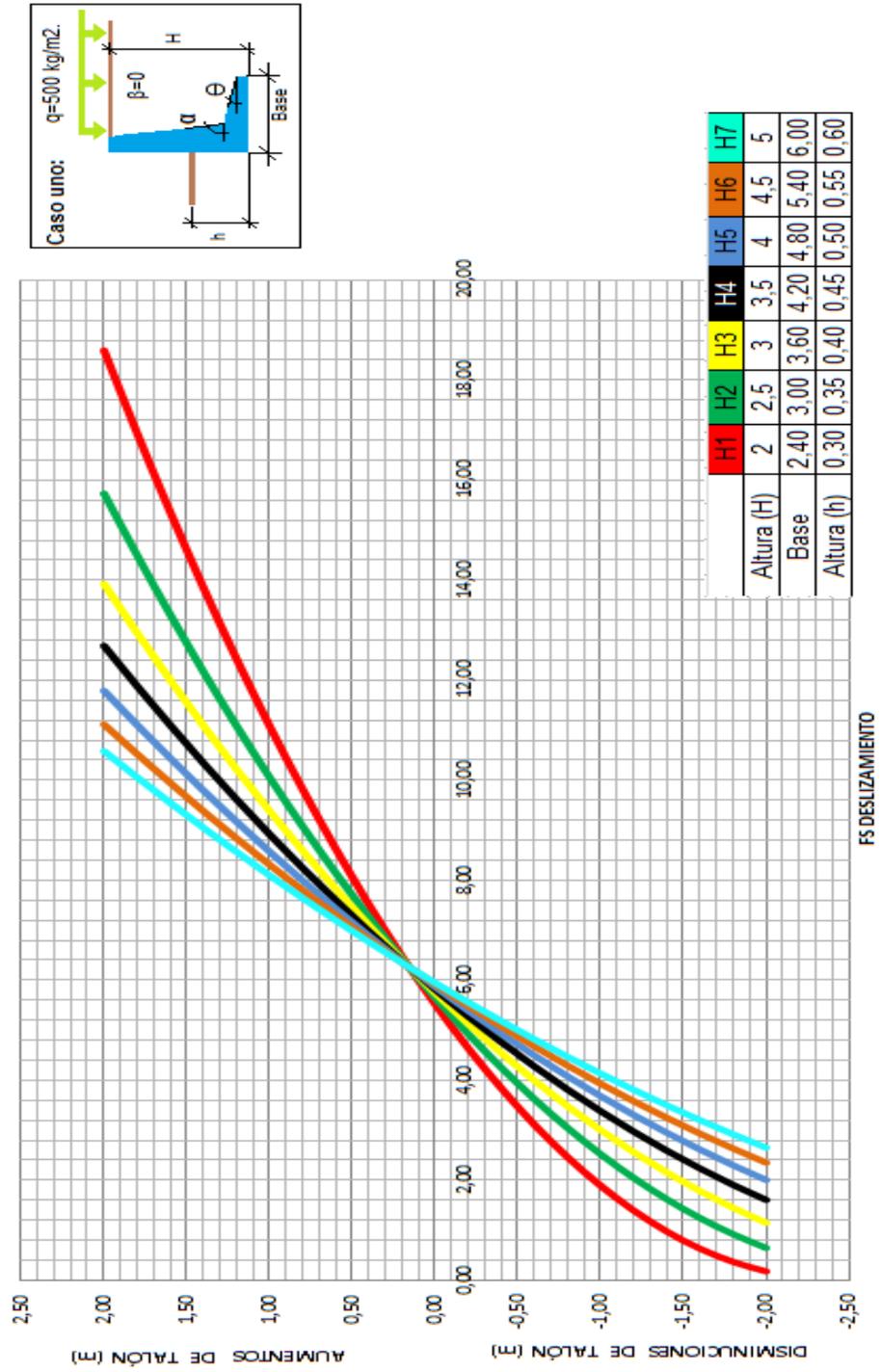


Gráfico 3.8 FSv. "L" hacia dentro. Caso 1

Comportamiento de Empujes activos según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)

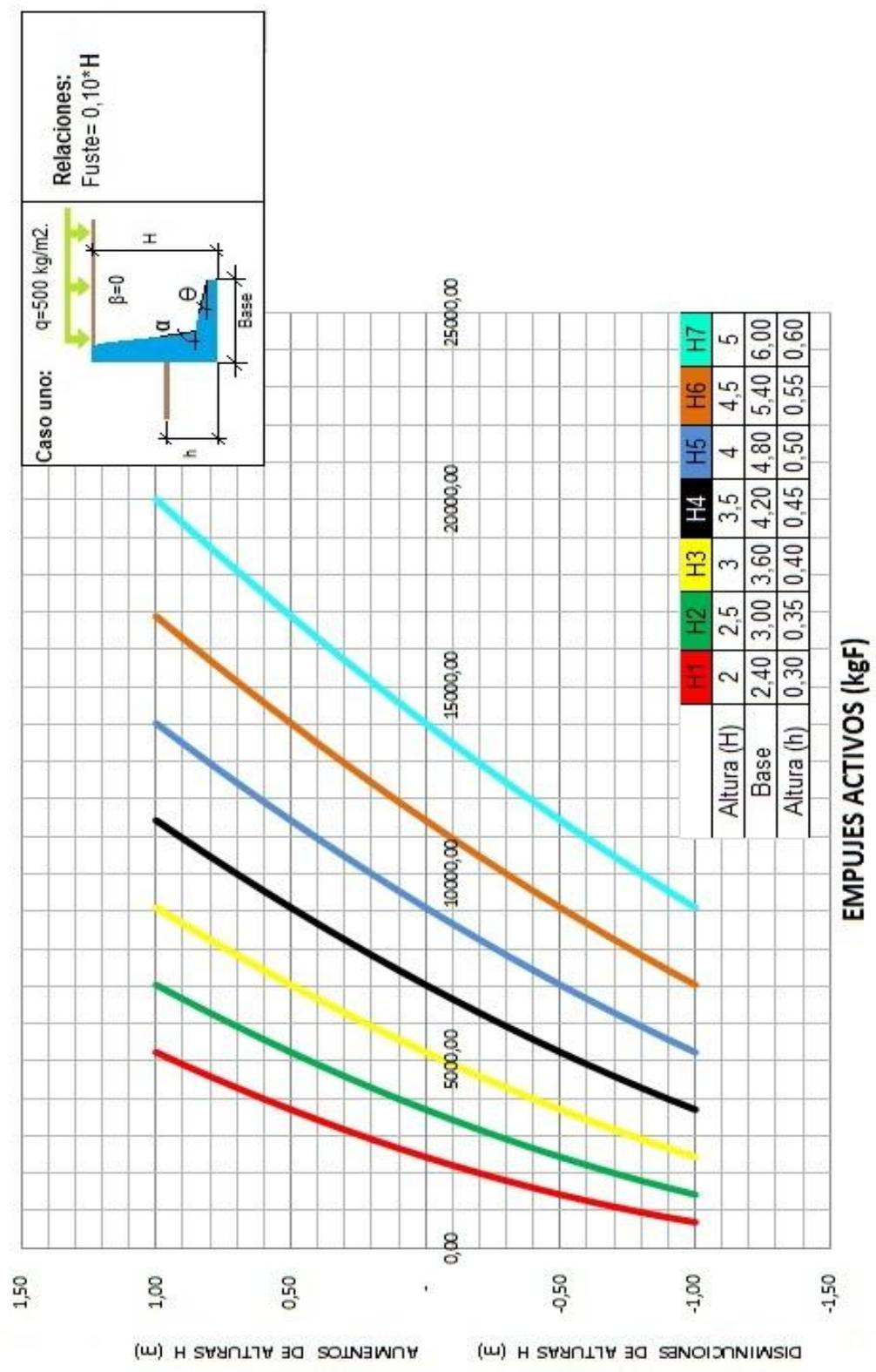


Gráfico 3.9 Empujes Activos. "L" hacia dentro. Caso 1

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" del muro (Teoría de Rankine)

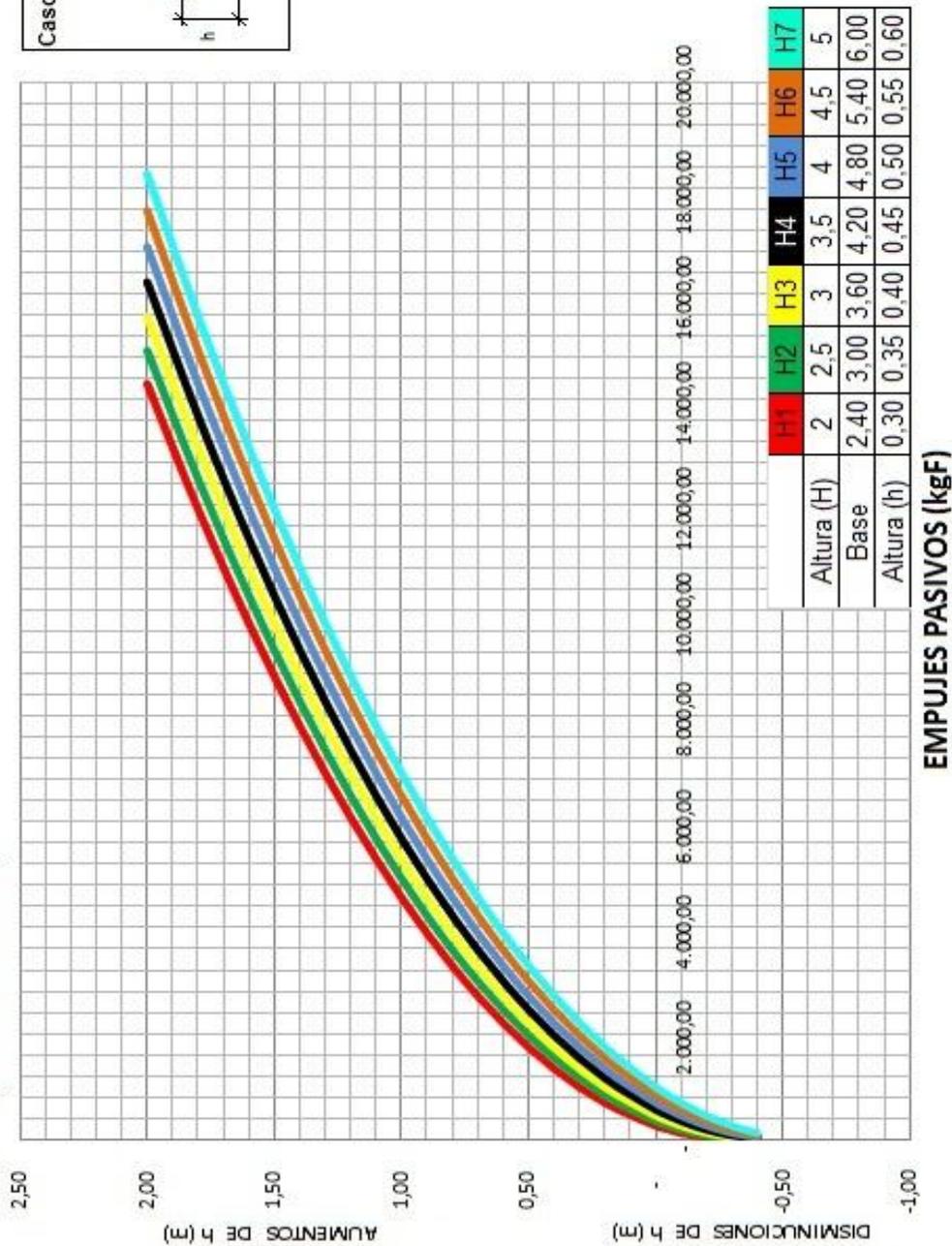


Gráfico 3.10 Empujes Pasivos. "L" hacia dentro. Caso 1

Comportamiento de presiones en la fundación de un muro en voladizo tipo "L" hacia afuera, según incrementos y disminuciones en la puntera (Teoría de Rankine)

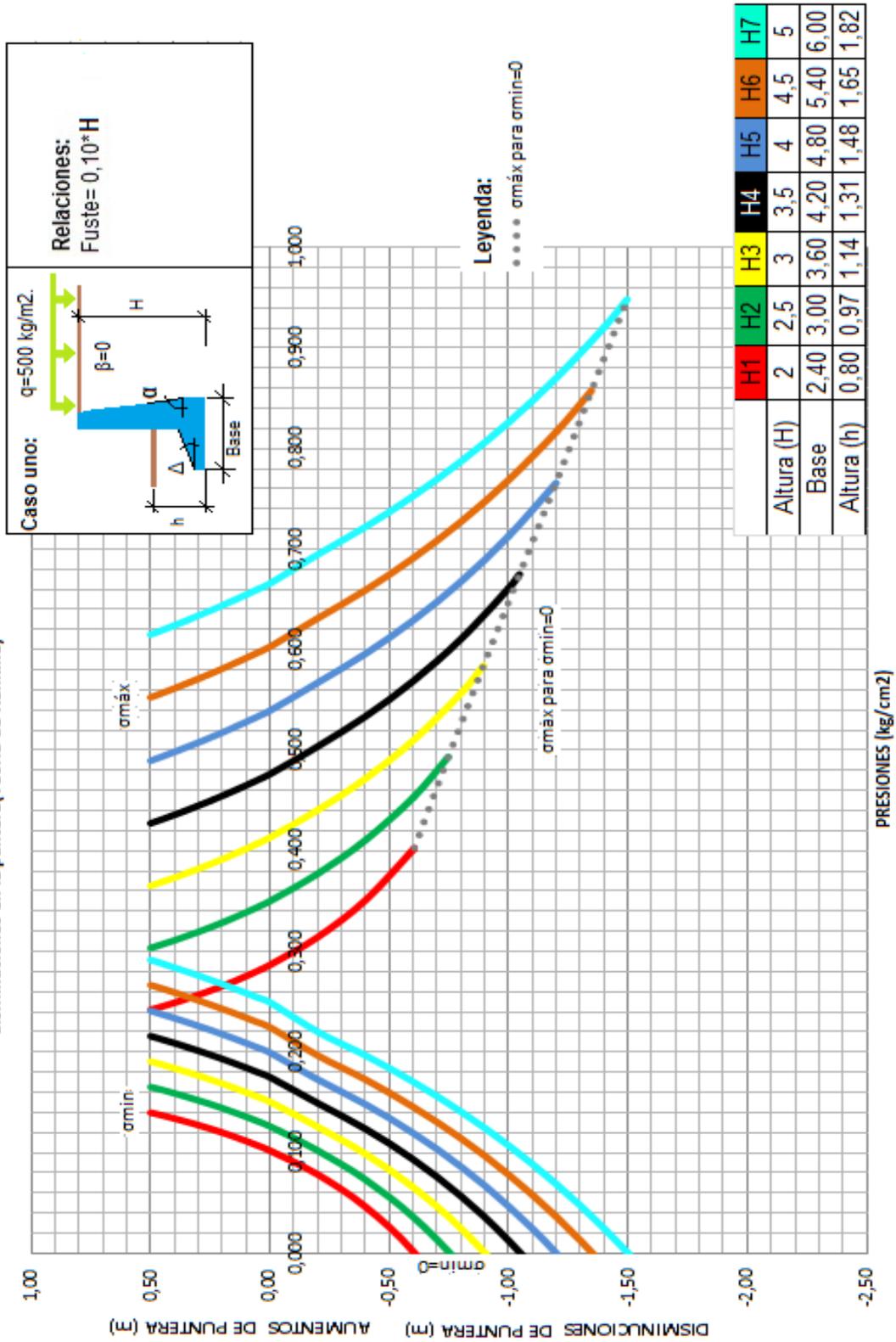


Gráfico 3.11 Comportamiento de Presiones. "L" hacia fuera. Caso 1

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO E_p ,
SISMO $A_0=0,30$) SEGÚN INCREMENTOS Y DISMINUCIONES EN EL PUNTERA

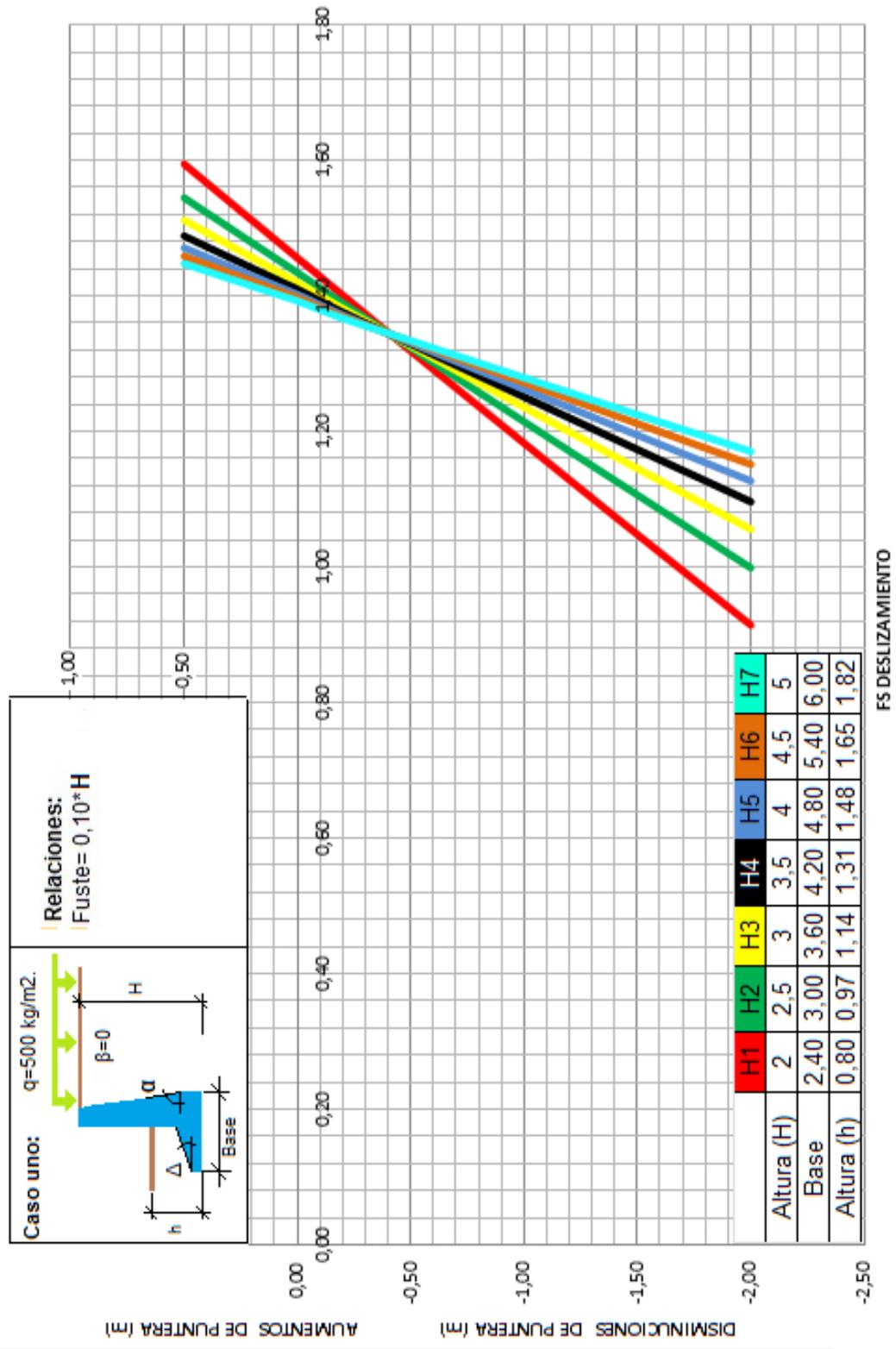


Gráfico 3.12 FSd. "L" hacia fuera. Caso 1

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
 CONSIDERANDO E_p , SISMO $A_0=0.30$) SEGÚN INCREMENTOS Y
 DISMINUCIONES EN EL PUNTERA

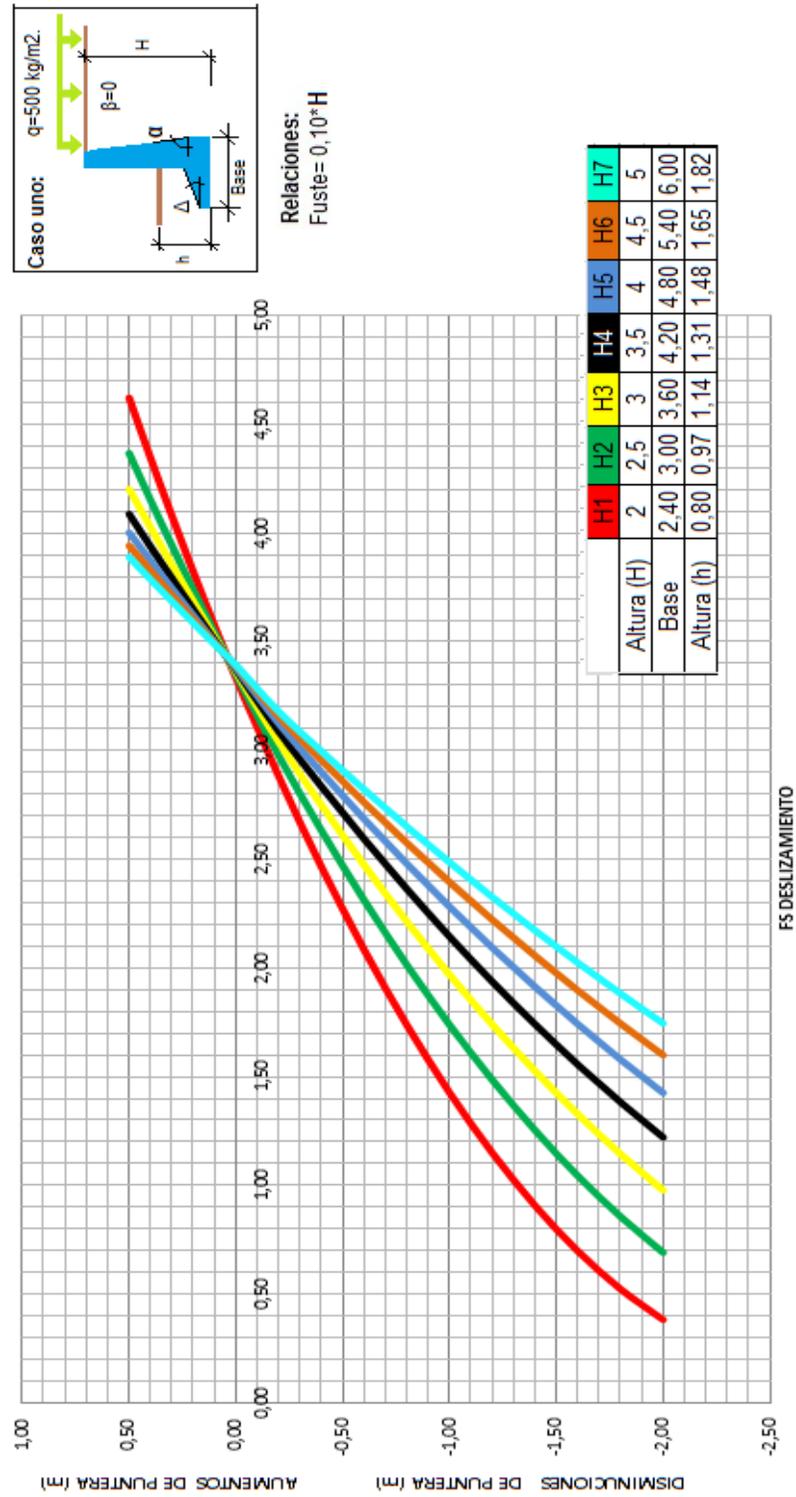


Gráfico 3.13 FSv. "L" hacia fuera. Caso 1

Comportamiento de Empujes activos, según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)

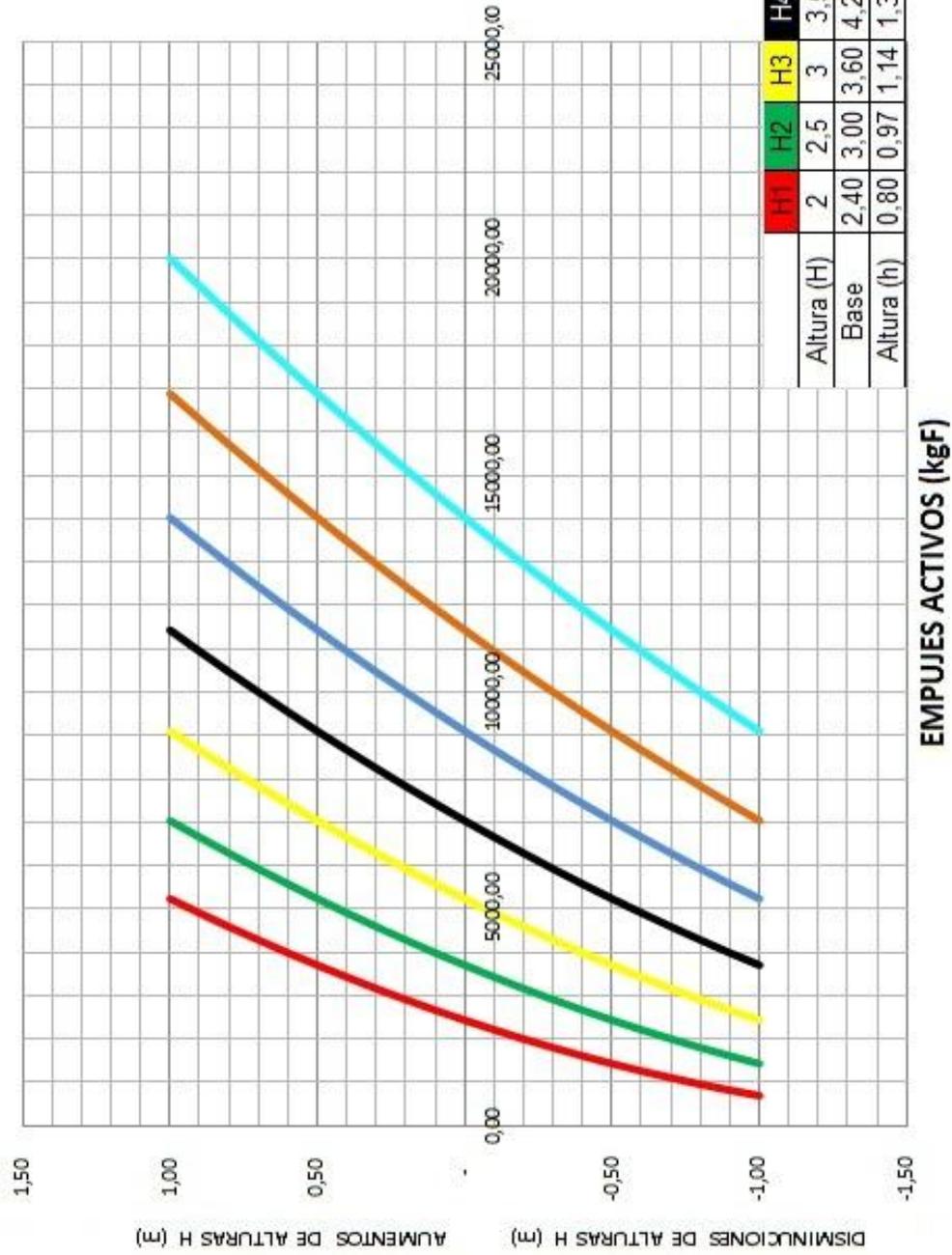
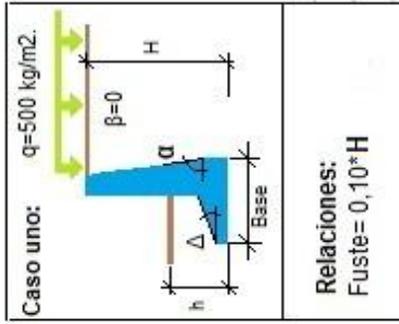


