

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE
MUROS DE CONTENCIÓN EN GRAVEDAD, VOLADIZO Y
CONTRAFUERTE”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ASESOR

Mc.s. Ing. MAURO CENTURION VARGAS

TESISTA

BACHILLER: JULIO CÉSAR CUZCO MINCHÁN

Cajamarca- Perú -2018

DEDICATORIA

A DIOS

Por haberme regalado la vida y permitirme ser parte de una familia unida.

A MIS PADRES

Jesús Minchán Quispe y Juan Pablo Cuzco Sapo, Quienes sabiamente me supieron guiar en la vida, siendo parte de mis planes, éxitos, alegrías y tristezas.

A MIS HERMANOS

Por sus enseñanzas y ejemplo, por incentivar el ímpetu de seguir luchando por el arduo camino de la superación.

Julio César Cuzco Minchán

AGRADECIMIENTO

*A mi alma mater Universidad Nacional de Cajamarca –
Facultad de Ingeniería, por promover la ciencia y formar
profesionales e intelectuales competentes.*

*A mi digno maestro M.cs Ing. Mauro Centurión Vargas por
sus sabios consejos y asesoría.*

*A mis padres por haberme formado bajo sus sabios consejos e
incentivar la práctica de valores morales con la sociedad.*

Julio César Cuzco Minchán

RESUMEN

La presente investigación fue comparar la respuesta estructural de muros de contención (Gravedad, Voladizo, Contrafuertes) sometidos a las mismas condiciones de cargas y condiciones de terreno. La estrategia general se encuentra basada en la modalidad de investigación aplicada. Donde el dimensionamiento, cumplimiento de factores de seguridad se realizó a través de hojas de cálculo y el análisis se realizó mediante el uso del programa del Sap2000.

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

Palabras clave: Muros, en gravedad, voladizo, contrafuertes, desplazamiento, esfuerzos, momentos.

ABSTRACT

The present investigation was to compare the structural response of retaining walls (gravity, cantilever, abutments) subjected to the same load conditions and terrain conditions. The general strategy is based on the modality of application research. Where the sizing, compliance of safety factors was done through spreadsheets and the analysis was made by using the Sap2000 program.

In the structural behavior of the retaining walls, the maximum lateral displacements, the internal forces and the turning moments (buttress versus gravity) and (buttress vs. cantilever) were analyzed, from which it was obtained that the lateral displacements are less in 10.762% and 77.638%, in the moments of volteos is lower in 45.222% and 40.356% and in the internal efforts is lower in 25.198% and 24.506% respectively, reason why it is concluded that the walls of containment with abutments have better structural behavior than the retaining walls in gravity and cantilever, and evaluated in the same soil conditions of both foundation and fill.

Keywords: Walls, in gravity, cantilever, abutments, displacement, efforts, moments.

CONTENIDO

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT.....	iv
INDICE TABLAS.....	viii
INDICE FIGURAS.....	ix
CAPITULO I. INTRODUCCION.....	1
I.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
I.1.1 Planteamiento del problema.....	1
I.1.2 Formulación del problema.....	2
I.1.3 Justificación de la investigación.....	2
I.1.4 Delimitación del Problema.....	2
I.1.5 Tipo, alcance y diseño de la investigación.....	3
I.1.5.1 Tipo de enfoque a utilizarse en la investigación.....	3
I.1.5.2 Alcance de la investigación.....	3
I.1.5.3 Diseño de la investigación.....	3
I.1.6 Objetivos.....	3
I.1.6.1 Objetivo general.....	3
I.1.6.2 Objetivos específicos.....	3
I.1.7 Hipótesis de la investigación.....	3
I.1.7.1 Hipótesis.....	3
I.1.7.2 Variables de la investigación.....	3
I.2 MÉTODO Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN.....	4
I.2.1 Métodos de investigación.....	4
I.2.1.1 Forma de contrastación de hipótesis.....	4

I.2.1.2 Unidad de Análisis	4
I.2.2 Técnicas de Investigación	4
I.2.2.1 Programa de Computo.....	4
I.2.2.2 Fichaje de Información	4
CAPITULO II. MARCO TEORICO.....	5
II. 1 ANTECEDENTES	5
II.2 FUNDAMENTO TEÓRICO	6
II.2.1 MUROS DE CONTENCIÓN	6
II.2.2 Consideraciones Fundamentales.....	6
II.2.3 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN	9
II.2.3.1 MUROS DE GRAVEDAD	9
II.2.3.2 MUROS EN VOLADIZO O EN CANTILIVER	10
II.2.3.3 MUROS CON CONTRAFUERTE	10
II.2.3.4 EVALUACIÓN DE EMPUJE DE TIERRAS	11
II.2.3.5 ECUACIÓN DE COULOMB	14
II.2.3.6 TEORÍA DE RANKINE.....	17
II.2.3.7 PRESIÓN HIDROSTÁTICA	21
II.2.3.8 PESO PROPIO	23
II.2.3.9 SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO.....	24
II.2.3.10 SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.....	25
II.2.3.11 COMPROBACIÓN DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL (N), Y DE PRESIONES EN EL TERRENO	28
II. 2.3.12 FORMAS DE AGOTAMIENTO DE LOS MUROS	33
II. 2.3.13 PROCEDIMIENTO A SEGUIR EN EL DISEÑO DE MUROS	37
II. 2.3.14 Teoría de capacidad de carga de Terzaghi.....	38
CAPITULO III. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION	43

