

**UNIVERSIDAD DE CIENCIAS COMERCIALES**  
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA  
COORDINACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL



**TRABAJO MONOGRÁFICO**  
Para optar al título de Ingeniero Civil

**TEMA:**

Diseño estructural de un muro de contención en voladizo de concreto armado para la estabilización del talud de la carretera Sur km 35 hacia el Crucero, Comarca Las Viudas, Managua, en el período del segundo semestre del año 2024.

**TOMO I.**

Documento Técnico de investigación.

**Autores:**

1. Br. Adriana Elizabeth Aranda Sequeira
2. Br. Karen de los Ángeles González Velásquez

**DOCENTE:**

Arq. Jorge Katin  
Coordinador de Arquitectura e Ingeniería Civil

Managua, Nicaragua, 12 de diciembre 2024



## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento importante de mi formación profesional.

A mi familia por haberme apoyado siempre y sobre todo a mi madre por ser mi mayor soporte donde ella siempre me ha brindado su cariño y apoyo incondicional.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios sobre todo por darme la oportunidad de seguir viviendo, a mis padres mi hermana y mi sobrina, por el apoyo, motivación, amor y por estar siempre conmigo.

A mis maestros por sus enseñanzas para desarrollarme profesionalmente y haberme brindado todos sus conocimientos.

**Br. Adriana Elizabeth Aranda Sequeira**



## **DEDICATORIA**

A mi querido papá, el hombre que siempre ha sido mi fuente de inspiración y mi mayor apoyo en cada momento de mi vida. Gracias por enseñarme que la perseverancia y el trabajo duro siempre traen frutos, por estar a mi lado incluso en los días más difícil, cuando todo parecía incierto sus palabras de aliento y su fe en mí nunca han dejado de motivarme, y este logro es, en gran parte, el reflejo de todo lo que me ha inculcado. Le dedico este logro con todo mi cariño y gratitud, porque sin usted, nada de esto habría sido posible.

## **AGRADECIMIENTO**

En primer lugar, quiero agradecer este trabajo a Dios, mi guía a lo largo de todo este proceso y por permitirme llegar hasta este cierto punto de mi vida. Cada desafío, cada momento de incertidumbre, ha sido superado con la certeza de que él siempre me acompaña, brindándome la paz y la sabiduría necesarias para seguir adelante. Gracias, Señor, por darme fuerzas en los momentos de cansancio y por iluminar mi camino con tu infinito amor y sabiduría.

A mis hermanos y mi madre por siempre darme palabras de aliento para no rendirme y en especial a mi querido padre, quiero expresarle mi eterno agradecimiento. Su amor y apoyo han sido el ancla que me ha permitido avanzar con confianza. Desde pequeña me enseñaste que la perseverancia, el esfuerzo y la honestidad son los valores que nos guían en la vida. En cada paso de este recorrido, en los momentos de duda y de agotamiento, siempre he sentido su aliento y su fe en mí. Ha sido mi inspiración, mi ejemplo a seguir y la razón por la que nunca me rendí. Gracias por estar a mi lado incondicionalmente, por sus palabras sabias, su paciencia infinita y por enseñarme que todo es posible cuando uno cree en sí mismo y en los demás.

Este logro es, sin lugar a dudas, el fruto de su amor y sacrificio, papá.

**Br. Karen de los Angeles González Velásquez**

## RESUMEN

Los muros de contención de tierras son elementos estructurales de amplio uso en obras civiles, cuya finalidad es la contención de tierras para estabilización de taludes naturales, formación de terraplenes para carreteras, formación de estribos para obras de paso, etc. Tradicionalmente se han empleado para su construcción, materiales tales como mampostería, hormigón ciclópeo y/o hormigón armado.

Abordar los problemas de protección de la ciudadanía, sus vidas y sus propiedades, de manera efectiva requiere una nueva forma de pensar y de actuar basados en el conocimiento existente para generar nuevo conocimiento, que se enriquece con la práctica cotidiana del ingeniero.

Finalmente, dentro de las diferentes medidas para evitar deslizamiento por erosión (riesgos de deslizamientos), se opta por la solución de los muros de contención en voladizo, los cuales serán diseñados en base a las normativas nacionales vigentes en Nicaragua.

En esta investigación se concluye, que el muro de contención escogido para el diseño tienen una óptima condición para estabilizar taludes, ya que cumplen con todos los parámetros de diseño; la capacidad portante del suelo  $\gamma_s=1.2\text{kg/cm}^2$ , los factores de seguridad del muro en voladizo y su capacidad de carga fue  $FSV=3.47$ ,  $FSD=2.42$  y  $q_{min}=0.88$ ,  $q_{max}=1.21$  respectivamente; es decir el muro diseñado es una solución óptima para mejorar la estabilidad de taludes y de esa manera evitar que los pobladores estén expuestos a todo tipo de desastres como deslizamiento y volcamiento de taludes.



## ABSTRACT

Earth retaining walls are structural elements widely used in civil works, whose purpose is the containment of earth for stabilization of natural slopes, formation of embankments for roads, formation of abutments for passage works, etc. Traditionally, materials such as masonry, cyclopean concrete and/or reinforced concrete have been used for its construction.

Addressing the problems of protecting citizens, their lives and their properties, effectively requires a new way of thinking and acting based on existing knowledge to generate new knowledge, which is enriched by the engineer's daily practice.

Finally, among the different measures to avoid landslides due to erosion (slide risks), the solution of cantilever retaining walls is chosen, which will be designed based on current national regulations.

In this investigation, it was concluded that the retaining wall chosen for the design has an optimal condition for stabilizing slopes, since it meets all the design parameters; the bearing capacity of the soil  $\gamma_s=1.2\text{kg/cm}^2$ , the safety factors of the cantilever wall and its load capacity were  $FSV=3.47$ ,  $FSD=2.42$  and  $q_{min}=0.88$ ,  $q_{max}=1.21$  respectively; That is to say, the designed wall is an optimal solution to improve the stability of slopes and thus prevent residents from being exposed to all types of disasters such as landslides and overturning of slopes.



## ÍNDICE

<b>Capítulo I. Generalidades</b>	<b>8</b>
1.1 Introducción	8
1.2 Antecedentes	9
<b>Capítulo II. La problemática</b>	<b>10</b>
2.1 El problema	10
2.2 Objetivos	11
1.4 Justificación	12
<b>Capítulo III: Marco teórico</b>	<b>13</b>
3.1 Generalidades	13
3.2 Tipos de muro	13
3.3 Clasificación del suelo	37
<b>Capítulo IV: Marco jurídico</b>	<b>41</b>
4.1 Normativas nacionales	41
4.2 Normativas internacionales	41
4.3 Aspectos legales del proyecto	41
<b>Capítulo V: Diseño metodológico</b>	<b>42</b>
5.1 Tipo de investigación	42
5.2 Análisis sísmico	44
<b>Capítulo Vi: Análisis de resultado</b>	<b>45</b>
6.1 Generalidades	45
6.2 Datos técnicos del proyecto	45
6.3 Casos de cargas empleados en el análisis	49
6.5 Diseño de la base	65
6.4 Empuje de tierra + sismo	69
6.6 Diseño de la pantalla	78
6.7 Cortes y momentos últimos para el diseño de la pantalla	84
<b>Capítulo VII: Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>89</b>
7.1 Conclusiones	89
7.2 Recomendaciones	90



<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>91</b>
<b>ANEXOs</b>	<b>92</b>
Anexo 1: Coeficientes para definir los espectros de diseño de Nicaragua.	92



## **CAPÍTULO I. GENERALIDADES**

### **1.1 Introducción**

Un muro de retención es una estructura que tiene como propósito de retener un suelo o material suelto para proporcionarle estabilidad; este material empuja el muro tratando de volcarlo o desplazarlo. Su función principal es usarlos en casos donde existen cambios desiguales y violentos en la pendiente del terreno.

Los muros de retención se usan en muchos casos como cortes y terraplenes en carreteras, en puentes y alcantarillados.

Se propone el análisis y diseño del muro de contención en voladizo de manera que se ahorre tiempo de cálculo y en consecuencia exista un ahorro económico al momento de crear el muro.

Existe una diversidad de mecanismos por medio de los cuales los ingenieros civiles pueden calcular y diseñar un muro de contención, por lo que es muy complejo saber determinar cuál será el mecanismo óptimo o más correcto para el problema, puesto que entran en juego varios factores que decidirán el diseño final del proyecto. Entre estos factores podríamos indicar: los tipos de suelos, la necesidad de construir el muro para tal o cual proyecto, la factibilidad de construcción y la solución más económica que estará definida por el cálculo y diseño más adecuados.

Para el diseño de estas obras se realizó una secuencia de estudios básicos como las características físico mecánicas del suelo, topografía. El propósito de estos análisis siempre fue establecer especificaciones para la concepción de obras de ingeniería pensadas para ser robustas y resistentes, eficaces, seguras y costo-efectivas.



## **1.2 Antecedentes**

En el presente estudio que se realiza en la comarca Las Viudas, ubicada en el kilómetro 35 carretera al Crucero – Managua muestran problemas de escurrimientos superficiales, erosión, inestabilidad en sus laderas, provocadas por la falta de protección de la terracería de la carretera. La población asentada al margen de este tramo de carretera presenta pocos recursos y vulnerabilidad.

Con el objetivo de estudiar y proyectar soluciones destinadas a controlar las adversas consecuencias que provocan las fuertes e imprevistas remociones de tierra, es llevado a cabo este trabajo de investigación, orientado al diseño de muros de contención de tierras.

La propuesta del diseño estructural del muro de contención consiste en dar una respuesta a una necesidad de la comunidad del Crucero en la comarca de Las Viudas, y evitar deslizamiento de suelo.



## **CAPÍTULO II. LA PROBLEMÁTICA**

### **2.1 El problema**

La construcción de carreteras se ha incrementado ampliamente en Nicaragua durante las últimas décadas para cumplir con las demandas de la creciente población humana, lo que ha llevado a serios problemas de erosión de suelos, muchos de los cuales no se previeron, especialmente, por falta de estudio topográficos de la zona y nuevos asentamientos poblaciones.

En el presente estudio que se realiza en la comarca Las Viudas, ubicada en el kilómetro 35 carretera al Crucero – Managua muestran problemas de escurrimientos superficiales, erosión, inestabilidad en sus laderas, provocadas por la falta de protección de la terracería de la carretera. Existen viviendas que se verían afectadas por deslave de suelo, productos de las precipitaciones pluviales quedando incomunicadas si no se protege la infraestructura vial.

La propuesta del diseño estructural de un muro de contención es una obra de mitigación que garantizará la circulación peatonal y vehicular para el ingreso a la comarca Las Viudas.



## 2.2 Objetivos

### **Objetivo General:**

Diseñar la estructura de un muro de contención en voladizo de concreto armado para la estabilización del talud de la carretera Sur km 35 hacia el Crucero, Comarca Las Viudas, Managua, en el período del segundo semestre del año 2024.

### **Objetivos específicos:**

1. Determinar la geometría del muro de contención a través del análisis estructural establecido en el RNC-07.
2. Generar un modelo estructural donde se muestre los empujes laterales a los cuales estará sometido el muro de contención.
3. Diseñar el acero de refuerzo para las solicitudes de carga propuestas del análisis estructural.

## 1.4 Justificación

En el ámbito de la construcción, la seguridad y la prevención de riesgos son de suma importancia. La mitigación, un término ampliamente utilizado en este sector, desempeña un papel crucial en la reducción de riesgos y la protección de la infraestructura. El riesgo de las amenazas naturales puede reducirse sustancialmente introduciendo medidas de mitigación estructurales y no estructurales.

Para evitar los procesos de degradación del suelo y la afectación directa a la población se debe implementar una obra de mitigación estructural, la cual consiste en la construcción de un muro de contención; este enfoque integral reduce significativamente los riesgos asociados con la retención de los sedimentos, evitar la erosión y evitar los daños a los caminos de accesos.

Para tal efecto, el propósito de nuestra investigación es el diseño estructural de ese muro de contención, el cual se debe revisar su estabilidad externa por los factores de seguridad de volteo, deslizamiento y capacidad de carga, así como la estabilidad interna dependiente del armado de acero. Esto es un aporte para el inicio de nuestra vida laboral ya que nos permite crear una costumbre autodidacta para adquirir mayor conocimiento técnico y empírico como ingeniero civil.

## **CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO**

### **3.1 Generalidades**

Se entiende por muro de contención, a la estructura que provee la estabilidad de un material o suelo que tiene un nivel diferente a la superficie de apoyo del mismo. Un muro de contención es una estructura predominantemente vertical, diseñada y construida con un margen de seguridad en cuanto a estabilidad, resistencia y durabilidad; tomando en cuenta aspectos económicos y estéticos.

Los muros de contención, comúnmente, se clasifican de acuerdo con el material del que están contruidos (concreto, mampostería, metal, gaviones) o de la manera cómo funcionan estructuralmente (muros de gravedad, de voladizo, anclados, con contrafuertes).

Un muro de gravedad es aquel que debe su estabilidad, fundamentalmente, a su propio peso. Consiste en grandes masas de contención que, por su peso y resistencia al vuelco, pueden soportar las presiones ejercidas por el terreno. Es un muro de gran volumen en relación con su altura.

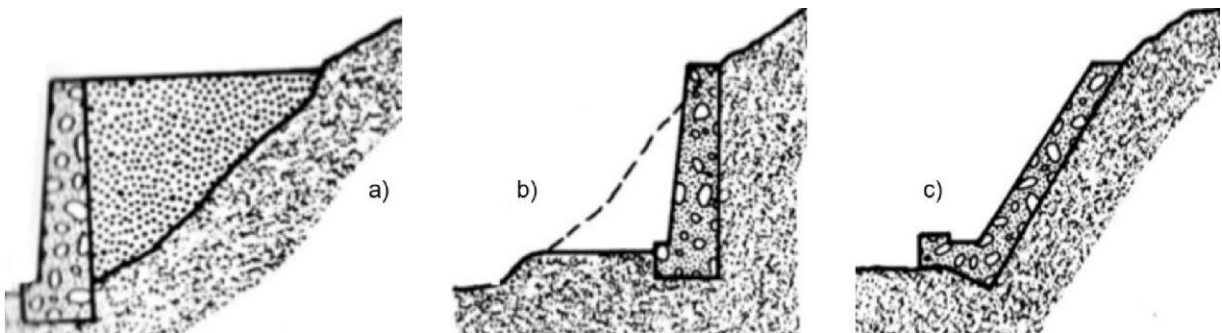
### **3.2 Tipos de muro**

En toda obra de ingeniería es común la necesidad de retener suelos, los cuales pueden significar riesgos importantes en las estructuras y proyectos que puedan ser realizados en terrenos que no son lo suficientemente firmes o resistentes, o que se exponga a fuerzas externas que reduzcan su estabilidad causando accidentes o derrumbes en la obra o producto final. Por lo tanto, es necesario tener estructuras de contención que permitan sostenimiento adecuado del suelo; éstas se pueden clasificar en dos grupos:

- Los Muros se ejecutan en el aire y no en el interior del terreno. Asimismo, estos se clasifican en 3 subgrupos importantes:
  - Muros de Sostenimiento: Cuando se construye separado del terreno natural y luego se rellena el trasdós con suelo.
  - Muros de contención: Cuando se construye para contener suelos que se caerían, en un plazo más o menos largo.
  - Muros de Revestimiento: Su función es proteger el terreno de la erosión y de la meteorización.

### Imagen No.1:

*Tipos de muros: a) Muro de sostenimiento, b) Muro de contención y c) Muro de revestimiento*



Fuente: Jiménez Salas et al., 1981.

- Las Pantallas, se construyen en el interior del terreno.

### Muros de contención convencionales:

Los muros de contención o retención se pueden clasificar asimismo en dos categorías principales:

- a) Muros de contención convencionales.
- b) Muros de tierra estabilizados mecánicamente.



Los muros de contención convencionales se pueden clasificar en 4 grupos en general:

- 1) Muros de contención de gravedad.
- 2) Muros de contención de semigravedad.
- 3) Muros de contención en voladizo o cantiléver.
- 4) Muros de contención con contrafuertes.

### **Muros de contención de gravedad y semigravedad:**

En los muros de gravedad los esfuerzos estabilizadores vienen por su propio peso y con el peso del suelo que se apoyan entre ellos.

Debido al costo de los materiales, solo pueden ser económicos para alturas moderadas que sean menores de 5 metros y de dimensiones que no requieran de refuerzos.

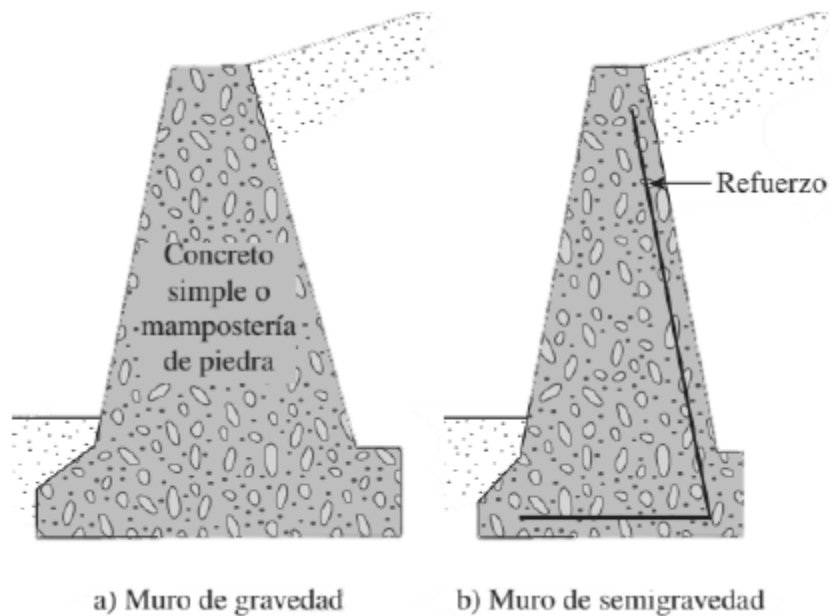
Los muros de gravedad son menos propensos a sufrir esfuerzos de flexión, no requieren ser reforzados con acero y suelen construirse en concreto u hormigón simple, o en mampostería de piedras.

En muchos casos se puede emplear una cantidad pequeña de acero para la construcción de muros de gravedad, logrando minimizar el tamaño de las secciones de los muros.

A esos muros se les refiere generalmente como muros de semigravedad.

## Imagen No.2:

Muro de gravedad y b) Muro de semigravedad.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.1, p.376.

Los muros de gravedad se diseñan usualmente a partir de los planteamientos de las presiones sísmicas, teniendo en cuenta los siguientes criterios:

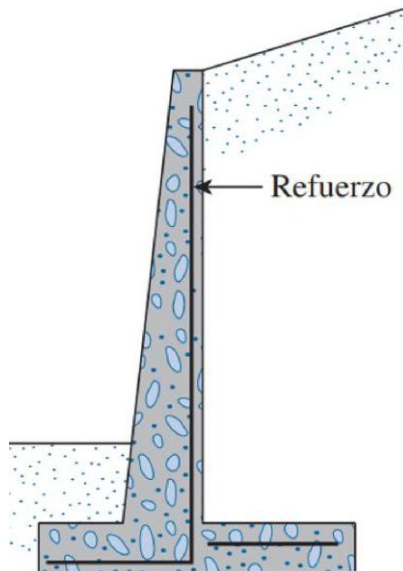
- 1) Se tiene que cimentarse sobre suelos estables.
- 2) Debe de existir un sistema de drenaje y subdrenaje muy completo.
- 3) La altura máxima para las estructuras de muros de gravedad es de 5 metros.
- 4) Los muros de gravedad sólo son efectivos para estabilizar deslizamientos de dimensiones pequeñas.
- 5) El diseño debe de realizarse utilizando análisis de la estabilidad de taludes y comprobando la estabilidad intrínseca del muro.