Gráfico 3.14 Empujes Activos. "L" hacia fuera. Caso 1

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" del muro (Teoría de Rankine)

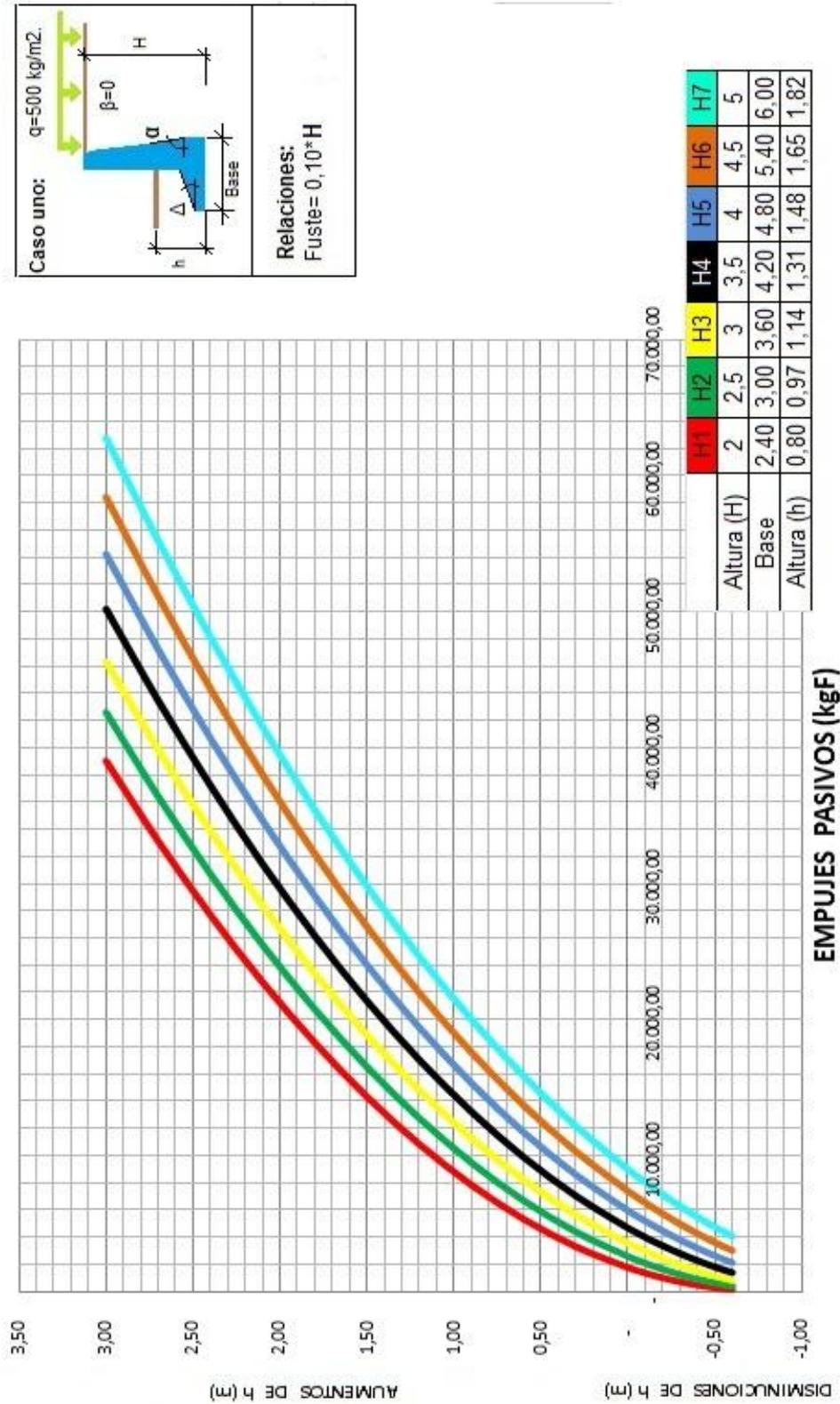


Gráfico 3.15 Empujes Pasivos. "L" hacia fuera. Caso 1

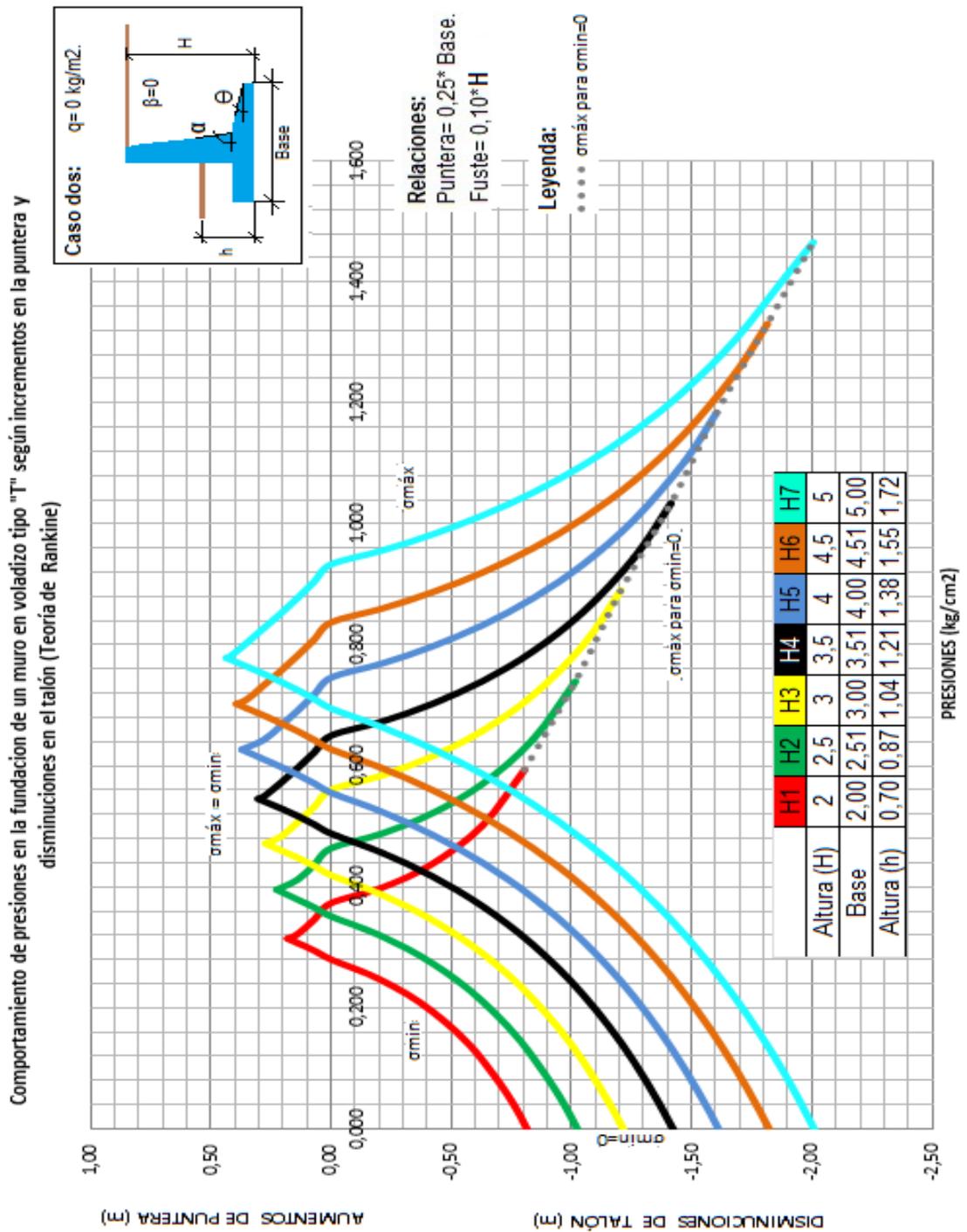


Gráfico 3.16 Comportamiento de Presiones. "T" invertida. Caso 2

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO E_p) SEGÚN INCREMENTOS EN LA PUNTERA Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN

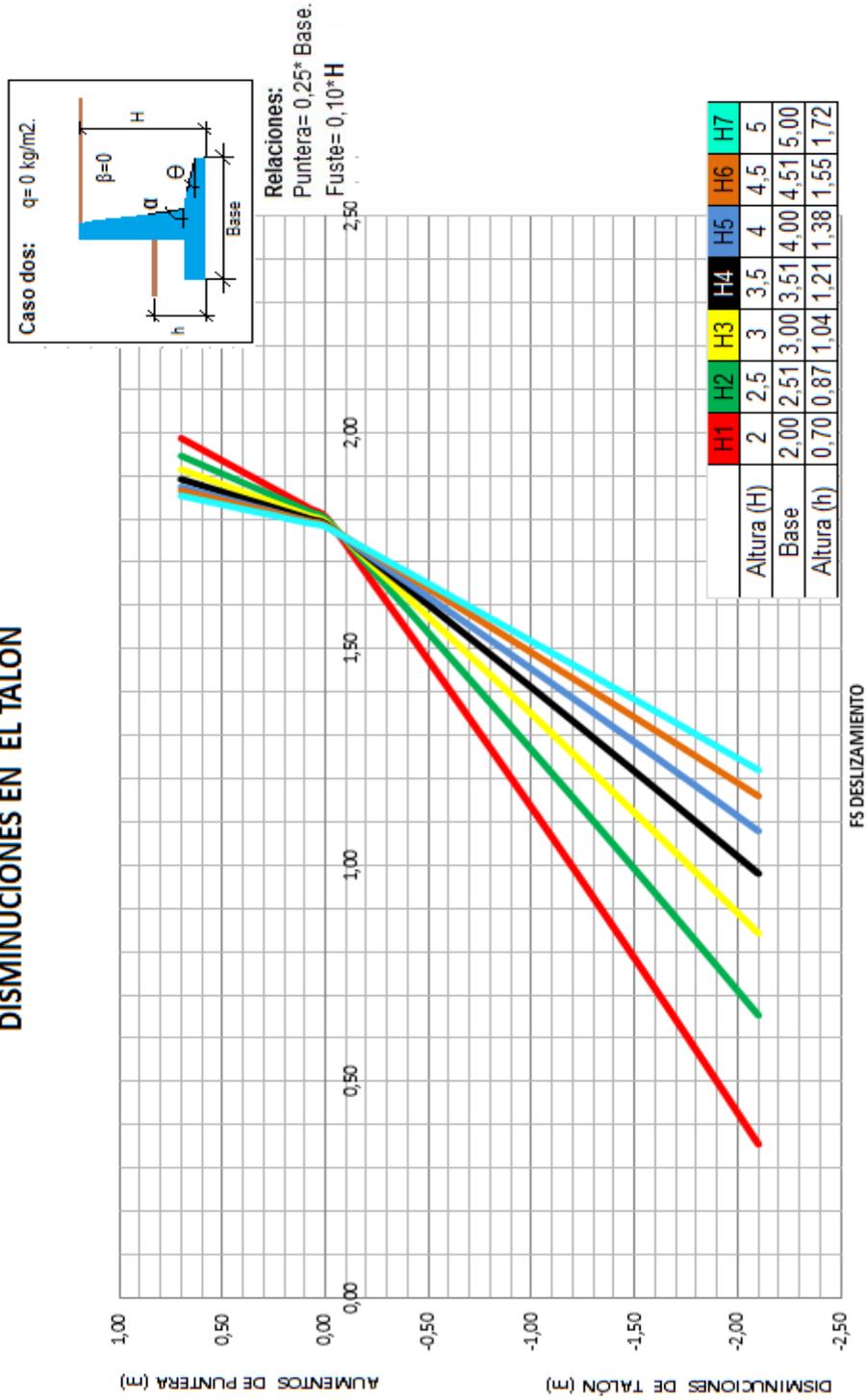


Gráfico 3.17 FSd. "T" invertida. Caso 2

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
 CONSIDERANDO E_p Y ACCIÓN SÍSMICA $A_0=0,3$) SEGÚN INCREMENTOS EN LA
 PUNTERA Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN

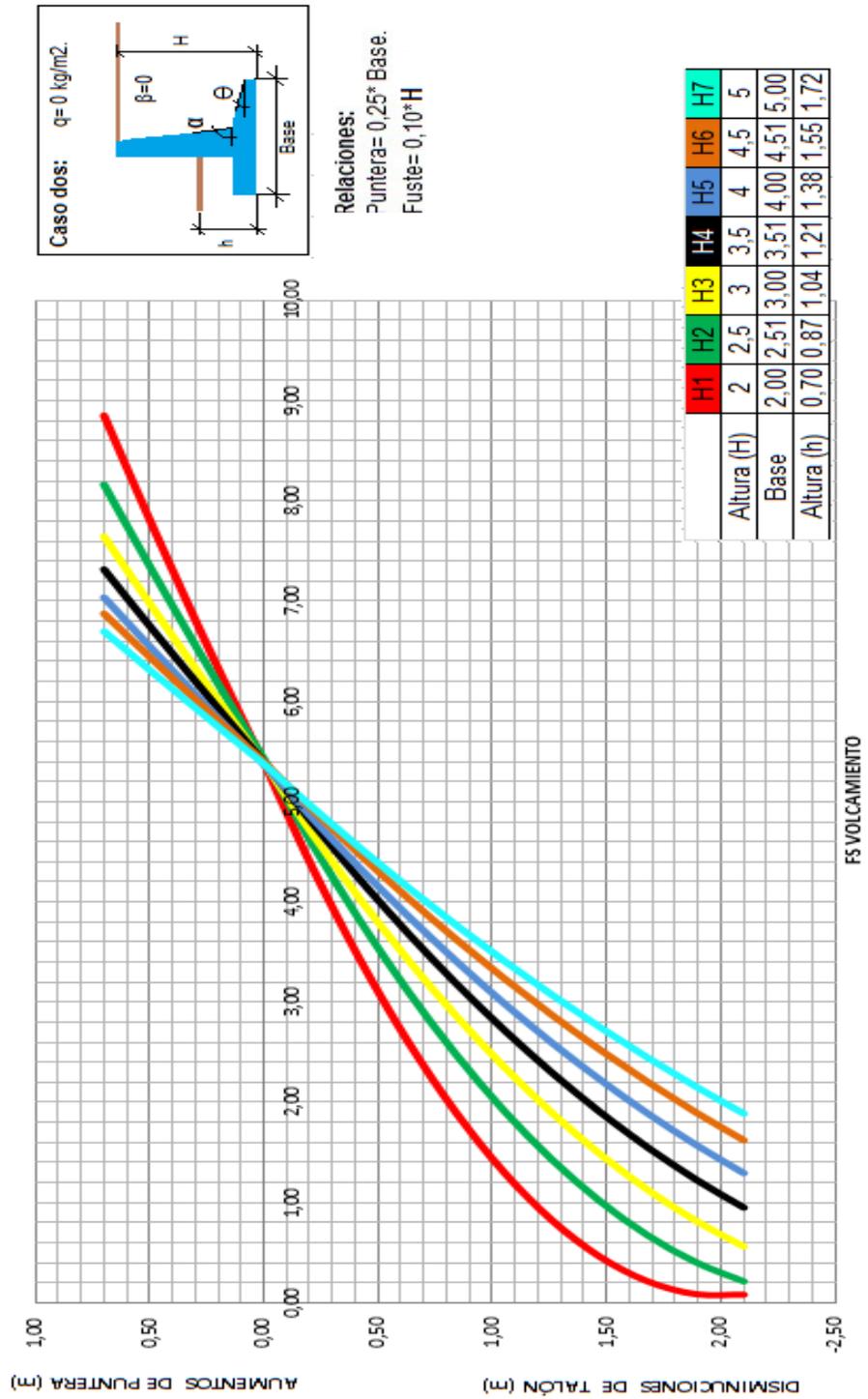


Gráfico 3.18 FSv. "T" invertida. Caso 2

Comportamiento de Empujes activos, según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)

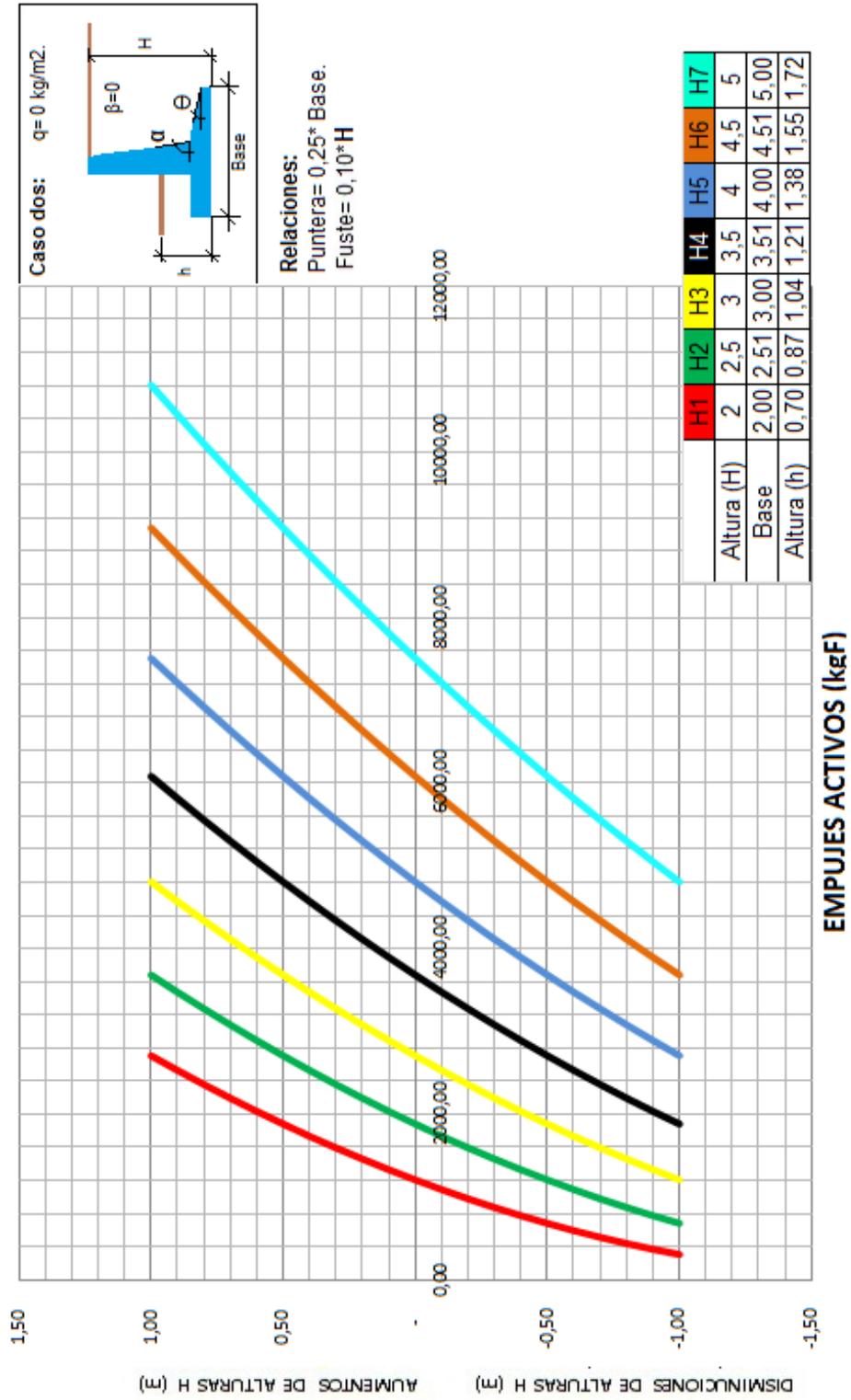
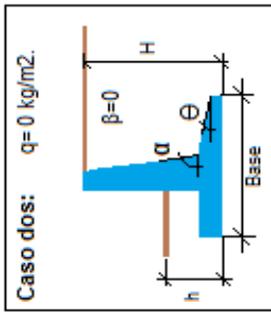
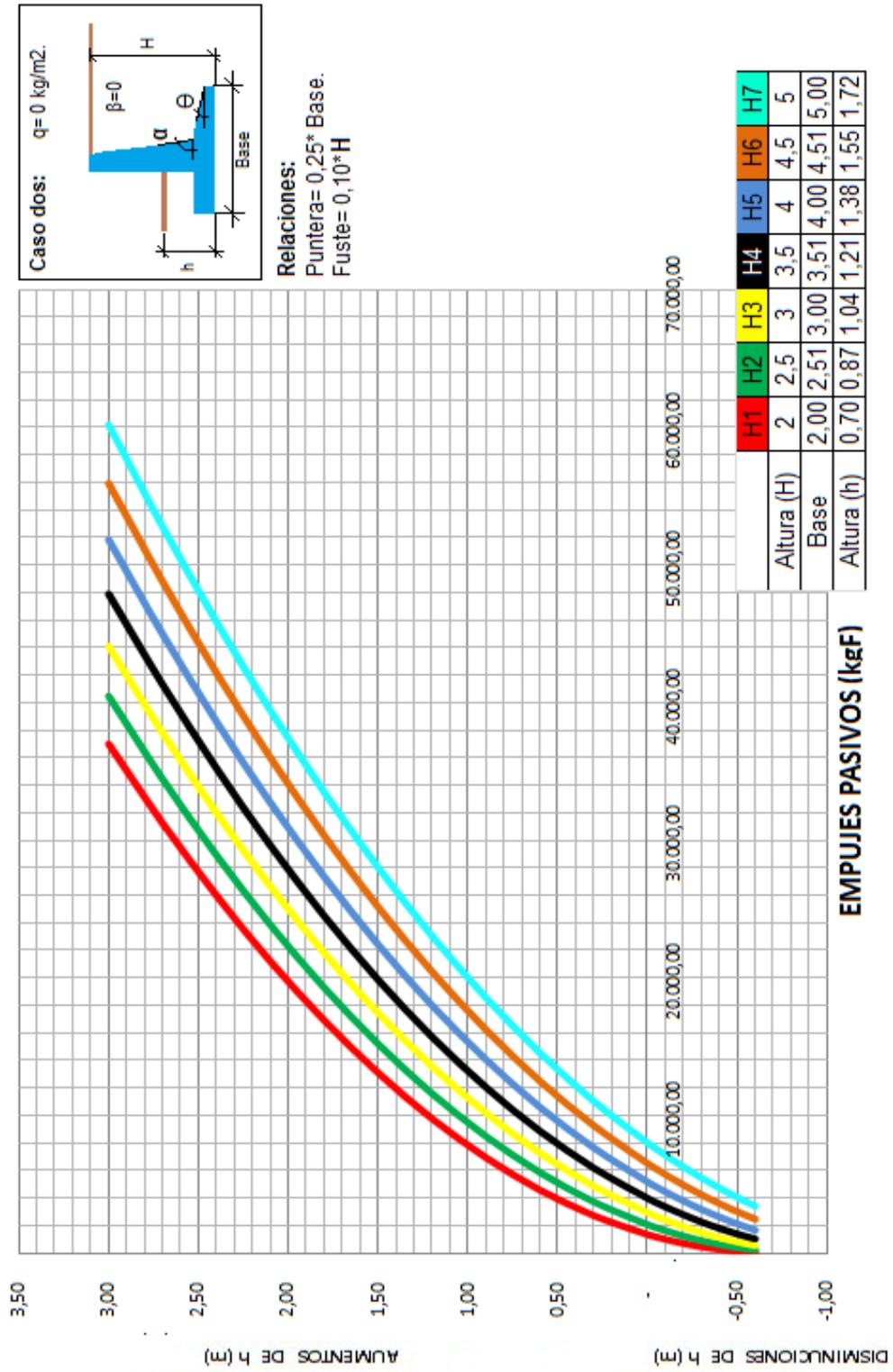


Gráfico 3.19 Empujes Activos. "T" invertida. Caso 2

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" de muro (Teoría de Rankine)

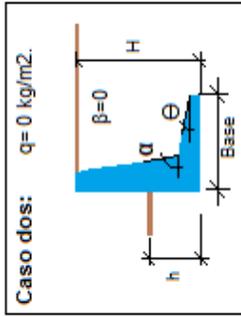


Relaciones:
 Puntera= $0,25 \cdot H$
 Fuste= $0,10 \cdot H$

Gráfico 3.20 Empujes Pasivos. "T" invertida. Caso 2

Comportamiento de presiones en la fundación de un muro en voladizo tipo "L" hacia adentro según incrementos y disminuciones en la puntera (Teoría de Rankine)

	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
Altura (H)	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
Base	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
Altura (h)	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95



Relaciones:
Fuste = $0,10 \cdot H$

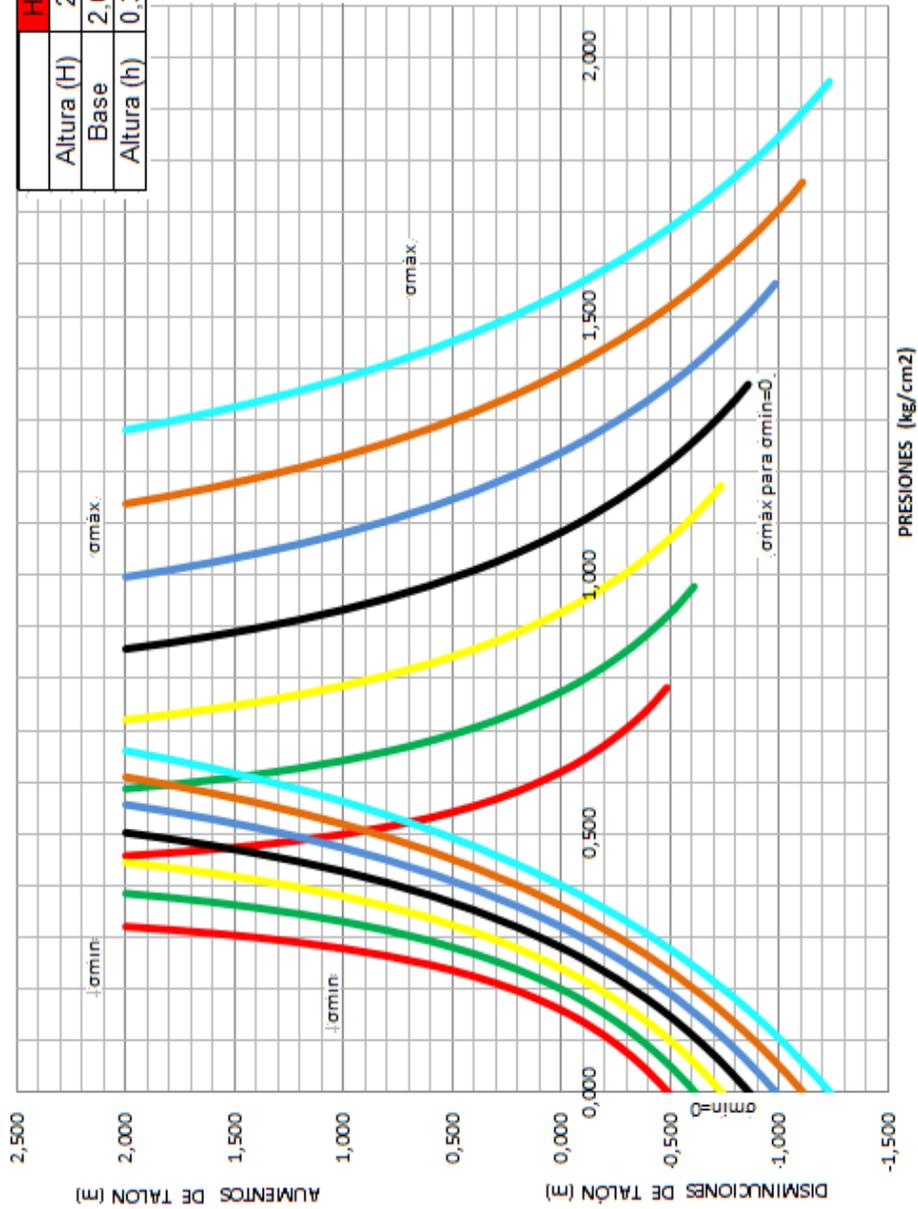


Gráfico 3.21 Comportamiento de Presiones. "L" hacia dentro. Caso 2

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO EP,
SISMO $A_0=0,30$) SEGÚN INCREMENTOS Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN

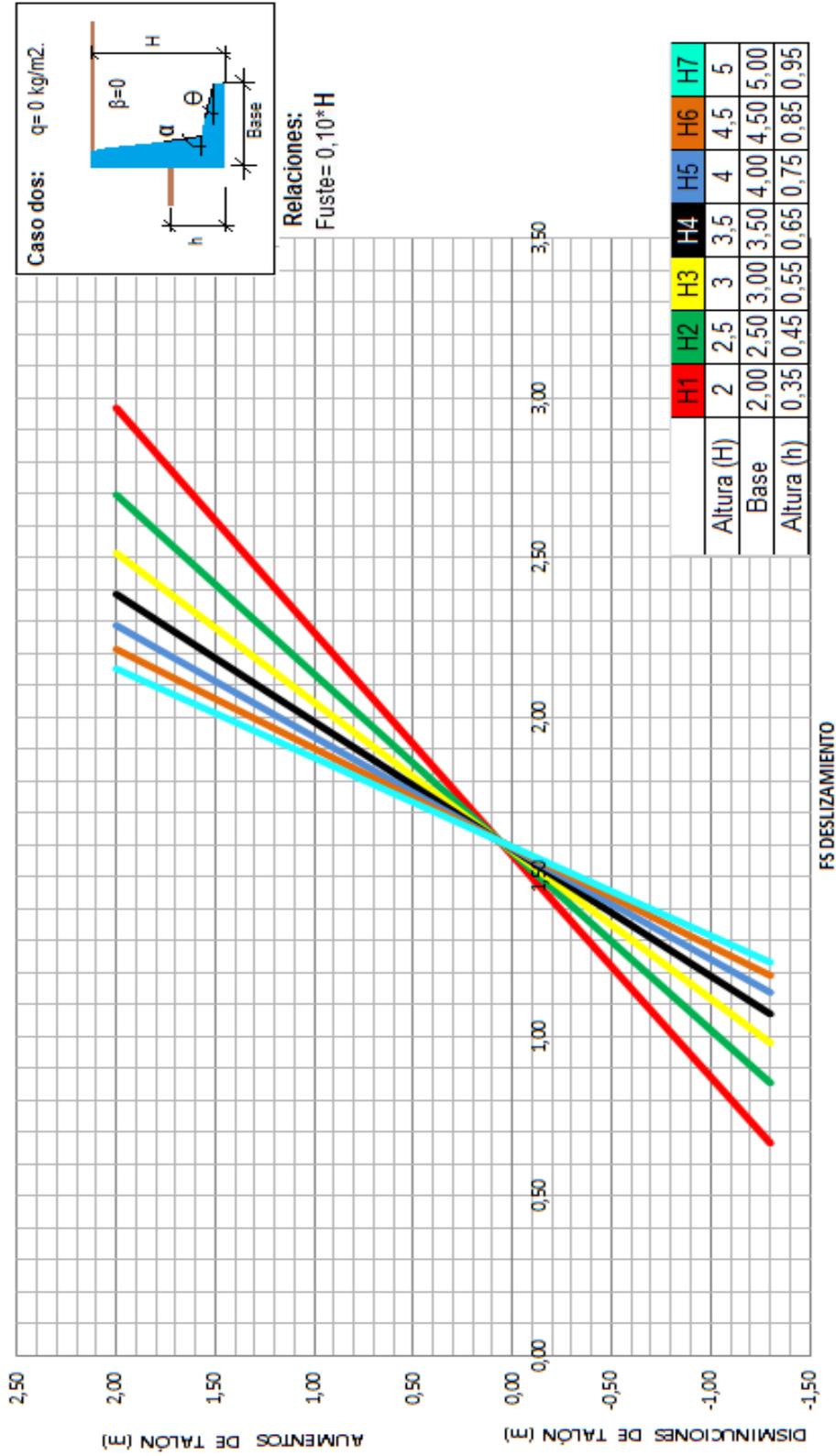


Gráfico 3.22 FSD. "L" hacia dentro. Caso 2

**VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
 CONSIDERANDO E_p Y ACCIÓN SÍSMICA $A_0=0,3$) SEGÚN INCREMENTOS Y
 DISMINUCIONES EN EL PUNTERA**

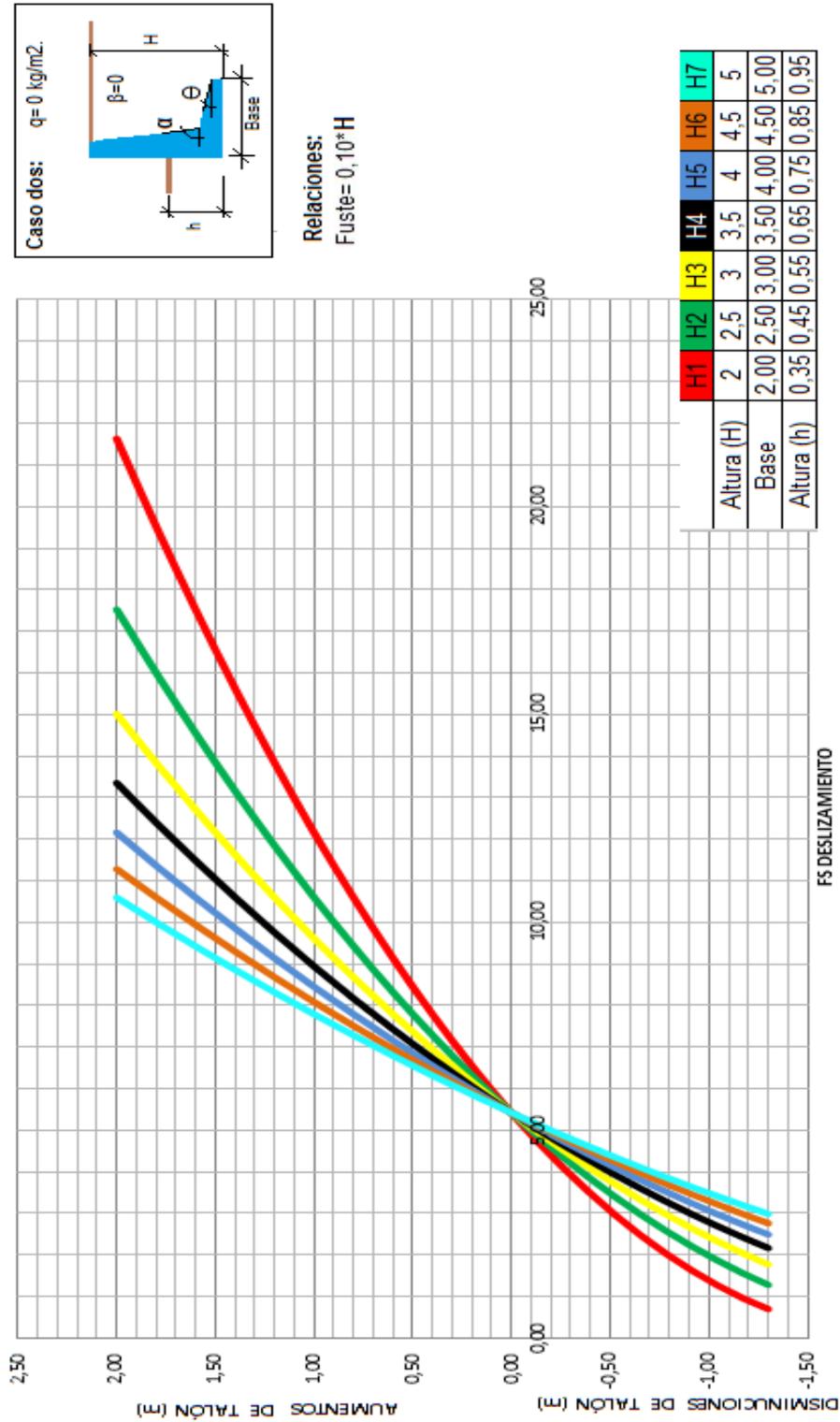


Gráfico 3.23 FSv "L" hacia dentro. Caso 2

Comportamiento de Empujes activos según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)

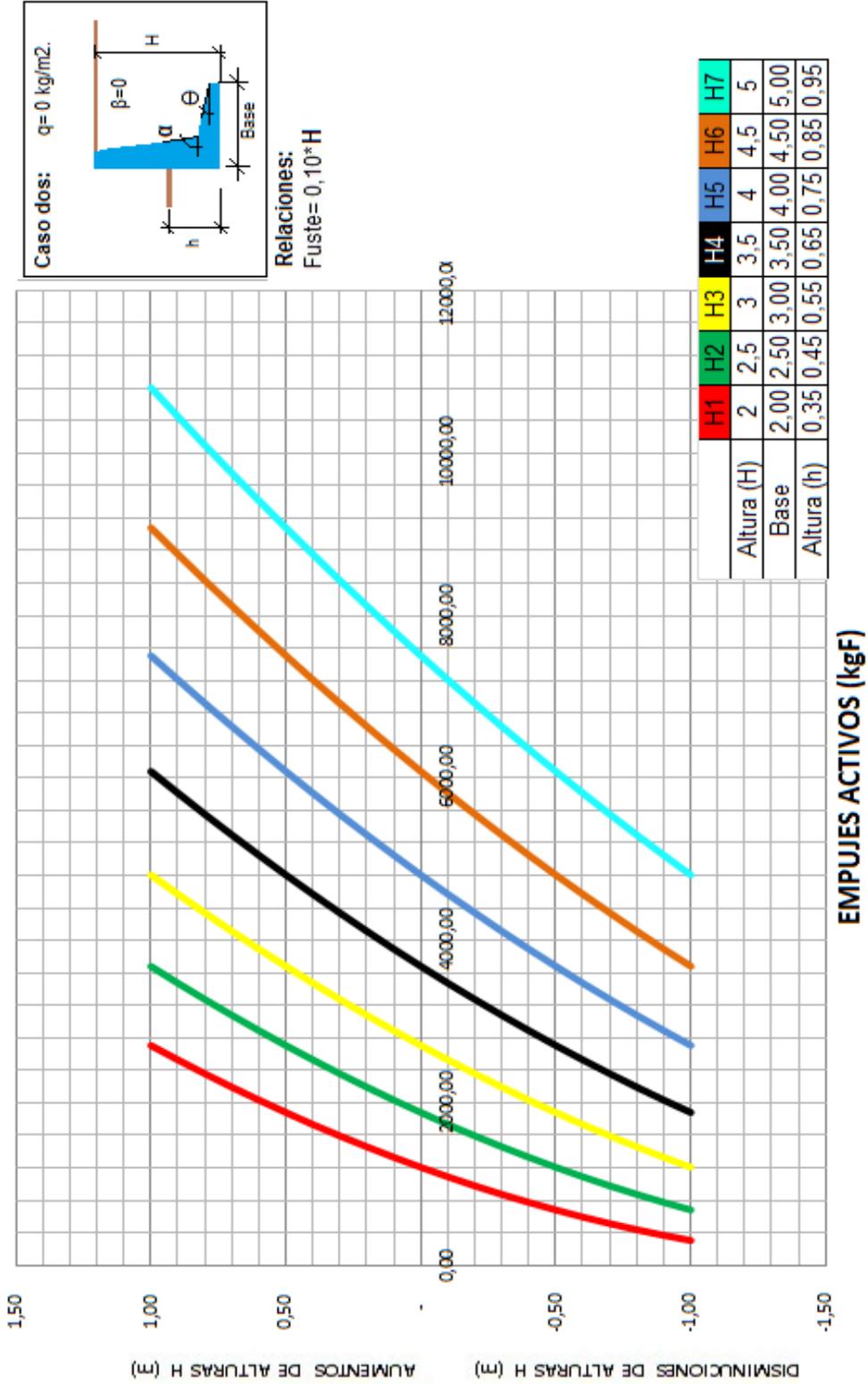


Gráfico 3.24 Empujes Activos. "L" hacia dentro. Caso 2

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" del muro (Teoría de Rankine)

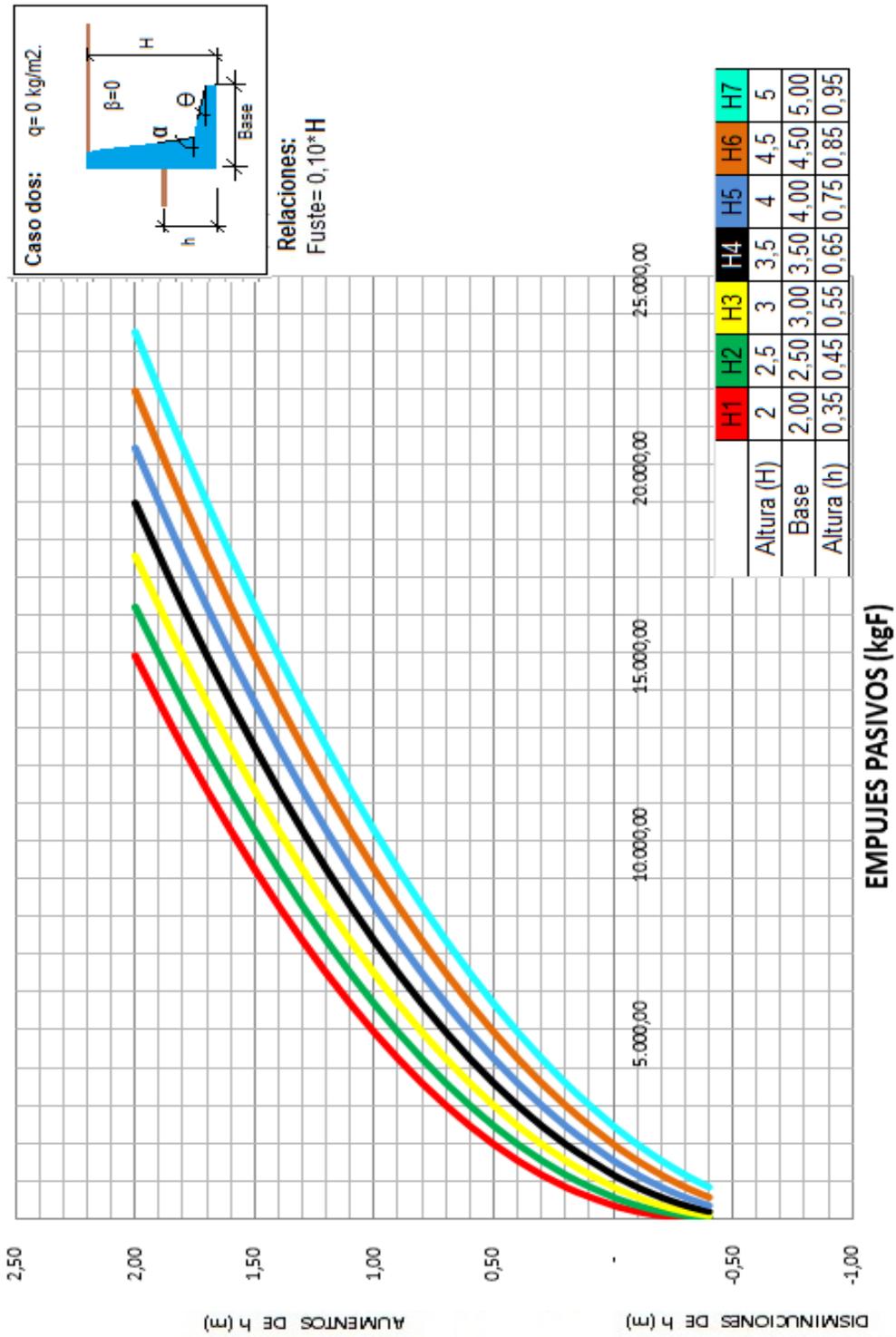


Gráfico 3.25 Empujes Pasivos. "L" hacia dentro. Caso 2

Comportamiento de presiones en la fundación de un muro en voladizo tipo "L" hacia afuera, según incrementos y disminuciones en la puntera (Teoría de Rankine)

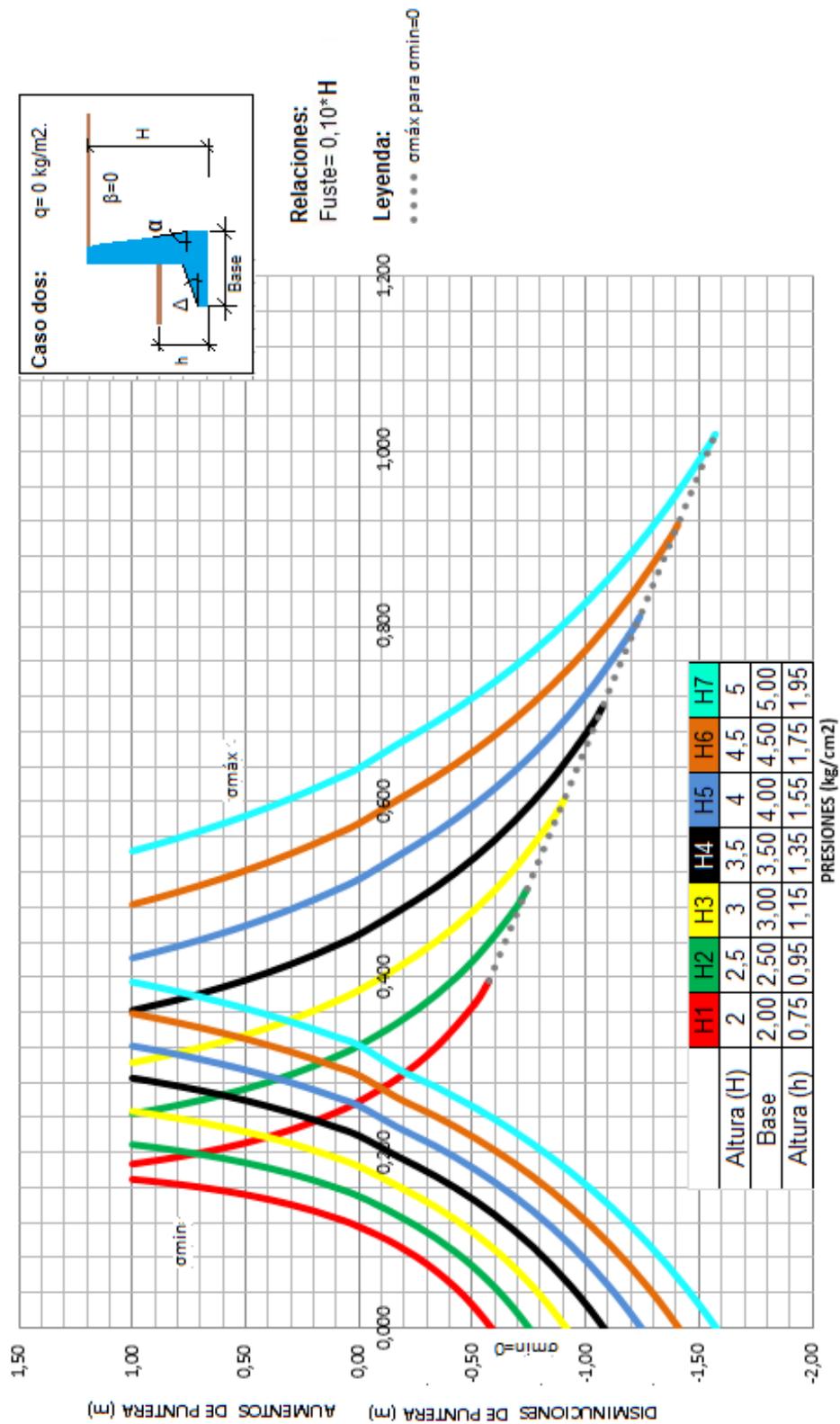


Gráfico 3.26 Comportamiento de Presiones. "L" hacia fuera. Caso 2

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO E_p ,
SISMO $A_0=0,30$) SEGÚN INCREMENTOS Y DISMINUCIONES EN EL PUNTERA

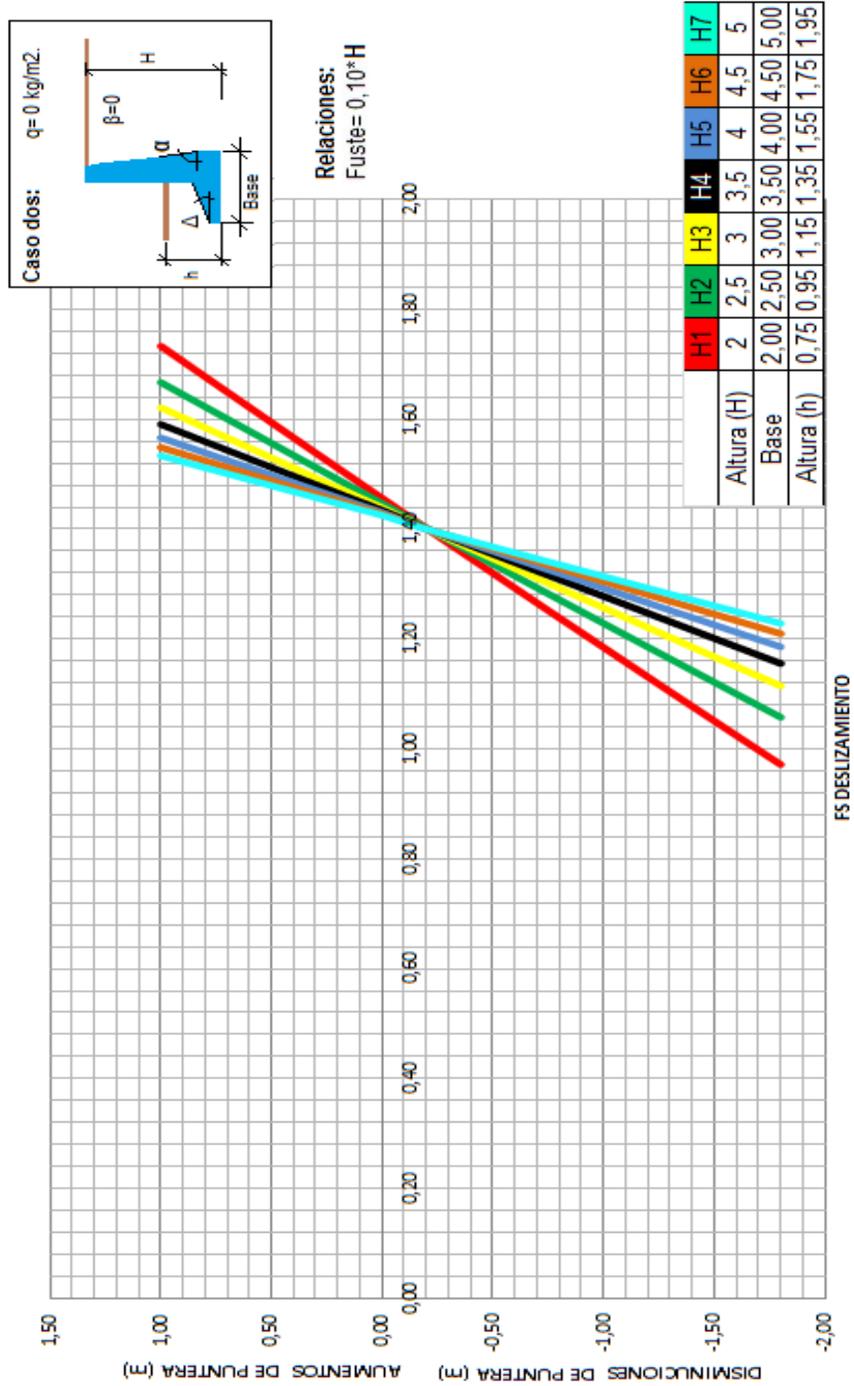


Gráfico 3.27 FSd. "L" hacia fuera. Caso 2

**VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
CONSIDERANDO E_p Y ACCIÓN SÍSMICA $A_0=0,3$) SEGÚN INCREMENTOS Y
DISMINUCIONES EN EL PUNTERA**

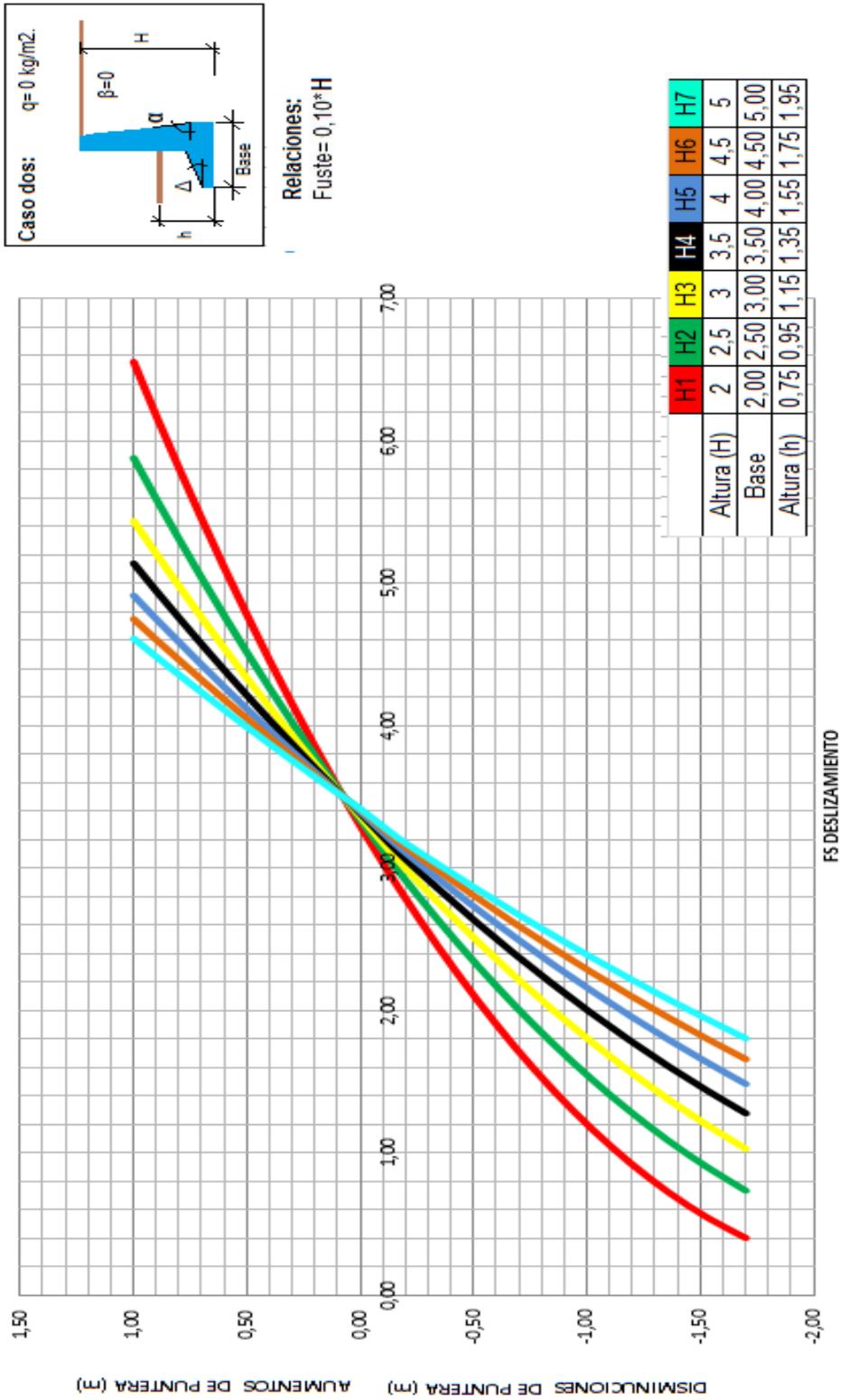


Gráfico 3.28 FSv. "L" hacia fuera. Caso 2

Comportamiento de Empujes activos, según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)