III.1 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA.....	43
III.2 DIMENSIONAMIENTO DE MUROS.....	44
a. Muros en Gravedad.....	44
b. Muros en Voladizo	51
c. Muros con Contrafuertes	58
III.3 MODELAMIENTO COMPUTACIONAL DE MUROS DE CONTENCIÓN	65
III.3.1 Modelamiento de Muros en Gravedad y Voladizo.....	65
III.3.2 Modelamiento de Muros con Contrafuertes	65
III.3.3 Combinación de Cargas.....	66
CAPITULO IV. RESULTADOS	67
IV.1 Comparación del Comportamiento Estructural de los muros de Contención (Gravedad, Voladizo y Contrafuerte)	67
IV.1.1 Desplazamientos.....	67
IV.1.2 ESFUERZOS INTERNOS.....	69
IV.1.3 MOMENTOS DE VOLTEO.....	70
CONCLUSIONES.....	72
RECOMENDACIONES	73
BIBLIOGRAFÍA	74
ANEXOS.....	75

INDICE TABLAS

Tabla N° 01: Valores de ϕ y γ para diferentes tipos de suelos	3
Tabla N° 02: Valores de movimiento relativo Δ/H para alcanzar la condición mínima Activa y máxima Pasiva de presión de tierras	8
Tabla N° 03: Valores de C_0 para varios tipos de suelos	10
Tabla N°04: Coeficientes para presión activa (K_a)	16
Tabla N° 05: Coeficientes para presión pasiva (K_p)	16
Tabla N° 06: Pesos específicos según Terzaghi	19
Tabla N°07: Coeficientes de Rozamiento (μ)	21
Tabla N° 08: Ángulos De Fricción Interna (ϕ)	22
Tabla N°09: Presiones admisibles sobre suelo y roca	29
Tabla N° 10: Factores de capacidad de carga Terzaghi-ecuaciones (a), (b) y (c) de Kumbhojkar (1993)	37
Tabla N° 11: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi $N'c$, $N'Q'qy N'\gamma$	38
Tabla N° 12: Valores de K_a	41
Tabla N°13: Valores K_p	41
Tabla N° 14: Momento resistente (MR) Muro en gravedad	43
Según tabla N° 15: Valores de K_a	47
Según tabla N° 16: Valores de K_p	47
Tabla N° 17: Momento resistente (MR) muro en voladizo	49
Según tabla N°18: Valores de K_a	54
Según tabla N°19: Valores de K_p	54
Tabla N° 20: Momento resistente (MR) muro con contrafuertes	56
Tabla N° 21: Desplazamientos lateral de la pantalla en los tres tipos de muro $H = 5.80m$	60
Tabla N° 22: Esfuerzos internos de la pantalla de los tres tipos de muros.	62
Tabla N° 23: Momento de Volteo de los tres tipos de muros	64

INDICE FIGURAS

Figura N° 01: Muro de Contención	07
Figura N° 02: Empuje Activo de la Tierra	08
Figura N° 03: Empuje Nulo	08
Figura N° 04: Empuje Pasivo de la Tierra	08
Figura N° 05: Empuje de Reposo de la Tierra	09
Figura N° 06: Muros en gravedad	10
Figura N° 07: Muro de Contención en Voladizo	10
Figura N° 08: Muro Contrafuerte (Exterior o Interior)	11
Figura N° 09: Empuje de Reposo	13
Figura N° 10: Empuje Activo	15
Figura N° 11: Empuje Activo Horizontal y Vertical	17
Figura N° 12: Presión activa, Presión pasiva	19
Figura N°13: Sobrecarga	21
Figura N° 14: Presión Hidrostática	22
Figura N°15: Seguridad al Volcamiento	24
Figura N°16: Seguridad al Volcamiento	25
Figura N° 17: Fuerza de rozamiento, Fuerza normal, Peso propio	27
Figura N° 18: Factor de seguridad a los deslizamientos	28
Figura N°19: Punto de aplicación de la fuerza normal	28
Figura N°20: Fuerza normal	29
Figura N°21: Distribución de esfuerzos en el suelo	30
Figura N° 22: Giro excesivo del muro	33
Figura N° 23: Deslizamiento del muro	34
Figura N° 24: Deslizamiento profundo del muro	34
Figura N° 25: Deformación excesiva de la pantalla	35