### **Muros de contención en voladizo:**

Están hechos de concreto reforzado debido a los esfuerzos que sufren y consisten en un cuerpo alzado delgado y una losa de base. Este tipo de muros es económico hasta una altura de aproximadamente 7 metros. En estos muros el momento volcador del empuje es contrarrestado principalmente por el estabilizador de los suelos situados sobre la solera. La presión sobre el cimiento es menor que en los muros de gravedad, por lo cual es adecuado cuando la cimentación es mala.

#### **Imagen No. 3:**

*Muro de contención en voladizo.*



Fuente: Fundaciones de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. Séptima Edición, Figura 8.1, p.376).

### **Muros de contención con contrafuertes:**

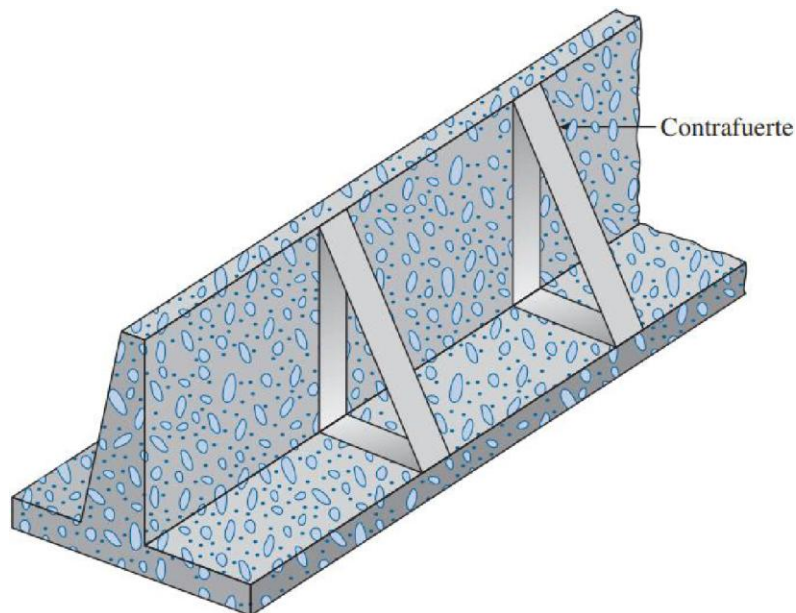
Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical y la base. La pantalla de este tipo de muros resiste los empujes trabajando como una losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir que el esfuerzo principal en los muros se coloca

horizontalmente. El propósito de los contrafuertes es reducir los momentos cortantes y flexionantes.

Los muros de contención con contrafuertes se utilizan para desniveles mayores a 6m, estos representan una evolución de los muros en voladizos, ya que, al aumentar la altura del muro, aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por contrafuertes, la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente. La solución más lógica es la que sitúa los contrafuertes en la zona del trasdós ya que en ella la losa frontal funciona como cabeza de una sección en T para resistir los momentos flectores producidos por los empujes, disponiéndose la armadura de tracción correspondiente en el contrafuerte.

#### Imagen No 4:

*Muro de contención con contrafuerte.*

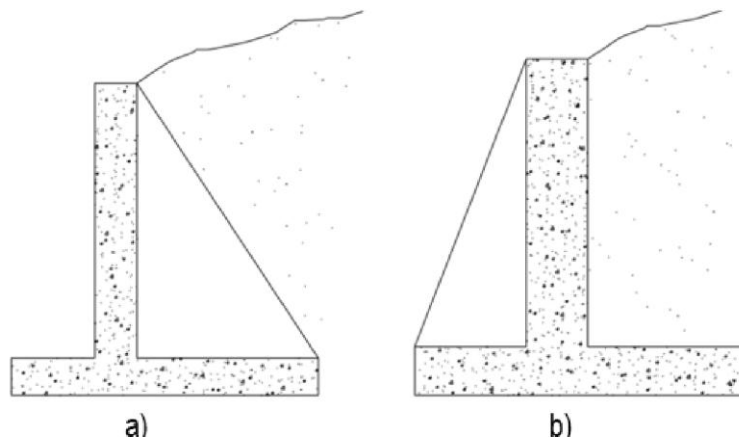


Fuente: Fundaciones de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. Séptima Edición, Figura 8.1, p.376).

La solución de disponer los contrafuertes en el intradós, desde el punto de vista mecánico tiene peor rendimiento, ya que la cabeza comprimida situada en los bordes de los contrafuertes es muy escasa, salvo que se le dote de un gran espesor, lo cual es antieconómico. (Tomado de Muros de contención y muros de sótano del autor J. Calavera, 2.a edición. Capítulo VII, pág. 143).

### **Imagen 5:**

*Posición en que pueden estar los contrafuertes, a) Con contrafuerte en el trasdós, y b) Con contrafuerte en el intradós.*



Fuente: Muros de Contención y Muros de Sótano. J. Calavera. Segunda Edición. p.143.

### **Teorías de presión de tierra:**

Para la contención de terrenos naturales o terrenos artificiales donde se encuentren taludes verticales o casi verticales de suelo, se utilizan muros de contención y otras estructuras similares.

Es necesario para el diseño adecuado de estas estructuras realizar una estimación o evaluación de la presión lateral de tierra, donde deben tomarse en cuenta distintos factores tales como: el tipo y la cantidad de movimiento del muro, la configuración y las características de deformabilidad del muro, los parámetros de la

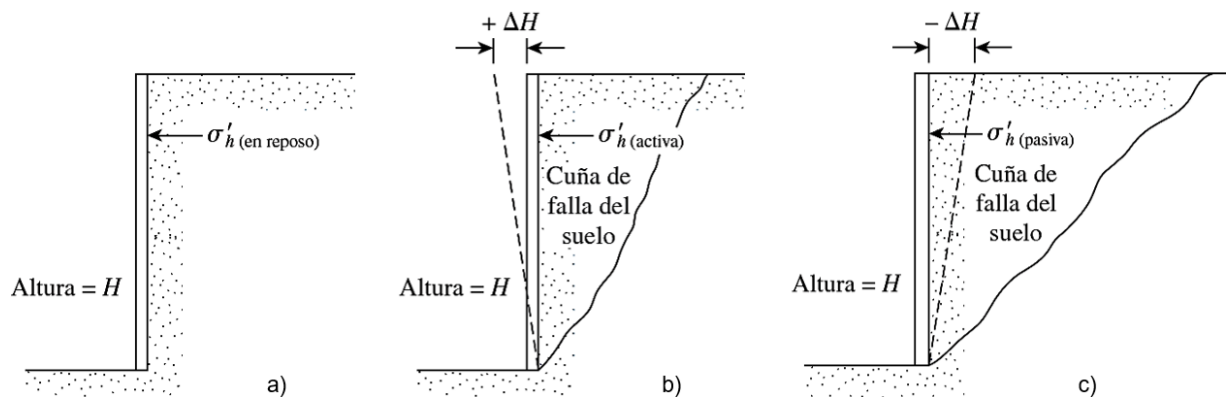
resistencia cortante del suelo, el peso específico del suelo, las condiciones de fricción muro-suelo, la compactación del relleno, las condiciones de drenaje en el relleno así como la posición del nivel freático.

En la siguiente figura se muestra un muro de contención con una altura  $H$ , con distintos comportamientos del relleno:

- El movimiento lateral del muro puede ser restringido (Imagen 6.a). La presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama presión en reposo de tierra.
- El muro puede moverse (traslación o rotación) hacia fuera del suelo retenido (Imagen 6.b). Con suficiente inclinación del muro fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. A esta condición se le llama presión activa de tierra.
- El muro se mueve hacia el suelo (Imagen 6c). Con un movimiento suficiente del muro, fallará una cuña de suelo. A la presión lateral para esta condición se le llama presión pasiva de tierra.

### Imagen 6:

Condiciones de presión lateral de tierra sobre un muro de contención.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.1, p.324.

### Presión lateral en reposo de tierra:

Se tiene un muro o estribo que está restringido al movimiento lateral y es completamente rígido con un suelo que tiene un peso específico; si se le aplica una carga uniformemente distribuida  $q$ /área unitaria, la presión estática del suelo será de reposo si es aplicado a un tercio de la altura del muro (Imagen 7.a). La resistencia cortante del suelo es (ecuación 1.81, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1)$$

Donde:

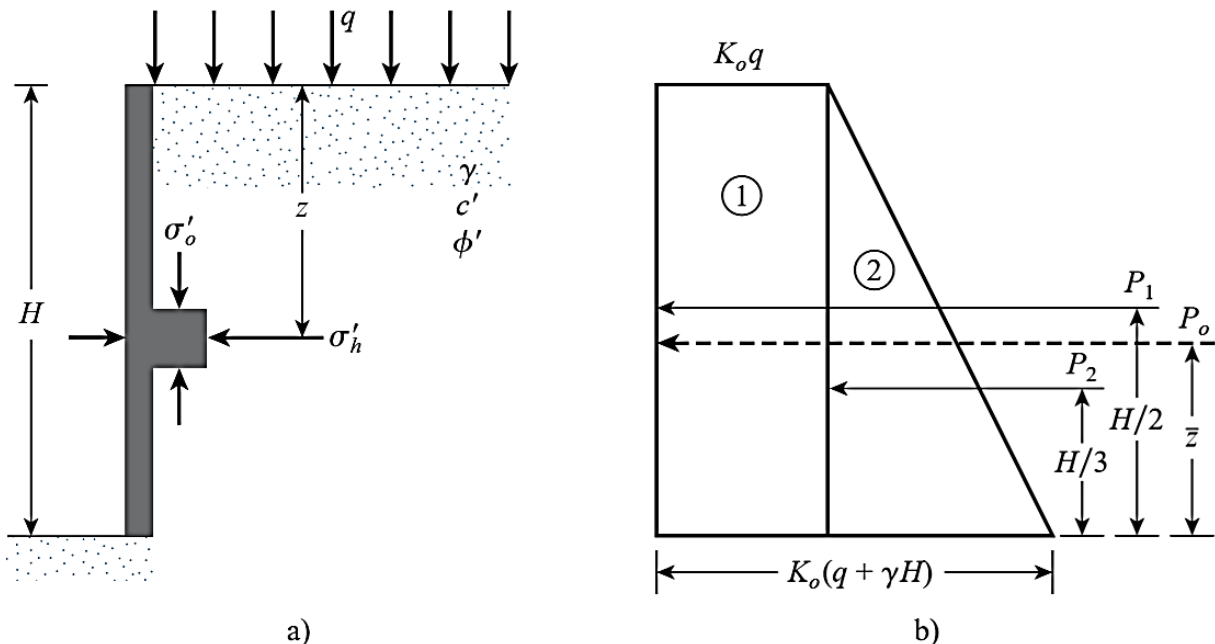
$c'$  = Cohesión.

$\phi'$  = Ángulo de fricción efectivo.

$\sigma'$  = Esfuerzo normal efectivo.

#### Imagen 7:

*Presión en reposo de tierra.*



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.3, p.325.

El esfuerzo subsuperficial vertical para una profundidad  $z$  de la superficie del terreno es (ecuación 7.1, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma'_o = q + \gamma z \quad (2)$$

Si el muro está en reposo y es completamente rígido, ya sea que la masa del suelo se aleje o se acerque (deformación horizontal es cero), la presión lateral a una profundidad  $z$  es (ecuación 7.2, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma_h = K_o \sigma'_o + u \quad (3)$$

Donde:

$u$  = Presión de poro de agua.

$K_o$  = Coeficiente de presión en reposo de tierra.

Para un suelo normalmente consolidado, la relación para  $K_o$  (ecuación 7.3, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$K_o \approx 1 - \sin \phi' \quad (4)$$

Para un suelo sobre consolidado, el coeficiente de reposo es (ecuación 7.4, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$K_o = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad (5)$$

Donde:

OCR: es la relación de sobre consolidación.

Si se selecciona un valor adecuado del coeficiente de presión en reposo de tierra  $K_o$  se puede utilizar la ecuación de  $\sigma_h$  para determinar la variación de la presión lateral de tierra con la profundidad  $z$ . Si la sobrecarga es  $q=0$  y la presión de poro es  $u=0$  entonces el diagrama de presión será triangular. Se puede obtener la fuerza total

$P_o$  por longitud unitaria del muro por medio del área del diagrama de presión de la Imagen 8.b, el cual es (ecuación 7.5, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_o = P_1 + P_2 = qK_oH + \frac{1}{2}\gamma H^2K_o \quad (6)$$

Donde:

$P_1$ = Área del rectángulo 1.

$P_2$ = Área del triángulo 2.

Al tomar momentos respecto al fondo del muro es posible obtener la ubicación de la línea donde actúa la fuerza resultante  $P_o$ , donde resulta (ecuación 7.6, Braja M. Das, 7ma Edición):

El diagrama de presión en reposo de la Imagen 8 sufrirá cambios si el nivel freático está a una profundidad de  $z < H$ ; y si el peso específico del suelo debajo del nivel freático es igual a  $\gamma'$  (es decir  $\gamma_{sat} - \gamma_w$ ), se tiene que:

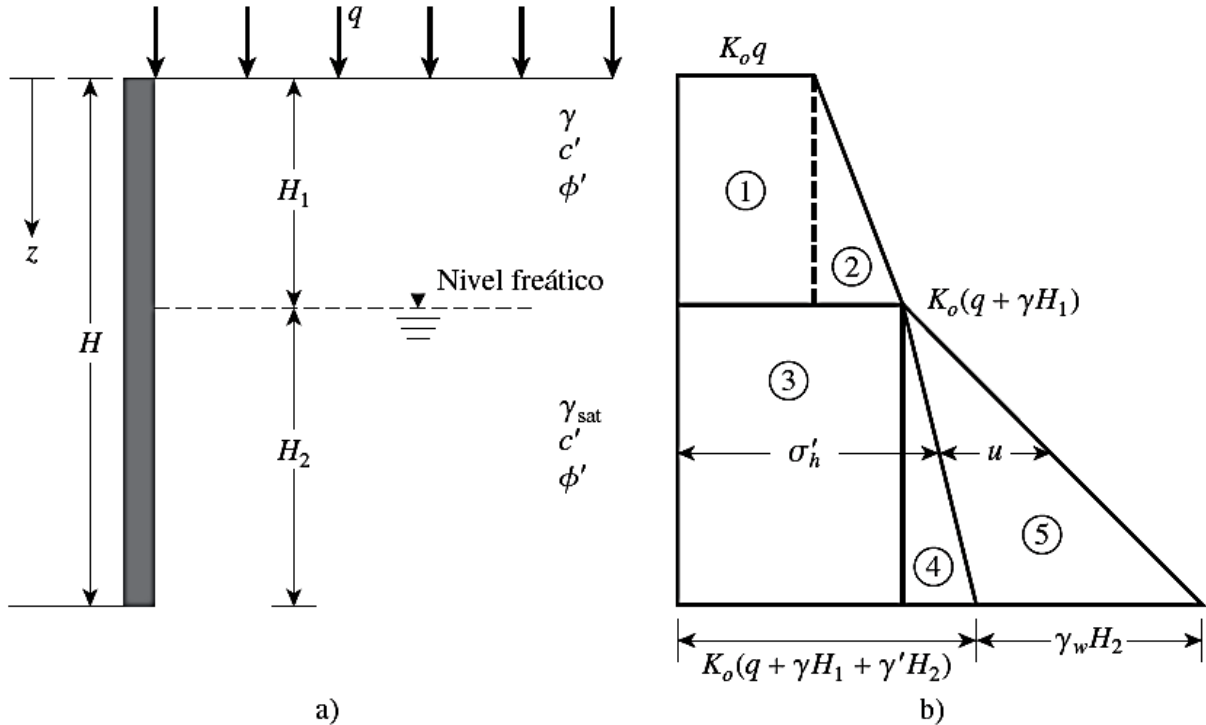
$$\text{En } z=0, \quad \sigma'_h = K_o\sigma'_o = K_oq$$

$$\text{En } z=H_1, \quad \sigma'_h = K_o\sigma'_o = K_o(q + \gamma H_1)$$

$$\text{En } z=H_2, \quad \sigma'_h = K_o\sigma'_o = K_o(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2)$$

**Imagen 8:**

Presión en reposo con el nivel freático ubicado a una profundidad  $z < H$ .



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.4, p.327.

Cabe resaltar que  $\sigma'_v$  es la presión efectiva vertical y,  $\sigma'_h$  es la presión efectiva horizontal. Para obtener la distribución total que actúa sobre el muro, es necesario sumar la presión hidrostática  $u$ , la cual es cero de  $z=0$  hasta  $z=H_1$  y obtiene un valor de  $H_2\gamma_w$  en  $z=H_2$ . Así, la fuerza total por longitud unitaria del muro puede determinarse con ayuda del área de diagrama de presión:

$$P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \quad (8)$$

Donde:

A: Es el área del diagrama de presión, por lo que se obtiene (ecuación 7.7, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_o = K_o q H_1 + \frac{1}{2} K_o \gamma H_1^2 + K_o (q + \gamma H_1) H_2 + \frac{1}{2} K_o \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (9)$$

### **Presión activa:**

En la condición previa de presión de reposo de tierra, el muro está restringido y no cede en absoluto. En el caso de presión activa, el muro se mueve a una distancia  $\Delta x$ , retirándose del suelo. Así, la presión que ejerce el suelo a cualquier profundidad disminuirá. Esta condición se presenta en la Imagen 9.a. Para la presión activa de tierra se presentan distintas teorías que se presentan a continuación.

### **Presión activa de tierra de Rankine:**

La teoría de Rankine asume que:

- 1) El suelo es homogéneo e isotrópico.
- 2) La superficie de falla es plana.
- 3) La superficie posterior del muro es vertical.
- 4) No existe fricción entre el suelo y la parte posterior del muro.