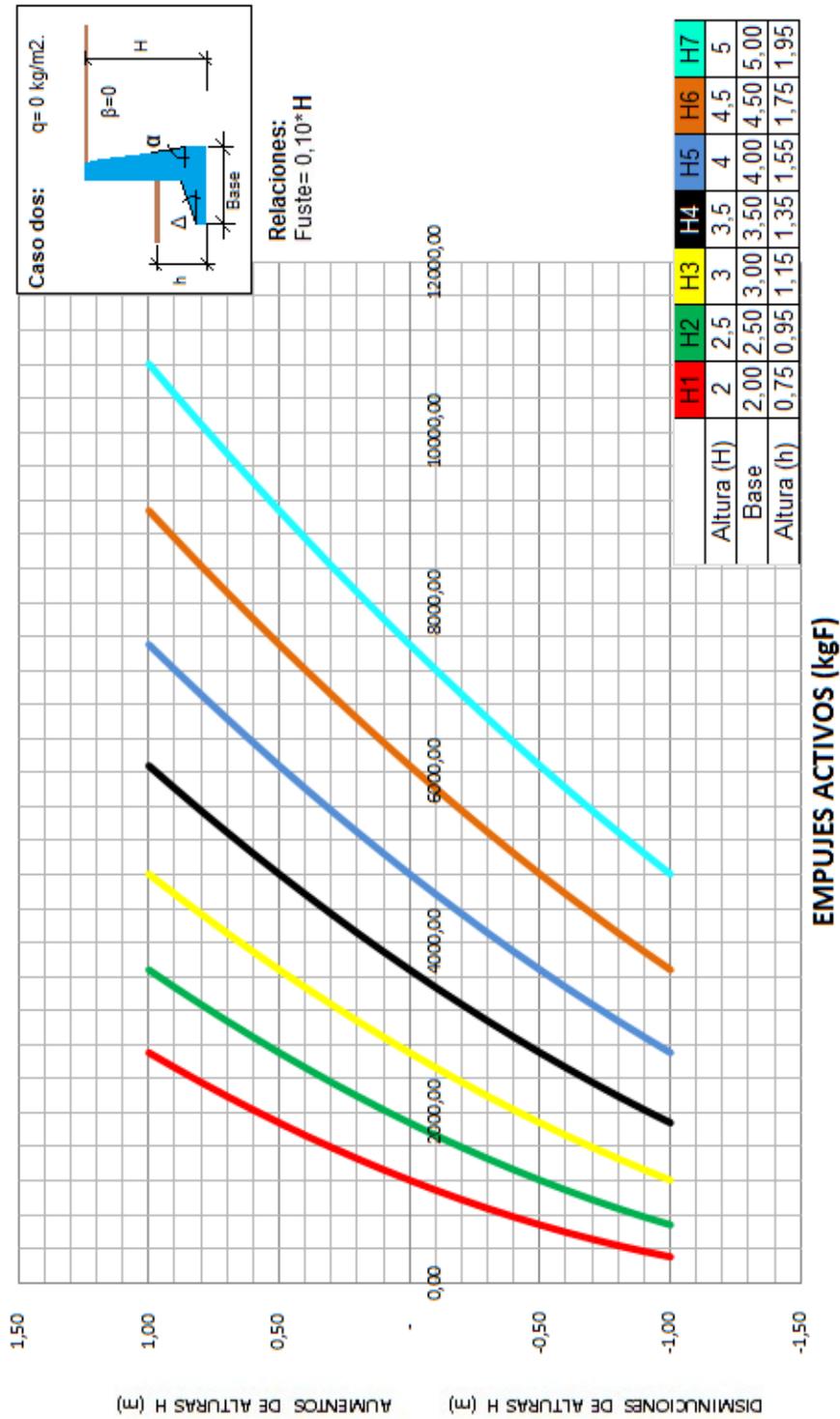


Gráfico 3.29 Empujes Activos. "L" hacia fuera. Caso 2

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" del muro (Teoría de Rankine)

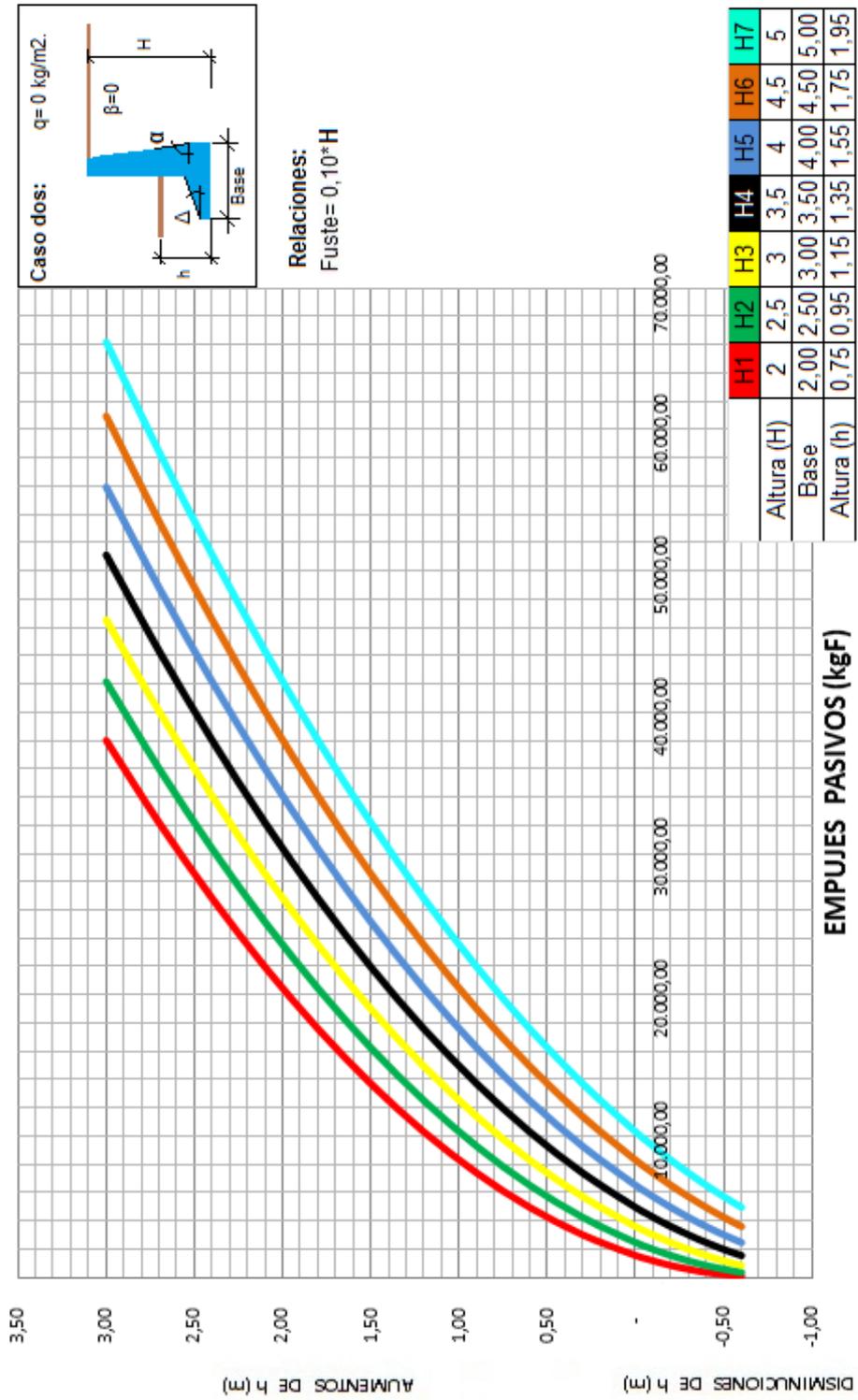


Gráfico 3.30 Empujes Pasivos. "L" hacia fuera. Caso 2

Comportamiento de presiones en la fundación de un muro en voladizo tipo "T" según incrementos en la puntera y disminuciones en el talón (Teoría de Rankine)

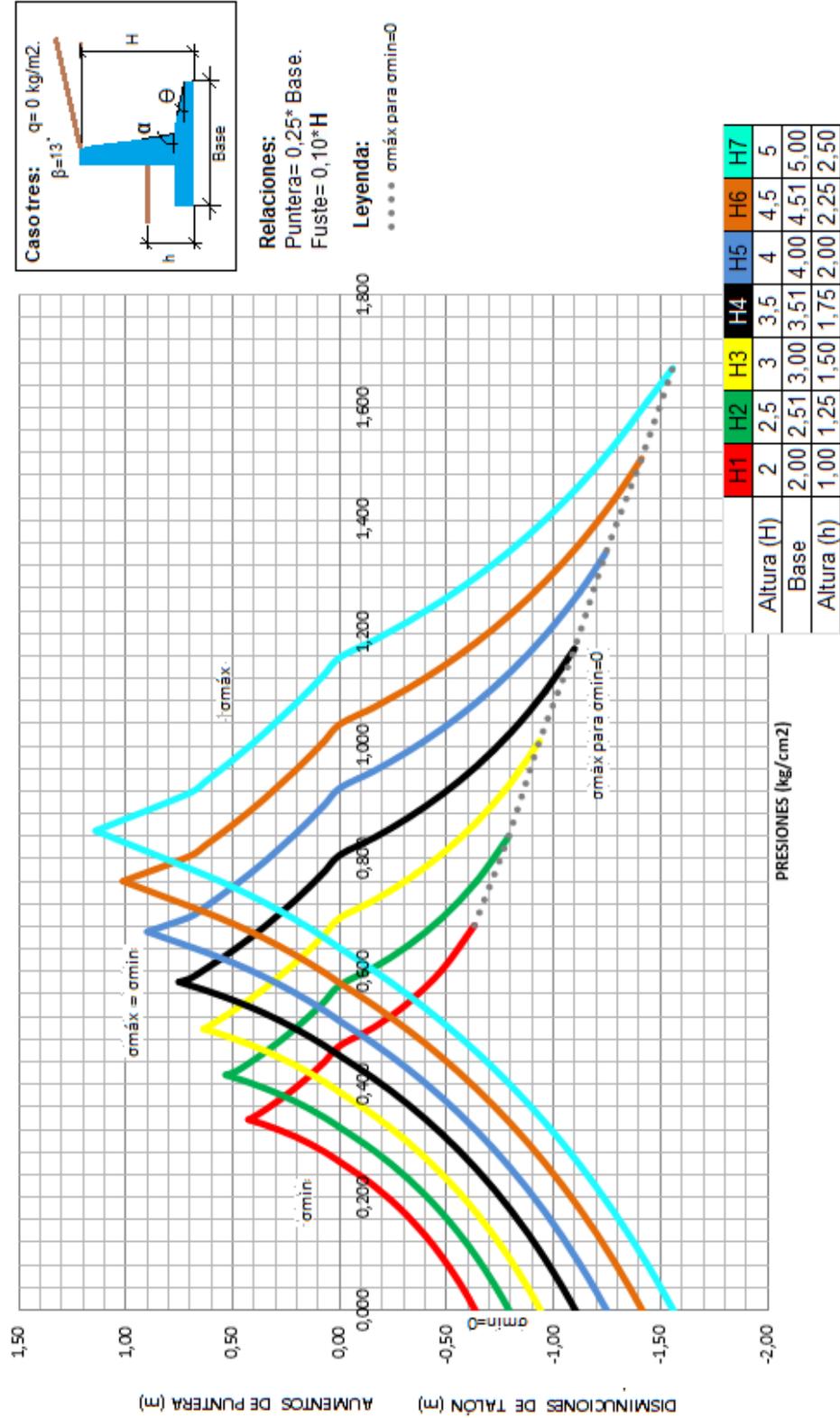


Gráfico 3.31 Comportamiento de Presiones. "T" invertida. Caso 3

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO E_p) SEGÚN INCREMENTOS EN LA PUNTERA Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN

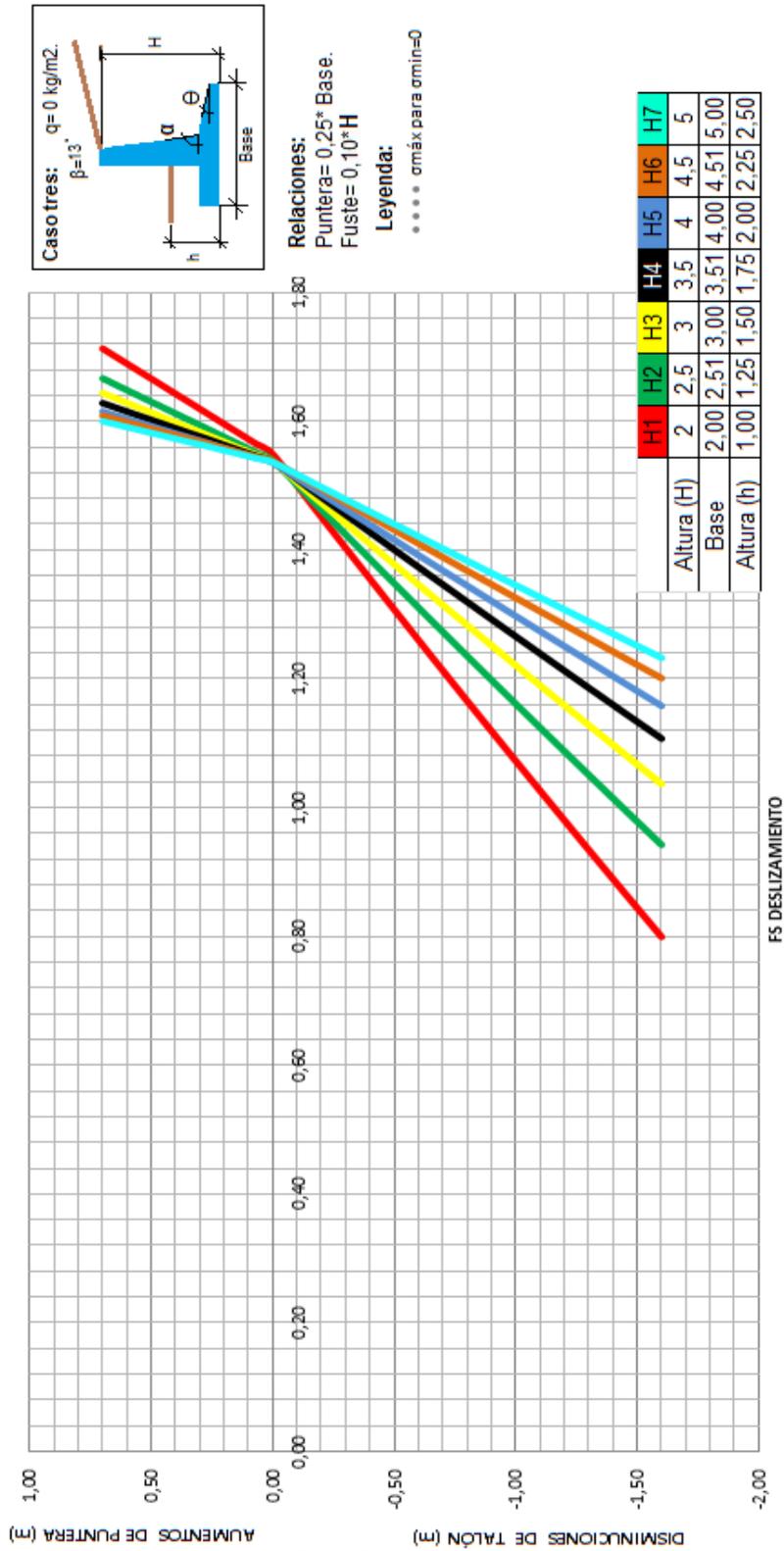


Gráfico 3.32 FSd. "T" invertida. Caso 3

**VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
CONSIDERANDO E_p , SISMO $A_0=0.30$) SEGÚN INCREMENTOS EN LA PUNTERA
Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN**

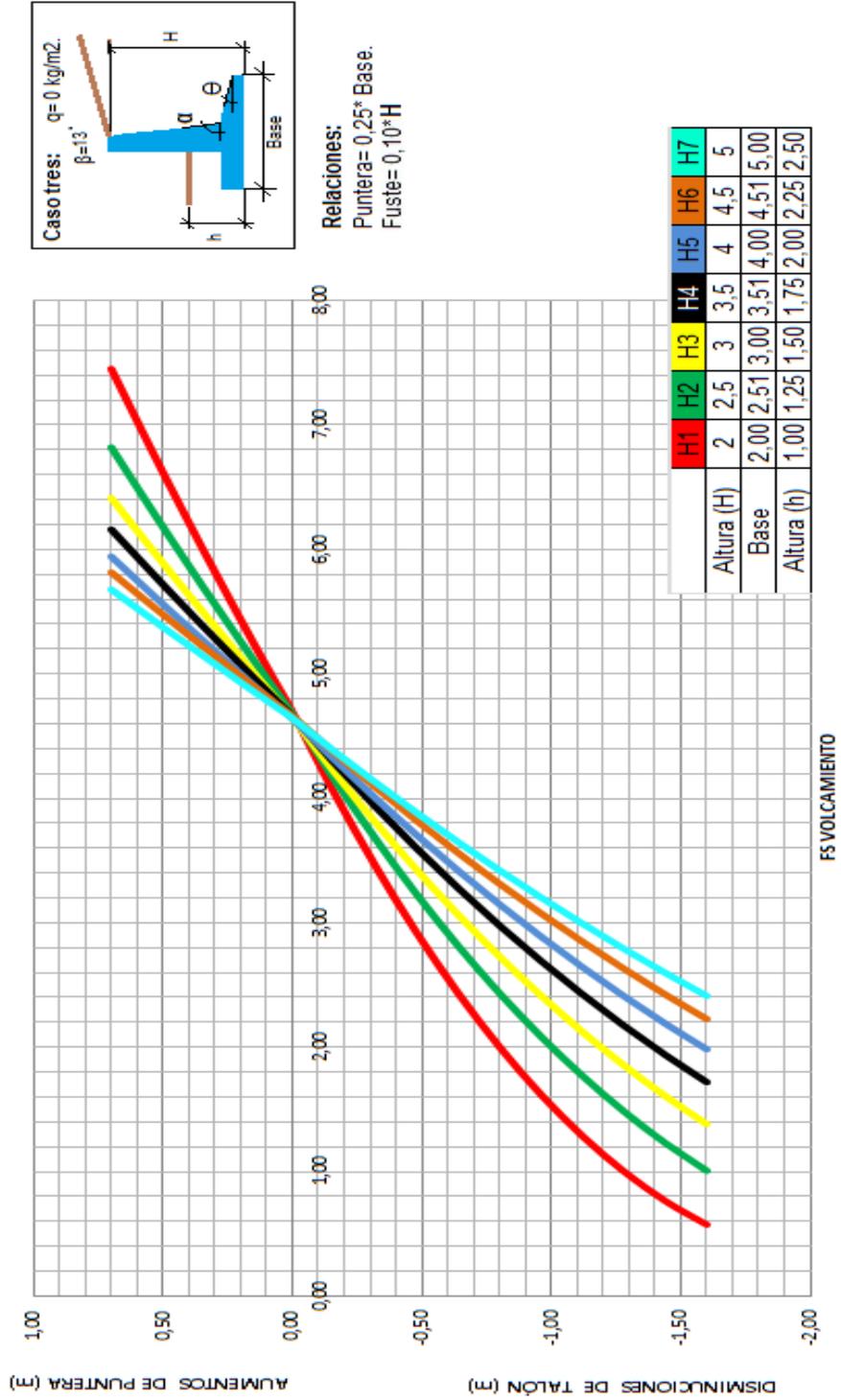
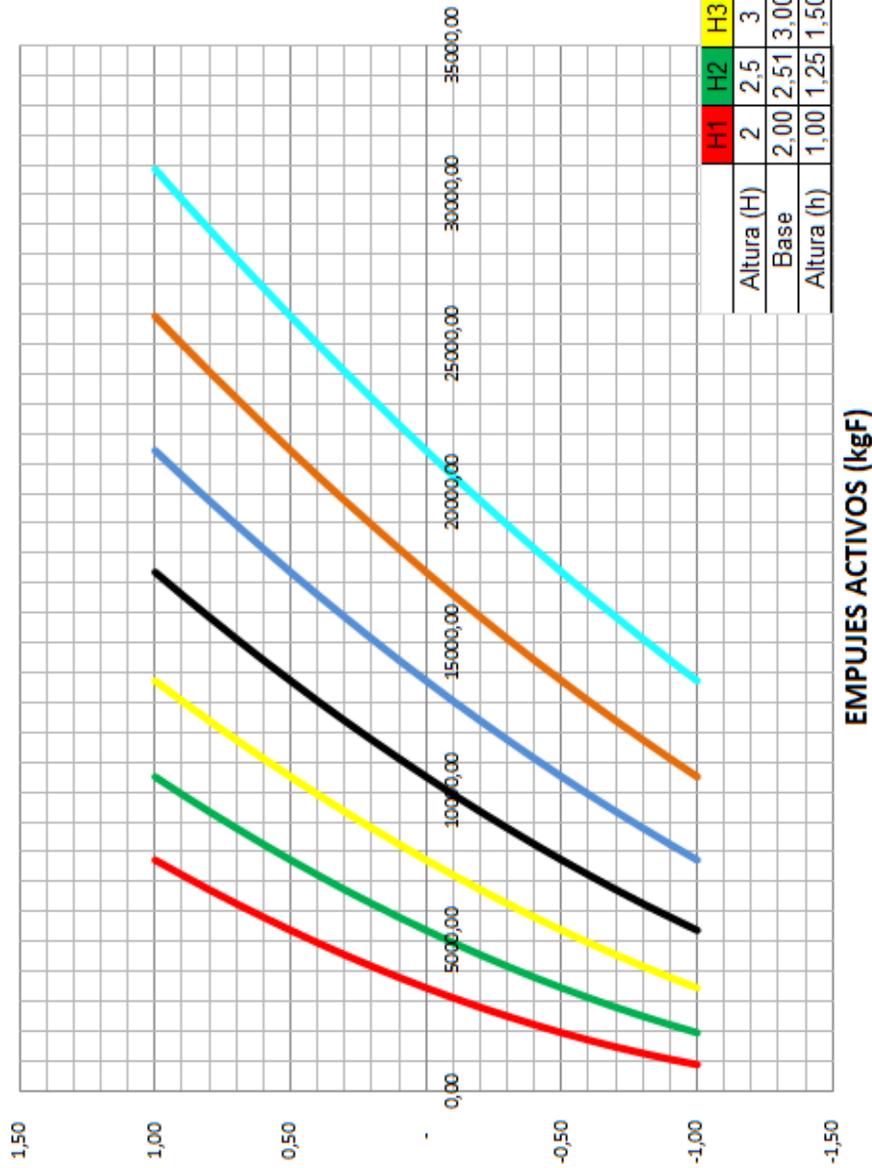
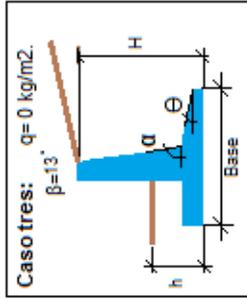


Gráfico 3.33 FSv. "T" invertida. Caso 3

Comportamiento de Empujes activos, según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)



Gráfica 3.34 Empujes Activos. "T" invertida. Caso 3



Relaciones:
 Puntera = $0,25 \cdot H$
 Fuste = $0,10 \cdot H$

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" de muro (Teoría de Rankine)

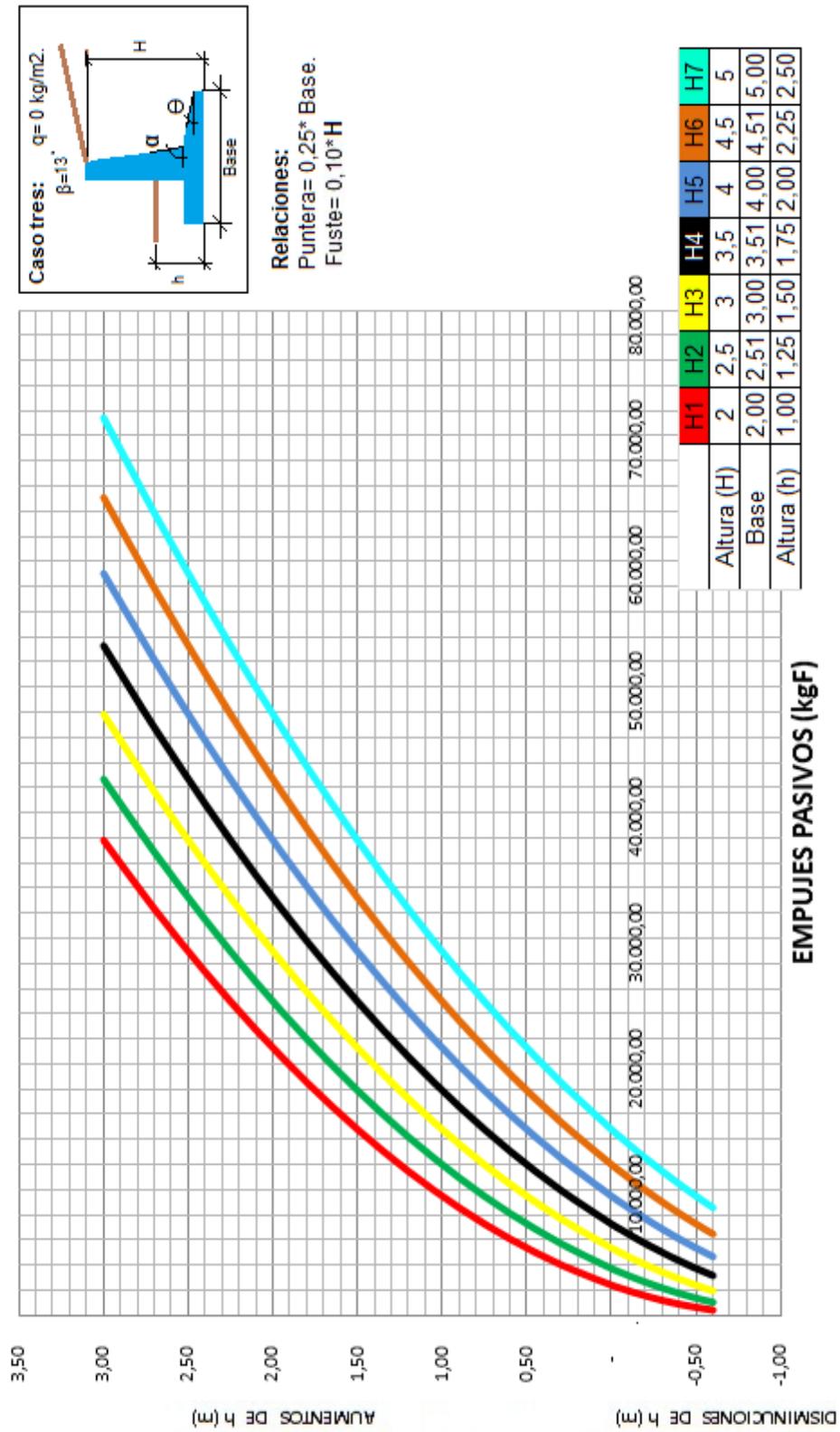
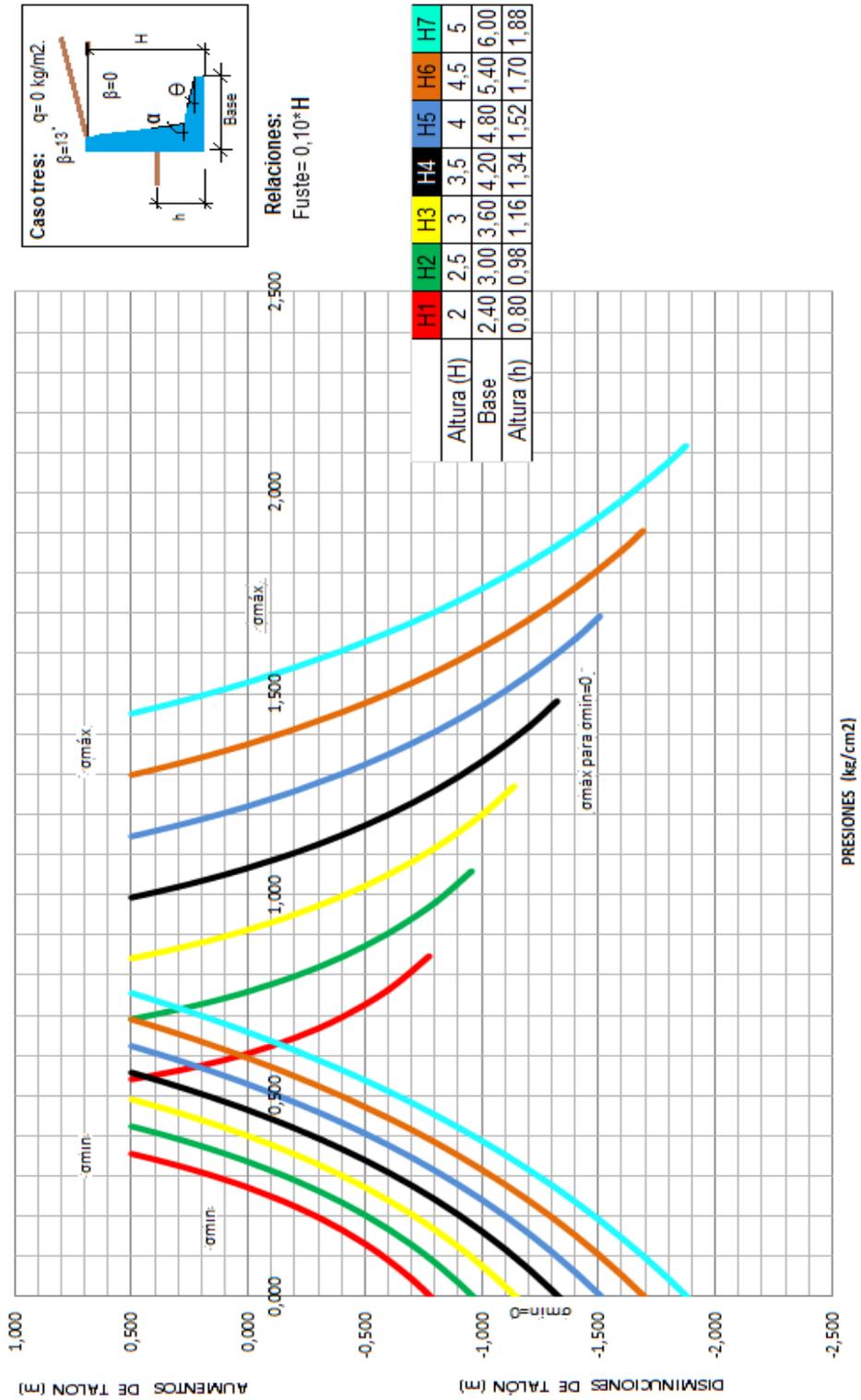