Figura N° 26: Fisuración excesiva	35
Figura N° 27: Rotura por Flexión	36
Figura N° 28: Rotura por esfuerzo cortante	36
Figura N° 29: Rotura por esfuerzo rasante	37
Figura N° 30: Teoría de capacidad de carga de Terzaghi	38
Figura N° 31: Muro a gravedad	44
Figura N° 32: Fuerza muro de contención en gravedad	46
Figura N° 33: Dimensiones de Muro a gravedad	47
Figura N°34: Presiones en el terreno	50
Figura N° 35: Muro de contención en voladizo	51
Figura N° 36: Fuerzas de muros de contención en voladizo	53
Figura N° 37: Muro de contención en voladizo	54
Figura N°38: Presiones en el terreno	57
Figura N° 39: Muro de contención con contrafuertes	58
Figura N° 40: Muro de contención con contrafuertes	61
Figura N°41: Presiones en el terreno	64
Figura N° 42: Desplazamiento lateral de la pantalla en los tres tipos de muro debido a carga de servicio.	68
Figura N° 43: Desplazamiento lateral de la pantalla en los tres tipos de muro debido a carga última.	68
Figura N° 44: Esfuerzos internos de los tres tipos de muro debido a cargas de servicio.	69
Figura N° 45: Esfuerzos internos de los tres tipos de muro debido a carga última.	70
Figura N° 46: Momentos de volteo en los tres tipos de muro por carga de servicio.	71
Figura N° 47: Momentos de volteo en los tres tipos de muro por carga última.	72

CAPITULO I. INTRODUCCION

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base. Designamos con el nombre de empuje, las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

Hasta finales del siglo XIX, se construían muros de mampostería y piedra, a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados.

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

La presente investigación se centró en las estructuras de contención más usadas, que son muros de contención (gravedad, voladizo y contrafuertes). Qué cuyo objetivo es Comparar el comportamiento estructural, sometidos a las mismas condiciones de cimentación, el análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

I.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

I.1.1 Planteamiento del problema.

El Perú está ubicado en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo en el llamado círculo de fuego del océano Pacífico que concentra el 85% de la actividad sísmica mundial (Casaverde Río), además está afectado por el fenómeno del niño que en su última aparición generó efectos catastróficos en los muros de contención en diez provincias de la región Cajamarca durante los meses de enero a diciembre de 1998 (Mosqueira Ramírez, 2000).

Estos fenómenos naturales han generado que los ingenieros presenten soluciones como son los muros de contención que contienen tierra, agua, granos y diferentes minerales y comúnmente protegen estructuras como carreteras, puentes, edificaciones, etc.

Algunas veces se incurre en el sobredimensionamiento de los muros de contención, esto produce fallas en los mismos, ya que los esfuerzos generados en la base debido al peso propio son mayores que el esfuerzo admisible del terreno de fundación provocando el hundimiento y posterior colapso.

I.1.2 Formulación del problema.

¿Cuál de los muros de contención entre Gravedad, Voladizo y contrafuertes, tiene mejor Comportamiento Estructural?

I.1.3 Justificación de la investigación

La justificación de dicha investigación se halla en garantizar la funcionalidad y operatividad de las estructuras que contenga y/o proteja un muro de contención, ya que en el Perú existen eventos sísmicos y el fenómeno del niño, que ocasionan deterioros y el posterior colapso en las estructuras de contención; un claro ejemplo sería la protección de vías y carreteras, pues si ante dichos eventos llegara a colapsar el muro de contención se interrumpiría su transitabilidad, dejándolos incomunicados, sin comercio y sin turismo.

A pesar de la importancia y la poca información acerca de este tema, en la Universidad Nacional de Cajamarca no se ha realizado investigaciones a detalle sobre muros de contención en gravedad, voladizo y con contrafuertes, ni su comportamiento estructural, por tal motivo existe la necesidad de saber más sobre los muros de contención en estudio y su comportamiento estructural, pues salvaguardan operatividad de estructuras y vidas humanas.

I.1.4 Delimitación del Problema

Se tiene como delimitación a tres tipos de muros de contención (gravedad, voladizo y contrafuerte), bajo las mismas condiciones y propiedades de un suelo granular en la cimentación y relleno.

Así mismo, tiene una delimitación temporal, pues se toma el inicio de nuestra investigación (2018).