Para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal  $\sigma'h$ , a una profundidad  $z$  será igual a  $Ko\sigma'o(=Koyz)$  cuando  $\Delta x=0$ . Sin embargo, con  $\Delta x>0$ ,  $\sigma'h$  será menor que  $Ko\sigma'o$ . Los círculos de Mohr (Imagen 2.9.b.), los círculos a y b se muestran los desplazamientos del muro con  $\Delta x=0$  y  $\Delta x>0$  respectivamente. Al ir aumentando el desplazamiento del muro  $\Delta x$ , el círculo de Mohr correspondiente llegará hasta la envolvente de falla de Mohr-Coulomb definida por:

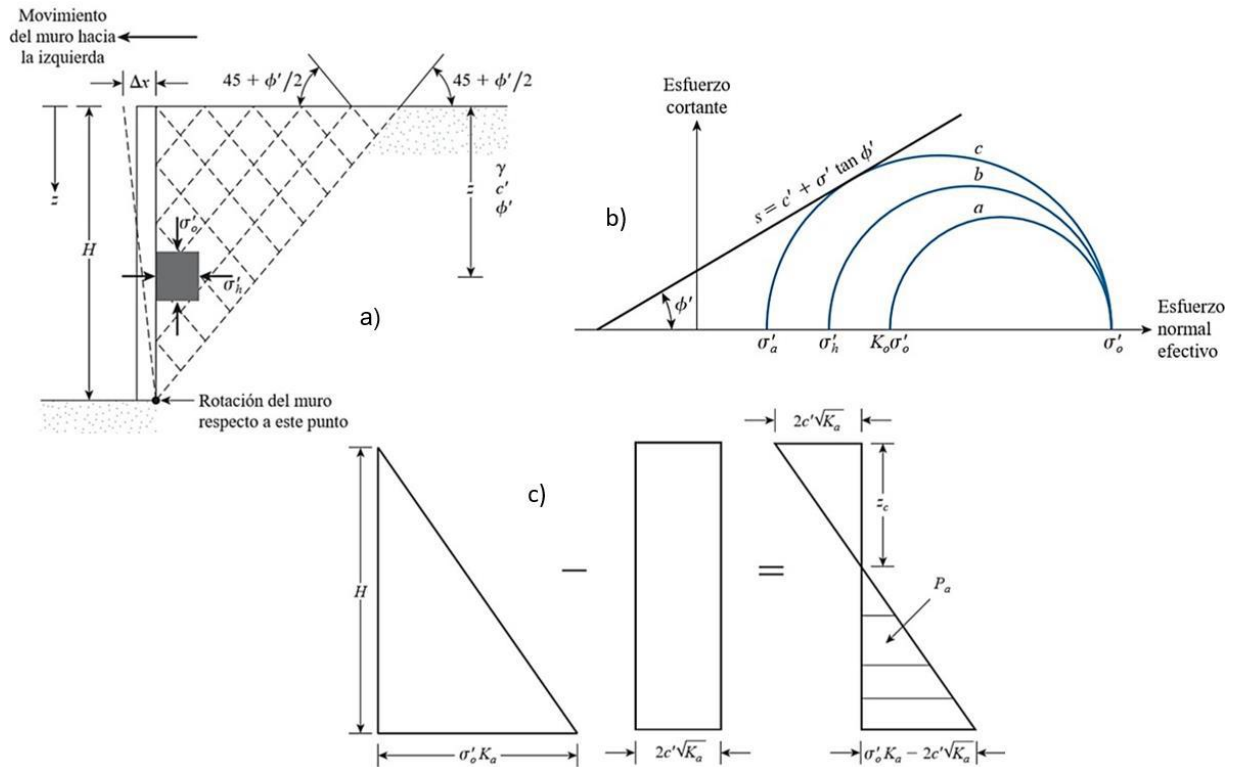
$$s=c'+\sigma'\tan\phi' \quad (1)$$

El círculo c de la Imagen 2.9.b representa la condición de falla en la masa del suelo, el esfuerzo horizontal es igual  $\sigma'a$ , y se conoce presión activa de Rankine. Por

esto las líneas de deslizamiento o planos de falla en la masa del suelo formarán ángulos de  $\pm(45+\phi'/2)$  con la horizontal, así como se muestra en la Imagen 9.a.

### Imagen 9:

#### Presión de Rankine.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.6, p.329.

Donde (ecuación 7.19, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$k_a = \cos \alpha \left( \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right) \quad (11)$$

Si el relleno es horizontal ( $\alpha=0$ ),

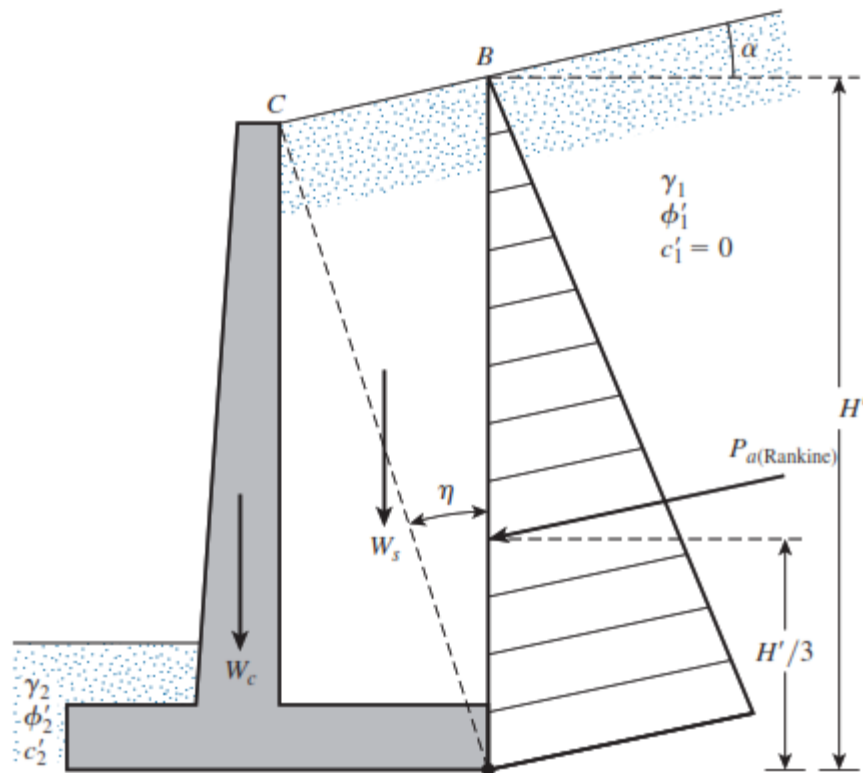
$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (12)$$

Para la determinación de los valores de  $\phi$ , sus valores pueden variar entre  $0$  o  $10^\circ$  para arcillas suaves y  $30$  o  $40^\circ$  para algunos materiales granulares. Por lo tanto, los valores de  $ka$  pueden variar entre  $0.30$  para algunos materiales granulares y  $1.0$  para algunas arcillas húmedas.

La ubicación de la fuerza activa de Rankine se encuentra a una distancia  $H/3$  desde la base del muro.

### Imagen 10.

Presión de Rankine.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 8.4, p.379.

El método de Coulomb, a diferencia de la teoría de Rankine, considera la fricción, entre el trasdós del muro y el terreno a un ángulo  $\delta'$ , para esta teoría se considera un muro con trasdós inclinado a un ángulo  $\beta$  con respecto a la horizontal. Y

el relleno presenta una inclinación de un ángulo de  $\alpha$  con respecto a la horizontal (Imagen 11).

El método considera una cierta cuña de suelo que se produce debido a que la superficie de falla es un plano ( $BC_1$ ,  $BC_2$ , etc.). Así, para determinar la fuerza activa se necesitan considerar las cuñas de falla posibles las cuales ejercen una fuerza respectiva que causa el equilibrio. Sobre la cuña, las fuerzas que actúan (consideradas por longitud unitaria a un ángulo recto con respecto a la sección que se forma) son:

- El peso de la cuña,  $W$ .
- La fuerza resultante  $R$ , de las fuerzas cortantes normal y la resistente dadas a lo largo de la superficie  $BC_1$ , la cual está inclinada a un ángulo  $\phi'$  respecto a la normal trazada en  $BC_1$ .
- La fuerza activa por longitud unitaria  $P_a$  que se ejerce en el muro, tendrá una inclinación de  $\delta'$  respecto a la normal trazada en el trasdós del muro.

Para que haya un equilibrio se realiza un triángulo de fuerzas que se pueden observar en la Imagen 11.b. En esa figura,  $\theta_1$  es el ángulo que forma  $BC_1$  con respecto a la horizontal. El valor  $P_a$  se puede determinar ya que se conoce la magnitud de  $W$  y las direcciones de las tres fuerzas. Así podría determinarse también las fuerzas activas de otras cuñas de prueba, tales como:  $BC_1$ ,  $BC_1$ , entre otras. De esta forma la fuerza activa de Coulomb es el valor máximo de  $P_a$ , y se representa de la siguiente manera (ecuación 7.25, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (13)$$

Donde (ecuación 7.26, Braja M. Das, 7ma Edición):

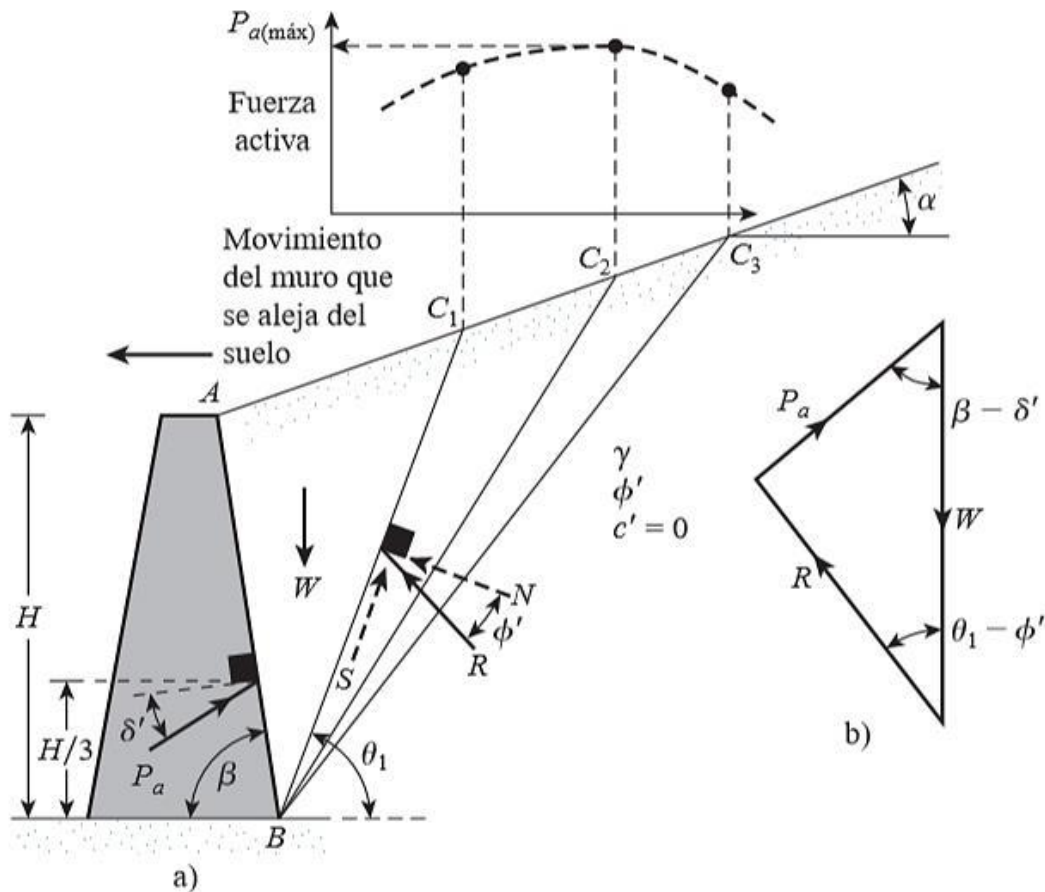
$K_a$ =Coeficiente de presión activa

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta') \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \sin(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (14)$$

$\gamma H^2$  = Altura de muro.

**Imagen 11:**

Presión activa de Coulomb.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.12, p.341.

La línea de acción de  $P_a$  se ejercerá a una distancia de  $H/3$  arriba de la base del muro y con una inclinación del ángulo  $\delta'$  con respecto a la normal trazada hasta la

parte posterior del muro. Para un diseño real de un muro de contención se tiene que el valor de  $\delta'$  es el ángulo de fricción del muro, se supondrá que está entre  $\phi'/2$  y  $2\phi'/3$ .

Si se le aplica una sobrecarga uniforme de intensidad  $q$  y se ubica arriba del relleno, la fuerza activa  $P_a$ , se puede calcular con (ecuación 7.27, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_{eq} H^2 \quad (15)$$

Donde:

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[ \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right] \left( \frac{2q}{H} \right) \quad (16)$$

Los valores de  $K_a$  también se pueden obtener en su tabla respectiva para diferentes condiciones:  $\beta=90^\circ$  y  $\alpha=0^\circ$ ,  $\delta'=2/3\phi'$  y  $\delta'=\phi'/2$ .

### **Imagen 12:**

*Presión activa de Coulomb con una sobrecarga sobre el relleno.*



$$z=bH.$$

Los términos a y b están indicados en la Imagen 13.a.

Aunque, ya que el suelo no es un medio completamente elástico, la consideración anterior puede variar. Estas modificaciones son representadas en las ecuaciones siguientes (ecuación 7.30 y 7.31, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma = \frac{4a}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)} \quad \text{para } a > 0.4 \quad (18)$$

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \quad \text{para } a \leq 0.4 \quad (19)$$

Según la teoría de la elasticidad, el esfuerzo horizontal  $\sigma$  a una profundidad z debida a una carga de franja (Imagen 2.13.b) con intensidad q/área unitaria ubicada a una distancia b' de un muro de altura H es (ecuación 7.32, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma = \frac{q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad (20)$$

Considerando esta situación en suelos, el valor de la ecuación se duplica, ya que se debe tomar en cuenta la cedencia de la masa de suelo, así (ecuación 7.33, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha) \quad (21)$$

La fuerza total por longitud unitaria (P) debida sólo a una carga de franja se expresa (ecuación 7.34, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \quad (22)$$

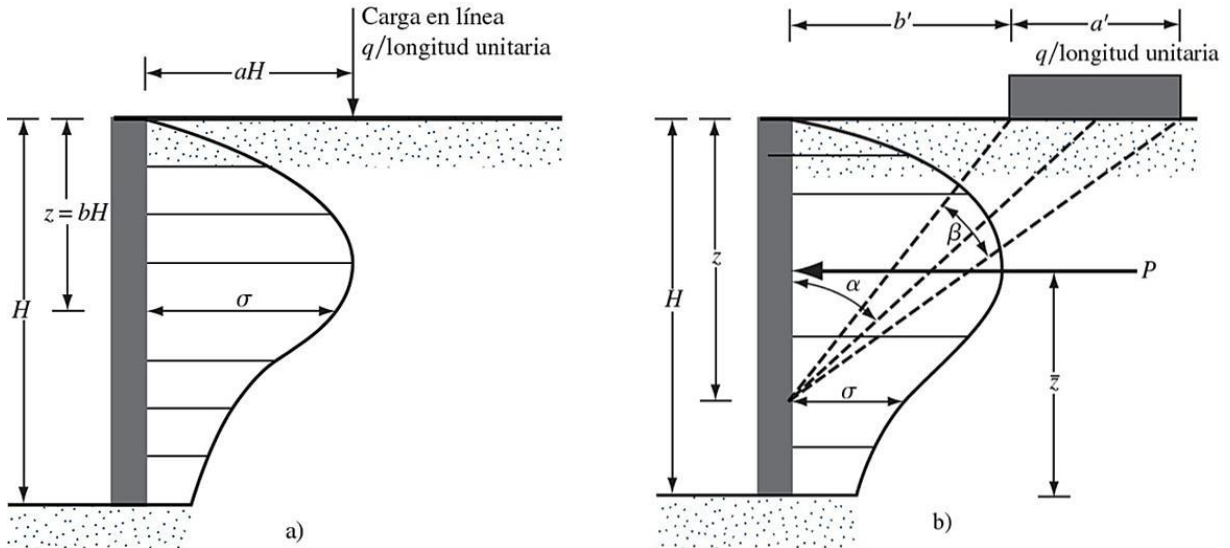
Donde (ecuación 7.35 y 7.36, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left( \frac{b'}{H} \right) \quad (\text{grados}) \quad (23)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left( \frac{a' + b'}{H} \right) \quad (\text{grados}) \quad (24)$$

**Imagen 13:**

Presión lateral de tierra producida por a) carga en línea y b) carga de franja.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.14, p.348.

El valor  $\bar{z}$  de la resultante P se puede obtener con la siguiente fórmula (ecuación 7.37, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\bar{z} = H - \left[ \frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)} \right] \quad (25)$$

Donde (ecuación 7.38 y 7.39, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$R = (a' + b')^2(90 - \theta_2) \quad (26)$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) \quad (27)$$

**Presión pasiva:**

Para la condición de presión pasiva de tierra, se considera que el muro rota o se desplaza en dirección hacia la masa del suelo a una distancia  $\Delta x$ , produciendo esfuerzos que se incrementan llegando a un máximo.

**Presión pasiva de Rankine:**

Como teoría de Rankine, se considera un muro sin fricción, con un muro de trasdós vertical, y un relleno horizontal a una profundidad  $z$ , donde la presión vertical efectiva del suelo es  $\sigma'_o = \gamma z$ . En un momento inicial el muro no cede, ejerciendo un esfuerzo lateral igual a  $\sigma'_h = K_o \sigma'_o$ , este momento se muestra en el círculo de Mohr a de la Imagen 2.14.b. Si el muro se desplaza hasta una cantidad  $\Delta x$ , el esfuerzo vertical a una profundidad  $z$  permanece igual, pero el esfuerzo horizontal será mayor, entonces  $\sigma'_h > K_o \sigma'_o$ .

Al analizar el círculo de Mohr b, si el desplazamiento es mayor que  $\Delta x$ , los esfuerzos a una profundidad  $z$  cambiarán al círculo de Mohr c, el cual toca la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, lo que indica que el suelo fallará debido a los esfuerzos y se desplazará hacia arriba. El esfuerzo horizontal  $\sigma'_h$  en este modelo se conoce como presión pasiva de Rankine, así  $\sigma'_h = \sigma'_p$ .

Los esfuerzos que presenta el círculo de Mohr c (Imagen 14b), muestra que  $\sigma'_o$  es el esfuerzo principal menor y  $\sigma'_p$  es el esfuerzo principal mayor, así se define la ecuación de presión pasiva que es (ecuación 7.60, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (28)$$

Al considerar el término  $K_p$ , llamado coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine y sustituyéndolo en la ecuación anterior se tiene que (ecuación 7.61, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (29)$$

Por tanto (ecuación 7.62, Braja M. Das, 7ma Edición),

$$\sigma'_p = \sigma'_o K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (30)$$

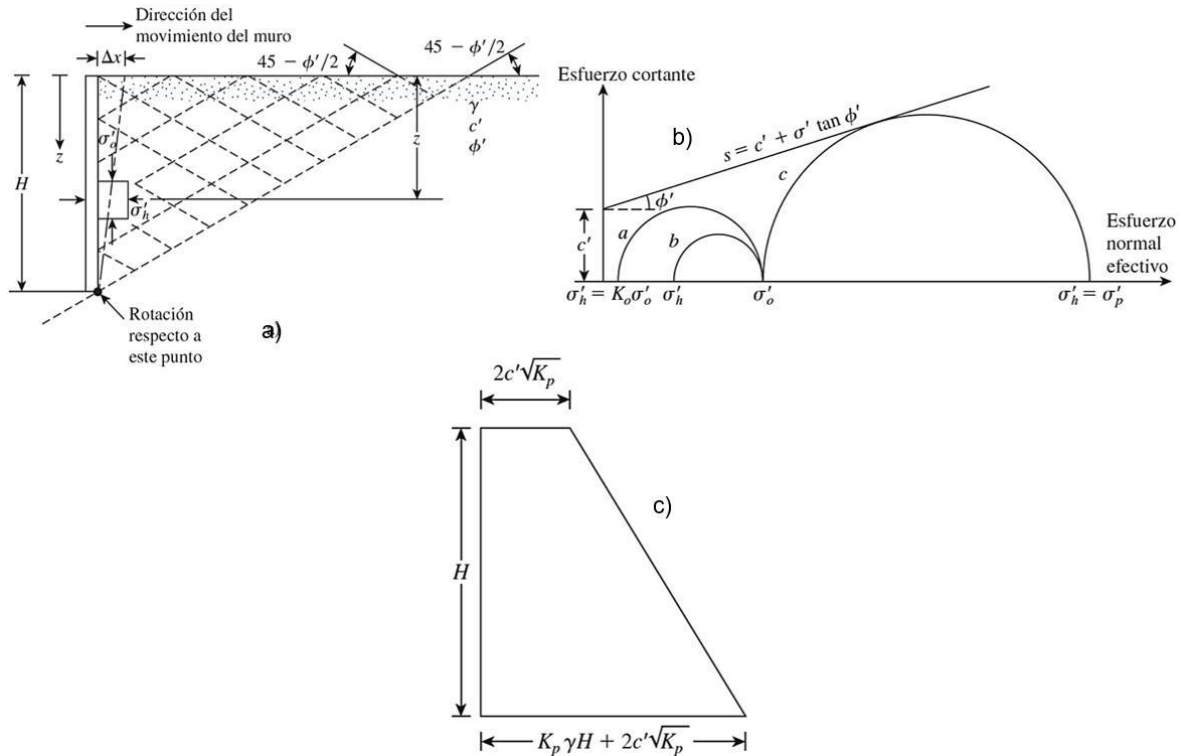
Esta ecuación define el diagrama de la Imagen 14.c que es el diagrama de la presión pasiva del muro de la Imagen 2.14.a, en ella se puede observar que

En  $z=0 \rightarrow \sigma'_o=0$  y  $\sigma'_p=2c'\sqrt{K_p}$

En  $z=H \rightarrow \sigma'_o=\gamma H$  y  $\sigma'_p=\gamma H K_p + 2c'\sqrt{K_p}$

**Imagen 14:**

*Presión pasiva de Rankine*



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.23, p.361.