Gráfico 3.35 Empujes Pasivos. "T" invertida. Caso 3

Comportamiento de presiones en la fundación de un muro en voladizo tipo "L" hacia adentro según incrementos y disminuciones en la puntera (Teoría de Rankine)



Gráfica 3.36 Comportamiento de Presiones. "L" hacia dentro. Caso 3

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO E_p ,
SISMO $A_0=0,30$) SEGÚN INCREMENTOS Y DISMINUCIONES EN EL TALÓN

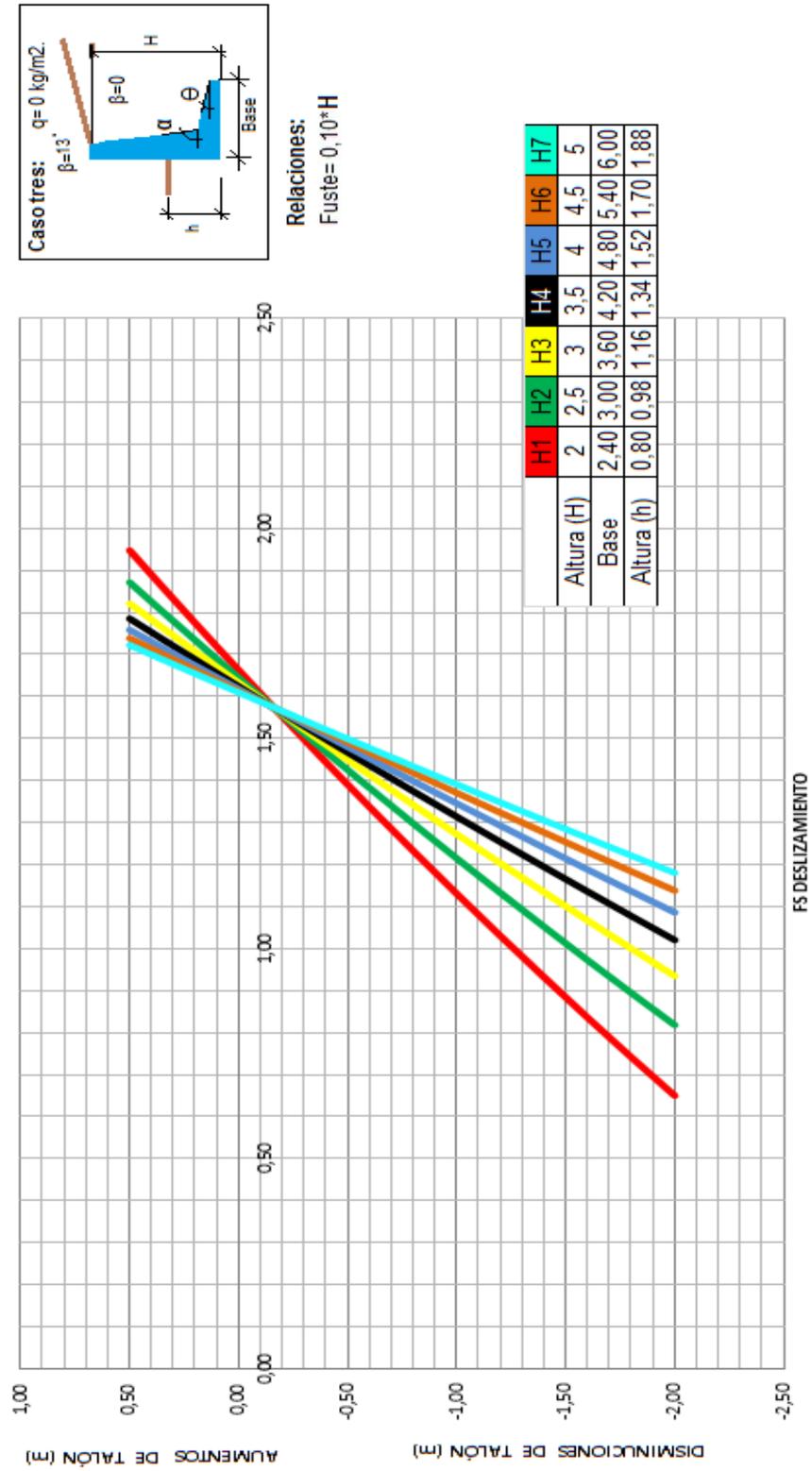


Gráfico 3.37 FSd. "L" hacia dentro. Caso 3

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
 CONSIDERANDO E_p , SISMO $A_0=0.30$) SEGÚN INCREMENTOS Y
 DISMINUCIONES EN EL PUNTERA

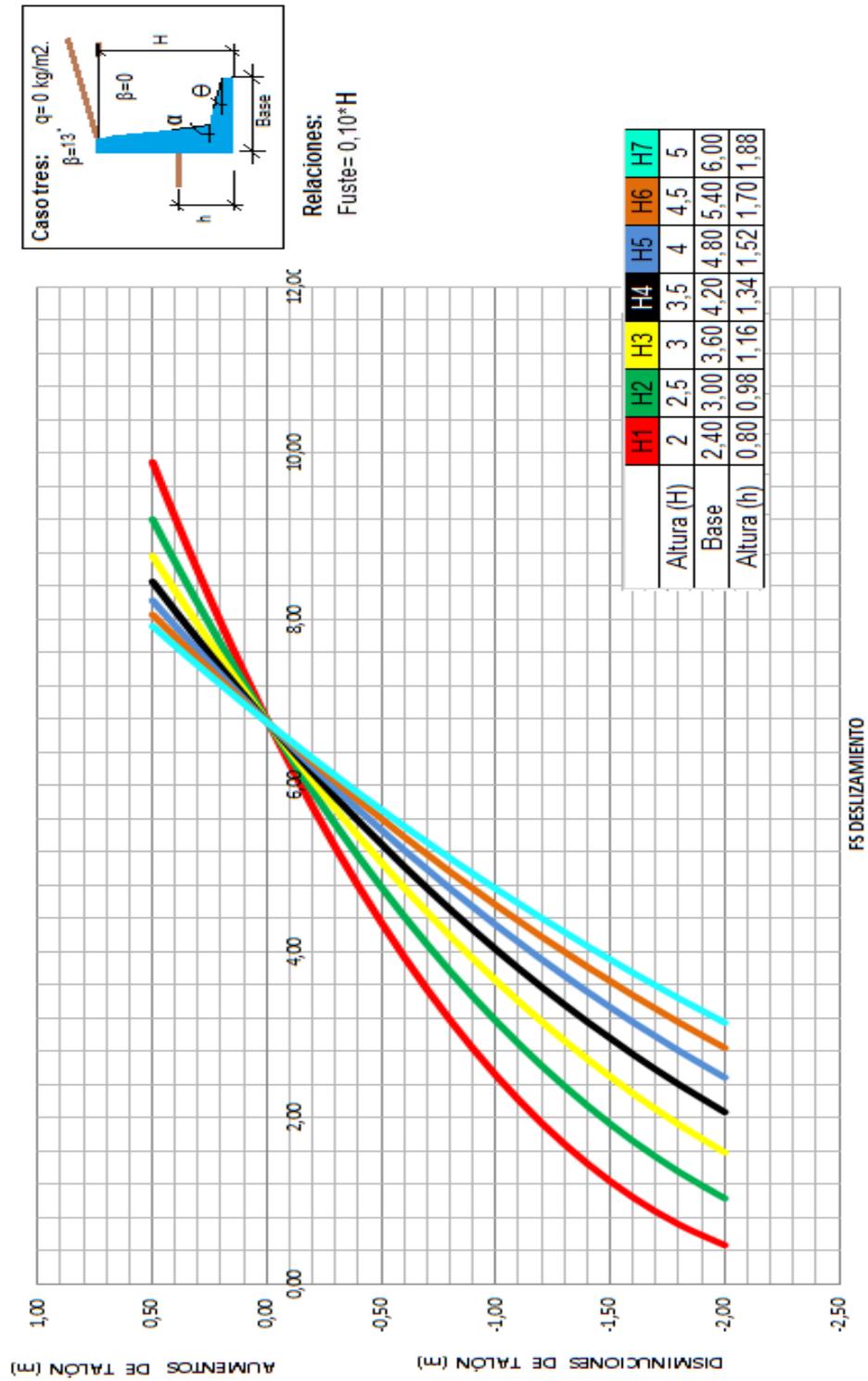


Gráfico 3.38 FSv. "L" hacia dentro. Caso 3

Comportamiento de Empujes activos según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)

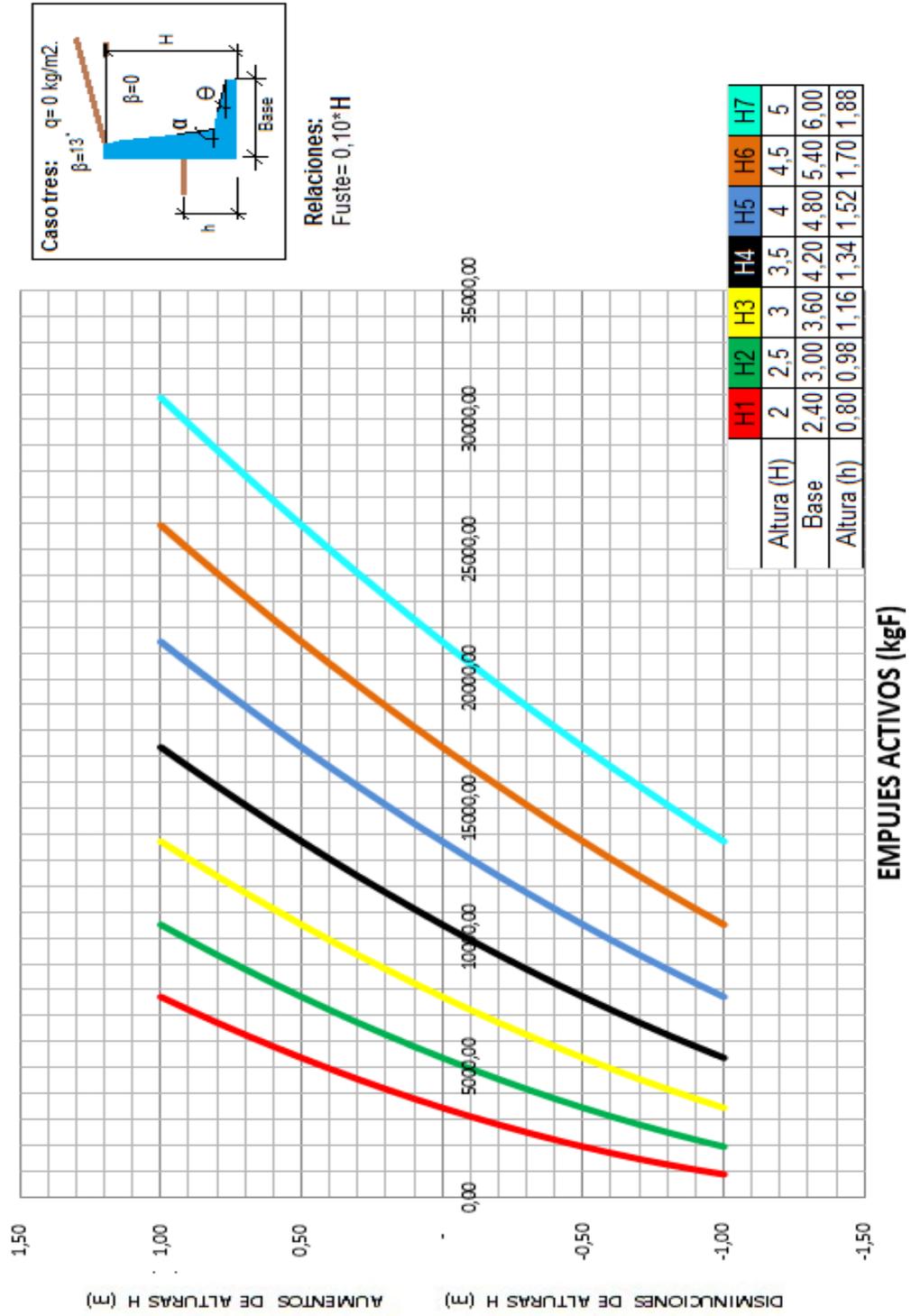


Gráfico 3.39 Empujes Activos. "L" hacia dentro. Caso 3

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" del muro (Teoría de Rankine)

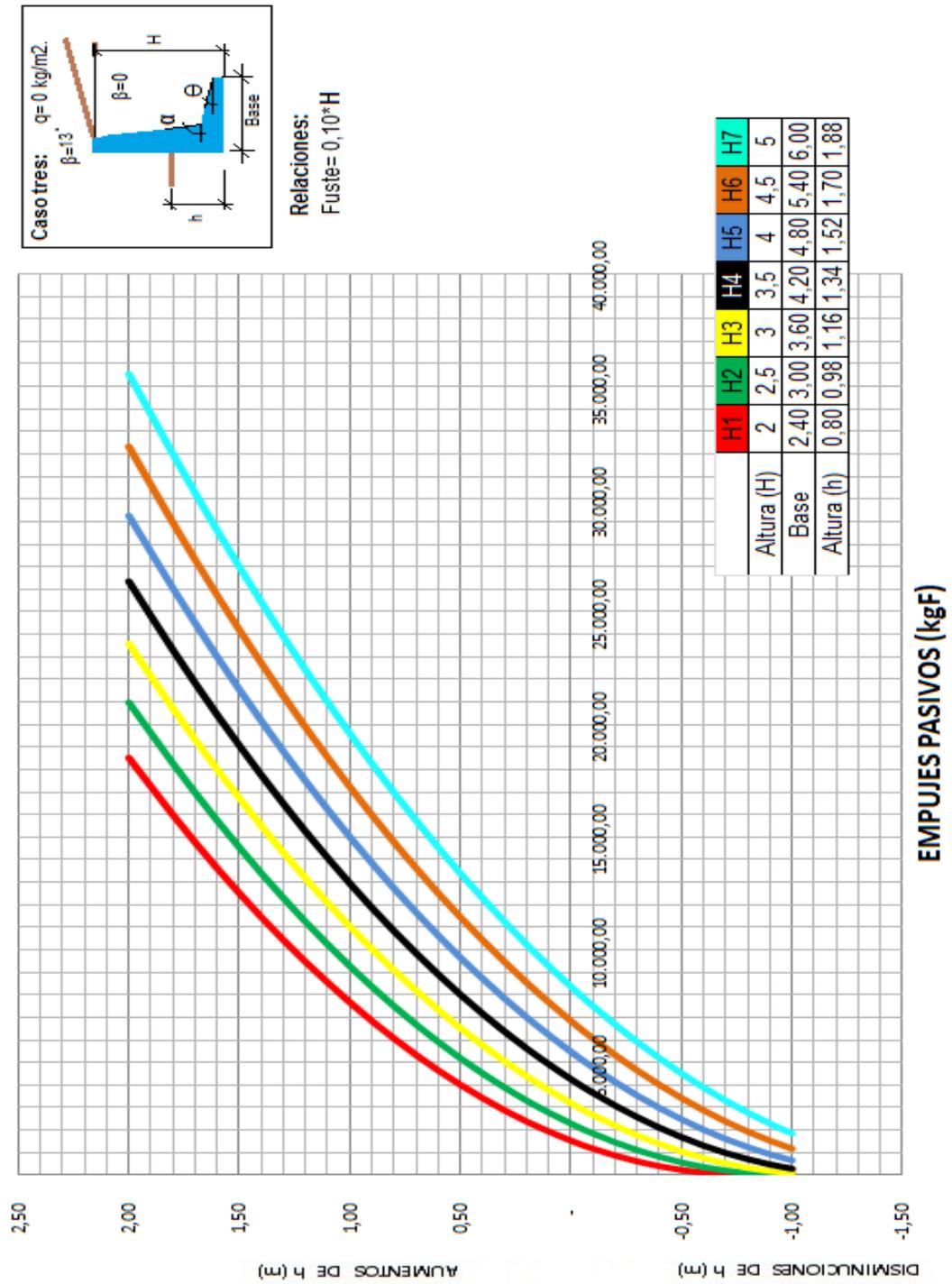


Gráfico 3.40 Empujes Pasivos, "L" hacia dentro. Caso 3

Comportamiento de presiones en la fundación de un muro en voladizo tipo "L" hacia afuera, según incrementos y disminuciones en la puntera (Teoría de Rankine)

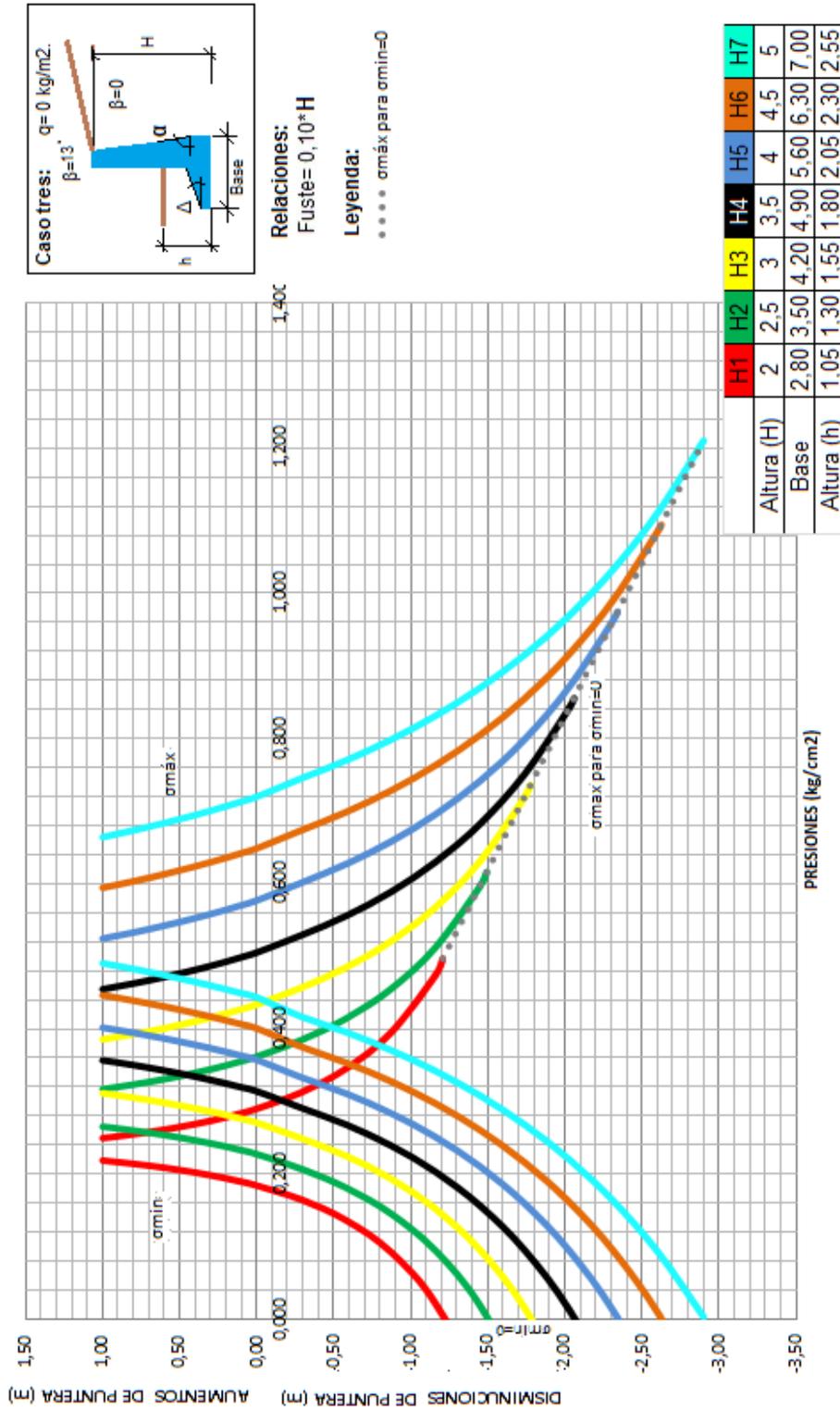


Gráfico 3.41 Comportamiento de Presiones. "L" hacia fuera. Caso 3

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (TEORÍA RANKINE CONSIDERANDO E_p ,
SISMO $A_0=0,30$) SEGÚN INCREMENTOS Y DISMINUCIONES EN EL PUNTERA

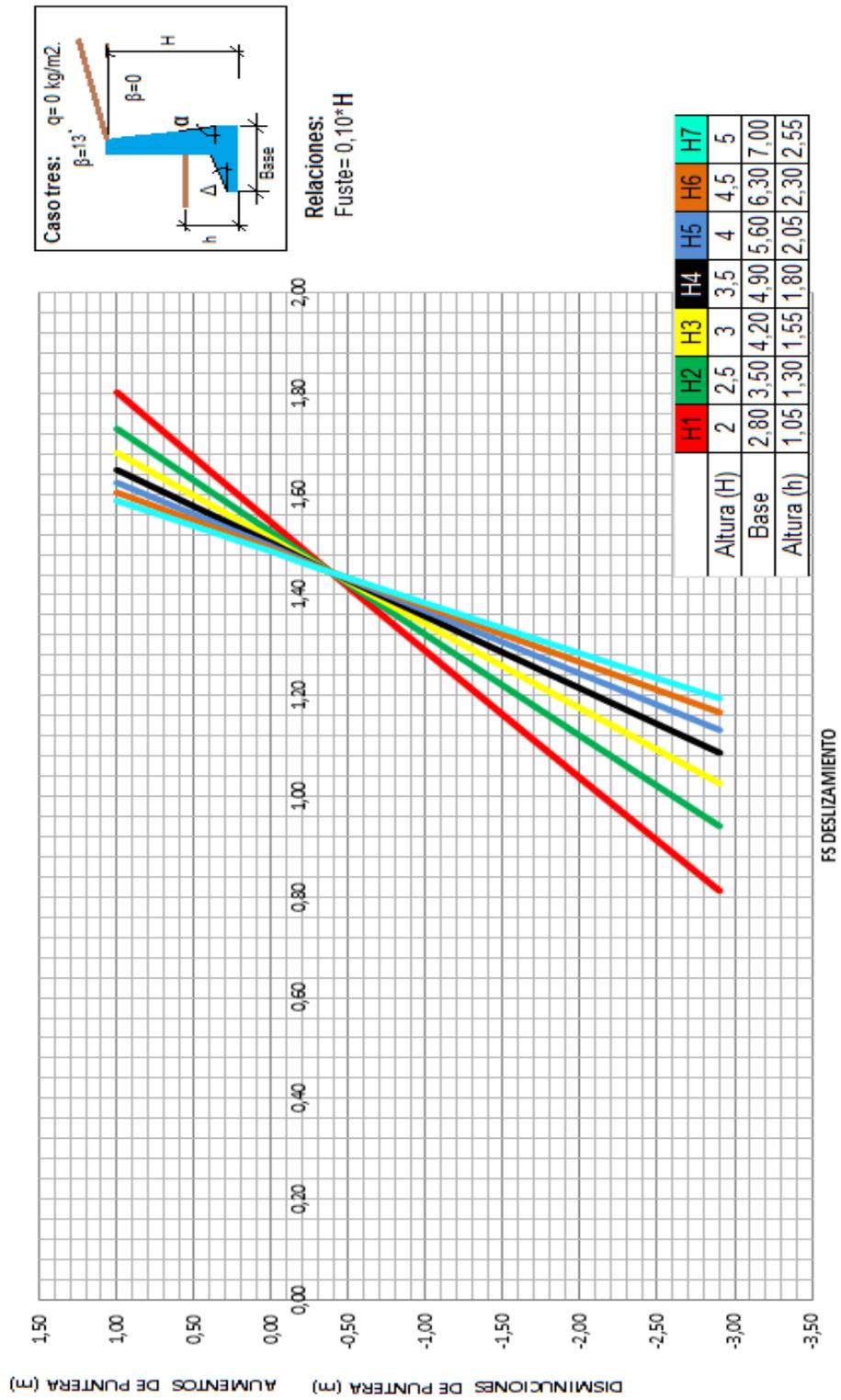


Gráfico 3.42 FSd. "L" hacia fuera. Caso 3

VARIACIÓN DE FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (TEORÍA RANKINE
 CONSIDERANDO E_p , SISMO $\alpha_0=0.30$) SEGÚN INCREMENTOS Y
 DISMINUCIONES EN EL PUNTERA