I.1.5 Tipo, alcance y diseño de la investigación

1.1.5.1 Tipo de enfoque a utilizarse en la investigación

La presente tesis utilizará el enfoque cuantitativo, debido a que es secuencial y probatorio (demostrar la veracidad de la hipótesis). Además, los resultados obtenidos serán expresados a través de datos numéricos.

1.1.5.2 Alcance de la investigación

La presente investigación será de utilidad para estudiantes, profesionales y otros investigadores; así como también contribuirá a la mejora de la calidad de construcción.

1.1.5.3 Diseño de la investigación

El diseño desarrollado es experimental debido a que tiene un grado de manipulación intencional en las variables (independientes) y medición de variables dependientes.

I.1.6 Objetivos

I.1.6.1 Objetivo general.

- ✓ Comparar el comportamiento estructural de muros de contención en Gravedad, Voladizo y Contrafuertes, sometidos cargas de empuje de tierras.

I.1.6.2 Objetivos específicos.

- ✓ Determinar los momentos y esfuerzos de muros de contención en Gravedad, Voladizo y Contrafuertes.
- ✓ Comparar los momentos y esfuerzos de los muros de contención en Gravedad, Voladizo y Contrafuertes, en estudio.

I.1.7 Hipótesis de la investigación

I.1.7.1 Hipótesis

Los muros de contención con contrafuertes tienen mejor comportamiento estructural que los muros de contención en gravedad y voladizo en un 3.98% por desplazamiento lateral, 4.784% por momentos de volteo y 16.942% por esfuerzos internos.

I.1.7.2 Variables de la investigación

- ✓ Variable Independiente: Muros de contención (gravedad, voladizo y contrafuertes)
- ✓ Variable Dependiente: comportamiento estructural (momentos, fuerzas y desplazamientos).

I.2 MÉTODO Y TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN

I.2.1 Métodos de investigación

Se utilizó el método deductivo, empleado por las ciencias naturales, en este caso estudiaremos una parte de las ciencias físicas: la física, aplicado a estructuras de contención.

I.2.1.1 Forma de contrastación de hipótesis

La primera parte consistió en el pre-dimensionamiento de las estructuras de muros de contención (gravedad, voladizo y contrafuertes), verificando la estabilidad al volteo y deslizamiento, además de la verificación de la distribución correcta de los esfuerzos en la base, esto con ayuda de hojas de cálculo del programa Microsoft Excel.

I.2.1.2 Unidad de Análisis

Las unidades de análisis son: (a) los momentos, (b) los esfuerzos y (c) los desplazamientos de la pantalla, que forman parte del comportamiento estructural y serán cuantificadas.

I.2.2 Técnicas de Investigación

I.2.2.1 Programa de Computo

El uso de hojas de cálculo como el programa Microsoft Excel será utilizado para el pre - dimensionamiento y verificación de estabilidad de los muros de contención (gravedad, voladizo y contrafuertes), y para el cálculo de desplazamientos, esfuerzos internos y momentos de volteo se utilizó el programa Sap2000 V.19.

I.2.2.2 Fichaje de Información

Utilizada para organizar la información de interés durante la investigación, facilitando el procesamiento de la misma.

CAPITULO II. MARCO TEORICO

II. 1 ANTECEDENTES

El proporcionar soporte lateral a masas de tierra con el empleo de estructuras de contención, es muy antigua. Las primeras construcciones de las que se tiene conocimiento en la que se ha empleado este concepto, corresponden a los monumentos megalíticos, con estructuras que datan del año 3300 a 2900 A.C. Estas construcciones, que son las primeras manifestaciones arquitectónicas de la historia, se emplearon en la costa atlántica de Europa y en el Mediterráneo Occidental (C.R.I Clayton, 1993).

La gran muralla china (2000 A.C.), cuyo tiempo de ejecución fue mayor a 20 siglos, diseñada para defensa, de hecho, es la mayor línea de defensa del mundo, en su ejecución se utilizó el principio de suelo reforzado. Otro ejemplo claro es la aplicación de la lana mezclada con el suelo en las construcciones de calles por los incas en el templo de la luna (1400 D. C.), en el Perú.

Los métodos modernos de refuerzo del suelo para la construcción de barreras de contención fueron realizados por el arquitecto e ingeniero francés Henry Vidal en los inicios de 1960s. Su investigación ocasionó la invención y el desarrollo del sistema Tierra Armada, un sistema en el cual se emplean tirantes de acero como refuerzo. El primer muro que usó esta tecnología en los Estados Unidos se construyó en 1972 en California.

Actualmente esta técnica de construcción está referida a obras de infraestructura diaria, tanto para carreteras como para obras ferroviarias, entre otras. Las estructuras de contención de tierras en este tipo de obras son empleadas fundamentalmente para: contención de taludes inestables de desmontes; contención de terraplenes ubicados a media ladera; y, como elemento de contención de estribos de puentes y pasos superiores.