La fuerza pasiva por longitud unitaria es (ecuación 7.63, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c'H\sqrt{K_p} \quad (31)$$

Para relleno granular ( $c'=0$ ), la fuerza pasiva por longitud unitaria del muro es (ecuación 7.64, Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (32)$$

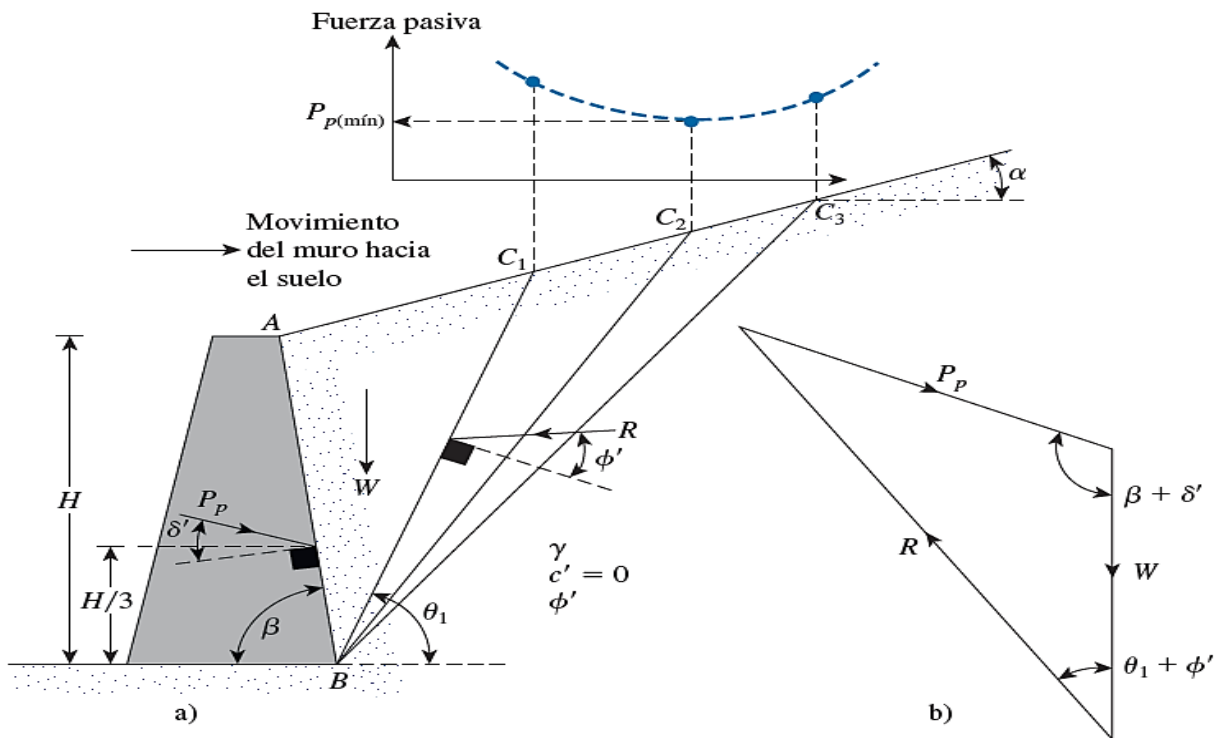
### El principio presión pasiva de coulomb:

El análisis en la teoría de Coulomb en el casi pasivo resulta similar al del casi activo ya que considera la fricción entre el trasdós del muro y el relleno a un ángulo de fricción de  $\delta$ , además considera que la superficie potencial de falla del suelo era también un plano. Tomando una cuña de falla con un plano de prueba como  $ABC_1$  (Imagen 15.a), sobre esta cuña las fuerzas por longitud unitaria que actúan son:

- 1) El peso de la cuña  $W$
- 2) La resultante  $R$ , de las fuerzas normal y cortante sobre el plano  $BC_1$
- 3) La fuerza pasiva  $P_p$ .

#### Imagen 15:

##### Presión Pasiva de Coulomb.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja. M. Das. Séptima Edición, Figura 7.25, p.365.

En la Imagen 15.b se tiene el triángulo de fuerzas para la cuña de prueba  $ABC1$ . A partir de éste se puede obtener la fuerza pasiva de Coulomb  $P_p$ . Se pueden hacer triángulos de fuerzas para cada uno de los planos de prueba, así, el valor mínimo de  $P_p$  que se obtenga es la fuerza pasiva de Coulomb cuya fórmula es (ecuación 7.70., Braja M. Das, 7ma Edición):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (33)$$

Donde (ecuación 7.71., Braja M. Das, 7ma Edición):

$K_p$ : Coeficiente de presión activa de coulomb.

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta') \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (34)$$

La fuerza pasiva resultante  $P_p$  actuará a una distancia de  $H/3$  desde la base del muro y tendrá una inclinación de  $\delta'$  con la normal trazada hasta el trasdós del muro.

### 3.3 Clasificación del suelo

Es importante conocer la clasificación de los suelos por medio del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS por sus siglas en inglés), para describir la textura y el tamaño de las partículas del suelo, esto permite tomar decisiones lo más precisas posibles al momento de diseñar, y prever los posibles riesgos en el caso que un suelo fuera deficiente.

El sistema unificado de clasificación de suelos o SUCS, está definido por el Manual del ASTM D2487, los cuales son mayormente utilizados para uso geotécnico, los cuales se pueden ver resumidos en las imágenes a continuación:

**Imagen 16:**

*Clasificación SUCS para suelos de grano grueso.*

SUELOS DE GRANO GRUESO (más del 50% del material es mayor que la malla No. 200)			
<b>GRAVAS</b> Más del 50% de grano grueso mayor que la malla No. 4	Gravas limpias (menos del 5% de finos)		
		GW	Gravas bien graduadas, mezclas grava-arena, poco o sin finos.
		GP	Gravas pobremente graduadas, mezclas grava-arena, poco o sin finos.
	Gravas con finos (Más del 12% de finos)		
		GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo
		GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla
<b>ARENAS</b> 50% o más del grano grueso menor que la malla No. 4	Arenas limpias (Menos del 5% de finos)		
		SW	Arenas bien graduadas, arenas gravosas, poco o sin finos
		SP	Arenas pobremente graduadas, arenas gravosas
	Arenas con finos (Más del 12% de finos)		
		SM	Arenas limosas, mezclas arena-limos
		SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla

Fuente: Geotecnia 1, pág. 58, Dr. Lorenzo Borselli, 2020

**Imagen 17:**

*Clasificación SUCS para Suelos de grano fino.*

**SUELOS DE GRANO FINO**  
(50% o más del material es menor que la malla No. 200)

<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> Limite Líquido menor que 50%		ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, partículas de roca, arenas finas arcillosas o limosas o limos con ligera plasticidad
		CL	Arcillas inorgánicas e baja a media plasticidad, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas, arcillas magras.
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
<b>LIMOS Y ARCILLAS</b> Limite Líquido 50% o mayor		MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenas finas micáceas o diatomeas, limos elásticos
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas
		OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos
<b>SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS</b>		PT	Turba y otros suelos altamente orgánicos

Fuente: Geotecnia 1, pág. 59, Dr. Lorenzo Borselli, 2020

**Clasificación AASHTO:**

Otra clasificación de suelos utilizada en el diseño de carreteras es la clasificación del AASHTO, en el caso de muros de contención que sean utilizados para sostener taludes donde se hará uso de carreteras o puentes, es necesario utilizar la clasificación del AASHTO. Existe una clasificación equivalente para pasar la clasificación de suelos de SUCS a términos del AASHTO.

**Tabla 1:**

*Clasificaciones equivalentes de suelo para ASTM y AASHTO.*

Tipo de suelo Básico (1)	ASTM D2487 D2488	AASHTO M 145 M 146
Sn  (Arenas gravosa, SW)	SW, SP (2) GW, GP Arenas y gravas con 12% o menos de finos	A1, A3 (2)
Si  (Limos arenosos, ML)	GM, SM, ML También GC y SC con menos del 20% pasando la malla No. 200	A-2-4, A-2-5, A4
Cl  (arcilla limosa, CL)	CL, MH, GC, SC También GC y SC con más del 20% pasando la malla No. 200	A-2-6, A-2-7, A5, A6

Fuente: Manual de especificaciones de diseño LRFD para puentes del AASHTO 2017, Tabla 12.12.3.5.2, P.12-81.

- (1) Las clasificaciones de suelo listadas en paréntesis es el tipo que fue probado para desarrollar los valores de módulo de suelo restringido en la tabla 12.12.3.5-1. Las correlaciones a otros tipos de suelos son aproximadas.
- (2) Materiales graduados uniformemente con un tamaño de partícula promedio menor que la malla No. 40 no debe ser usado como relleno para alcantarillas termoplásticas a no ser que sean específicamente permitidas en los documentos de contrato y precauciones especiales sean tomadas a control de contenido de humedad y monitoreo de niveles de compactación.

## **CAPÍTULO IV: MARCO JURÍDICO**

### **4.1 Normativas nacionales**

1. Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07
2. Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural (CR – 001 – MTI 8, Resolución Ministerial N° 077-2017)

### **4.2 Normativas internacionales**

1. Manual de AASHTO Bridge Design Specifications 2017
2. ACI – 318 – 19 Instituto Americano de Concreto
3. Norma AASHTO 2002

La aplicación de las normas, códigos, Reglamentos y Manuales tiene como objetivo:

- a) Evitar la pérdida de vidas y disminuir la posibilidad de daños físicos a personas.
- b) Resistir sismos menores sin daños y sismos moderados con daños estructurales leves y daños no estructurales moderados.
- c) Evitar el colapso por efectos de sismo de gran intensidad, disminuyendo los daños a niveles económicamente admisibles.

### **4.3 Aspectos legales del proyecto**

Esta investigación, se realiza en la comarca Las Viudas, ubicada en el kilómetro 35 carretera al Crucero – Managua; el sector presenta problemas de escurrimientos superficiales, erosión, inestabilidad en sus laderas, provocadas por la falta de protección de la terracería de la carretera.



## **CAPÍTULO V: DISEÑO METODOLÓGICO**

### **5.1 Tipo de investigación**

Esta investigación fue descriptiva puesto que se detallaron los procedimientos para el diseño de muros de contención convencionales (muros de contención en voladizo).

Según el tiempo de ocurrencia la investigación fue prospectiva, ya que la información obtenida y recopilada acerca de los procedimientos para el diseño de muros de contención conformará un instructivo que sirva como fuente de consulta.

Se empleó el método deductivo para tener un registro de los procedimientos de diseño en los muros de contención por medio de conocimientos en mecánica de suelos y diseño de concreto.

El método de análisis permitió obtener, de las fuentes bibliográficas y datos de proyectos realizados sobre muros, información de importancia para realizar ejemplos que faciliten a una mejor comprensión del diseño estructural de los muros de contención convencionales.

Del mismo modo se aplicó el método de síntesis para redactar conclusiones respectivas al ejemplo aplicado y proporcionar las diferencias de cada tipo de muro respecto a su uso y conveniencia.

El enfoque de la investigación fue cualitativo ya que se explicaron distintas directrices de diferentes especialidades, las cuales fueron: la geotecnia y el diseño estructural para diseño de muros.

El área de estudio de la que se obtuvo información para realizar el ejemplo fue de un proyecto realizado en la ciudad de Managua, el cual está regido bajo diferentes



normas y reglamentos nacionales e internacionales que se adapten a las condiciones que exige la zona en estudio.

Para la realización de los ejemplos, el proyecto se divide en dos etapas importantes:

### **Análisis geotécnico:**

En cada uno de los diseños se realizó una explicación paso a paso de los cálculos de presión de tierra, aplicando las teorías de Rankine y de Coulomb, presión dinámica de Suelos (Mononobe-Okabe), cálculo de la revisión por estabilidad de cada uno de los muros (Factor de seguridad por volcamiento, factor de seguridad por deslizamiento a lo largo de la base y factor de seguridad por capacidad de carga) y, además, se realizó un análisis de estabilidad utilizando el manual de AASHTO Bridge Design Specifications 2017 para enfoque de muros realizados en carretera.

### **Diseño Estructural:**

Debido a que a los muros de contención de gravedad no contienen refuerzo, sólo se realizó el diseño de refuerzo para el muro en voladizo, el muro con contrafuertes y semigravedad.

En el caso del muro en voladizo, la punta, el talón y el vástago se diseñaron como vigas en voladizo, se revisó por momento, luego por cortante y se calculó su longitud de desarrollo. Para la unión de la punta y el talón se realizó el cálculo del acero por retracción y temperatura, y para el diseño del vástago se realizó el cálculo de refuerzo para pantalla interior y pantalla exterior por medio de tablas ACI 318S-19.

## 5.2 Análisis sísmico

Clasificación Sísmica : RNC-07  
 Por su destino. Art.20 : **Grupo B**

Por su ubicación. Art.24, fig-3 : **Zona C**   
 $a_0 = 0.31$

Efectos locales del suelo. Art.25 : RNC-07  
 Características del suelo. Tabla 2 : **Tipo III**   
 $S = 2$

Factor por sobre resistencia. Art.22 :  $\Omega = 2$   
 Por sus características estruct. Art.21 :  $Q' = 3.0$  Muro rígidos de concreto

Diagrama a nivel de entrepiso :

Coefficiente sísmico mínimo. Art.31, inc. b ec-8

$$C_{min.} = S \cdot a_0 = 0.620$$

Coefficiente sísmico. Art.24, ec-3

$$c = \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_0)}{Q' \cdot \Omega} \geq (S \cdot a_0)$$

$$c = 2 \cdot (2.7 \cdot 0.31) / (3 \cdot 2) \geq (2 \cdot 0.31)$$

$$C = 0.279$$

Si estructura no cumple con uno o dos requisitos del arto. 23, el factor de reducción  $Q'$  se multiplicará por una factor de 0.9 ó 0.8 respectivamente.

$$f = 0.9$$

$$Q = 3 \cdot 0.9 = 2.7$$

$$c = 2 \cdot (2.7 \cdot 0.31) / (2.7 \cdot 2) \geq (2 \cdot 0.31)$$

$$C = 0.310$$

Usar:

$$C = 0.6200 \text{ Coeficiente sísmico a utilizar en el análisis}$$

Coefficiente sísmico por Método de Resistencia última:

$$C_u = 0.62$$

Coefficiente sísmico por Método de Esfuerzo Admisible:

$$C_u = 0.434$$

## CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADO

### 6.1 Generalidades

Los muros de contención en voladizo se construyen de concreto reforzado, pero, ellos dependen de su propio peso y del suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad<sup>1</sup>.

Proceso para el diseño de muros de retención:

1. Seleccionar las dimensiones
2. Se calcula la presión lateral
3. Se calcula la estabilidad del muro
  - a. Factor de seguridad por volcamiento
  - b. Factor de seguridad por deslizamiento
4. Se localiza la resultante en la base y la excentricidad
5. Se calcula la presión actuante
6. Se verifica los esfuerzos de corte y flexión en la punta de la estructura
7. Se verifica el esfuerzo de tracción a la mitad de la altura

### 6.2 Datos técnicos del proyecto

#### Datos del Suelo de Fundación

Peso Específico:	$\gamma = 1850.00 \text{ kg/m}^3$
Profundidad de Fundación:	$D_f = 1.40 \text{ m}$
Angulo de Fricción Interna:	$\phi = 32^\circ$
Cohesión:	$c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$
Capacidad de Carga Última:	$q_u = 4.50 \text{ kg/cm}^2$
Ángulo de Fricción Suelo-Muro:	$\zeta = 2/3 \phi$

<sup>1</sup> (Das, 1990, págs. 445-459). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

### **Datos del Suelo de Relleno**

Peso Específico:	$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
Angulo de Fricción Interna:	$\phi = 34^\circ$
Ángulo de Fricción Suelo-Muro (Pantalla):	$\zeta = 0$

### **Datos de los materiales utilizados**

Resistencia del concreto:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del concreto:	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

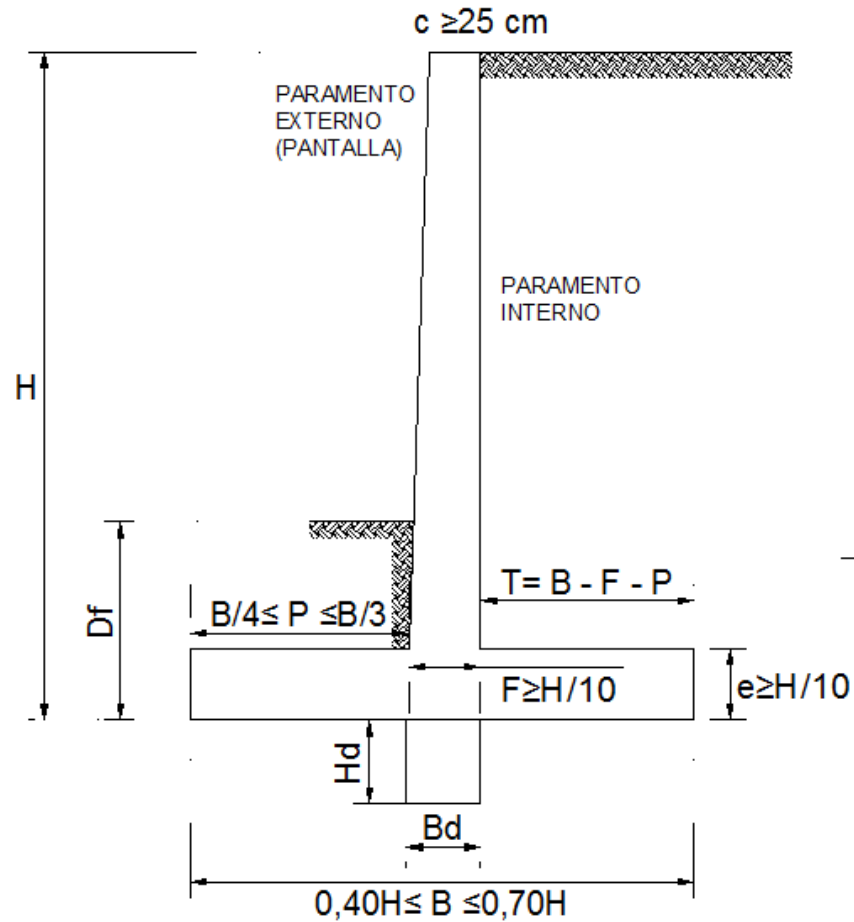
### **Condiciones del sitio**

Zona Sísmica 3:	$A_0 = 0.35 \text{ g}$
Sobrecarga Vehicular:	$H_s = 0.61 \text{ m}$
Ángulo de Inclinación Interna:	$\beta = 0^\circ$
Inclinación de la Cara Interna del Muro:	$\psi = 90^\circ$

## Pre dimensionado del Muro

Imagen 18:

Clasificación SUCS para suelos de grano fino.