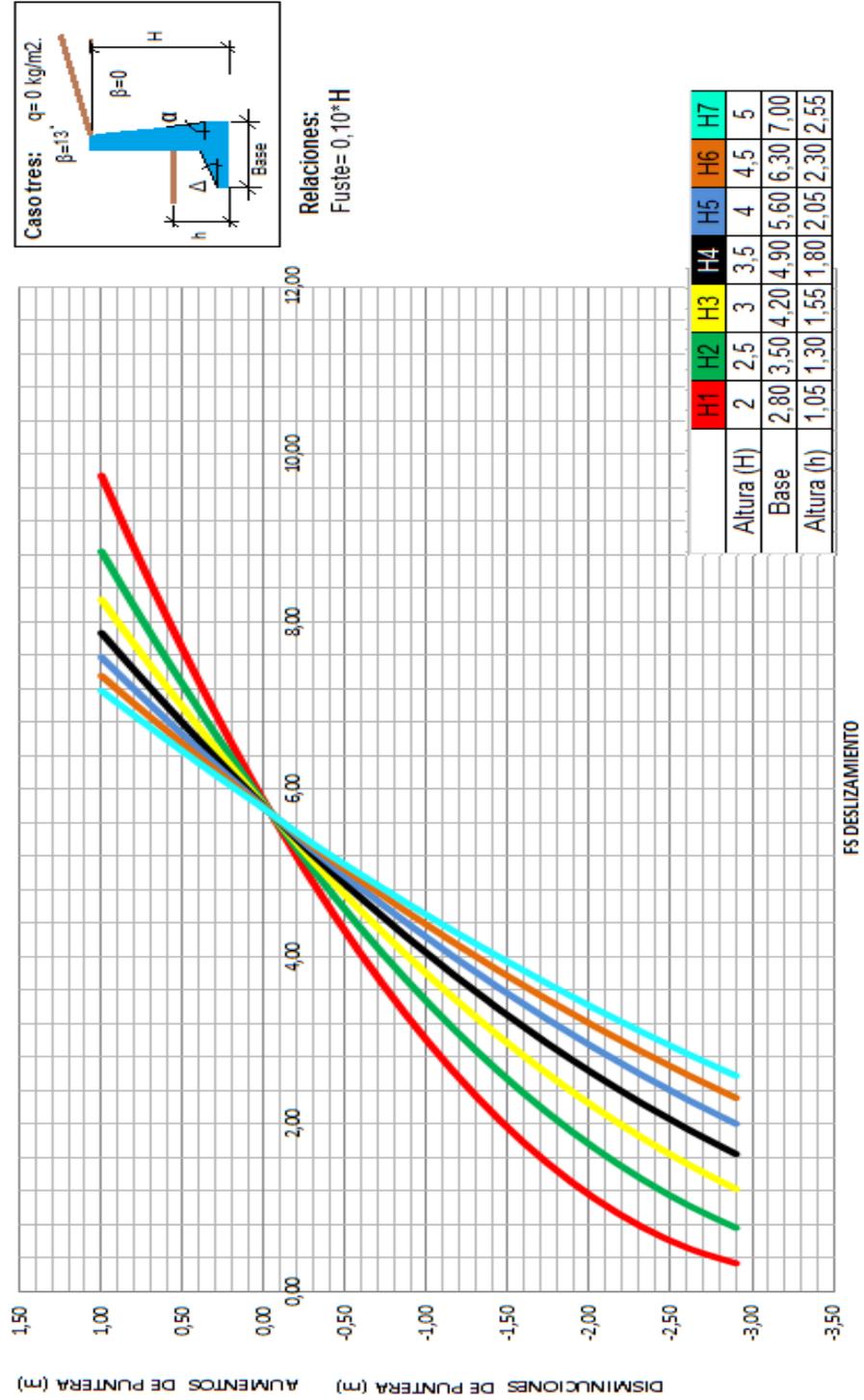


Gráfico 3.43 FSv. "L" hacia fuera. Caso 3

Comportamiento de Empujes activos, según variaciones en la altura H de muro (Teoría de Rankine)

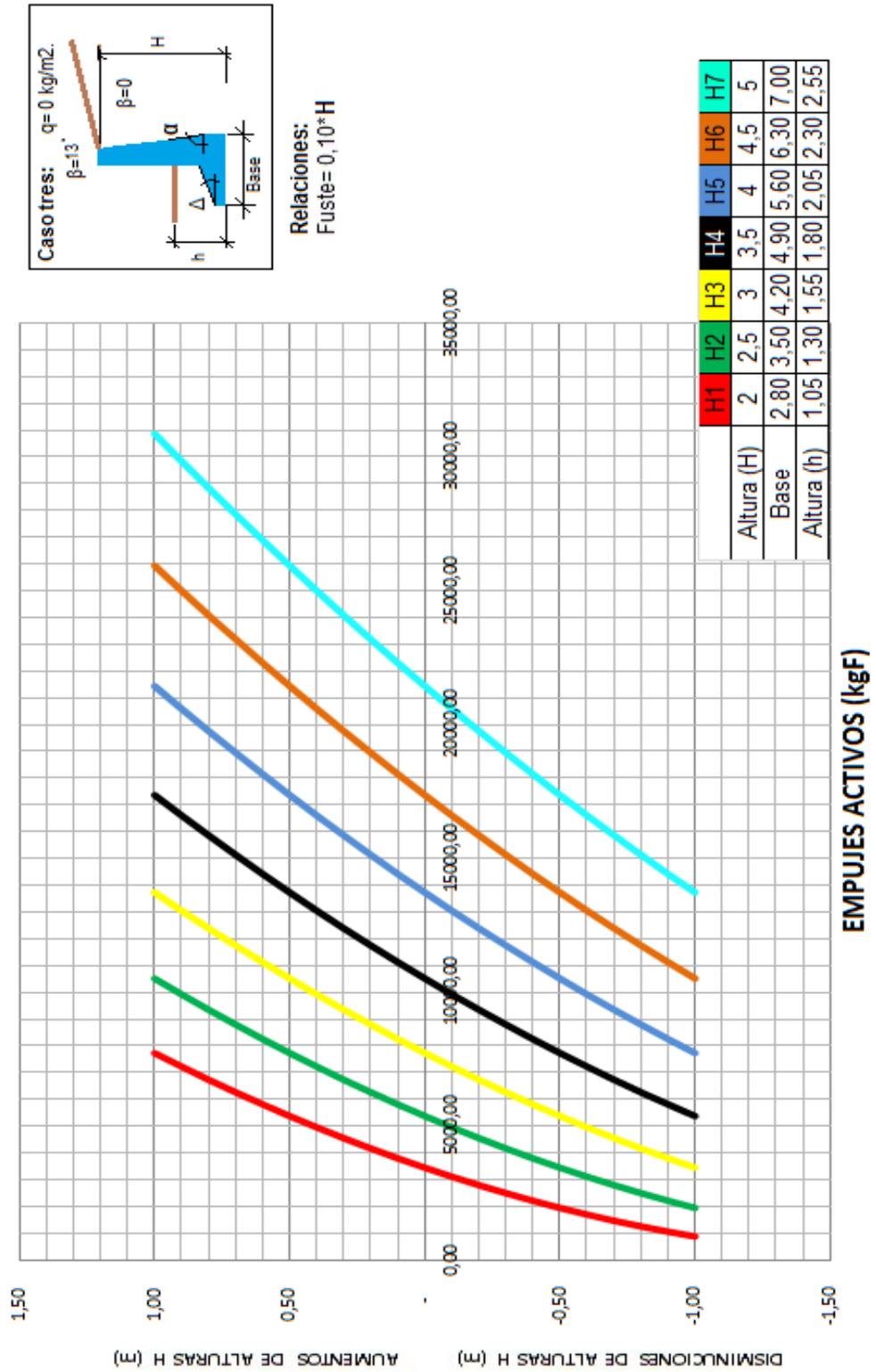


Gráfico 3.44 Empujes Activos. "L" hacia fuera. Caso 3

Comportamiento de Empujes pasivos, según variaciones en la profundidad de fundación "h" del muro (Teoría de Rankine)

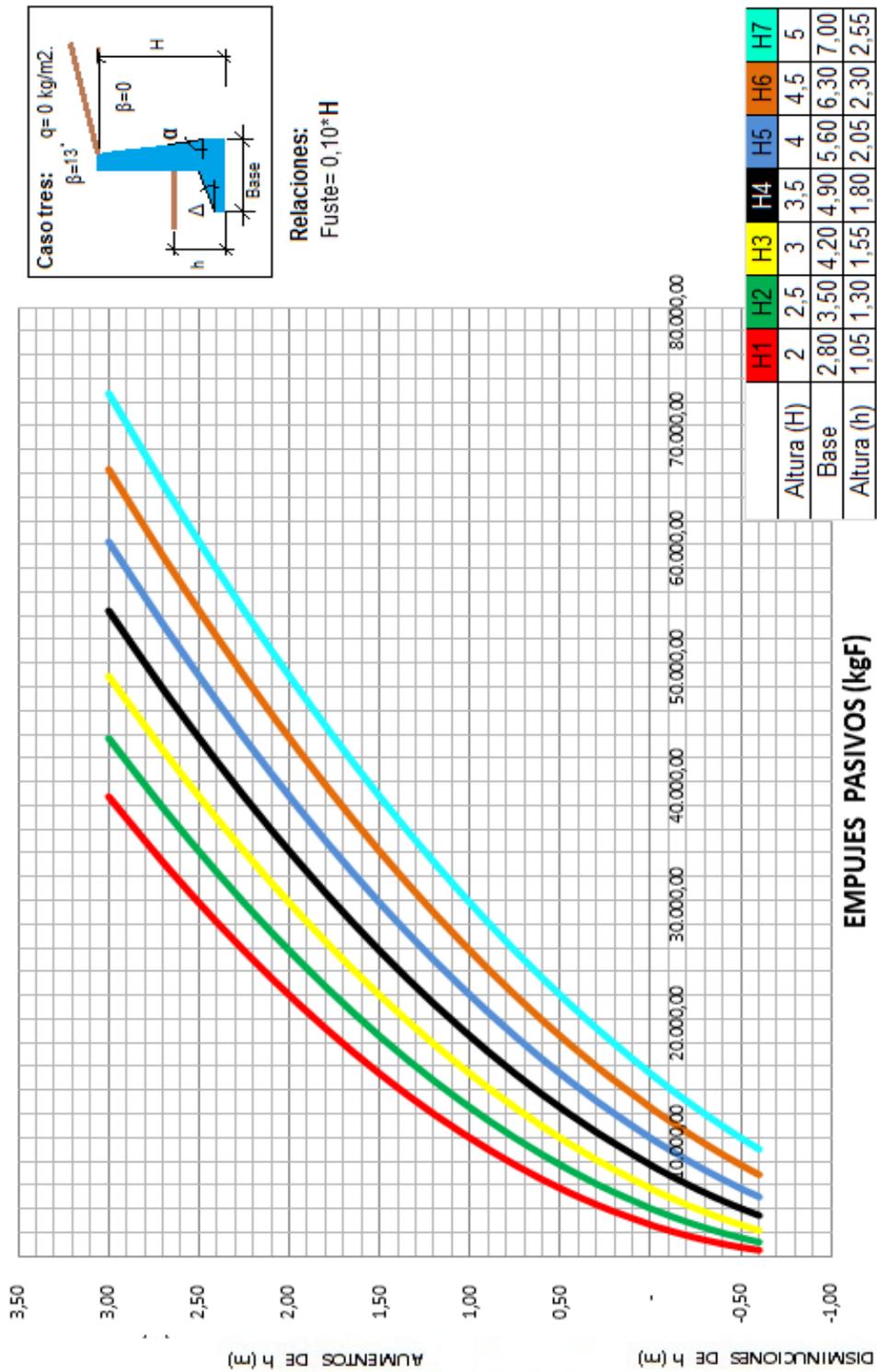


Gráfico 3.45 Empujes Pasivos. "L" hacia fuera Caso 3

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Como ya se ha mencionado anteriormente, en el presente trabajo especial de grado, se trabajó con tres modelos de secciones transversales diferentes (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro).

Se recuerda, que de acuerdo a lo visto y explicado en el marco teórico, las variables que influyen y están involucradas en el análisis de muros en voladizo (y consideradas para el programa de Excel desarrollado) son las siguientes:

- a. Peso unitario del suelo (γ_s)
- b. Ángulo de fricción interna del material (Φ)
- c. Cohesión (c)
- d. Ángulo de Fricción entre la masa de suelo y el intradós del muro (δ)
- e. Ángulo de inclinación del intradós del muro (α)
- f. Pendiente de la superficie del terreno por arriba del muro (β)
- g. Altura del muro (H)
- h. Sobrecarga aplicada sobre el suelo a estabilizar (q)
- i. Profundidad de fundación (h)

Cada una de estas variables o parámetros, pueden poseer rangos de variaciones muy amplios, su influencia en los empujes de tierra y por ende en los muros en voladizo, conforman al análisis paramétrico. Como se demostró en la Memoria de Cálculo del capítulo anterior, el cálculo de los empujes haciendo uso de cualquiera de las teorías existentes es bastante simple, sin

embargo, existe cierta dificultad que radica en las posibles condiciones que puedan llegar a afectar las variables del caso a estudiar, lo cual impide una correcta determinación de los parámetros del suelo γ , Φ , c y δ . En la práctica, la dificultad se presenta debido a que en algunos casos no se dispone de los valores reales, o los estudios de suelos arrojan resultados que no son del todo confiables o precisos.

Hablando precisamente de los muros en voladizo, una de las dificultades más relevantes es que no se pueden homogenizar a las características de un suelo a estabilizar con las características del suelo en el que será fundado el muro estructural, ya que estos sufren alteraciones que hacen que varíen los valores originales. En base a eso, lo que el ingeniero realiza con mucha frecuencia en la práctica, es suponer magnitudes aproximadas sin ningún tipo de información acerca de las condiciones reales del problema. Es decir, el profesional trabaja sin contar con datos provenientes de ensayos realizados, pero contando la información visual recolectada in situ, el criterio propio (experiencia) y valores sugeridos por normas de la ingeniería civil.

A continuación, se presenta a cada parámetro incluido en este análisis. Inicialmente, se hace una breve reseña o explicación acerca del mismo y posteriormente se expone su afectación en el análisis de muros en voladizo.

4.1.1 Peso unitario del suelo (γ_s)

Este parámetro varía considerablemente dependiendo del tipo de material, su porosidad, su densificación, su contenido de humedad, la granulometría, entre otros factores. Es importante destacar que el peso

unitario es menor en un material alterado que en un material natural, es decir, que el suelo a estabilizar o de relleno puede poseer un peso unitario menor al del suelo de fundación no perturbado.

Este parámetro se ve afectado de una manera importante por el contenido de humedad o grado de saturación que posea el suelo, así como por la posibilidad de que la zona este sometida a períodos prolongados de lluvia. Los valores de pesos unitarios son mayores en suelos arcillosos que en suelos arenosos, y en suelos con partículas de tamaño variable suelen ser mayores que en suelos con partículas finas y uniformes.

Con respecto a la influencia del peso unitario en el diseño de los muros en voladizo, se llevó a cabo un estudio (tal como se explicó en el marco metodológico del presente trabajo especial de grado) haciendo uso del programa de Excel, tomando en cuenta diferentes valores de este parámetro, peso unitario del suelo, y manteniendo fijas todas las demás condiciones. En base a esto, se logró observar que para mayores valores de peso unitario (γ), los empujes tanto activos como pasivos aumentan, es decir, la relación es proporcional: cuando aumenta el peso unitario, aumentan los empujes.

Por otro lado, para valores mayores de peso unitario del suelo (γ_s) son más altas las presiones (tanto mínima como máxima) que se generan bajo la fundación de los muros, esto aplica tanto para los muros en “T” como en “L” hacia dentro. Esto es debido a que se genera un aumento tanto en los pesos que actúan en el muro como de los empujes actuantes. Afectando de esta manera el equilibrio de fuerzas, y generando mayores reacciones en la fundación.

En el caso de los muros en “L” hacia fuera, para valores mayores de peso unitario (γ), las presiones mínimas en la fundación más bien

disminuyen, mientras que las presiones máximas aumentan. Esto se debe a que el efecto de volcamiento que se produce en el muro aumenta, para este caso en específico, ya que no existe una estructura de fundación que soporte dichos pesos del suelo trasdós, dando como resultado que el muro no sea capaz de contrarrestar el momento volcante producido por el empuje activo. Es decir, aumenta el empuje activo en el equilibrio de momentos y no aumentan los pesos estabilizadores significativamente, por ende, la presión mínima disminuye buscando levantar la fundación (a favor del volcamiento).

Ahora bien, con respecto a la influencia del peso unitario en el decremento total necesario en la base de los muros para obtener los $\sigma_{min}=0$ (modelo más óptimo), se tiene que para mayores valores de peso unitario se reduce el valor de la disminución total requerida en el caso de secciones “T” invertida y “L” hacia fuera. En cambio, en cuanto al incremento total necesario para obtener $\sigma_{max}=\sigma_{min}$, se obtuvo que para mayores valores de peso unitario del suelo (γ_s) el incremento requerido es de menor valor en las secciones “T” invertida y de mayor valor en secciones de “L” hacia fuera. Para el caso de las secciones “L” hacia dentro, se debe decir, que los aumentos y disminuciones totales necesarias prácticamente son invariables ante diferentes valores de peso unitario del suelo (γ_s).

Hablando ahora de los factores de seguridad al deslizamiento (FSd), se observó que para valores mayores de peso unitario del suelo (γ_s) menores son los FSd, esto se debe a que sin importar el valor de este parámetro, la relación existente entre E_a y E_p no varía, pero la relación entre la sumatoria de los pesos y el E_a disminuye cuando se aumentan los valores de peso unitario del suelo (γ_s), por ende, el factor de seguridad al desplazamiento se hace menor. (véase ecuación 48 en el marco teórico).

En cuanto a los factores de seguridad al volcamiento (FSv), se obtuvo que estos disminuyen para mayores valores de peso unitario del suelo (γ_s), como ya se ha dicho esto es debido a que se producen momentos y empujes activos más grandes, los cuales intentan volcar el muro.

4.1.2 Ángulo de fricción interna del material (Φ)

Usualmente éste ángulo es menor para suelos uniformes que para suelos bien gradados. Para suelos de grano grueso, el ángulo Φ es prácticamente independiente del contenido de humedad. Este parámetro es muy importante en el cálculo de los empujes, debido a esto su determinación en la parte trasera del muro (o suelo a estabilizar) debe hacerse de una manera bastante cuidadosa y precisa.

Sobre la influencia de este parámetro en el diseño de muros, se determinó que para valores mayores de dicho ángulo Φ , los Empujes Activos disminuyen y los Empujes Pasivos aumentan. Esto trae como consecuencia que en las tres secciones de muros a trabajar (“T” invertida, “L” hacia afuera y “L” hacia adentro”), para valores mayores de Φ , las presiones mínimas aumenten y las máximas disminuyen, así como también que la disminución total necesaria para obtener $\sigma_{min}=0$ es mayor.

Pero, mientras mayor sea el valor de Φ , menor será el incremento total necesario para que obtenga la igualación de presiones bajo la base $\sigma_{max} = \sigma_{min}$, esto ocurre en las tres secciones de muros a trabajar.

En cuanto a los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, se pudo determinar que ambos disminuyen notablemente al disminuir los valores del ángulo Φ , lo cual se debe a las variaciones ya explicadas que sufren los empujes activos.

Dicho análisis anterior es válido tanto para la teoría de Coulomb como para la de Rankine.

4.1.3 Cohesión (c)

Este parámetro disminuye los valores de empuje activo y aumenta los de empuje pasivo de una manera considerable y significativa. Para obtener una seguridad adicional, en la práctica se suele omitir la consideración de la cohesión en la determinación de los empujes. Cabe destacar que dicho parámetro puede disminuir considerablemente al incrementarse el contenido de humedad.

Al llevar a cabo el análisis en el programa, se pudo determinar que al considerar la cohesión e ir la incrementando las presiones máximas disminuyen y las mínimas aumentan, hasta llegar a puntos donde se intercambian los σ_{max} por σ_{min} y viceversa. Todo esto es consecuencia de las variaciones en los empujes ya explicadas anteriormente.

Al tomar en cuenta la cohesión, se pudo determinar que para mayores valores de este parámetro las disminuciones totales para la obtención de $\sigma_{min}=0$ aumentan, mientras que los incrementos necesarios para la obtención de $\sigma_{max}=\sigma_{min}$ disminuyen. Dicho análisis aplica para los tres modelos de estudio ("T" invertida, "L" hacia fuera y "L" hacia dentro).

Con respecto a los factores de seguridad, tanto al deslizamiento como al volcamiento, los cambios que se producen al ir incrementando los valores de la cohesión (c), son realmente notables, debido a que aumentan de una manera significativa los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento.

Todo éste análisis referente a la cohesión aplica tanto para la Teoría de Coulomb como la de Rankine.

4.1.4 Ángulo de Fricción entre la masa de suelo y el intradós del muro (δ)

Este es uno de los parámetros más importantes en el cálculo de los empujes, destacando que su uso sólo es necesario (y aplicable) en la Teoría de Coulomb. La aplicación correcta de la teoría dependerá de la determinación precisa de los valores de Φ y δ .

Al llevar a cabo el análisis en el programa, se obtuvo que para valores mayores de (δ) los coeficientes de empuje activo disminuyen de una manera poco significativa, hasta llegar a un punto en donde se hace casi estable la variación. Por el contrario, los empujes pasivos aumentan gradualmente al aumentar los valores del ángulo (δ).

Posterior a esto se pudo determinar que para los tres modelos de estudio (“T” invertida, “L” hacia dentro y “L” hacia fuera), a mayores valores de (δ) las presiones mínimas bajo la fundación aumentan, mientras que las máximas disminuyen. Esto se debe a la variación de los empujes que se explico anteriormente, en la cual el efecto de momento que genera el empuje pasivo, ayuda a que las presiones poco a poco tiendan a igualarse.

Con respecto a los aumentos y disminuciones de la base, en los casos de “T” invertida y “L” hacia fuera se hace notable la influencia de este parámetro, debido que para mayores valores del ángulo (δ) la disminución total necesaria para obtener $\sigma_{min}=0$ se hace cada vez más grande (lo cual ofrece un muro más óptimo), y el incremento total necesario para obtener $\sigma_{max}=\sigma_{min}$ se hace cada vez más pequeño para mayores valores del

ángulo (δ). Con respecto a las secciones “L” hacia dentro el comportamiento es el mismo, pero sin embargo los cambios no son significativos.

Respecto a los factores de seguridad, estos se ven altamente influenciados por las variaciones del ángulo (δ), obteniendo a través del análisis que para mayores valores de dicho parámetro (δ), los factores de seguridad al deslizamiento aumentan notablemente, esto es debido al aumento del empuje pasivo que el ángulo (δ) genera. Los factores de seguridad al volcamiento también aumentan para mayores valores del ángulo (δ), pero con una menor proporción a la de los Factores de seguridad al deslizamiento. Los análisis realizados para ambos factores de seguridad aplican para los tres modelos de estudio (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro)

4.1.5 Ángulo de inclinación del intradós del muro (α)

Este valor va a depender de las condiciones del proyecto o de los criterios de diseño adoptados por el ingeniero. En general este ángulo no baja de 75° , y como valores recomendables se pueden tomar pendientes entre (5-6)%, lo cual corresponde a ángulos aproximadamente de $(86-87)^\circ$.

En base al análisis realizado haciendo uso del programa de Excel, se pudo determinar que para valores mayores de (α) los empujes activos disminuyen, mientras que los pasivos aumentan. Lo cual genera que para las mismas condiciones los valores de σ_{max} disminuyan y los de σ_{min} aumenten.

Cabe destacar que aparte de las variaciones de los empujes, mientras mayor sea el ángulo (α), mayor serán los pesos que actúan en las sumatorias de fuerzas y momentos, lo cual afecta las presiones en la manera

en que ya se explicó, pero de una manera poco significativa, debido a que este incremento en los pesos no representa mayor diferencia en relación al peso total de la masa de suelo y de la estructura del muro.

Con respecto a los incrementos y disminuciones de la base, en los tres casos de estudio (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro) se pudo determinar que al aumentar el valor de (α) , la disminución total necesaria para obtener los $\sigma_{min}=0$ se hace más grande (lo cual ofrece un muro más óptimo con respecto a sus dimensiones). Por otra parte, el incremento total necesario para obtener $\sigma_{max}=\sigma_{min}$ es menor a medida que se aumenta en el valor de (α) , comportamiento que aplica también para los tres casos de estudio.

Los factores seguridad al deslizamiento y al volcamiento de los tres casos de estudio, aumentan notablemente para valores mayores de (α) , debido a los cambios que ya se mencionaron anteriormente con respecto a los empujes.

Todo el análisis realizado para este parámetro (α) , es válido solamente para la aplicación de la Teoría de Coulomb, debido a que este toma en cuenta dicho valor para el cálculo de los coeficientes de empujes activos y pasivos. En cuanto a la teoría de Rankine, el parámetro (α) sólo tendrá influencia en los pesos del suelo a estabilizar.

Ahora, en cuanto a la variación de las presiones haciendo uso de la teoría de Rankine, se pudo determinar que en el caso de secciones “L” hacia fuera, para mayores valores de (α) las presiones máximas disminuyen y las mínimas aumentan, contrario es el caso a la sección “L” hacia dentro, donde las presiones máximas aumentan y las mínimas disminuyen al aumentar el ángulo (α) . En el caso de las secciones “T” invertida, la variación de las presiones mínimas es casi nula, y con respecto a las presiones máximas

existe un aumento de menor proporción al de los casos de secciones “L”, todo esto para aumentos en los valores de (α) .

Respecto a los incrementos y disminuciones de base, en las secciones “L” hacia fuera, se obtuvo que para mayores valores de (α) la disminución total necesaria para $\sigma_{min}=0$ aumenta, mientras que el incremento total necesario para obtener la igualación de presiones $\sigma_{max}=\sigma_{min}$ disminuye. El caso de “L” hacia dentro la disminución total necesaria para $\sigma_{min}=0$ se hace menor y el incremento total necesario para $\sigma_{min}=\sigma_{max}$ se hace más grande, al aumentar los valores de (α) . Con respecto a las secciones de “T” invertida, la disminución total necesaria para la obtención del muro óptimo se mantiene prácticamente igual, mientras que al aumentar los valores de α los incrementos necesarios para $\sigma_{min}=\sigma_{max}$ crecen en una menor proporción, con respecto a como ocurre en las secciones “L”.

Los factores seguridad al deslizamiento y al volcamiento de los tres modelos de estudio (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro) aumentan para valores mayores de α , pero en este caso de una manera poco significativa.

4.1.6 Pendiente de la superficie del terreno por arriba del muro (β)

Este parámetro también va a depender de los criterios de diseño adoptados por el ingeniero o por las condiciones impuestas en el proyecto. En general este ángulo no es mayor de 30° .

Luego de llevar a cabo el análisis en el programa, se pudo determinar que para incrementos en el ángulo (β) los empujes activos y pasivos aumentan de una manera significativa. Lo cual genera en los tres casos de

estudio que para las mismas condiciones las presiones mínimas en la fundación disminuyen y las máximas aumentan, en ambos casos de manera poco significativa.

En cuanto a las variaciones en el tamaño de la base, se pudo determinar que para valores mayores de (β) la disminución total para obtener $\sigma_{min}=0$ se hace cada vez más pequeña, mientras que el incremento total para obtener $\sigma_{max}=\sigma_{min}$ se hacen cada vez más grande. Este análisis aplica para los tres modelos de estudio.

Por otra parte, se encontró que los factores de seguridad al volcamiento se hacen más pequeños para incrementos en el valor de (β), mientras que los Factores de seguridad al deslizamiento se hacen más grandes.

Es importante recordar que todo el análisis anterior con respecto al ángulo (β) aplica sólo para el uso de la Teoría de Coulomb, debido a que las formulaciones de Rankine para hallar los coeficientes de empujes son distintas.

Ahora, haciendo uso de la teoría de Rankine, se pudo determinar que a medida que se va incrementando el ángulo (β), los empujes activos aumentan y los pasivos disminuyen, lo cual trae como consecuencia que para los tres modelos de estudio (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro) las presiones mínimas en la fundación disminuyan y las máximas aumenten.

Con respecto a las variaciones en el tamaño de la base, se pudo determinar que para valores mayores de (β) la disminución total para obtener $\sigma_{min}=0$ se hace cada vez más pequeña, esto aplica para los tres modelos de estudio, mientras que el incremento total para obtener $\sigma_{max}=\sigma_{min}$ se

hacen cada vez más grande para valores mayores de (β), a excepción de la “L” hacia dentro donde se hace cada vez más pequeña.