La construcción de estructuras que aplican la técnica de muros de suelo reforzado con elementos inextensibles y extensibles en nuestro país comienza a mediados de los años 90. Fue, sin embargo, en el año 2000 en que dicha técnica alcanzó un alto grado de desarrollo y difusión. En la actualidad este tipo de estructuras son cada vez más requeridas, ya que tienen diversas aplicaciones en el campo de la ingeniería civil. (Luis Vera, 2004), de la Universidad Austral de Chile – Chile.

II.2 FUNDAMENTO TEÓRICO

II.2.1 MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención son estructuras que proporcionan soporte lateral a una masa de suelo y deben su estabilidad principalmente a su propio peso y al peso del suelo que esté situado directamente arriba de su base.

El carácter fundamental de los muros es el de servir de elemento de contención de un terreno, que en unas ocasiones es un terreno natural y en otras un relleno artificial, frecuentemente en la construcción de edificios o puentes es necesario contener la tierra en una posición muy próxima a la vertical; siempre que se requieran rellenos y terraplenes hay necesidad de proyectar muros de contención, así como en los edificios con sótanos la construcción de muros de contención se hace indispensable.

Los muros de contención son estructuras continuas, permanentes y relativamente rígidas, que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno. Los muros de contención constituyen partes propias de muchas cimentaciones y su proyecto es una de las funciones del ingeniero especialista en cimentaciones.

La construcción de muros es una práctica muy antigua, que se inició debido a las múltiples necesidades del hombre, para obtener mayor seguridad en los lugares donde habitaba. Antes de 1900, los muros se construían de mampostería de piedra. Desde esa época, el concreto con o sin refuerzo, ha sido el material dominante.

Los muros de contención son elementos estructurales que deben proporcionar una adecuada seguridad para soportar todas las fuerzas y presiones que se ejercen sobre él.

II.2.2 Consideraciones Fundamentales

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

Tabla N° 01: se indican valores ϕ y γ , correspondientes a distintos tipos de suelos que se consideran desprovistos de cohesión, valores pueden ser de interés para las aplicaciones prácticas.

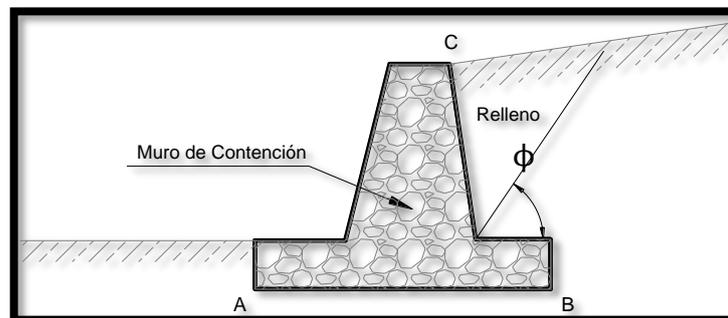
Tabla N° 01: Valores de ϕ y γ para diferentes tipos de suelos

Clases de material	ϕ	γ (Tn/m3)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.40
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.60
Tierra terraplenes, saturada	27°	1.80
Arena seca	35°	1.60
Arena húmeda	40°	1.80
Arena saturada	25°	2
Gravilla seca	35° a 40°	1.85
Gravilla húmeda	25°	1.86
Grava de cantos vivos	45°	1.80
Cantos rodados	30°	1.80

Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado- Torres Belandría R.

Si por cualquier circunstancia es preciso dar a las tierras un talud mayor que ϕ , será necesario evitar su derrumbamiento, colocando un muro de sostenimiento o de contención, que constituye un soporte lateral para las masas de suelo.

Figura N° 01: Muro de Contención

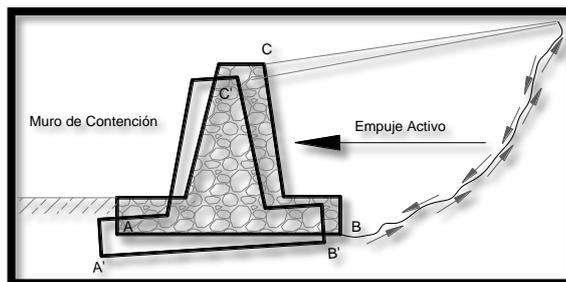


Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto.

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de la tierra.

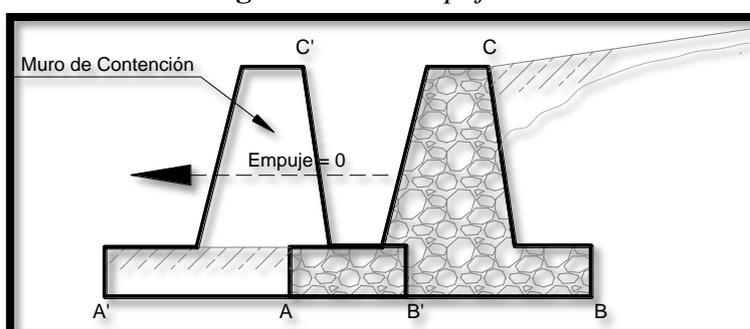
Figura N° 02: Empuje Activo de la Tierra



Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo.