Fuente: Elaboración propia

$B = 0.70 H$	$=$	$0.70 * 7.50 \text{ m}$	$B = 5.25 \text{ m}$
$P \leq B/3$	$=$	$5.25 \text{ m}/3$	$P = 1.75 \text{ m}$
$F \geq H/10$	$=$	$7.50 \text{ m}/10$	$F = 0.75 \text{ m}$
$T = B - P - F$	$=$	$5.25 \text{ m} - 1.75 \text{ m} - 0.75 \text{ m}$	$T = 2.75 \text{ m}$
			$c = 0.30 \text{ m}$
$e \geq H/10$	$=$	$7.00 \text{ m}/10$	$e = 0.75 \text{ m}$

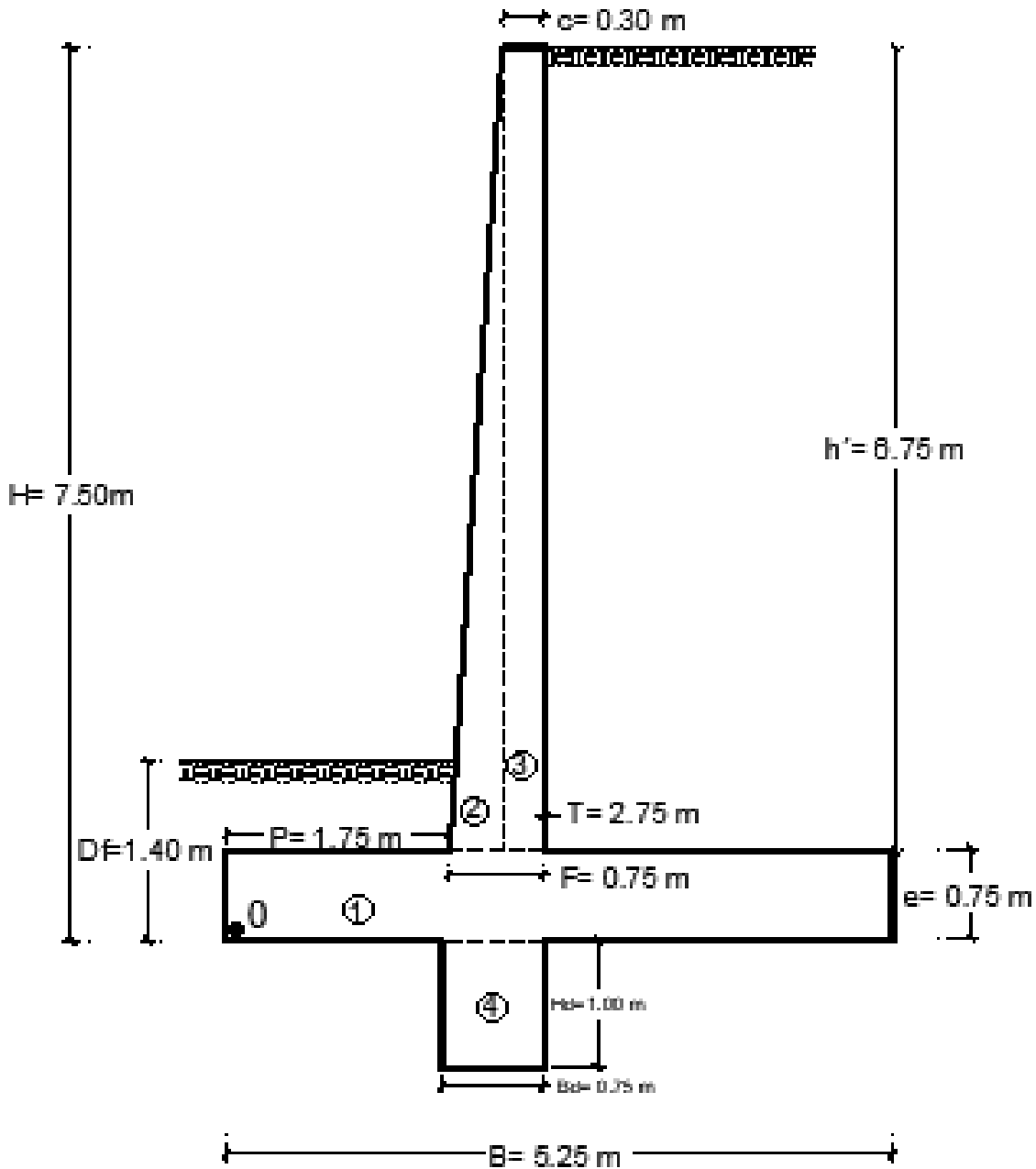
Altura del Dentellón:  $H_d = 1.00 \text{ m}$

Base del Dentellón:  $B_d = 0.75 \text{ m}$

**Ubicación: bajo de la pantalla**

**Imagen 19:**

*Geometría y dimensiones para el análisis*



Fuente: Elaboración propia

### 6.3 Casos de cargas empleados en el análisis

#### CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA VEHICULAR

La estabilidad se estudia respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la puntera, punto "0". Para determinar el peso del muro y su centro de gravedad se dividió la sección transversal en 4 figuras con propiedades geométricas conocidas.

**Tabla 2:**

*Peso y Momentos Estabilizantes por 1.00 m de Longitud de Muro*

Figura	Brazo "X"	Brazo "Y"	Peso	Peso*Brazo "X"	Peso*Brazo "Y"
	m	m	Kg/m	Kg/m	Kg/m
1	2.625	0.375	9450	24806.25	3543.75
2	2.05	3	3645	7472.25	10935
3	2.35	4.125	4860	11421	20047.5
4	1.375	-0.5	1800	2475	-900
		Suma	19755	46174.5	33626.25

Fuente: Elaboración propia

Peso propio por metro de longitud de muro, determinado para un peso específico del concreto de 2.400 Kg/m<sup>3</sup>:

Peso Propio:

$$P_p = 19755.00 \text{ kg/ m}$$

Volumen de Concreto:

$$Vol_{con} = 8.23 \text{ m}^3/ \text{ m}$$

Centros de Gravedad:

$$X_{cg} = \frac{\sum \text{peso} * \text{brazo "X"}}{\sum \text{Peso}} \quad X_{cg} = \frac{\frac{46174.50 \text{ kg/m}}{\text{m}}}{19755.00 \text{ kg/m}} \quad X_{cg} = 2.34 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{\sum \text{peso} * \text{brazo "Y"}}{\sum \text{Peso}} \quad Y_{cg} = \frac{\frac{33626.25 \text{ kg/m}}{\text{m}}}{19755.00 \text{ kg/m}} \quad Y_{cg} = 1.70 \text{ m}$$

### Sobrecarga

Sobrecarga (q): la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular de 61 cm (2 pies), se tomó siguiendo las recomendaciones de la norma AASHTO 2002.

$$q = \gamma * H_s = 1900.00 \text{ kg/m}^3 * 0.61 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{q = 1159.00 \text{ kg/m}^2}$$

### Peso de la Sobrecarga

$$WS = q * l(\text{talón}) = 1159.00 \text{ kg/m}^2 * (2.75 \text{ m}) \qquad \qquad \qquad \mathbf{WS = 3187.25 \text{ kg/ m}}$$

Aplicado del punto "0" a: (T/2+F+P)

### Peso del Relleno

$$V_r = (H - e) * T * \text{Ancho } 1\text{m}$$

$$V_r = (7.50\text{m} - 0.75 \text{ m}) * 2.75\text{m} * 1.00\text{m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{V_r = 18.56 \text{ m}^3/\text{m}}$$

$$W_r = V_r * \gamma = 18.56 \text{ m}^3/\text{m} * 1900\text{kg/m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{W_r = 35268.75 \text{ kg/ m}}$$

$$\text{Aplicado del punto "0" a: (T/2+F+P)} \qquad \qquad \qquad \mathbf{X_r = 3.88 \text{ m}}$$

### Coefficiente de Empuje Activo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen } 34^\circ}{1 + \text{sen } 34^\circ}$$

$$\mathbf{K_a = 0.283}$$

Empuje Activo del Suelo de Relleno

$$E_a = \left[ \frac{1}{2} \gamma * H^2 \right] * K_a = \left[ \frac{1}{2} * 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (7.50 \text{ m})^2 \right] * 0.283$$



$$Ea = 15107.58 \text{ kg/m}$$

Aplicado a H/3; medido desde la base del muro =  $7.50 \text{ m} / 3 = 2.50 \text{ m}$

### Empuje Total Ea + s:

$$Ea+s = Ea + Es = 15107.58 \text{ kg/m} + 2457.50 \text{ kg/m}$$

$$Ea+s = 17565.08 \text{ kg/m}$$

### Resultante de las Fuerzas Verticales

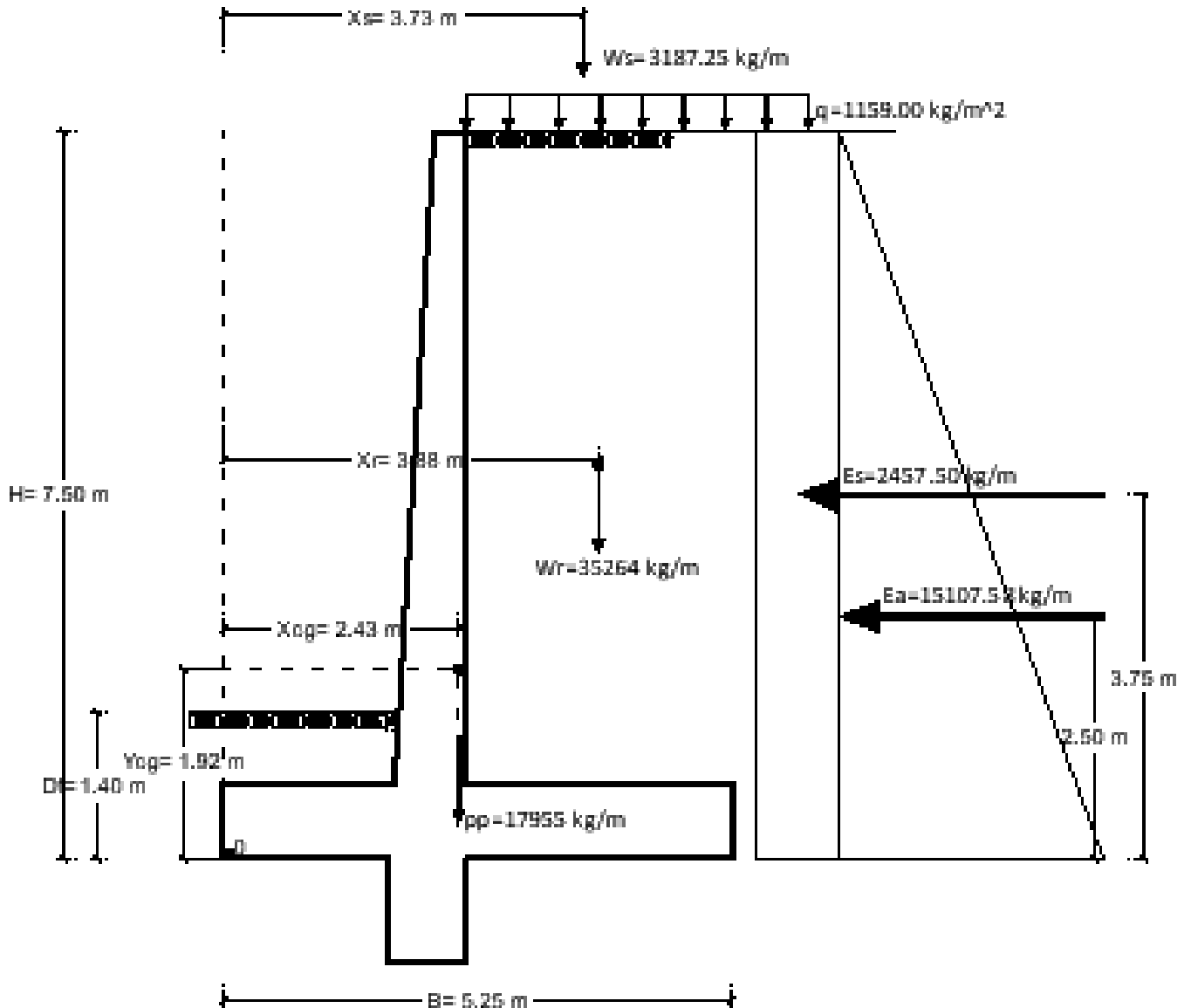
$$Rv = pp + WR + Ws =$$

$$Rv = 19755.00 \text{ kg/m} + 35268.75 \text{ kg/m} + 3185.25 \text{ kg/m}$$

$$Rv = 58211.00 \text{ kg/m}$$

**Imagen 20:**

*Geometría y dimensiones para el análisis*



Fuente: Elaboración propia

**Fuerza de Roce**

El empuje pasivo no se toma en cuenta porque no hay garantía de permanencia del relleno sobre la puntera:  $E_p = 0$ .

**$\delta$  = ángulo de Fricción Suelo - Muro**

$$\delta = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} * 32^\circ \quad \delta = 21.33^\circ$$

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + c' * B + E_p = \mu * R_v + c' * B$$

$$\mu = \text{tag}(\delta) = \text{tag } 21.33^\circ \quad \mu = 0.39$$

$$c' = 0.50 c = \left(0.50 * 0.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * 10000 \quad c' = 1250.00 \text{ kg/m}^2$$

**Coeficiente de Empuje Pasivo**

$$K_p = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} = \frac{1 + \text{sen} 32^\circ}{1 - \text{sen} 32^\circ}$$

$$K_p = 3.255$$

**Presión Pasiva Superior en Dentellón**

$$\sigma_{ps} = [\gamma * D_f] * K_p = \left[1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1.40\text{m}\right] * 3.255$$

$$\sigma_{ps} = 8429.38 \text{ kg/m}^2$$

**Presión Pasiva Inferior en Dentellón**

$$\sigma_{pi} = \gamma * [D_f * H_d] * K_p = 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * [1.40 \text{ m} + 1.00 \text{ m}] * 3.255$$

$$\sigma_{pi} = 14450.37 \text{ kg/m}^2$$

**Empuje Pasivo Actuando sobre el Dentellón**

$$E_p = \left[\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2}\right] * H_d = \left[\frac{8429.38 \text{ kg/m}^2 + 14450.37 \text{ kg/m}^2}{2}\right] * 1.00 \text{ m}$$

$$E_p = 11439.88 \text{ kg/m}$$



$$F_r = \mu(R_v) + c' * B + E_p = 0.39 * 58211.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 1250.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 5.25\text{m} + 11439.88 \text{ kg/m}$$

$$F_r = 40736.92 \text{ kg/m}$$

### Factor de Seguridad contra el Deslizamiento

$$FS_d = \frac{F_r}{E_{a+s}} = \frac{40736.92 \text{ kg/m}}{17565.08 \text{ kg/m}}$$

$$FS_d = 2.32 > 1.50 \text{ "OK"}$$

### Momento de Volcamiento

$$M_v = E_a * b + E_s * b$$

$$M_v = 15107.58 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2.50 \text{ m} + 2457.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3.75 \text{ m}$$

$$M_v = \frac{46984.57 \text{ kg} * \text{m}}{\text{m}}$$

### Momento Estabilizante

$$M_e = pp * X_{cg} + W_r * X_r + W_s * X_s$$

$$M_e = 19755.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2.34 \text{ m} + 35268.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3.88 \text{ m} + 3187.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 3.88 \text{ m}$$

$$M_e = \frac{195192.00 \text{ kg} * \text{m}}{\text{m}}$$

### Factor de Seguridad contra el Volcamiento

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{\frac{195192.00 \text{ kg} * \text{m}}{\text{m}}}{\frac{46984.57 \text{ kg} * \text{m}}{\text{m}}}$$

$$FS_v = 4.15 > 1.50 \text{ "OK"}$$

### Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación

$$FS_{\text{cap.portante}} \geq 3$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{q_{\text{ult}}}{FS_{\text{cap.portante}}} = \frac{4.50 \text{ kg/cm}^2}{3}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

**Punto de aplicación de la fuerza resultante (Xr): medido desde el punto "0"**

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = \frac{\frac{195192.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} - \frac{46984.57 \text{ kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{58211.00 \text{ kg/m}}$$

$$X_r = 2.55 \text{ m}$$

**Excentricidad de la fuerza resultante (ex):**

$$e_x < \frac{B}{6} = \frac{5.25 \text{ m}}{6}$$

$$B/6 = 0.875 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r = \frac{5.25 \text{ m}}{2} - 2.55 \text{ m}$$

$$e_x = 0.079 \text{ m}$$

$$e_x = 0.079 \text{ m} \leq 0.875 \text{ m "OK"}$$

**Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{R_v}{B} * \left[ 1 + \frac{6 * e_x}{B} \right] = \frac{58211.00 \text{ kg/m}}{5.25 \text{ m}} * \left[ 1 + \frac{6 * 0.079}{5.25 \text{ m}} \right]$$

$$\sigma_{\text{max}} = 1.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 1.10 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ "OK"}$$

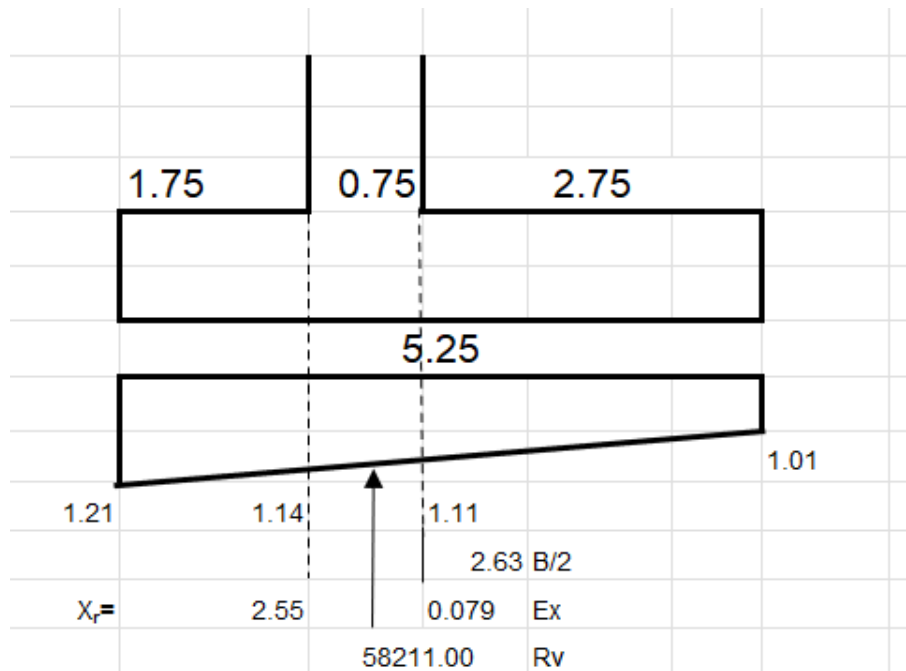
$$\sigma_{\text{min}} = \frac{R_v}{B} * \left[ 1 - \frac{6 * e_x}{B} \right] = \frac{58211.00 \text{ kg/m}}{5.25 \text{ m}} * \left[ 1 - \frac{6 * 0.079}{5.25 \text{ m}} \right]$$

$$\sigma_{\text{min}} = 1.01 \text{ kg/cm}^2$$

**Caso 1: Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación, con dentellón en la base**

**Imagen 21:**

*Presión de contacto muro – suelo*



Fuente: Elaboración propia

El pre dimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 1:

Empuje de tierra + sobrecarga vehicular, quedando teóricamente toda la base del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones son bastantes regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón del muro.