En cuanto a los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, se encontró que estos se hacen cada vez más pequeños para incrementos del valor del ángulo (β), pero cabe destacar que específicamente en los factores de seguridad al volcamiento esto sucede para ángulos de (β) cercanos a 30°.

4.1.7 Altura del muro (H)

Esta dimensión dependerá de las alturas a vencer o a estabilizar y de las condiciones que exija el proyecto.

El análisis de este parámetro es muy simple, debido a que sin importar la teoría que se aplique, a mayor altura mayores serán los empujes activos. Esto trae como consecuencia que a mayores alturas, las presiones máximas aumenten significativamente, comportamiento que aplica para los tres modelos de estudio (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro). En cuanto a las presiones mínimas, para las mismas condiciones se tiene que estas disminuyen, pero de una manera muy poco significativa, comportamiento que aplica sólo para los modelos de “T” invertida y “L” hacia dentro, debido a que en el modelo de “L” hacia fuera estas aumentan, pero también de una manera muy poco significativa.

En cuanto a la disminución total necesaria para obtener $\sigma_{min}=0$, esta es prácticamente la misma para incrementos en la altura. Esto se debe a que a mayor altura, mayor es la base con la cual se trabaja, y si a todas estas bases se les aplica la misma disminución total, pues finalmente se obtendrá

que mientras mayor sea la altura, mayor será el tamaño de base necesario para la obtención del muro óptimo.

Con respecto a la obtención de $\sigma_{max}=\sigma_{min}$, se obtuvo que a mayores alturas mayores será el incremento necesario para llegar a esta condición.

Los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento disminuyen a medida que se incrementan las alturas.

4.1.8 Sobrecarga aplicada sobre el suelo a estabilizar (q)

Esta variable dependerá del uso que pueda tener la superficie estabilizada y de las condiciones que se exijan en el proyecto.

Del análisis por computadora, se obtuvo que a medida que sean mayores las cargas impuestas sobre el terreno, mayores serán los empujes activos, lo cual trae como consecuencia que las presiones mínimas disminuyan y las máximas aumenten.

Respecto a la disminución total necesaria para $\sigma_{min}=0$, esta se hace cada vez más pequeña para incrementos en la sobrecarga, mientras que el incremento total necesario para obtener la igualación de presiones se hace cada vez mayor para la misma condición anterior.

Los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento son reducidos a medida que se incrementan las sobrecargas.

4.1.9 Profundidad de fundación (h)

Este valor puede depender de las exigencias del proyecto o del criterio del ingeniero. Juega un papel muy importante en el análisis debido a que sus magnitudes pueden llegar a dar cambios importantes a los resultados.

Este es un parámetro que se puede variar a discreción según los resultados que se vayan obteniendo en el análisis, con la finalidad de obtener las presiones y los comportamientos más óptimos o deseados (obviamente, existen limitaciones prácticas de seguridad en cuanto a la excavación, de aumentar demasiado la profundidad de fundación).

El análisis de este parámetro se realizó para una altura de muro (**H**) fija, y haciendo uso del programa de Excel, se llevó a cabo la evaluación del mismo para diferentes alturas de fundación. En base a esto se determinó que mientras más grandes sean las alturas de fundación (h) mayores serán los empujes pasivos, lo cual ocasiona que las presiones mínimas aumenten y las máximas disminuyan, fenómeno que ocurre para los tres modelos de estudio y haciendo uso de las dos teorías.

Con respecto a las variaciones en la base, para mayores profundidades de fundación, es mayor la disminución total necesaria para la obtención del muro más óptimo ($\sigma_{min}=0$). A su vez, el incremento total necesario para obtener la igualación de presiones bajo la fundación se hace cada vez más pequeño.

Debido a los incrementos en los empujes pasivos, a medida que se incrementan las alturas de fundación se hacen más grandes los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento.

4.1.10 Resumen de Análisis Paramétrico

Una vez culminado el análisis paramétrico, se procedió a construir una tabla que resumiera todos los resultados presentados anteriormente. Dicha tabla muestra el aumento (\uparrow) o disminución (\downarrow) en los diferentes resultados obtenidos, a medida que se van incrementando cada uno de los parámetros estudiados. Tomando en cuenta el comportamiento de los tres secciones transversales trabajadas, “T” invertida (\perp), “L” hacia fuera (\dashv) y “L” hacia dentro (\lrcorner).

Los diferentes colores presentados en la tabla, poseen los siguientes significados:

 Prácticamente Invariable

 Aplica el comportamiento pero es poco significativo, o de mucha menor proporción a la de los otros modelos de estudio.

 No Aplica

		Empuje Activo		Empuje Pasivo		Presión Máxima (σ_{max})			Presión Mínima (σ_{min})			Disminución Total para ($\sigma_{min}=0$)			Incremento Total para ($\sigma_{max}=\sigma_{min}$)			FSd			FSv					
		↑	↓	↑	↓	⊥	↖	↗	↘	↙	⊥	↖	↗	↘	↙	⊥	↖	↗	↘	↙	⊥	↖	↗	↘	↙	
V_s		X				X																				
ϕ			X	X			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
c			X	X			X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
δ			X				X																			
α	"C"		X				X																			
α	"R"						X																			
β	"C"	X		X			X																			
β	"R"	X			X		X																			
H		X					X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
q		X					X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
h					X																					

Tabla 4.1 Resumen Análisis Paramétrico

4.2 SECCIONES TRANSVERSALES ÓPTIMAS DE MUROS EN VOLADIZO

La finalidad de este análisis fue la de determinar cuáles son las secciones transversales de muros en voladizo más óptimas a diseñar. Todo esto en base a los diferentes casos de estudio propuestos, los modelos trabajados, los parámetros correspondientes a los suelos y a la estructura de los muros, y las condiciones de sismos y sobrecargas. Cabe recordar, que todas estas variantes se encuentran muy bien explicadas en el marco metodológico y la memoria de cálculo del presente trabajo especial de grado.

Es importante mencionar que este estudio y análisis se llevo a cabo haciendo uso del programa de Excel, con el cual se generaron las gráficas que permitieron la obtención de los datos que se presentaran a continuación. Dichas gráficas ya se encuentran presentadas de una manera simplificada en el Capítulo III del presente trabajo especial de grado, específicamente en el apartado 3.4 (Metodología gráfica propuesta para la obtención de la sección transversal del muro en voladizo más óptima a diseñar). Si se desea observar el grupo completo de gráficas con las cuales se obtuvieron los siguientes análisis de resultados, se deberá hacer una revisión del CD anexo.

4.2.1 Determinación de secciones transversales de muros más óptimas con respecto a las relaciones Base/Altura para $\sigma_{min}=0$

A manera de recordatorio, se presentan nuevamente los casos de estudio utilizados para llevar a cabo el presente análisis de resultados, los cuales podría decirse que son típicos de la vida real:

- **Caso 1:** Con Sobrecarga y $\beta = 0$
- **Caso 2:** Sin Sobrecarga y $\beta = 0$
- **Caso 3:** Sin Sobrecarga y $\beta = 13$

Para comenzar con el análisis, es importante recordar que este se llevó a cabo determinando para cada caso de estudio y cada grupo una relación Base/Altura para la cual se obtiene el muro más óptimo, tal como se define en el marco teórico en el apartado de comportamiento óptimo de fundaciones, es decir, un tamaño de base que permita una configuración de presiones de $\sigma_{min}=0$ y $\sigma_{max}>0$. Cabe destacar, que estas relaciones de Base/altura se obtuvieron siempre para Factores de Seguridad mínimos de 1,20, valor que es aceptable tomando en cuenta que se consideraron los efectos por acción sísmica en esta metodología gráfica.

A continuación se presentan los resultados obtenidos y correspondientes a las gráficas presentadas en el apartado 3.4 del presente trabajo especial de grado y en el CD anexo. Dichos resultados se presentaran en forma de tablas, en las cuales se podrá observar para cada caso de estudio y cada grupo de alturas de muros, y haciendo uso de las Teorías de Coulomb y Rankine, los valores de relación base/altura óptimos obtenidos. Destacando que la metodología utilizada para la obtención de estas relaciones se encuentra explicada detalladamente en el capítulo III de este trabajo.

Tabla 4.2 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 1. Muros Pequeños. Teoría de Coulomb

	Relación Base / Altura Inicial	COULOMB		Alturas (m)						
				2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
"T"	1,00			2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
"L" hacia fuera	1,20	Base Inicial (m)	"T"	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
"L" hacia dentro	1,20		"L" hacia fuera	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00
			"L" hacia dentro	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	0,64	0,75	0,86	0,99	1,11	1,26	1,38
			"L" hacia fuera	0,53	0,66	0,80	0,93	1,07	1,21	1,35
			"L" hacia dentro	0,61	0,78	0,96	1,14	1,31	1,49	1,67
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,36	1,75	2,14	2,51	2,89	3,24	3,62
			"L" hacia fuera	1,87	2,34	2,80	3,27	3,73	4,19	4,65
			"L" hacia dentro	1,79	2,22	2,64	3,06	3,49	3,91	4,33
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,68	0,70	0,71	0,72	0,72	0,72	0,72
			"L" hacia fuera	0,94	0,94	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
			"L" hacia dentro	0,90	0,89	0,88	0,88	0,87	0,87	0,87
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,72						
			"L" hacia fuera	0,94						
			"L" hacia dentro	0,90						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.3 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 1. Muros Grandes. Teoría de Coulomb

	Relación Base / Altura Inicial	COULOMB	Alturas (m)							
			5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	
"T"	1,00		5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	
"L" hacia fuera	1,20	Base Inicial (m)	"T"	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
"L" hacia dentro	1,20		"L" hacia fuera	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60
			"L" hacia dentro	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,37	1,54	1,68	1,85	1,98	2,15	2,23
			"L" hacia fuera	1,34	1,52	1,68	1,85	2,02	2,19	2,36
			"L" hacia dentro	1,67	1,84	2,02	2,20	2,38	2,56	2,73
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	3,63	3,96	4,32	4,65	5,02	5,35	5,77
			"L" hacia fuera	4,66	5,08	5,52	5,95	6,38	6,81	7,24
			"L" hacia dentro	4,33	4,76	5,18	5,60	6,02	6,44	6,87
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,73	0,72	0,72	0,72	0,72	0,71	0,72
			"L" hacia fuera	0,93	0,92	0,92	0,92	0,91	0,91	0,91
			"L" hacia dentro	0,87	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,73						
			"L" hacia fuera	0,93						
			"L" hacia dentro	0,87						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.4 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 2. Muros Pequeños. Teoría de Coulomb

	Relación Base / Altura Inicial	COULOMB	Alturas (m)								
			2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00		
"T"	1,00										
"L" hacia fuera	1,00	Base Inicial (m)	"T"	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
"L" hacia dentro	1,00		"L" hacia fuera	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
			"L" hacia dentro	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	0,79	0,99	1,19	1,39	1,58	1,79	1,97	
			"L" hacia fuera	0,58	0,73	0,87	1,01	1,15	1,29	1,43	
			"L" hacia dentro	0,49	0,61	0,74	0,87	1,00	1,13	1,25	
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,21	1,51	1,81	2,11	2,42	2,71	3,03	
			"L" hacia fuera	1,42	1,77	2,13	2,49	2,85	3,21	3,57	
			"L" hacia dentro	1,51	1,89	2,26	2,63	3,00	3,37	3,75	
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,61	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,61	
			"L" hacia fuera	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	
			"L" hacia dentro	0,76	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,61							
			"L" hacia fuera	0,71							
			"L" hacia dentro	0,76							

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.5 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 2. Muros Grandes. Teoría de Coulomb

	Relación Base / Altura Inicial	COULOMB	Alturas (m)							
			5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	
"T"	1,00									
"L" hacia fuera	1,00	Base Inicial (m)	"T"	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
"L" hacia dentro	1,00		"L" hacia fuera	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
			"L" hacia dentro	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,97	2,18	2,37	2,58	2,76	2,97	3,17
			"L" hacia fuera	1,42	1,56	1,70	1,94	1,98	2,12	2,26
			"L" hacia dentro	1,25	1,38	1,51	1,64	1,76	1,89	2,02
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	3,03	3,32	3,63	3,92	4,24	4,53	4,83
			"L" hacia fuera	3,58	3,94	4,30	4,56	5,02	5,38	5,74
			"L" hacia dentro	3,75	4,12	4,49	4,86	5,24	5,61	5,98
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,61	0,60	0,61	0,60	0,61	0,60	0,60
			"L" hacia fuera	0,72	0,72	0,72	0,70	0,72	0,72	0,72
			"L" hacia dentro	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,61						
			"L" hacia fuera	0,72						
			"L" hacia dentro	0,75						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.6 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 3. Muros Pequeños. Teoría de Coulomb

	Relación Base / Altura Inicial	COULOMB	Alturas (m)									
			2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00			
"T"	1,00											
"L" hacia fuera	1,40	Base Inicial (m)	"T"	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00		
"L" hacia dentro	1,20		"L" hacia fuera	2,80	3,50	4,20	4,90	5,60	6,30	7,00		
			"L" hacia dentro	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00		
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	0,52	0,65	0,76	0,89	1,01	1,14	1,26		
			"L" hacia fuera	0,91	1,13	1,34	1,56	1,77	1,98	2,19		
			"L" hacia dentro	0,67	0,83	1,00	1,16	1,33	1,49	1,65		
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,48	1,85	2,24	2,61	2,99	3,36	3,74		
			"L" hacia fuera	1,89	2,37	2,86	3,34	3,83	4,32	4,81		
			"L" hacia dentro	1,73	2,17	2,60	3,04	3,47	3,91	4,35		
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,74	0,74	0,75	0,74	0,75	0,75	0,75		
			"L" hacia fuera	0,94	0,95	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96		
			"L" hacia dentro	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87		
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,75								
			"L" hacia fuera	0,96								
			"L" hacia dentro	0,87								

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.7 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 3. Muros Grandes. Teoría de Coulomb

	Relación Base / Altura Inicial	COULOMB	Alturas (m)							
			5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	
"T"	1,00			5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
"L" hacia fuera	1,40	Base Inicial (m)	"T"	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
"L" hacia dentro	1,20		"L" hacia fuera	7,00	7,70	8,40	9,10	9,80	10,50	11,20
			"L" hacia dentro	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,26	1,39	1,51	1,64	1,75	1,88	2,00
			"L" hacia fuera	2,19	2,40	2,62	2,83	3,05	3,25	3,47
			"L" hacia dentro	1,65	1,82	1,98	2,15	2,31	2,47	2,64
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	3,74	4,11	4,49	4,86	5,25	5,62	6,00
			"L" hacia fuera	4,81	5,30	5,78	6,27	6,75	7,25	7,73
			"L" hacia dentro	4,35	4,78	5,22	5,65	6,09	6,53	6,96
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
			"L" hacia fuera	0,96	0,96	0,96	0,97	0,96	0,97	0,97
			"L" hacia dentro	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,75						
			"L" hacia fuera	0,97						
			"L" hacia dentro	0,87						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.8 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 1. Muros Pequeños. Teoría de Rankine

	Relación Base / Altura Inicial	RANKINE	Alturas (m)							
			2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
"T"	1,00									
"L" hacia fuera	1,20	Base Inicial (m)	"T"	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
"L" hacia dentro	1,20		"L" hacia fuera	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00
			"L" hacia dentro	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	0,51	0,66	0,80	0,95	1,09	1,24	1,38
			"L" hacia fuera	0,60	0,75	0,89	1,04	1,20	1,35	1,50
			"L" hacia dentro	0,60	0,77	0,94	1,12	1,29	1,47	1,65
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,49	1,84	2,20	2,55	2,91	3,26	3,62
			"L" hacia fuera	1,80	2,25	2,71	3,16	3,60	4,05	4,50
			"L" hacia dentro	1,80	2,23	2,66	3,08	3,51	3,93	4,35
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,75	0,74	0,73	0,73	0,73	0,72	0,72
			"L" hacia fuera	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
			"L" hacia dentro	0,90	0,89	0,89	0,88	0,88	0,87	0,87
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,75						
			"L" hacia fuera	0,90						
			"L" hacia dentro	0,90						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.9 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 1. Muros Grandes. Teoría de Rankine

	Relación Base / Altura Inicial	RANKINE	Alturas (m)							
			5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	
"T"	1,00									
"L" hacia fuera	1,20	Base Inicial (m)	"T"	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
"L" hacia dentro	1,20		"L" hacia fuera	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60
			"L" hacia dentro	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,37	1,53	1,66	1,83	1,95	2,12	2,25
			"L" hacia fuera	1,50	1,64	1,80	1,94	2,10	2,25	2,40
			"L" hacia dentro	1,64	1,82	1,99	2,17	2,34	2,52	2,70
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	3,63	3,97	4,34	4,67	5,05	5,38	5,75
			"L" hacia fuera	4,50	4,96	5,40	5,86	6,30	6,75	7,20
			"L" hacia dentro	4,36	4,78	5,21	5,63	6,06	6,48	6,90
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,73	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
			"L" hacia fuera	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
			"L" hacia dentro	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	0,86	0,86
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,73						
			"L" hacia fuera	0,90						
			"L" hacia dentro	0,87						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.10 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 2. Muros Pequeños.
Teoría de Rankine

	Relación Base / Altura Inicial	RANKINE	Alturas (m)							
			2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
"T"	1,00									
"L" hacia fuera	1,00	Base Inicial (m)	"T"	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
"L" hacia dentro	1,00		"L" hacia fuera	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
			"L" hacia dentro	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	0,80	1,02	1,21	1,41	1,60	1,81	2,00
			"L" hacia fuera	0,57	0,74	0,91	1,07	1,24	1,41	1,57
			"L" hacia dentro	0,48	0,61	0,73	0,86	0,98	1,11	1,23
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,20	1,48	1,79	2,09	2,40	2,69	3,00
			"L" hacia fuera	1,43	1,76	2,09	2,43	2,76	3,09	3,43
			"L" hacia dentro	1,52	1,89	2,27	2,64	3,02	3,39	3,77
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,60	0,59	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
			"L" hacia fuera	0,71	0,70	0,70	0,69	0,69	0,69	0,69
			"L" hacia dentro	0,76	0,76	0,76	0,75	0,75	0,75	0,75
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,60						
			"L" hacia fuera	0,71						
			"L" hacia dentro	0,76						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.11 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 2. Muros Grandes. Teoría de Rankine

	Relación Base / Altura Inicial	RANKINE	Alturas (m)							
			5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	
"T"	1,00		5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	
"L" hacia fuera	1,00	Base Inicial (m)	"T"	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
"L" hacia dentro	1,00		"L" hacia fuera	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
			"L" hacia dentro	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,99	2,21	2,40	2,61	2,80	3,01	3,20
			"L" hacia fuera	1,57	1,72	1,90	2,06	2,23	2,39	2,56
			"L" hacia dentro	1,22	1,35	1,47	1,60	1,73	1,85	1,97
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	3,01	3,29	3,60	3,89	4,20	4,49	4,80
			"L" hacia fuera	3,43	3,78	4,10	4,44	4,77	5,11	5,44
			"L" hacia dentro	3,78	4,15	4,53	4,90	5,27	5,65	6,03
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
			"L" hacia fuera	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68
			"L" hacia dentro	0,76	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,60						
			"L" hacia fuera	0,69						
			"L" hacia dentro	0,76						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.12 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 3. Muros Pequeños.
Teoría de Rankine

	Relación Base / Altura Inicial	RANKINE	Alturas (m)							
			2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
"T"	1,00									
"L" hacia fuera	1,40	Base Inicial (m)	"T"	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
"L" hacia dentro	1,20		"L" hacia fuera	2,80	3,50	4,20	4,90	5,60	6,30	7,00
			"L" hacia dentro	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	0,63	0,79	0,93	1,10	1,24	1,41	1,56
			"L" hacia fuera	1,21	1,49	1,78	2,06	2,34	2,63	2,90
			"L" hacia dentro	0,77	0,96	1,14	1,32	1,50	1,69	1,87
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,37	1,71	2,07	2,40	2,76	3,09	3,44
			"L" hacia fuera	1,59	2,01	2,42	2,84	3,26	3,67	4,10
			"L" hacia dentro	1,63	2,04	2,46	2,88	3,30	3,71	4,13
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,69	0,68	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
			"L" hacia fuera	0,80	0,80	0,81	0,81	0,81	0,82	0,82
			"L" hacia dentro	0,81	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,83
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,69						
			"L" hacia fuera	0,82						
			"L" hacia dentro	0,83						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.13 Relaciones Base/Altura Óptimas. Caso 3. Muros Grandes. Teoría de Rankine

	Relación Base / Altura Inicial	RANKINE	Alturas (m)							
			5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	
"T"	1,00			5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
"L" hacia fuera	1,40	Base Inicial (m)	"T"	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00
"L" hacia dentro	1,20		"L" hacia fuera	7,00	7,70	8,40	9,10	9,80	10,50	11,20
			"L" hacia dentro	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60
		Disminución para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	1,55	1,71	1,86	2,03	2,17	2,34	2,49
			"L" hacia fuera	2,89	3,17	3,47	3,73	4,03	4,30	4,59
			"L" hacia dentro	1,87	2,06	2,23	2,42	2,60	2,79	2,97
		Base Final para $\sigma_{min}=0$ (m)	"T"	3,45	3,79	4,14	4,47	4,83	5,16	5,51
			"L" hacia fuera	4,11	4,53	4,93	5,37	5,77	6,20	6,61
			"L" hacia dentro	4,13	4,54	4,97	5,38	5,80	6,21	6,63
		Relación Base / Altura Óptima	"T"	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
			"L" hacia fuera	0,82	0,82	0,82	0,83	0,82	0,83	0,83
			"L" hacia dentro	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83
		Relación Base / Altura Óptima Máxima	"T"	0,69						
			"L" hacia fuera	0,83						
			"L" hacia dentro	0,83						

(Elaboración Fuente Propia)

Tabla 4.14 Relaciones Base/Altura Óptimas

	"T" invertida		"L" hacia fuera		"L" hacia dentro	
	Coulomb	Rankine	Coulomb	Rankine	Coulomb	Rankine
Caso 1	0,73	0,75	0,94	0,90	0,90	0,90
Caso 2	0,61	0,60	0,72	0,71	0,76	0,76
Caso 3	0,75	0,69	0,97	0,83	0,87	0,83

(Elaboración Fuente Propia)

Como se puede observar en todos los resultados presentados, los muros "T" invertida siempre son los que presentan una relación base/altura menor, con lo cual se podría decir que con respecto a las dimensiones de los muros este modelo siempre sería el más óptimo, debido a que puede trabajar con una base más pequeña que los otros dos modelos ("L" hacia fuera y "L" hacia dentro).

También se puede observar, que los factores base/altura son prácticamente iguales tanto para el grupo de muros pequeños como para el de muros grandes, claro está de que esto también se debe al hecho de que en todas las alturas se trabajó con las mismas proporciones para su dimensionamiento. Sin embargo, en algunos casos existen diferencias en las profundidades de fundación, cambios que fueron necesarios para cumplir con los factores de seguridad al deslizamiento mínimos de 1,20. Dicho análisis es válido para las Teorías de Rankine y Coulomb.

Con respecto a los tres casos de estudio, y haciendo uso de la teoría de Coulomb, se puede observar que el caso más desfavorable (aquel donde se necesita una relación de base altura mayor), es el caso tres. Sin embargo, haciendo uso de la teoría de Rankine se pudo notar que el caso más

desfavorable es el caso uno. Para ambas teorías (Coulomb y Rankine) y como era de esperarse, el caso más favorable fue el caso número 2, por poseer las condiciones menos adversas.

A pesar de todo esto, las diferencias existentes entre los factores base/altura de cada modelo de estudio no son tan grandes. No obstante, dependiendo de las exigencias estipuladas en un proyecto estas pequeñas diferencias pueden generar un ahorro o un incremento significativo en los gastos de la obra. Debido a esto, la escogencia de algún modelo en específico dependerá de las exigencias del proyecto y del criterio del ingeniero. Cabe destacar que los factores de dimensionamiento propuestos en este trabajo especial de grado, simplemente son valores sugeridos con los cuales se podrá diseñar, teniendo siempre en cuenta un especial cuidado en el comportamiento y magnitudes que tienen las presiones bajo la zapata de los muros.

Cabe destacar, que en todas las gráficas presentadas en este trabajo especial de grado, los muros en “T” invertida sólo se trabajaron con una proporción de puntera/base de 0,25. Y que las proporciones de espesor de fuste/Altura son iguales a 0,10, relación que aplica para los tres modelos de estudio (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro).

Es importante resaltar esto, debido a que al hacer uso de otras proporciones los resultados obtenidos serán diferentes. Sin embargo, como parte del presente análisis de resultados y haciendo uso del programa de Excel (en el cual puede variarse cualquier tipo de relación), se pudo determinar que para los muros “T” invertida mientras menor sea la relación puntera/base mayores serán las relaciones base/altura necesarias para la obtención del muro óptimo ($\sigma_{min}=0$). En base a esto, se puede decir que los

muros “T” invertida más óptimos a construir o a trabajar, son aquellos que se diseñan con una relación puntera/base igual a 0,25.

4.2.2 Determinación de secciones transversales de muros más óptimas según la magnitud de las presiones bajo la zapata.

En base a las gráficas de comportamiento de presiones bajo la zapata de los muros presentadas de una manera simplificada en el punto 3.4 de este trabajo especial de grado (y anexadas en el CD), se realizaron los análisis correspondientes a este apartado. Dicho esto, se dispuso a determinar cuáles serían los modelos de secciones más favorables (basándonos en el hecho de que se busca la sección transversal que genere las menores magnitudes de presiones). Como resultado a esto, se obtuvo que el modelo de “L” hacia fuera es el caso más favorable con respecto a las presiones que genera, debido a que estas son menores con respecto a los modelos de “T” invertida y “L” hacia dentro. Esto se debe a que en el modelo “L” hacia fuera, el peso de tierra que descansa sobre el muro es mucho menor, porque sólo depende de las alturas de fundación, las cuales son muchos menores con respecto a las alturas del muro. En base a esto y como caso contrario, en los modelos de “T” invertida y “L” hacia fuera, los pesos que descansan sobre la estructura son mucho mayores, lo cual trae como consecuencia la generación de mayores presiones.

Sin embargo, es importante mencionar que en este modelo al que llamamos óptimo en relación a las presiones (“L” hacia fuera), las alturas de fundación son más altas que en los otros dos modelos de estudio. Debido a esto, y tal como ya se explico en el análisis anterior, la escogencia de un modelo u otro no dependerá sólo de cuál sea el que genere las menores

presiones, sino también de las condiciones que se exijan en el proyecto, y nunca dejando de lado un criterio adecuado del ingeniero.

Para completar el análisis, es importante destacar que las mayores presiones se generan en los modelos de “L” hacia dentro, debido a que como ya se explicó, los pesos que actúan y descansan sobre la estructura son mucho mayores que en los otros dos modelos de estudio. Sin embargo, no todo es desfavorable en este caso, debido a que para cumplir los factores de seguridad exigidos en los casos de estudio, las profundidades de fundación necesarias son mucho menores que en los otros dos modelos.

Cabe resaltar, que todo el análisis anterior sobre el comportamiento de las presiones bajo la zapata de muros, es válido tanto para la teoría de Coulomb como para la de Rankine, debido a que en ambos casos los comportamientos y los modelos más óptimos son los mismos.

Finalmente, se debe decir que para todo este análisis de presiones, se obtuvo que el caso de estudio más desfavorable es el número tres, debido a que es el que produce mayores presiones.

Al igual que en el análisis con respecto a las relaciones Base/Altura para $\sigma_{min}=0$, en este apartado también es importante destacar que en todas las gráficas presentadas en este trabajo especial de grado, los muros en “T” invertida sólo se trabajaron con una proporción de puntera/base de 0,25. Y que las proporciones de espesor de fuste/Altura son iguales a 0,10, relación que aplica para los tres modelos de estudio (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro).