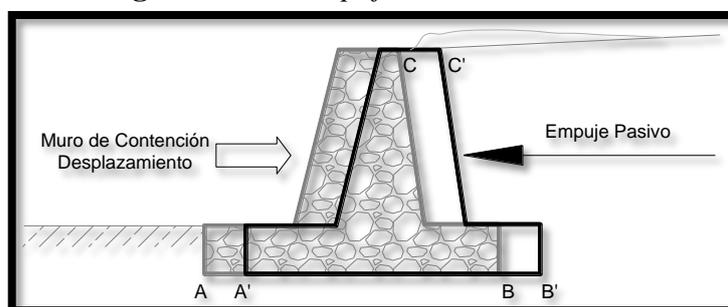
Figura N° 03: Empuje Nulo



Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, las tierras así comprimidas en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de la tierra, cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

Figura N° 04: Empuje Pasivo de la Tierra

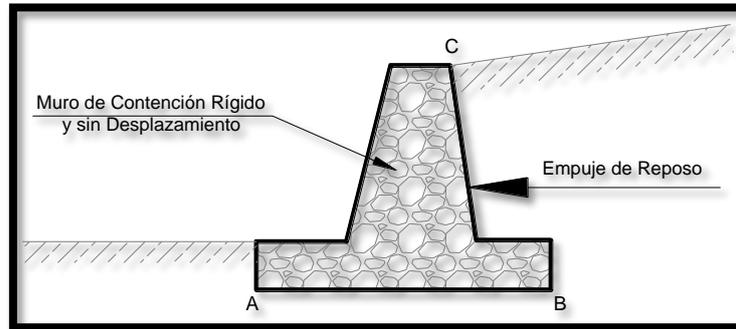


Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas

todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo de la tierra.

Figura N° 05: Empuje de Reposo de la Tierra



Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

Se puede apreciar que los empujes de tierra se encuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro o pared de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollarán empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo.

Con el estado actual del conocimiento se pueden estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión.

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

II.2.3 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

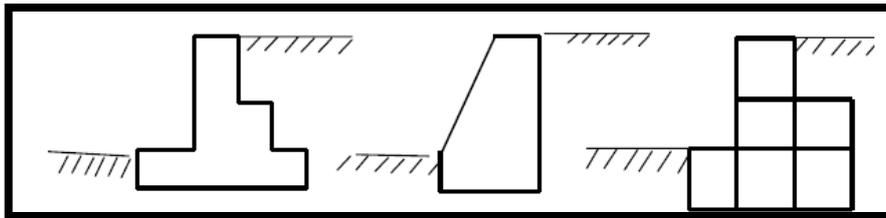
Los tipos más comunes en su uso son el de gravedad, voladizo y el de contrafuertes

II.2.3.1 MUROS DE GRAVEDAD

Los muros de gravedad son aquellos muros que dependen para su estabilidad completamente de su propio peso y el del suelo que se apoye en ellos, y son económicos para alturas menores que varían de tres a cinco metros.

Estos muros, en cuanto a su sección transversal, pueden ser de diferentes formas y pueden ser contruidos de piedra o de concreto, que son los materiales que pueden resistir bien esfuerzos de compresión y cortante, pero muy poco los esfuerzos de tracción, de manera que su diseño debe evitar los esfuerzos de este tipo, a continuación, se muestran algunas de las formas más comunes de muros de gravedad en la figura 1-2

Figura N° 06: Muros en gravedad



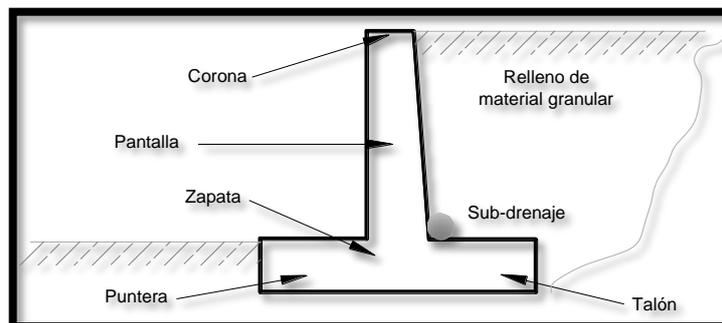
Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

II.2.3.2 MUROS EN VOLADIZO O EN CANTILIVER

Son aquellos que trabajan como viga en voladizo, empotrados en una zapata inferior. Estos muros se diseñan en hormigón armado y se recomienda su uso, para alturas intermedias hasta los nueve metros, y como ya se dijo estructuralmente es una viga ancha sobre la cual actúa el empuje de la tierra que aumenta uniformemente hasta llegar a un máximo en el punto de empotramiento de la viga con la base del muro.