A continuación, se procede a verificar la estabilidad para el caso de carga 2, donde se incluye el efecto del sismo en el muro de contención.

## **CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO**

La clasificación sísmica se realizó con el RNC-07, el muro se construirá en managua, siendo una zona de peligro sísmico elevado, la aceleración del suelo “ $A_0=0.35\text{ g}$ ”, correspondiente a la zona C.

Clasificación Sísmica : **RNC-07**  
 Por su destino. Art.20 : **Grupo B**

Por su ubicación. Art.24, fig-3 : **Zona C**   
 $a_0 = 0.31$

### **Coefficiente Sísmico Horizontal (Csh):**

$$C_{sh} = 0.50 A_0 = 0.50 * 0.35g \quad C_{sh} = 0.175$$

### **Coefficiente Sísmico Vertical (Csv):**

$$C_{sv} = 0.70 C_{sh} = 0.70 * 0.175g \quad C_{sv} = 0.1225$$

$$\theta = \arctan \left[ \frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} \right] = \arctan \left[ \frac{0.175}{1 - 0.1225} \right]$$

$$\theta = 11.28^\circ$$

**Fuerza sísmica del peso propio (Fspp): ubicada en el centro de gravedad del muro.**

$$F_{spp} = C_{sh} * pp = 0.175 * 19755.00 \text{ kg/m} \quad F_{spp} = 3457.13 \text{ kg/m}$$

### Coeficiente de Presión Dinámica Activa

Para:  $\beta < \phi - \theta$        $0 < 34^\circ - 11.28^\circ = 22.72^\circ$

$\delta$  = ángulo de fricción relleno - muro

$\delta = 2/3 \phi = 2/3 * 34^\circ = 22.66^\circ$

$\phi = 34^\circ$

$\psi = 90^\circ$

$\beta = 0^\circ$

$\theta = 11.28^\circ$

$\delta = 22.66^\circ$

$$K_{as} = \frac{\text{sen}^2[\psi + \phi - \theta]}{\cos\theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \delta - \theta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) * \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\frac{\text{sen}^2[90 + 34 - 11.28]}{\cos 11.28 * \text{sen}^2 90 * \text{sen}(90 - 22.66 - 11.28) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(34 + 22.66) * \text{sen}(34 - 0 - 11.28)}{\text{sen}(90 - 22.66 - 11.28) * \text{sen}(90 + 0)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = \frac{0.962}{0.196 * 1 * 0.829 * \left[ 1 + \sqrt{\frac{0.835 * 0.386}{0.829 * 1}} \right]^2} \quad K_{as} = 0.397$$

### **Incremento Dinámico del Empuje Activo de la Tierra**

$$\Delta DE_a = \left[ \frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right] * [K_{as} - K_a] - [1 - C_{sv}]$$

$$\left[ \frac{1}{2} * 1900 \text{ kg/m}^3 * (7.50 \text{ m})^2 \right] * [0.397 - 0.283] * [1 - 0.1225] \quad \Delta DE_a = 5343.72 \text{ kg/m}$$

Aplicado a 2/3H; medido desde la base del muro

$$2/3 * 7.50 = 5 \text{ m}$$

$$5343.72 \text{ kg/m} / 15107.58 \text{ kg/m} = 35.37\% \text{ Ea}$$

### **Empuje Total**

$$Ea+\Delta = Ea + \Delta DEa + F_{spp}$$

$$Ea+\Delta = 15107.58 \text{ kg/m} + 5343.72 \text{ kg/m} + 3457.13 \text{ kg/m}$$

$$Ea+\Delta = 23908.42 \text{ kg/m}$$

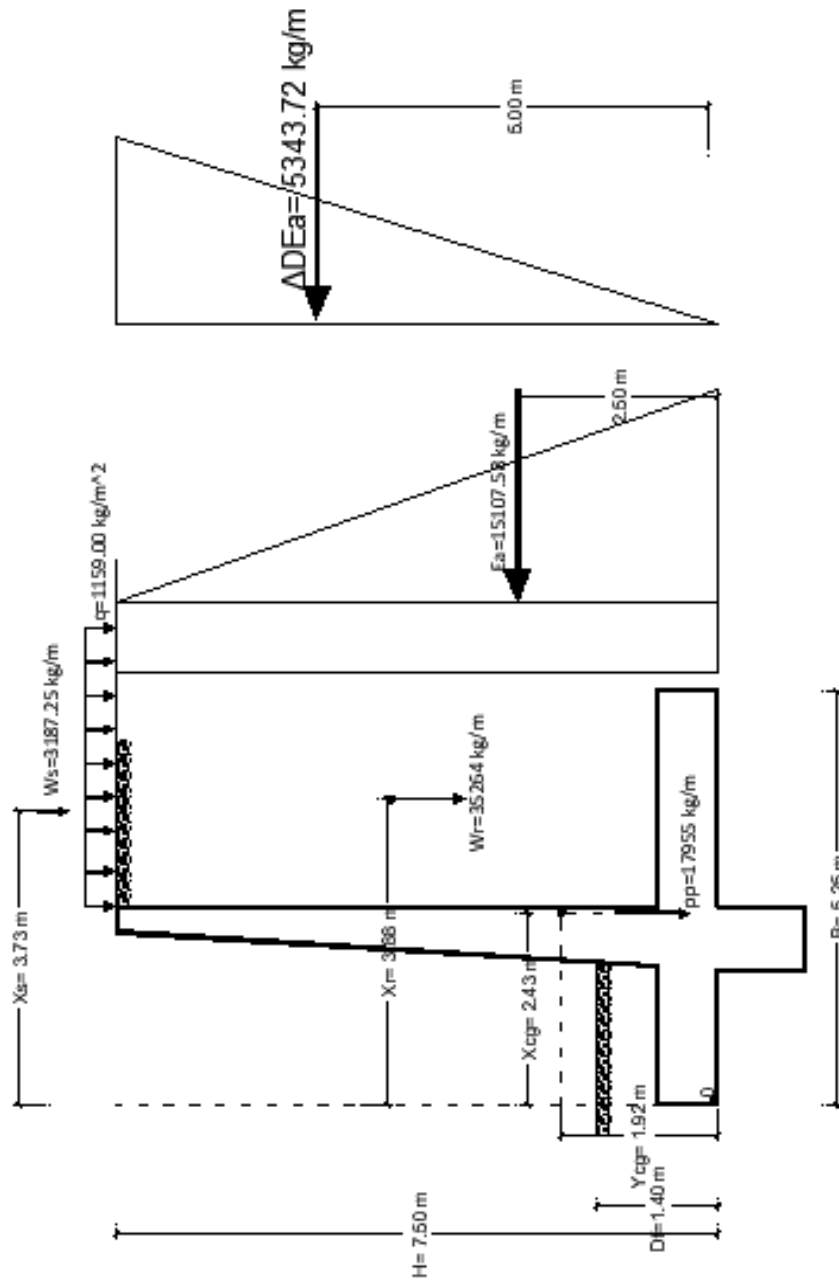
### **Resultante de las Fuerzas Verticales**

$$R_v = pp * W_r = 19755.00 \text{ kg / m} + 35268.75 \text{ kg / m}$$

$$R_v = 55023.75 \text{ kg/m}$$

### Imagen 22:

Presión de contacto muro – suelo



Fuente: Elaboración propia

### Fuerza de Roce

$$F_r = \mu(R_v + E_{av}) + c' * B + E_p$$

$$\mu = \text{tag} \left[ \frac{2}{3} * 32^\circ \right] \quad \mu = 0.39$$

$$c' = 0.50 c \quad \left( 0.50 * 0.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 10000.00 \quad c' = 1250.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.39 * 55023.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 1250.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 5.25\text{m} + 11439.88 \text{ kg/m} \quad F_r = 39492.13 \text{ kg/cm}^2$$

### Factor de Seguridad contra el Deslizamiento

$$FS_d = \frac{F_r}{E_{a+\Delta}} = \frac{39492.13 \text{ kg/m}}{23908.42 \text{ kg/m}}$$

$$FS_d = 1.65 \geq 1.40 \text{ "OK"}$$

### Momento de Volcamiento

$$M_v = E_a * b + \Delta D E_a * b + F_{spp} * Y_{cg}$$

$$M_v = 15107.58 \text{ kg/m} * 2.50\text{m} + 5343.72 \text{ kg/m} * 5.00\text{m} + 3457.13 \text{ kg/m} * 1.92\text{m}$$

$$M_v = 70372.00 \text{ kg} * \text{m} / \text{m}$$

### Momento Estabilizante

$$M_e = p_p * X_{cg} + W_r * X_r =$$

$$M_e = 17955.00 \text{ kg} / \text{m} * 2.43 \text{ m} + 35264.00 \text{ kg} / \text{m} * 3.880\text{m}$$

$$M_e = 182840.91 \text{ kg} * \text{m} / \text{m}$$

### Factor de Seguridad contra el Volcamiento

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{\frac{182840.91 \text{ kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{\frac{70372.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}$$

$$FS_v = 2.60 \geq 1.40 \text{ "OK"}$$

### Esfuerzo Admisible del Suelo de Fundación

$$FS_{\text{cap.portante}} \geq 2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{q_{\text{ult}}}{FS_{\text{cap.portante}}} = \frac{4.50 \text{ kg/cm}^2}{2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

### Punto de aplicación de la fuerza resultante (Xr): medido desde el punto "0"

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = \frac{\frac{182840.91 \text{ kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} - \frac{70372.00 \text{ kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{55023.72 \text{ kg/m}}$$

$$X_r = 2.04 \text{ m}$$

### Excentricidad de la Fuerza Resultante

$$e_x < \frac{B}{6} = \frac{5.25 \text{ m}}{6} \quad \frac{B}{6} = 0.88 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r = \frac{5.25 \text{ m}}{2} - 2.04 \text{ m} \quad e_x = 0.58 \text{ m}$$

$$e_x = 0.44 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.82 \text{ m "OK"}$$

### Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación

para  $e \leq B/6$

$$\sigma_{\max} = \frac{R_v}{B} * \left[ 1 + \frac{6 * e_x}{B} \right] = \frac{55023.72 \text{ kg/m}}{5.25 \text{ m}} * \left[ 1 + \frac{6 * 0.58 \text{ m}}{5.25 \text{ m}} \right] \quad \sigma_{\max} = 1.74 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_{\max} = 1.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{"OK"}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{R_v}{B} * \left[ 1 - \frac{6 * e_x}{B} \right] = \frac{55023.72 \text{ kg/m}}{5.25 \text{ m}} * \left[ 1 - \frac{6 * 0.58 \text{ m}}{5.25 \text{ m}} \right] \quad \sigma_{\min} = 0.35 \text{ kg/cm}^2$$

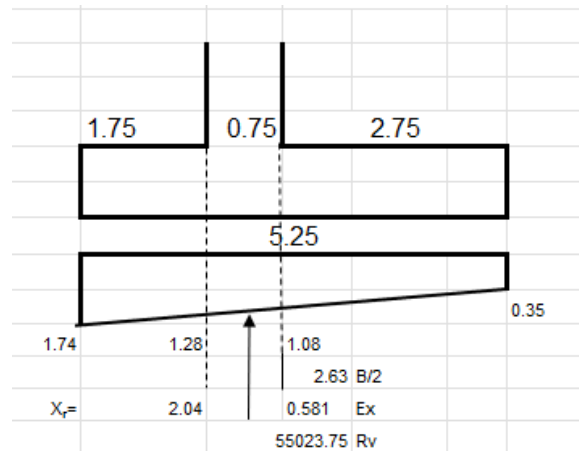
### Caso 2: Presión de Contacto Muro -Suelo de Fundación

El Pre dimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 2: Empuje de tierra + sismo.

Las dimensiones propuestas son definitivas y con ellas se realizará el diseño de los elementos estructurales que conforman el muro.

**Imagen 23:**

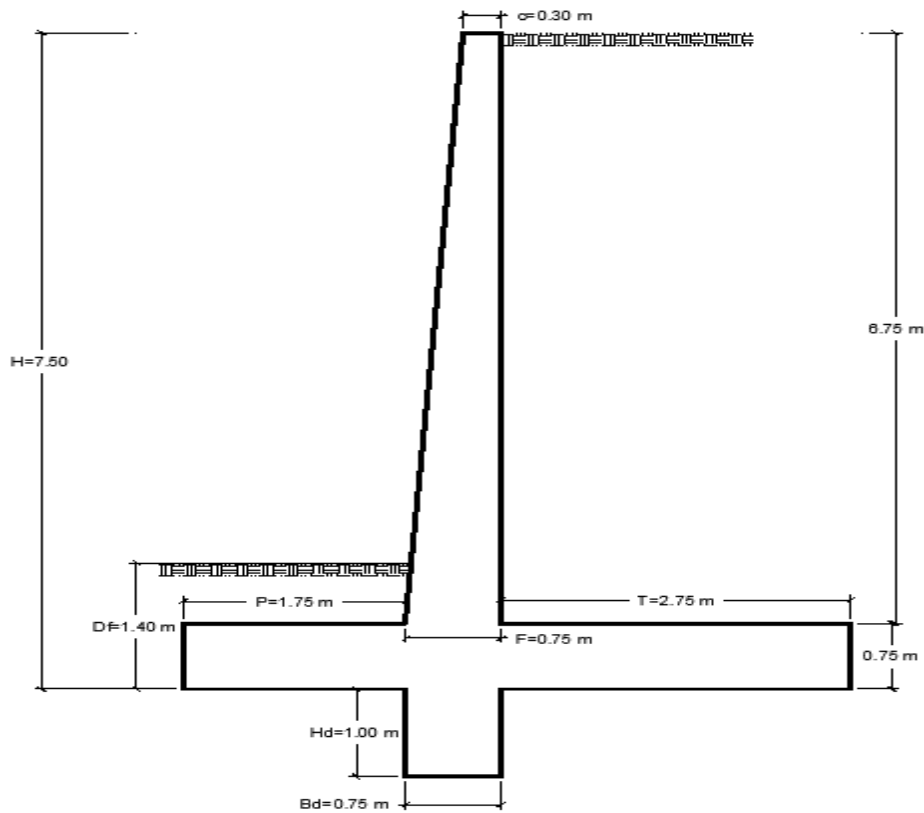
*Presión de contacto muro – fundación*



Fuente: Elaboración propia

**Imagen 24:**

*Dimensiones Definitivas para el Diseño del Muro*



Fuente: Elaboración propia

## 6.5 Diseño de la base

### CASO 1: Empuje de Tierra + Sobrecarga Vehicular

Puntera: (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1):

Peso Propio: por metro lineal de muro (hacia abajo):

$$W_{pp} = e * P * 1,00m * \gamma_c$$

$$W_{pp} = 0.75 \text{ m} * 1.75 \text{ m} * 1.00m * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{pp} = 3150.00 \text{ kg}$$

### Brazo de la Puntera

$$B_p = P / 2 = 1.75 \text{ m} / 2 = 0.875m$$

### Reacción del Suelo por metro lineal de muro (hacia arriba):

$$R_{s1} = \left[ \frac{1.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 1.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2} \right] * 175 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

$$R_{s1} = 20571.14 \text{ kg}$$

### Fuerza Cortante Resultante en la Puntera (V1-1) (hacia arriba):

$$V_{1-1} = R_{s1} - W_{pp} = 20571.14 \text{ kg} - 3150.00 \text{ kg}$$

$$V_{1-1} = 17421.14 \text{ kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura  $(1.21-1.14 = 0.07)$  Kg/cm<sup>2</sup> y un rectángulo de altura 1.14 Kg/cm<sup>2</sup>:

$$R_{\text{triangulo}} = \left[ \frac{0.07 \text{ kg/cm}^2 * 175 \text{ cm}}{2} \right] * 100 \text{ cm}$$

$$R_{\text{tria.}} = 612.15 \text{ kg}$$

$$b_{\text{triangulo}} = [2/3] * 1.75 \text{ m} = 1.167 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectangulo}} = 1.14 \text{ kg/cm}^2 * 175 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = 19950.00 \text{ kg}$$

$$b_{\text{rectangulo}} = [1/2] * 1.75 \text{ m} = 0.875 \text{ m}$$

Momento en la Sección 1-1(M1-1): por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M1-1 = R_{\text{tria.}} * b_{\text{tria.}} + R_{\text{rec.}} * b_{\text{rec.}} - W_{\text{pp}} * P/2$$

$$M1-1 = 612.15 \text{ kg} * 1.167 \text{ m} + 19950.00 \text{ kg} * 0.875 \text{ m} - 3150.00 \text{ kg} * 0.875 \text{ m}$$

$$M1-1 = 16595.01 \text{ kg} * \text{m}$$

Talón (Fuerzas y Brazos Respecto a la Sección Crítica 2-2)

Peso Propio ( $W_{\text{pp}}$ ): por metro lineal de muro (hacia abajo):

$$W_{\text{pp}} = e * T * 1.00 \text{ m} * \gamma_c = 0.75 \text{ m} * 2.75 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{pp}} = 4950.00 \text{ kg}$$

Brazo del Talon ( $B_t$ ):

$$B_t = T / 2 = 2.75 / 2 = 1.375 \text{ m}$$

Reacción del Suelo por metro lineal de muro (hacia arriba):

$$R_{s2} = \left[ \frac{1.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 1.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2} \right] * 275 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

$$R_{s2} = 29181.01 \text{ kg}$$

Peso del Relleno

$$W_r = 6.75 \text{ m} * 2.75 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 1900 \text{ kg/m}^3 = 35268.75 \text{ kg}$$

Brazo del relleno

$$b_{rr} = T/2 = 2.75 \text{ m} / 2 = 1.38 \text{ m}$$

Peso de la Sobrecarga: equivalente a 61 cm de relleno por metro lineal de muro:

$$W_{sc} = 0.61 \text{ m} * 2.75 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 1900 \text{ kg/m}^3 = 3187.25 \text{ kg}$$

Brazo de la Sobrecarga

$$b_{sc} = T/2 = 2.75 \text{ m} / 2 = 1.38 \text{ m}$$

### **Fuerza Cortante Resultante del Talón (V2-2) (hacia abajo):**

$$V_{2-2} = R_{s2} - W_{pp} - W_r - W_{sc}$$

$$V_{2-2} = 29181.01 \text{ kg} - 4950.00 \text{ kg} - 35268.75 \text{ kg} - 3187.25 \text{ kg} = -14224.96 \text{ kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura  $(1.11 - 1.01 = 0.10) \text{ Kg/cm}^2$  y un rectángulo de altura  $0.98 \text{ Kg/cm}^2$ :

$$R_{\text{tria.}} = \left[ \frac{0.10 \text{ kg/cm}^2 * 275 \text{ cm}}{2} \right] * 100 \text{ cm}$$

$$R_{\text{tria.}} = 1441.48 \text{ kg}$$



$$b_{tria.} = [1/3] * 2.75 \text{ m} = \mathbf{0.917 \text{ m}}$$

$$R_{rec.} = 1.01 \text{ kg/cm}^2 * 275 \text{ cm} * 100 \text{ cm} = \mathbf{27739.56 \text{ kg}}$$

$$b_{rec.} = [1/2] * 2.75 \text{ m} = \mathbf{1.375 \text{ m}}$$

Momento en la Sección 2-2(M2-2): por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M2-2 = -R_{tria.} * b_{tria.} - R_{rec.} * b_{rec.} + W_{pp} * b_t + W_r * b_r + W_{sc} * b_{sc}$$

$$M2-2 = -1141.48 \text{ kg} * 0.917 \text{ m} - 27739.56 \text{ kg} * 1.375 \text{ m} + 4950.00 \text{ kg} * 1.375 \text{ m} + 35368.75 \text{ kg} * 1.38 \text{ m} + 3187.25 * 0.917$$