Debido a esto, se debe decir que al hacer uso de otras proporciones los resultados obtenidos serán diferentes en cuanto a las magnitudes obtenidas en los resultados, más no en su comportamiento. Sin embargo,

como parte del presente análisis de resultados y haciendo uso del programa de Excel (en el cual puede variarse cualquier tipo de relación), se pudo determinar que para los muros “T” invertida mientras menor sea la relación puntera/base las presiones máximas se incrementan mientras que las mínimas disminuyen. _En base a esto, y tomando los resultados del análisis anterior, se puede decir que los muros “T” invertida más óptimos a construir o a trabajar, son aquellos que se diseñan con una relación puntera/base igual a 0,25.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez culminada la ejecución del presente trabajo especial de grado, se pueden presentar las siguientes conclusiones y recomendaciones.

5.1 CONCLUSIONES

5.1.1 Análisis Paramétrico:

- Uno de los procesos más influyentes en el cálculo de los empujes de tierra y a su vez en el estudio de los muros en voladizo, es la correcta determinación de los parámetros a utilizar. Debido a esto, es importante conocer con la mayor exactitud posible, los verdaderos valores del ángulo de fricción interna (Φ), peso unitario del suelo (γ_s), cohesión (c) y ángulo de Fricción entre la masa de suelo y el intradós del muro (δ). Tomando en cuenta que éste último parámetro sólo será necesario para la aplicación de la teoría de Coulomb.
- Las pequeñas variaciones en los valores de Φ , afectan enormemente los resultados obtenidos en el estudio de los muros en voladizo, dando como resultado que mientras mayor sea su valor (así sea muy poca la diferencia) toda la estabilidad se ve favorecida.
- Si se desea hacer uso de la teoría de Coulomb, se debe tener un especial cuidado en la escogencia del valor del ángulo δ , debido a

que los resultados obtenidos en el estudio de los muros en voladizo son muy sensibles a las variaciones en éste parámetro. Debido a esto su correcta o no determinación es bastante influyente si se desean obtener resultados certeros.

- Se debe tener la mayor certeza y confiabilidad posible en los valores de cohesión (**c**) utilizados para el estudio de los muros en voladizo. Debido a que al tomar en cuenta este parámetro todos los resultados y el análisis de estabilidad se ven altamente influenciados de manera favorable, por lo cual al no usar los valores adecuados, las diferencias en los resultados obtenidos con el comportamiento real pueden ser importantes.
- Haciendo uso del programa de Excel, se pudo determinar que las profundidades de fundación (h) juegan un papel muy importante en el cumplimiento o no de los factores de seguridad. En el presente trabajo especial de grado, los valores de “h” definidos en los diferentes escenarios y modelos estudiados, en algunos casos parecieran ser exagerados o sin sentido práctico. Sin embargo, estos valores se deben a las condiciones tan desfavorables con las cuales se trabajó, donde la profundidad de fundación “h” fue el parámetro capaz de permitir factores de seguridad aceptables.
- El uso de la ecuación de “Mononobe y Okabe”, trajo como consecuencia que los valores K_a se incrementaran en una proporción de 1,77 para los casos uno y dos, y en 2,63 para el caso número tres.
- El sismo es la acción más desfavorable que se puede considerar en el estudio de los muros en voladizo, debido que aumenta notablemente las relaciones de base/altura para el dimensionado de los muros óptimos, altera el comportamiento de las presiones

bajo la zapata y disminuye en gran magnitud los factores de seguridad.

5.1.2 Secciones transversales de muros más óptimas con respecto a las relaciones base/altura para $\sigma_{\min}=0$.

- Se determinó que el modelo de muro que presenta la relación base/altura más pequeña es el de “T” invertida (ver tabla 24 Relaciones Base/Altura Óptimas). En base a esto se puede decir que con respecto a las dimensiones de la base, este es el modelo de diseño más óptimo.
- Las relaciones de base/altura obtenidas para los grupos de muros de alturas bajas y elevadas, estudiadas en este trabajo especial de grado, son prácticamente iguales. Debido a esto, al momento de predimensionar un muro cuya altura H se encuentre entre 2 y 8 metro, se puede hacer uso de cualquier de las dos relaciones (preferiblemente la mayor), siempre y cuando se tenga un especial cuidado en las profundidades de fundación “h” que se utilicen en cada grupo.
- Haciendo uso de la teoría de Coulomb, se pudo determinar que el caso de estudio más desfavorable (aquel donde las relaciones de base/altura son mayores), es el caso tres, es decir; el caso estudiado:
 - Caso tres: Ángulo de inclinación $\beta = 13^\circ$, sobrecarga $q = 0 \text{ kg/m}^2$.
- Haciendo uso de la Teoría de Rankine, se pudo determinar que el caso de estudio más desfavorable (aquel donde las relaciones de

base/altura son mayores), es el caso uno, es decir; el caso estudiado:

- Caso uno: Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q = 500 \text{ kg/m}^2$.
- Para ambas teorías utilizadas (Coulomb y Rankine), el caso más favorable fue el número dos, por poseer las condiciones menos adversas. Es decir; el caso estudiado:
 - Caso dos: Ángulo de inclinación $\beta = 0$, sobrecarga $q = 0 \text{ kg/m}^2$.
 - Los muros de “T” invertida más óptimos a construir o a trabajar, son aquellos que se diseñan con una relación puntera/base igual a 0,25.
 - La Teoría de Coulomb es la que arroja relaciones de base/altura mayores. Sin embargo, haciendo uso de esta teoría las profundidades de fundación para cumplir los factores de seguridad son menores a las usadas en la teoría de Rankine.

5.1.3 Secciones transversales de muros más óptimas con respecto a la magnitud de las presiones bajo la zapata.

- El modelo de diseño “L” hacia fuera es el caso más favorable con respecto a las presiones que genera, debido a que estas son menores que en los modelos de “T” invertida y “L” hacia dentro.
- En el modelo al que llamamos óptimo en relación a las presiones (“L” hacia fuera), las alturas de fundación son más altas que en los otros dos modelos de estudio (“T” invertida y “L” hacia dentro).

- El modelo de “L” hacia dentro es el que genera las mayores presiones, debido a esto se puede decir que es la sección transversal más desfavorable con respecto a las presiones que genera.
- El modelo “L” hacia dentro, es el que necesita las menores profundidades de fundación “h”, para cumplir con los factores de seguridad exigidos.
- El caso de estudio más desfavorable es el caso tres, debido a que en este se generan las mayores presiones en los tres modelos de estudio (“T” invertida, “L” hacia fuera y “L” hacia dentro).
- Los muros de “T” invertida más óptimos a construir o a trabajar, son aquellos que se diseñan con una relación puntera/base igual a 0,25.

5.1.4 Método Gráfico

- Es importante resaltar que la propuesta de método gráfico es una primera aproximación, la cual se basa en los resultados y gráficos obtenidos al hacer uso del programa de Excel.
- En cuanto al programa de Excel, con el cual se llevó a cabo el análisis paramétrico y todos los gráficos presentados en este trabajo especial de grado, se debe decir que también es una primera aproximación, la cual está sujeta a mejoras en cuanto a la visualización y comodidad para hacer uso del mismo. Así como también con respecto a las limitaciones o dificultades que éste pueda presentar.

- A través de la generación y uso de las gráficas, se logró comprobar que a medida que se va incrementando la magnitud de las bases, las presiones tienden a igualarse, hasta llegar a un punto en donde las presiones máximas pasan a ser mínimas y viceversa.
- A través de la generación y uso de las gráficas, se logró comprobar que a medida que se va disminuyendo la magnitud de las bases, las presiones máximas aumentan y las mínimas disminuyen, hasta llegar al punto en donde estas últimas se vuelven negativas, lo cual genera un efecto de volcamiento en los muros.

5.2 RECOMENDACIONES

- Tal como se explicó en el Marco Teórico, específicamente en el apartado *2.7.Método Mononobe-Okabe*, para efectos de esta investigación y del programa creado en Excel, el coeficiente de empuje activo bajo acción sísmica para la Teoría de Rankine surge de un uso indirecto de la ecuación de Mononobe-Okabe aplicada a la Teoría de Coulomb. Esto fue una simplificación permitida (respaldada su validez) para los procesos de cálculo del programa. Sin embargo, si se desean obtener valores más exactos del coeficiente de empuje activo bajo acción sísmica por la Teoría de Rankine, se recomienda agregar otra forma de determinar dicho valor (un proceso de cálculo dirigido específicamente para la Teoría de Rankine).

- Tomar en cuenta el uso de contrafuertes para futuras investigaciones o mejoras que se le pudieran llegar a hacer al programa de Excel.
- Los valores del ángulo (Φ), el peso unitario del suelo (γ_s) y el ángulo (δ) usados en los análisis de muros en voladizo, deben tratar de ser lo más exactos o próximos a la realidad. Esta recomendación aplica tanto para el uso del programa de Excel presentado en este trabajo especial de grado como para cualquier otro método de análisis que se utilice.
- Bien sea haciendo uso del programa de Excel presentado en este trabajo especial de grado, o de cualquier otro programa o método de análisis, es recomendable no tomar en cuenta el valor de la cohesión en los cálculos, a menos que se conozca de una manera bastante exacta y aproximada. En la práctica, este valor suele no tomarse en cuenta, trayendo como consecuencia que los resultados obtenidos en los análisis posean un margen de seguridad mucho más alto.
- Aunque en el análisis y la metodología propuesta se considera la presencia de dentellones (uno en cada extremo de la base de los muros), que aseguren el adecuado desarrollo del empuje pasivo, con respecto al programa de Excel, las masas, los pesos y los momentos que surgen por estos elementos, no fueron incluidos en el proceso de cálculo. Se recomienda que este sea un aspecto que se le puede agregar al programa para obtener valores más aproximados a comportamientos reales.
- Haciendo uso del programa de Excel, es recomendable que en este, el empuje pasivo sea tomado en cuenta en los factores de seguridad única y exclusivamente si los muros en voladizo a

trabajar poseen dentellones en los extremos de su base (asociado a recomendación anterior).

- Hacer una investigación más profunda acerca del comportamiento de los muros “T” invertida, haciendo uso de distintas relaciones de puntera/base.
- Los espesores de base utilizados en este trabajo especial de grado, en alguno casos muy altos y poco cercanos a lo que se ve en la realidad, en base a esto se recomienda para futuras investigaciones y análisis, hacer uso de espesores más prácticos.
- Se recomienda continuar trabajando y complementando la propuesta de método gráfico llevada a cabo en el presente trabajo especial de grado, a la cual se le pudiera agregar el diseño y cálculo estructural de los muros. Tomando en cuenta los momentos y cortes actuantes que permitan la verificación de los espesores de concreto utilizados y el cálculo de las cantidades de acero correspondientes.
- La sección de muro en voladizo recomendada a adoptar es la “T” invertida con las relaciones de base/altura presentadas en el análisis de resultados (teniendo en cuenta que dichas relaciones sólo aplican para los casos de estudio trabajados), y la relación puntera/base igual a 0,25 y con sus dos dentellones respectivos en la base. Cabe destacar, que en caso de no ser posible utilizar “T” invertida, si se desea aplicar una “L” hacia afuera o hacia adentro, se debe tener en consideración las relaciones de dimensionamiento presentadas en el análisis de resultados (teniendo en cuenta que dichas relaciones sólo aplican para los casos de estudio trabajados), uso de dentellones, y las limitaciones de alturas “H” que existen. Hasta cinco metros (5 m)

de altura es recomendable usar secciones tipo “L”, preferiblemente alturas entre dos y cuatro metros (2- 4m).

- Si se desea trabajar con algún caso o parámetros diferentes a los estudiados en el presente trabajo especial de grado, se debe hacer uso del programa de Excel y generar los gráficos correspondientes al caso de estudio de interés.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Basso, R., & Azuero, R. (1980). *Comportamiento de las presiones bajo la zapata de los muros*. Caracas, Venezuela: Universidad Católica Andrés Bello.

Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. Singapore: McGraw-Hill Companies, Inc.

Colling, G. (1971). *Cálculo práctico de pantallas de tablestacas*. Luxemburgo: ARBED.

Das, B. M. (2008). *Advanced Soil Mechanics*. London and New York: Taylor & Francis.

Das, B. M. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Sacramento: International Thomson Editores.

Day, R. (2010). *Foundation Engineering Handbook*. San Diego California: McGraw Hill.

Fratelli, M. G. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*.

González de Vallejo, L. (2005). *Ingeniería Geológica*. Madrid: PEARSON PRENTICE HALL.

Huntington, W. (1957). *Earth Pressures and Retaining Walls*. New York: JHON WILEY & SONS, Inc.

Comisión Venezolana de Normas Industriales (2001) COVENIN 1756-1:2001 *Edificaciones Sismorresistentes*.

Comisión Venezolana de Normas Industriales (1988) COVENIN 2002-88. *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*.

Smith, I. (1999). *Retwall: Additional Help*. Recuperado el 28 de Octubre de 2010, de Retwall knowledge - based system to aid decision making in selection of earth retaining structures: <http://www.sbe.napier.ac.uk/projects/retwall/help/conccant.htm>

Velásquez, J. M. (1981). *Análisis y Diseño de Muros*. Caracas.

ANEXOS

Descripción		Peso Unitario (Kg/m ³)
Arcilla	Dura	2000
	Blanda	1800
	Limosa y Seca	1600
	Húmeda	1800
Arena	Fina y Suelta	1600
	Suelta	1400 - 1700
	Sumergida	1900 - 2000
Basalto		2400 - 3100
Caliza		2000 - 2900
Esquisto		2600 - 2900
Gneiss		2400 - 2700
Granito		2600 - 2700
Grava	Seca y Suelta	1400 - 1700
	Densa	1600 - 1900
	Sumergida	1900 - 2000
Limo		1800
Turba		1100

Anexo 1: Valores aproximados de peso unitario para diversos suelos y rocas

(Velásquez, 1981)

Descripción		Ángulo Φ (°)	Tan(Φ)
Arena	Suelta	30 - 35	0,577 - 0,700
	Húmeda	20	0,364
	Saturada	15	0,268
Arcilla	Dura	20	0,364
	Húmeda	15	0,268
	Plástica	7	0,123

Anexo 2: Valores promedio de ángulos de fricción para diversos suelos

(Velásquez, 1981)

TABLE 11-6
Friction angles δ between various foundation materials and soil or rock*

Interface materials	Friction angle, δ , degrees†
Mass concrete or masonry on the following:	
Clean sound rock	35°
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	ϕ
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	ϕ
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	ϕ
Fine sandy silt, nonplastic silt	ϕ
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	ϕ
Medium stiff and stiff clay and silty clay	ϕ
Steel sheet piles against the following:	
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22°
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17
Silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	14
Fine sandy silt, nonplastic silt	11
Formed concrete or concrete sheetpiling against the following:	
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	22–26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17–22
Silty sand, gravel, or sand mixed with silt or clay	17
Fine sandy silt, nonplastic silt	14
Various structural materials	
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:	
Dressed soft rock on dressed soft rock	35°
Dressed hard rock on dressed soft rock	33
Dressed hard rock on dressed hard rock	29
Masonry on wood (cross grain)	26
Steel on steel at sheet-pile interlocks	17
Wood on soil	14–16‡

*May be stress-dependent (see text) for sand.

†Single values $\pm 2^\circ$. Alternate for concrete poured on soil is $\delta = \phi$.

‡May be higher in dense sand or if sand penetrates wood.

Anexo 3: Ángulos de Fricción entre varios materiales de fundación y suelo o roca

(Bowles, 1997)

Material de relleno	Rango de δ (grados)
Grava	27-30
Arena gruesa	20-28
Arena fina	15-25
Arcilla firme	15-20
Arcilla limosa	12-16

Anexo 4: Ángulos δ

(Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 2001)

TIERRAS	kgf/m ³	θ °
Arcilla y greda.....	2100	
	para $h \leq 4$ m	25*
	entre 4 y 6 m	20*
	para $h > 6$ m	17*
Arena y grava húmedas.....	1800	30
Arena y grava saturadas.....	2000	27
Piedras con predominio de cantos rodados.....	1900	30
Tierra vegetal húmeda, humus.....	1700	20

Anexo 5: Pesos Unitarios y Ángulos de Fricción de algunos materiales.

(Norma COVENIN 2002-1988)

7. CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS MATERIALES

7.1	Índice de vacíos		n %
	Terrenos naturales:	Grava y arena compacta.....	20
		Grava y arena suelta.....	40
	Rellenos:	Tierra vegetal.....	40
		Terraplén.....	40
		Pedraplén.....	35
7.2	Cohesión		c kgf/m²
	Clase de terreno:	Arcilla muy blanda.....	970
		Arcilla blanda.....	2400
		Arcilla semidura.....	4900
		Arcilla dura.....	9800
		Arcilla muy dura.....	12400
		Arcilla compacta.....	14600
		Arena con 20 % arcilla.....	300
		Arena y grava (húmeda).....	2400
		Arena y grava (seca).....	4900
		Limo húmedo.....	200
		Limo seco.....	300
7.3	Coefficiente de fricción, μ :		
	<u>Material</u>	<u>Contra Concreto</u>	<u>Contra Acero</u>
	Arena	0.40 – 0.60	0.35 – 0.50
	Arcilla	0.20 – 0.50	0.36 – 0.70
	Azúcar granular	0.13	
	Cal en terrones	0.50 – 0.60	0.30
	Cal en polvo	0.50	0.30
	Cemento Portland	0.35 – 0.45	0.30
	Granos pequeños (arroz, maíz, frijol, etc.)	0.25	0.20
	Grava	0.40 – 0.45	
	Harina	0.30	0.30

Anexo 6: Características de algunos materiales

(Norma COVENIN 2002-1988)

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A _o
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

Anexo 7: Valores de A_o

(Norma COVENIN 1756-1:2001)

β (°)	δ (°)	α (°) = 80												α (°) = 85												α (°) = 90											
		Φ (°)												Φ (°)												Φ (°)											
		10	15	20	25	30	35	40	10	15	20	25	30	35	40	10	15	20	25	30	35	40															
0	0	0,757	0,652	0,559	0,478	0,407	0,343	0,287	0,728	0,618	0,523	0,440	0,368	0,306	0,251	0,704	0,589	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217															
	5	0,720	0,622	0,536	0,460	0,393	0,333	0,280	0,689	0,587	0,499	0,421	0,354	0,295	0,243	0,662	0,586	0,465	0,387	0,319	0,260	0,210															
	10	0,699	0,603	0,520	0,448	0,384	0,326	0,275	0,664	0,566	0,482	0,408	0,344	0,288	0,238	0,635	0,533	0,447	0,373	0,308	0,253	0,204															
	15	0,592	0,511	0,441	0,378	0,323	0,273	0,553	0,471	0,400	0,338	0,283	0,235	0,518	0,434	0,363	0,301	0,248	0,201																		
	20	0,508	0,438	0,377	0,322	0,273	0,465	0,396	0,335	0,281	0,234	0,427	0,357	0,297	0,245	0,199	0,395	0,335	0,282	0,235																	
	25	0,440	0,379	0,325	0,276	0,395	0,335	0,282	0,235	0,355	0,296	0,244	0,199	0,329	0,270	0,218	0,171																				
20	30	0,385	0,330	0,281	0,338	0,285	0,239	0,297	0,246	0,201	0,297	0,246	0,201	0,297	0,246	0,201	0,297	0,246	0,201																		
	0	1,015	0,684	0,548	0,444	0,360	0,944	0,625	0,491	0,391	0,311	0,883	0,572	0,441	0,344	0,267	0,886	0,558	0,428	0,333	0,259																
	5	1,035	0,676	0,538	0,436	0,354	0,955	0,613	0,480	0,382	0,303	0,897	0,549	0,420	0,326	0,254	0,914	0,546	0,415	0,323	0,251																
	10	1,064	0,674	0,534	0,432	0,351	0,973	0,607	0,473	0,376	0,299	0,940	0,547	0,414	0,322	0,250	0,953	0,417	0,323	0,252																	
	15	1,103	0,679	0,535	0,432	0,350	1,000	0,608	0,471	0,374	0,297	0,940	0,547	0,414	0,322	0,250	0,940	0,547	0,414	0,322	0,250																
	20	1,155	0,690	0,540	0,435	0,354	1,037	0,613	0,473	0,375	0,298	0,940	0,547	0,414	0,322	0,250	0,940	0,547	0,414	0,322	0,250																
30	25	0,708	0,531	0,443	0,360	0,625	0,479	0,379	0,302	0,625	0,479	0,379	0,302	0,625	0,479	0,379	0,302	0,625	0,479	0,379	0,302																
	30	0,568	0,456	0,370	0,568	0,456	0,370	0,490	0,387	0,308	0,490	0,387	0,308	0,490	0,387	0,308	0,490	0,387	0,308																		
	0	0,925	0,566	0,433	0,831	0,497	0,372	0,831	0,497	0,372	0,750	0,436	0,318	0,750	0,436	0,318	0,750	0,436	0,318																		
	5	0,943	0,563	0,428	0,840	0,491	0,365	0,840	0,491	0,365	0,753	0,428	0,311	0,753	0,428	0,311	0,753	0,428	0,311																		
	10	0,969	0,564	0,427	0,857	0,489	0,362	0,857	0,489	0,362	0,762	0,423	0,306	0,762	0,423	0,306	0,762	0,423	0,306																		
	15	1,005	0,570	0,430	0,881	0,491	0,363	0,881	0,491	0,363	0,776	0,422	0,305	0,776	0,422	0,305	0,776	0,422	0,305																		
30	20	1,051	0,582	0,437	0,913	0,497	0,366	0,913	0,497	0,366	0,798	0,425	0,305	0,798	0,425	0,305	0,798	0,425	0,305																		
	25	1,111	0,600	0,448	0,956	0,508	0,372	0,956	0,508	0,372	0,828	0,431	0,309	0,828	0,431	0,309	0,828	0,431	0,309																		
	30	1,189	0,624	0,463	1,010	0,525	0,383	1,010	0,525	0,383	0,866	0,442	0,315	0,866	0,442	0,315	0,866	0,442	0,315																		

Anexo 8: Coeficientes de Empuje Activo (Ka). Teoría de Coulomb

(Velásquez, 1981)

β (°)	δ (°)	α (°) = 80												α (°) = 85												α (°) = 90											
		Φ (°)												Φ (°)												Φ (°)											
		10	15	20	25	30	35	40	10	15	20	25	30	35	40	10	15	20	25	30	35	40															
0	1,363	1,582	1,843	2,156	2,535	3,002	3,587	1,384	1,630	1,927	2,288	2,736	3,298	4,019	1,420	1,698	2,040	2,464	3,000	3,690	4,599																
5	1,480	1,737	2,045	2,418	2,879	3,456	4,193	1,516	1,806	2,160	2,597	3,148	3,855	4,784	1,569	1,901	2,313	2,833	3,505	4,391	5,593																
10	1,600	1,905	2,273	2,725	3,292	4,017	4,966	1,654	2,002	2,429	2,966	3,655	4,562	5,788	1,730	2,131	2,635	3,285	4,143	5,309	6,946																
15	2,096	2,540	3,094	3,802	4,730	5,931	2,228	2,750	3,419	4,298	5,488	7,155	2,403	3,029	3,855	4,976	6,555	8,872																			
20	2,861	3,549	4,450	5,666	7,363	3,145	3,992	5,138	6,746	9,101	3,525	4,597	6,105	8,324	11,771																						
25	4,127	5,299	6,937	9,329	4,740	6,278	8,533	12,028	5,599	7,704	10,980	16,473																									
30	8,742	12,286	7,892	11,214	16,770																																
0	1,883	2,321	2,861	3,549	4,450	5,666	7,363	1,928	2,422	3,049	3,871	4,982	6,542	8,824	2,002	2,570	3,312	4,320	5,737	7,822	11,062																
5	2,254	2,782	3,458	4,348	5,551	7,238	9,703	2,339	2,949	3,752	4,844	6,380	8,635	12,133	2,467	3,186	4,165	5,550	7,593	10,776	16,114																
10	2,676	3,336	4,207	5,391	7,053	9,490	13,261	2,821	3,600	4,664	6,165	8,377	11,815	17,567	3,030	3,925	5,316	7,301	10,404	15,620	25,352																
15	4,030	5,184	6,810	9,200	12,907	19,097	4,444	5,900	8,050	11,402	17,024	27,488	5,037	6,950	9,949	15,004	24,457	45,197																			
20	6,510	8,835	12,451	18,501	29,736	7,656	10,897	16,347	26,513	48,763	9,413	14,268	23,373	43,396	101,612																						
25	11,895	17,761	28,677	52,513	15,541	25,333	46,815	109,123	22,105	41,259	97,096	404,733																									
30	27,395	50,411	117,016	44,505	104,266	432,749																															
0	2,170	2,789	3,587	4,658	6,154	8,342	11,723	2,245	2,955	3,904	5,232	7,180	10,202	15,257	2,360	3,196	4,361	6,074	8,743	13,277	21,592																
5	2,732	3,516	4,575	6,060	8,236	11,610	17,240	2,878	3,807	5,113	7,035	10,027	15,244	24,380	3,095	4,230	5,906	8,526	12,940	21,197	39,321																
10	3,415	4,454	5,916	8,065	11,406	16,994	27,370	3,678	4,952	6,834	9,773	14,713	23,929	44,104	4,064	5,690	8,241	12,556	20,638	38,427	90,176																
15	5,722	7,829	11,111	16,615	26,859	49,230	6,578	9,441	14,267	23,292	43,097	100,552	7,890	12,066	19,918	37,238	87,739	366,099																			
20	10,727	16,106	26,140	48,101	111,655	13,708	22,745	41,758	97,831	406,039	19,043	35,761	84,632	354,655	999,999																						
25	25,218	46,603	108,629	448,702	40,098	94,361	393,342	999,999	80,876	340,509	999,999	373,004																									
30	104,771	434,665	999,999	377,649	999,999	409,693	999,999	358,120	93,646																												

Anexo 9. Coeficientes de Empuje Pasivo (Kp). Teoría de Coulomb

(Velásquez, 1981)

β (°)	Φ (°)								
	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	0,390	0,361	0,333	0,307	0,283	0,260	0,238	0,217	0,198
5	0,396	0,366	0,337	0,311	0,286	0,262	0,240	0,219	0,200
10	0,413	0,380	0,350	0,321	0,294	0,270	0,246	0,225	0,204
15	0,448	0,409	0,373	0,341	0,311	0,283	0,258	0,235	0,213
20	0,515	0,460	0,414	0,374	0,338	0,306	0,277	0,250	0,226
25	0,700	0,573	0,494	0,434	0,385	0,343	0,307	0,275	0,246
30			0,866	0,574	0,478	0,411	0,358	0,315	0,278
35						0,597	0,468	0,391	0,334
40								0,766	0,467

Anexo 10. Coeficientes de Empuje Activo (Ka). Teoría de Rankine

(Velásquez, 1981)

β (°)	Φ (°)								
	26	28	30	32	34	36	38	40	42
0	2,561	2,770	3,000	3,255	3,537	3,852	4,204	4,599	5,045
5	2,507	2,715	2,943	3,196	3,476	3,788	4,136	4,527	4,968
10	2,346	2,551	2,775	3,022	3,295	3,598	3,936	4,316	4,744
15	2,083	2,284	2,502	2,740	3,002	3,293	3,615	3,977	4,383
20	1,714	1,918	2,132	2,362	2,612	2,886	3,189	3,526	3,904
25	1,174	1,434	1,664	1,894	2,135	2,394	2,676	2,987	3,333
30			0,866	1,306	1,570	1,827	2,094	2,380	2,694
35						1,124	1,435	1,718	2,009
40								0,766	1,257

Anexo 11. Coeficientes de Empuje Pasivo (Kp). Teoría de Rankine

(Velásquez, 1981)

Anexo 12: CD con programa de excel para el análisis paramétrico de muros en voladizo.

Fuente Elaboración Propia

Anexo 13: CD Guía para el Usuario del Programa de Excel.

Fuente Elaboración Propia.