Este tipo de muros se refuerza verticalmente para contrarrestar el momento flexionante y horizontalmente para evitar las grietas, en la figura 1-3 se muestran algunas de las formas más comunes de muros en voladizo.

Figura N° 07: Muro de Contención en Voladizo



Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

II.2.3.3 MUROS CON CONTRAFUERTE

Los muros con contrafuertes consisten en una losa plana vertical soportada en los lados por los contrafuertes y en la base por la cimentación del muro.

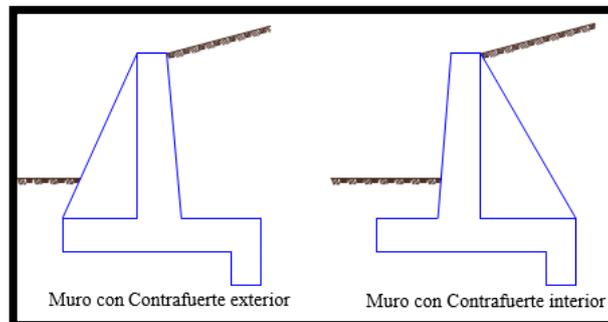
Corrientemente no se tiene en cuenta el apoyo de la losa en la cimentación del muro y se proyecta como si fuera una losa continua apoyada en los contrafuertes.

Con objeto de proveer mayor espacio útil en el frente del muro, los contrafuertes se colocan en la parte posterior, estos requieren gran cantidad de refuerzo, pero, por otra parte, es posible en general, que el muro tenga menor altura.

Estos muros resisten los empujes trabajando como losas continuas apoyadas en los contrafuertes, es decir que el refuerzo principal en el muro lo lleva horizontalmente, estos muros se realizan en concreto armado y resultan económicos para alturas mayores de 9 m

En la figura 1-4 se muestra un muro con el contrafuerte al exterior, y otro muro con el contrafuerte al interior.

Figura N° 08: Muro Contrafuerte (Exterior o Interior)



Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandria R.

II.2.3.4 EVALUACIÓN DE EMPUJE DE TIERRAS

Los muros son estructuras cuyo principal objetivo es el de servir de contención de terrenos naturales o de rellenos artificiales. La presión del terreno sobre el muro está fundamentalmente condicionada por la deformabilidad de éste. Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje, así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables.

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

Presión estática debida a cargas gravitatorias.

Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.

Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra **E** se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * C$$

- ✓ **H** = altura del muro.
- ✓ **γ** = peso específico del suelo contenido por el muro.
- ✓ **C** = coeficiente de empuje de tierra, se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo.

$$C = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (altura y geometría) del muro y de las características del suelo de fundación.

El movimiento del tope del muro requiere para alcanzar la condición mínima activa o la condición máxima pasiva, un desplazamiento Δ por rotación o traslación lateral de éste, los valores límites de desplazamiento relativo requerido para alcanzar la condición de presión de tierra mínima activa o máxima pasiva se muestran en la (AASHTO 2012, LRFD).

Tabla N° 02: Valores de movimiento relativo Δ/H para alcanzar la condición mínima Activa y máxima Pasiva de presión de tierras

Tipo de Suelo	Co	
	Activa	Pasiva
Arena Densa	0.001	0.01
Arena medianamente densa	0.002	0.02
Arena suelta	0.004	0.04
Limo compacto	0.002	0.02
Arcilla compactada	0.01	0.05

Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandria R.

Los empujes laterales están referidos al movimiento en esta dirección que permite el muro, si éste se mueve alejándose de la masa de suelo origina condiciones de empuje activo, si permanece sin movimiento origina condiciones de empuje de reposo, estos dos casos representan el estado de presión estática, y si se mueve hacia adentro de la masa de suelo origina una condición de empuje pasivo, que representa un estado de presión forzada.

a. PRESIÓN ESTÁTICA

La presión estática puede ser de reposo o activa.

a.1 EMPUJE DE REPOSO

Cuando el muro o estribo está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y genera un empuje total E_0 , aplicado en el tercio inferior de la altura, ver la. Se muestra un muro de contención con diagrama de presiones de reposo.