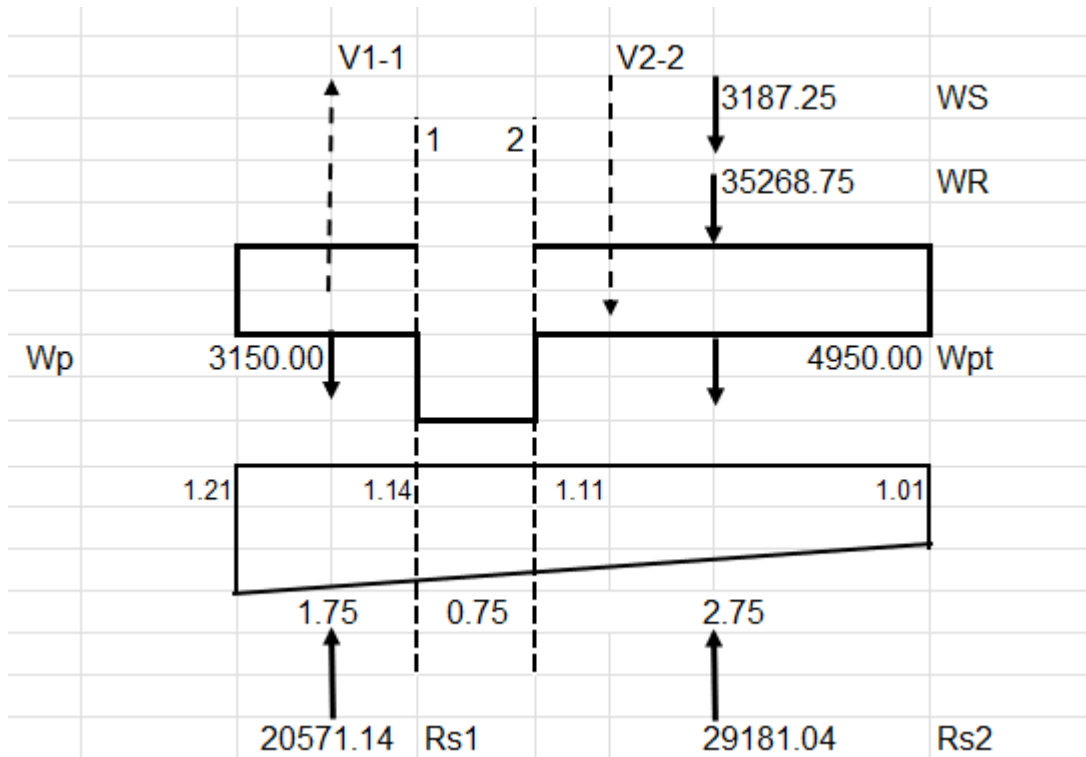
$$M2-2 = \mathbf{20219.99 \text{ kg} * m}$$

$$V1-1 = 17421.14 \text{ kg} \quad M1-1 = 16595.01 \text{ kg} * m \quad \text{Puntera}$$

$$V2-2 = -14224.96 \text{ kg} \quad M2-2 = 20219.99 \text{ kg} * m \quad \text{Talón}$$

### Imagen 25:

Fuerzas cortantes



Fuente: Elaboración propia

## 6.4 Empuje de tierra + sismo

Puntera: (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1):

Peso Propio (Wpp): por metro lineal de muro (hacia abajo):

$$W_{pp} = e * P * 1,00m * \gamma_c = 0.75 \text{ m} * 1.75 \text{ m} * 1.00m * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{pp} = 3150.00 \text{ kg}$$

Brazo de la Puntera (Bp):

$$B_p = P/2 = 1.75 \text{ m} / 2$$

$$B_p = 0.875 \text{ m}$$

Reacción del Suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba):

$$R_{s1} = \left[ \frac{1.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 1.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2} \right] * 175 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

**Rs1 = 26460. 25 kg**

Fuerza Cortante Resultante en la Puntera (V1-1) (hacia arriba):

$$V1-1 = R_{s1} - W_{pp} = 26460.25 \text{ kg} - 3150.00 \text{ kg}$$

**V1-1 = 23310. 25 kg**

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura  $(1.74-1.28 = 0.46) \text{ Kg/cm}^2$  y un rectángulo de altura  $1.28 \text{ Kg/cm}^2$ :

$$R_{\text{tria.}} = \left[ \frac{0.46 \text{ kg/cm}^2 * 175 \text{ cm}}{2} \right] * 100 \text{ cm}$$

**Rtria. = 4059. 50 kg**

$$b_{\text{tria.}} = [2/3] * 1.75 \text{ m}$$

**btria. = 1. 167 m**

$$R_{\text{rec.}} = 1.28 \text{ kg/cm}^2 * 175 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

**Rrec. = 22400. 75 kg**

$$b_{\text{rec.}} = [1/2] * 1.75 \text{ m}$$

**brec. = 0. 875 m**

Momento en la Sección 1-1(M1-1): por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M1-1 = R_{tria.} * b_{tria.} + R_{rec.} * b_{rec.} - W_{pp} * P/2$$

$$M1-1 = 4059.50 \text{ kg} * 1.167 \text{ m} + 22400.75 \text{ kg} * 0.875 \text{ m} - 3150.00 \text{ kg} * 0.875 \text{ m}$$

$$\mathbf{M1-1 = 22761.74 \text{ kg} * m}$$

Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):

Peso Propio: por metro lineal de muro (hacia abajo):

$$W_{pp} = e * T * 1,00\text{m} * \gamma_c 0.75 \text{ m} * 2.75 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\mathbf{W_{pp} = 4950.00 \text{ kg}}$$

**Brazo del Talon (Bt):**

$$B_t = T / 2 = 2.75 \text{ m} / 2$$

$$\mathbf{BT = 1.375 \text{ m}}$$

Reacción del Suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba):

$$R_{s2} = \left[ \frac{1.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2} \right] * 275 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

$$\mathbf{Rs2 = 19708.80 \text{ kg}}$$

Peso del Relleno (Wr):

$$W_r = 6.75 \text{ m} * 2.75 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 1900 \text{ kg/m}^3$$

$$\mathbf{W_r = 35268.75 \text{ kg}}$$

Brazo del relleno(brr):

$$b_{rr} = T/2 = 2.75 \text{ m}/2$$

$$\mathbf{b_{rr} = 1.375 \text{ m}}$$

Fuerza cortante Resultante del Talón (V2-2) (hacia abajo):

$$V2-2 = R_{s2} - W_{pp} - W_r$$

$$V2-2 = 19708.80 \text{ kg} - 4950.00 \text{ kg} - 35268.75 \text{ kg}$$

$$V2-2 = -16383 \text{ kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura  $(1.06-0.35 = 0.71) \text{ Kg/cm}^2$  y un rectángulo de altura  $0.35 \text{ Kg/cm}^2$ :

$$R_{\text{tria.}} = \left[ \frac{0.71 \text{ kg/cm}^2 * 275 \text{ cm}}{2} \right] * 100 \text{ cm}$$

$$R_{\text{tria.}} = 10024.48 \text{ kg}$$

$$b_{\text{tria.}} = [1/3] * 2.75 \text{ m}$$

$$b_{\text{tria.}} = 0.917 \text{ m}$$

$$R_{\text{rec.}} = 0.35 \text{ kg/cm}^2 * 275 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

$$R_{\text{rec.}} = 9684.36 \text{ kg}$$

$$b_{\text{rec.}} = [1/2] * 275 \text{ m}$$

$$b_{\text{rec.}} = 1.375 \text{ m}$$

Momento en la sección 2-2( $M2-2$ ) : por metro lineal de muro, horario positivo:

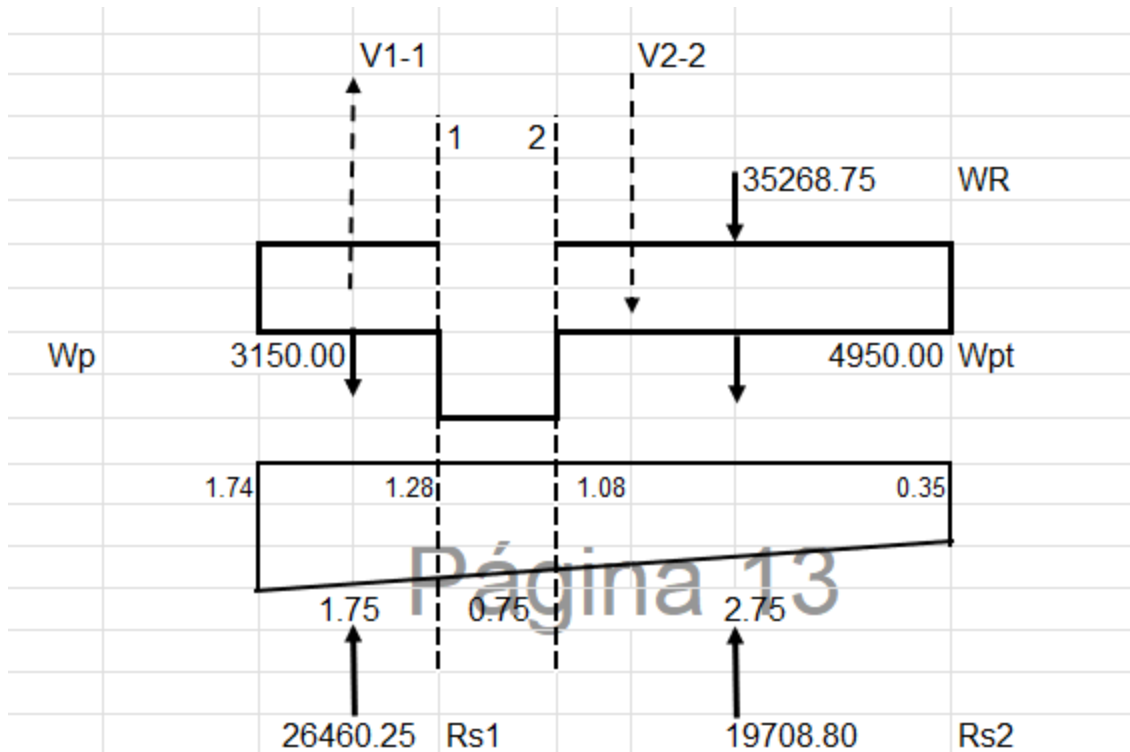
$$M2-2 = -R_{\text{tria.}} * b_{\text{tria.}} - R_{\text{rec.}} * b_{\text{rec.}} + W_{pp} * b_t + W_r * b_r$$

$$M2-2 = -10024.48 \text{ kg} * 0.917 \text{ m} - 9684.36 \text{ kg} * 1.375 + 4950.00 \text{ kg} * 1.375 \text{ m} + 35268.75 \text{ kg} * 1.375 \text{ m}$$

$$M2-2 = 32795.73 \text{ kg} * \text{m}$$

**Imagen 26:**

Fuerzas cortantes caso 2



Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas cortantes y momentos flectores en las secciones críticas 1-1 y 2-2 resultaron ser más grandes para el caso de Carga 2: Empuje de tierra + sismo)

**CASO: 1**

$V1-1 = 17421.14 \text{ kg}$   $M1-1 = 16595.01 \text{ kg} \cdot \text{m}$  Puntera

$V2-2 = -14224.96 \text{ kg}$   $M2-2 = 20219.99 \text{ kg} \cdot \text{m}$  Talón

**CASO: 2**

$V1-1 = 23310.25 \text{ kg}$   $M1-1 = 22761.74 \text{ kg} \cdot \text{m}$  Puntera

$V2-2 = -20509.95 \text{ kg}$   $M2-2 = 32795.73 \text{ kg} \cdot \text{m}$  Talón

### Factores de mayoración de cargas:

El factor de mayoración para empujes de tierra estáticos y sobrecargas vivas indicado por el código ACI es de 1.60. Para los empujes dinámicos sísmicos el factor de mayoración indicado es de 1.00. En el caso de Carga 2 (empuje tierra + sismo) se propone utilizar un factor de mayoración ponderado por tratarse de una combinación de cargas estáticas y dinámicas, determinado de la siguiente manera:

Factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico:

$$FC_u = \frac{1.60 * E_a + 1.00 * \Delta DE_a + 1.00 * F_{spp}}{E_{a+\Delta}}$$
$$\frac{1.60 * 15107.58 \text{ kg/m} + 1.00 * 5347.72 \text{ kg/m} + 1.00 * 3457.13 \text{ kg/m}}{23908.42 \text{ kg/m}}$$

$$FC_u = 1.38$$

Es conveniente determinar este factor de mayoración de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1.60 sobreestima las solicitudes últimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura más costosa.

### Diseño de la Zapata por corte

Caso más desfavorable: Caso II: Empuje de Tierra + Sismo

Factor de minoración de resistencia por corte:  $\Phi=0,75$ .

Corte Máximo

$$V_{\max} = 23310.25 \text{ kg}$$

Corte Ultimo Máximo

$$V_u = 1.38 * V_{max} = 1.38 * 23310.25 \text{ kg}$$

$$V_u = 32148.01 \text{ kg}$$

Recubrimiento:  $r' = 7.50 \text{ cm}$

$$e = 75.00 \text{ cm}$$

$$d = e - r' = 75.00 \text{ cm} - 7.50 \text{ cm} \quad d = 67.50 \text{ cm}$$

Corte Máximo Resistente del Concreto (VC):

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 67.50 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 44392.88 \text{ kg}$$

$$V_u = 32148.01 < \phi V_c = 44392.88 \text{ kg "OK"}$$

### Diseño por Flexión Zapata

El momento flector máximo en la puntera de la zapata (sección 1-1) resultó en sentido horario, se requiere colocar el acero de refuerzo en la fibra inferior; en el talón de la zapata (sección 2-2) resultó también en sentido horario, debiéndose proporcionar el acero de refuerzo en la fibra superior.

Datos para el cálculo del acero de refuerzo en la zapata:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$e = 75.00 \text{ cm}$$

Recubrimiento en puntera 7.50 cm (inferior)

$$d_1 = 75 \text{ cm} - 7.50 \text{ cm} = 67.50 \text{ cm}$$

Recubrimiento en puntera 5.00 cm (superior)

$$d_2 = 75.00 \text{ cm} - 5.00 \text{ cm} = 70.00 \text{ cm}$$

Momento Último Puntera

$$M_{up} = 1.38 * M_{2-2} = 1.38 * 22761.14 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\mathbf{M_{up} = 31191. 54 \text{ kg} * \text{m}}$$

Momento Ultimo Talón

$$M_{ut} = 1.38 * M_{2-2} = 1.38 * 32795.73 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\mathbf{M_{ut} = 45229. 78 \text{ kg} * \text{m}}$$

Se debe verificar el espesor "e"

Se verifica el espesor de la losa por flexión considerando que el muro se encuentra en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en el talón del muro, el factor de minoración de resistencia por flexión es:  $\Phi=0.90$

$$d \geq e_{req.}$$

$$d_{req.} = \sqrt{\frac{M_u}{0.189 * \Phi * f'_c * b}} = \sqrt{\frac{[45229.78 \text{ kg} * \text{m}] * 100}{0.189 * 0.90 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}}} = 35.58 \text{ cm}$$

$$\mathbf{d = 67. 50 \text{ cm} > d_{req} = 35. 58 \text{ cm} \text{ "OK"}}$$

Puntera:

$$A_{s \text{ min.}} = 0.0018 b * t$$

t= Espesor de la Losa

$$A_{s \text{ min.}} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 75.00 \text{ cm} \mathbf{A_{s \text{ min.}} = 13. 50 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \frac{0.85f_c * b * d}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 100 cm * 52,5 cm}{4200 kg/cm^2} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (31191,54 kg * m) * 100}{0.90 * 0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * 100 cm * (67.50cm)^2}} \right]$$

$$A_s = 12.48 \text{ cm}^2$$

### CUANTÍAS

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{12.48 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} * 67.50 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0.00184$$

$\rho_b$  Para una Capa

$$\rho_b = \frac{0.85f_c * \beta_1}{f_y} * \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) = \frac{0.85 * 210 kg/cm^2 * 0.85}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * \left( \frac{6000}{6000 + 4200 \frac{kg}{cm^2}} \right)$$

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 * 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.01594$$

Para garantizar la Ductilidad del Elemento:

$$\rho = 0.00184 < \rho_{max} = 0.01594 \text{ "OK"}$$

Áreas de acero:

$$A_{smin} = 13.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s calculo} = 12.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d = 0.01594 * 100 \text{ cm} * 67.52$$

$$A_{smax} = 108.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s\text{calculo}} < A_{smin} \rightarrow A_{smin} = 13.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Asumiendo } \varnothing 3/4" \rightarrow A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 3/4" @ 20.00 \text{ cm}$$

## 6.6 Diseño de la pantalla

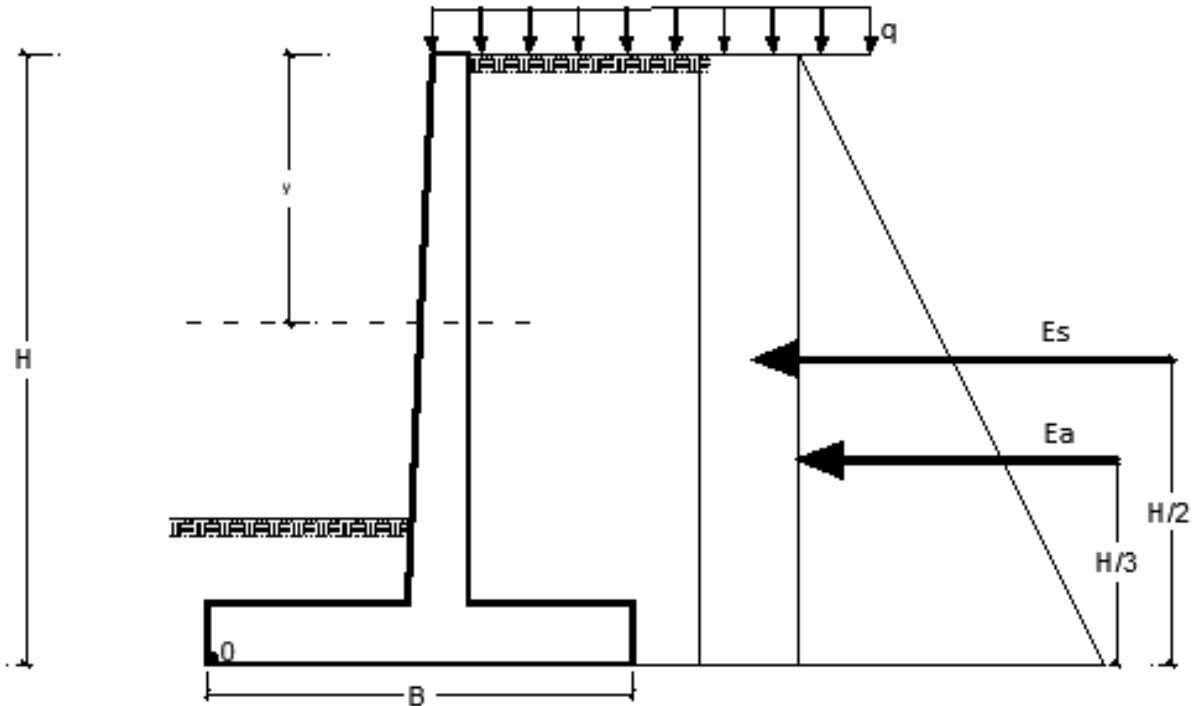
La pantalla del muro se comporta como un voladizo sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga, los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero.

Las solicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del muro, normalmente se hacen secciones a cada metro, midiendo la altura y desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.

## CASO 1: Empuje de Tierra + Sobrecarga Vehicular

### Imagen 27:

Fuerzas para el caso 1 empuje de tierra + carga vehículo



Fuente: Elaboración propia

Empuje Activo de la Tierra

$$E_a = \left[ \frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right] * K_a = \left[ \frac{1}{2} * 1900 \text{ kg/m}^3 * y^2 \right] * 0.283$$

$$E_a = 268.85 y^2 \text{ kg/m}$$

Aplicado a: "y/3" medido de la sección "y" hacia arriba

Empuje de la Sobrecarga

$$E_s = [\gamma * H_s] * H * K_a = \left[ 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.61 \text{ m} \right] * y * 0.283$$

$$E_s = 327.98 y \text{ kg/m}$$

Aplicado a: “y/2” medido de la sección “y” hacia arriba

Empuje total

$$E_{a+s} = E_a + E_s \quad 268.85 y^2 + 327.98 y$$

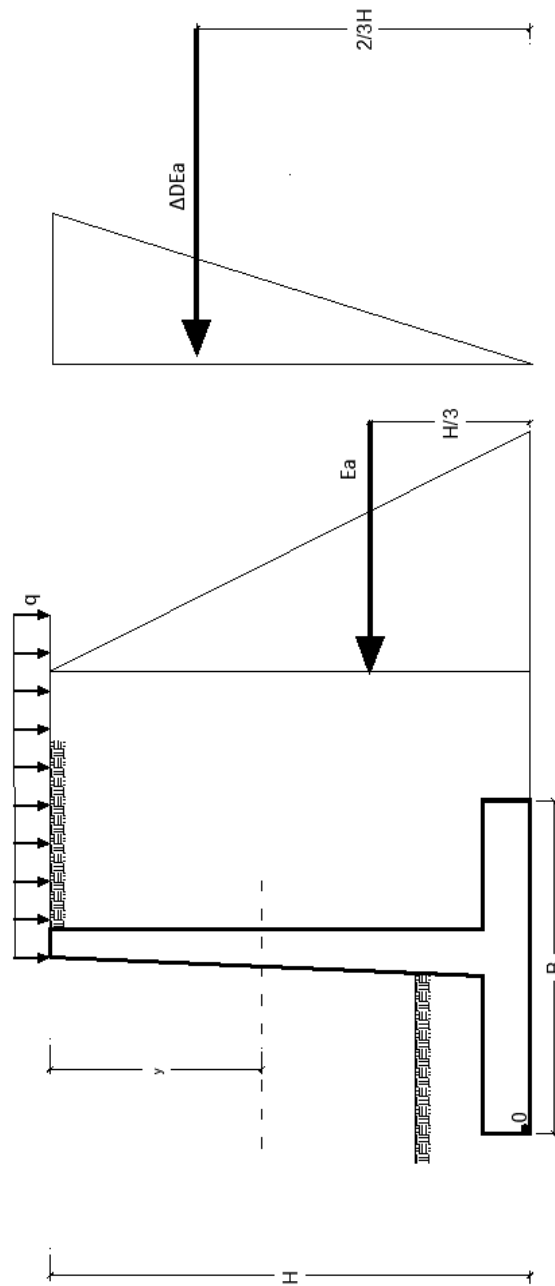
Momento total

$$M_{a+s} = 268.85 y^2 * \frac{y}{3} + 327.98 y * \frac{y}{2} \quad M_{a+s} = 89.53 y^3 + 163.80 y^2$$

## CASO 2: Empuje de Tierra + Sismo

**Imagen 28:**

*Fuerzas para el caso 2 empuje de tierra + sismo*



Fuente: Elaboración propia

$$\Delta DE_a = \left[ \frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right] * [K_{as} - K_a] - [1 - C_{sv}]$$

$$\Delta DE_a = \left[ \frac{1}{2} * 1900 \text{ kg/m}^3 * y^2 \right] * [0.397 - 0.283] * [1 - 0.1225]$$

$$\Delta DE_a = 95.00y^2$$

$$\Delta DE_a = 95.00y^2$$

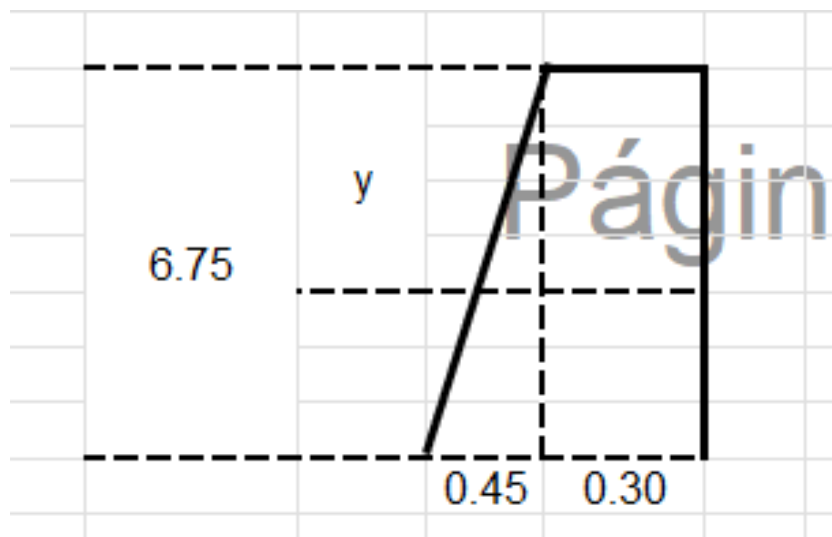
Aplicado a: "2/3 y" medido de la sección "y" hacia arriba

Fuerza Sísmica del Peso Propio

Para determinar la fuerza sísmica del peso propio se dividió la pantalla en dos figuras geométricas. Las fuerzas se determinan por metro lineal de muro para el coeficiente sísmico horizontal de 0.175

### Imagen 29:

*División de pantalla*



Fuente: Elaboración propia

Triángulo:

$$F_{spp} = \frac{0.45 \text{ m}}{6.75 \text{ m}} * y * \frac{y}{2} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.175$$

$$F_{spp} = 14.00 y^2$$

Aplicado a: "1/3 y" medido de la sección "y" hacia arriba

Rectángulo:

$$F_{spp} = 0.330 \text{ m} * y * 2400 \text{ kg} / \text{m}^3 * 0.175$$

$$F_{spp} = 108 y$$

Aplicado a: "1/2 y" medido de la sección "y" hacia arriba

Empuje total (E a+Δ):

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DEa + F_{spp\text{-}triang} + F_{spp\text{-}rec.}$$

$$E_{a+\Delta} = 268.85 y^2 + 94.00 y^2 + 14.00 y^2 + 108 y$$

$$E_{a+\Delta} = 377.58 y^2 + 126.00 y$$

Momento total (M a+Δ):

$$E_{a+\Delta} = E_a * \frac{y}{3} + \Delta DEa * \frac{2}{3}y + F_{spp\text{-}triang} * \frac{y}{3} + F_{spp\text{-}rec.} * \frac{y}{2}$$

$$M_{a+\Delta} = 268.85 y^2 * \frac{y}{3} + 94.00 y^2 * \frac{2}{3}y + 14.00 y^2 * \frac{y}{3} + 108 y * \frac{y}{2}$$

$$M_{a+\Delta} = 157.52 y^3 + 63.00 y^2$$

## 6.7 Cortes y momentos últimos para el diseño de la pantalla

Esta investigación, según el nivel de profundidad es **descriptiva**, porque se detallaron las etapas y subetapas para la elaboración del costo y presupuesto del sistema constructivo.

Según el tiempo de ocurrencia la investigación fue **prospectiva**, ya que la información necesaria se recopiló a medida que se fue

### Caso 1: Empuje de Tierra + Sobrecarga Vehicular

Corte Último

$$V_u = 1.60 * (268.85 y^2 + 327.98 y)$$

$$V_u = 429.73 y^2 + 524.27 y$$

Momento Último

$$M_u = 1.60 * (89.53 y^3 + 163.80 y^2)$$

$$M_u = 143.24 y^3 + 262.13 y^2$$

### Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Corte Último

$$V_u = 13.8 * (377.58 y^2 + 126.00 y)$$

$$V_u = 520.73 y^2 + 173.77 y$$

Momento Último

$$M_u = 1,38 * (157.52 y^3 + 63.00 y^2)$$

$$M_u = 217.24 y^3 + 86.89 y^2$$

**Tabla 3:**

*Resultados - Cortes y Momentos últimos para la pantalla*

Distancia	CASO 1		CASO 2		SOLICITACIONES MAXIMAS	
	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu
Y (m)	(kg)	(kg*m)	(kg)	(kg*m)	(kg)	(kg*m)
1	954	405	695	304	954	405
2	2767	2194	2430	2085	2767	2194
3	5440	6227	5208	6647	5440	6647
4	8973	13362	9027	15294	9027	15294
5	13364	24459	13887	29327	13887	29327
6	18616	40377	19789	50052	19789	50052
6.75	23118	55997	24899	70771	24899	70771

Fuente: Elaboración propia

El espesor de la pantalla o fuste  $F(y)$  varía desde 30.00 cm hasta 75.00 cm, de la siguiente manera, en cm:

$$F(y) = \left[ \frac{45.00 \text{ cm}}{6.75 \text{ cm}} * y \right] + 30 \text{ cm}$$

La altura útil es variable  $d(y)$ , se determina para un recubrimiento del concreto en la pantalla de 5 cm.

El corte máximo resistente del concreto varía con la altura de la pantalla:

$$\Phi * V_c = 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d(y)$$

$$\Phi * V_c = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * d(y)$$

$$\Phi V_c = 576.03 d(y)$$

El acero de refuerzo mínimo varía con la altura de la siguiente manera:

$$A_{smin} = 0.0018 * b * F(y)$$

$$A_{smin} = 0.18 * F(y)$$

$$\text{Recubrimiento} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = \emptyset \frac{3}{4}''$$

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

**Tabla 4:**

*Resultados - Cortes y Momentos últimos para la pantalla*

Y (m)	Vu (kg)	Mu (kg*m)	F(y) (cm)	d(y) (cm)	Ø*Vc (kg)	As min (cm <sup>2</sup> / m)	As req (cm <sup>2</sup> / m)	As colocar (cm <sup>2</sup> / m)	Sep. (cm)
1	954	405	49.44	44.44	29015	8.9	0.24	8.9	32
2	2767	2194	53.89	48.89	31916	9.7	1.19	9.7	29
3	5440	6647	58.33	53.33	34818	10.5	3.32	10.5	27
4	9027	15294	62.78	57.78	37719	11.3	7.11	11.3	25
5	13887	29327	67.22	62.22	40621	12.1	12.78	12.78	22
6	19789	50052	71.67	66.67	43522	12.9	20.61	20.61	14
6.75	24899	70771	75	70	45699	13.5	28.07	28.07	10

Fuente: Elaboración propia

Se verifica el espesor de la pantalla por flexión, por encontrarse el muro en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en la base de la pantalla.

$$d \geq d_{req.}$$

$$d_{req.} = \sqrt{\frac{M_u}{0.189 * \Phi * f'_c * b}} = \sqrt{\frac{[70771 \text{ kg} * \text{m}] * 100}{0.189 * 0.90 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}}} = 44.51 \text{ cm}$$

$$d = 70.00 \text{ cm} > d_{req} = 44.51 \text{ cm "OK"}$$

Acero en la pantalla: (cara interior en contacto con la tierra)

De arriba hacia abajo: desde la Corona hasta 3.00 m →  $A_s = 10.50 \text{ cm}^2$

Asumiendo  $\emptyset \frac{3}{4}''$  →  $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

$\emptyset \frac{3}{4}'' @ 27.00 \text{ cm}$

De 3.00 m hasta 5.00 m →  $A_s = 21.78 \text{ cm}^2$

Asumiendo  $\emptyset \frac{3}{4}''$  →  $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

$\emptyset \frac{3}{4}'' @ 18.00 \text{ cm}$

De 5.00 m hasta la Base →  $A_s = 21.78 \text{ cm}^2$

Asumiendo  $\emptyset \frac{3}{4}''$  →  $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

$\emptyset \frac{3}{4}'' @ 9.00 \text{ cm}$

En la pantalla: (cara exterior)



Se colocará vertical y horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002:

As retracción y temperatura= 2.65 cm<sup>2</sup>/ml                      **Ø 3/8" @25. 00 cm**

Zapata:

Cara Inferior (Puntera)    **Ø 3/4" @20. 00 cm**

Cara Superior (Talón)    **Ø 3/4" @13. 00 cm**

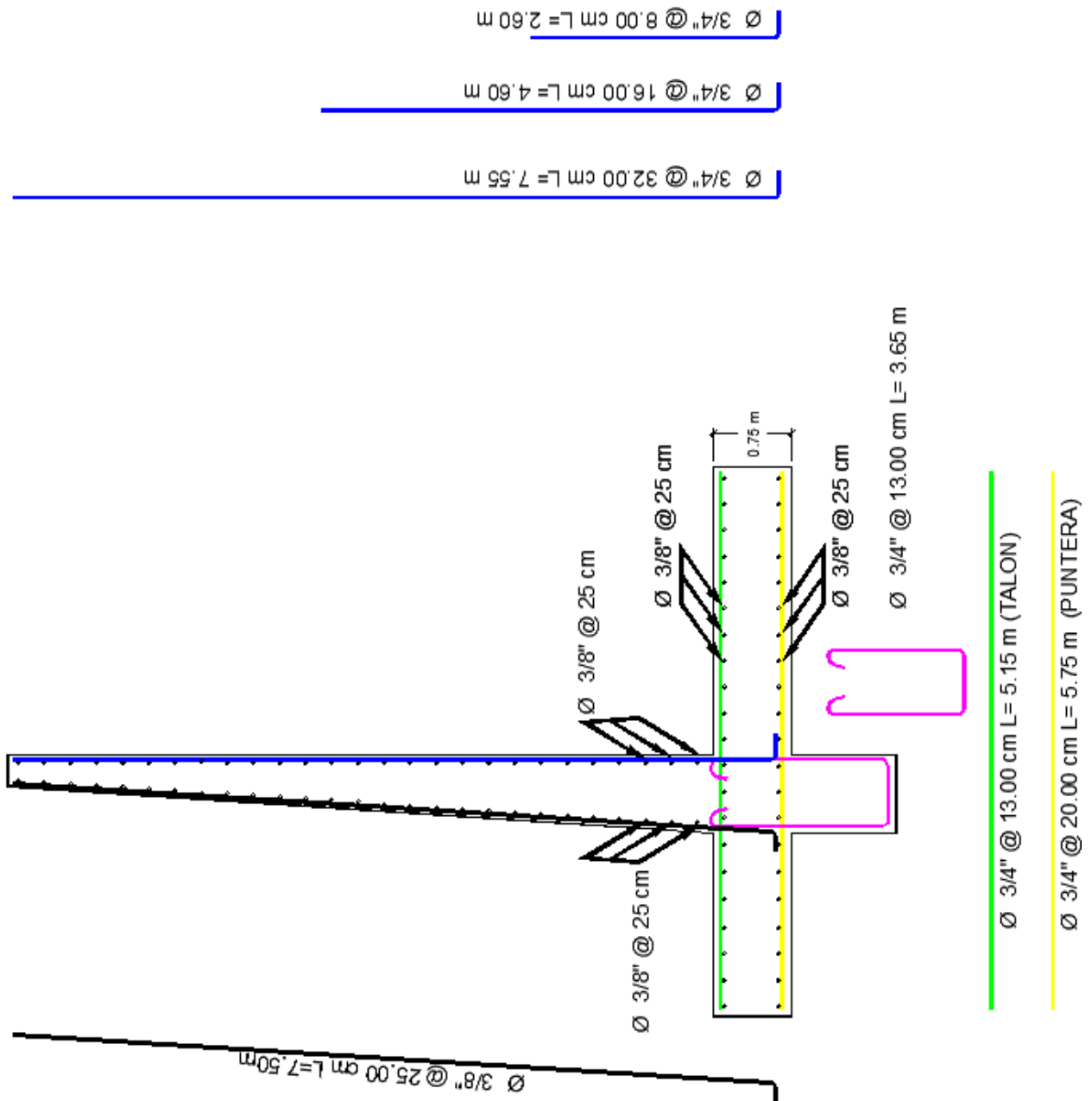
En la zapata, perpendicular al acero de refuerzo principal por flexión, se colocará horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002, en ambas caras:

As retracción y temperatura= 2.65 cm<sup>2</sup>/ml                      **Ø 3/8" @25. 00 cm**

El sistema de drenaje del muro estará constituido por barbacanas de diámetro 4" de P.V.C., colocadas a cada 2 m<sup>2</sup> de pantalla.

### Imagen 30:

Arreglo de acero en el muro



Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1 Conclusiones

- ✓ Se diseñó el muro de contención en voladizo con un procedimiento paso a paso del análisis y diseño estructural, siguiendo el manual de diseño de puentes LRFD AASHTO 2017 y el manual del ACI 318S-14, respectivamente, haciendo uso de los factores sísmicos del RNC-07; obteniendo la geometría idónea para soportar las cargas actuantes.
  
- ✓ Para una mejor comprensión del diseño se generaron modelos estructurales donde se mostraron los empujes laterales (empuje de tierra + sobrecarga vehicular / empuje de tierra + sismo), las cuales estaban actuando en el muro de contención. Los resultados se muestran en las diferentes figuras descritas en el documento donde se realizaron los diferentes análisis y diseño.
  
- ✓ El diseño del acero de refuerzo para las solicitaciones de carga propuestas se basó en las normativas, obteniendo resultados:
  - Pantalla  $\varnothing 3/8"$  @25 cm (cara externa – refuerzo vertical)
  - Pantalla  $\varnothing 3/8"$  @25 cm (cara externa – refuerzo horizontal)
  - Pantalla  $\varnothing 3/8"$  @25 cm (cara interna – refuerzo horizontal)
  - Pantalla  $\varnothing 3/4"$  @32 cm (cara interna – refuerzo vertical)
  - Base  $\varnothing 3/8"$  @25 cm (refuerzo longitudinal y transversal – 2 capas)
  - Dentellón  $\varnothing 3/4"$  @13 cm

## 7.2 Recomendaciones

- ✓ A razón de comprender la definición de los muros de contención se debe reconocer su función e importancia y cómo éstos forman parte del desarrollo de la infraestructura de una ciudad.
- ✓ Es importante conocer las características del suelo en el que se va a construir, de modo que se recomienda ampliamente realizar un estudio de laboratorio de los suelos, ya que en todo proyecto estos datos generalmente son proporcionados por un geotecnista.
- ✓ Es muy necesario incluir el diseño de muros de contención de manera más amplia en la educación de un ingeniero civil, ya que son de gran importancia para su ámbito profesional.
- ✓ No se deben dejar aparte ningún tipo de reglamento o especificaciones para consolidar el análisis y diseño de los muros de contención en cada variación o necesidad posible.
- ✓ Es de utilidad promover los conocimientos acerca de los muros de contención para los niveles de pregrado de ingeniería civil, así como el uso de software que permita obtener un aprendizaje más completo en el diseño de estas estructuras de gran importancia.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Martínez, S. R. (2009). Diseño de Muros de Contención sector la Aguada Comuna de Corral. Chile.
- Meza, I. J., & Sánchez, I. A. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima, Perú: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Vásquez, L. G. (s.f.). Diseño de Estructuras de Cimentación. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed. (2017).
- Campos, C. G. (2006). Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiliever y muros con contrafuertes. Ambato, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.
- Das, B. M. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México: Cengage Learning.
- Institute, American Concrete. (2014). Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-14.
- Jack Mc Cormac, R. H. (2011). Design of Reinforced Concrete. 10th ed. USA: Wiley.

## ANEXOS

### Anexo 1: Coeficientes para definir los espectros de diseño de Nicaragua.