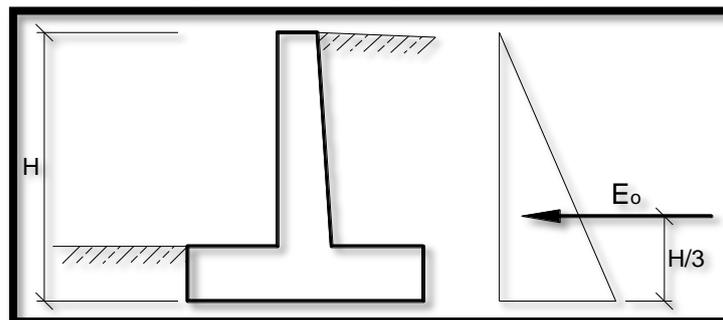
$$E_0 = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * C_0$$

C_0 = coeficiente de presión de reposo.

Para suelos normales o suelos granulares se utiliza con frecuencia para determinar el coeficiente de empuje de reposo la expresión de Jaky (1944):

$$C_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$$

Figura N° 09: Empuje de Reposo



Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

Tabla N° 03: Valores de C_0 para varios tipos de suelos

Tipo de Suelo	C_0
Arena Suelta	0.4
Arena Densa	0.6
Arena compactada en capas	0.8
Arcilla blanda	0.6
Arcilla dura	0.5

Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

a.2 EMPUJE ACTIVO

Cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a , aplicado en el tercio inferior de la altura.

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

C_a = coeficiente de presión activa.

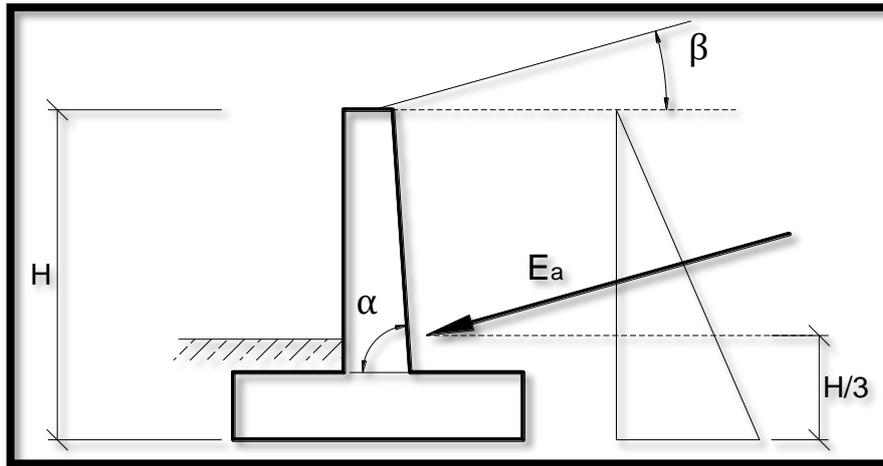
El coeficiente de presión activa se puede determinar con las teorías de Coulomb o Ranking para suelos granulares; en ambas teorías se establecen hipótesis que simplifican el problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

II.2.3.5 ECUACIÓN DE COULOMB

En el año 1773 el francés Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, cuya validez se mantiene hasta hoy día, el trabajo se tituló: “Ensayo sobre una aplicación de las reglas de máximos y mínimos a algunos problemas de Estática, relativos a la Arquitectura”.

La teoría supone que el empuje se debe a una cuña de suelo limitada por la cara interna del muro, la superficie de relleno y una superficie de falla que se origina dentro del relleno que se supone plana.

Figura N° 10: Empuje Activo



Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

La teoría de Coulomb se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
- La superficie de falla es plana.
- El suelo posee fricción, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
- La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
- La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo δ con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno.
- La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo ϕ con la normal al plano de falla.

El coeficiente C_a según Coulomb es:

$$C_a = \frac{\text{Sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{Sen}^2\alpha * \text{Sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\alpha - \delta) * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Dónde:

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

β = ángulo del relleno con la horizontal.

δ = ángulo de fricción suelo-muro.

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como:

$$\left(\delta = \frac{2}{3} \phi \right)$$

Si la cara interna del muro es vertical ($\alpha = 90^\circ$), la ecuación (22) se reduce a:

$$C_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta) * \cos(\beta)}} \right]^2}$$

Si el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), la ecuación (24) se reduce a:

$$C_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi)}{\cos(\delta)}} \right]^2}$$

Si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas ($\delta = 0^\circ$), la ecuación (25) se reduce a:

$$C_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \text{Tan}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

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

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

Este procedimiento repetido convenientemente, permite conocer con la aproximación que se desee la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura. Esta situación conduce a una distribución de presiones hidrostática, con empuje a la altura $H/3$ en muros con cara interior plana y con relleno limitado también por una superficie plana. Para los casos en que

no se cumplan las condiciones anteriores el método resulta ser laborioso, para facilitarlo Terzaghi propuso un procedimiento aproximado, que consiste en trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica una paralela a la superficie de falla cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado.

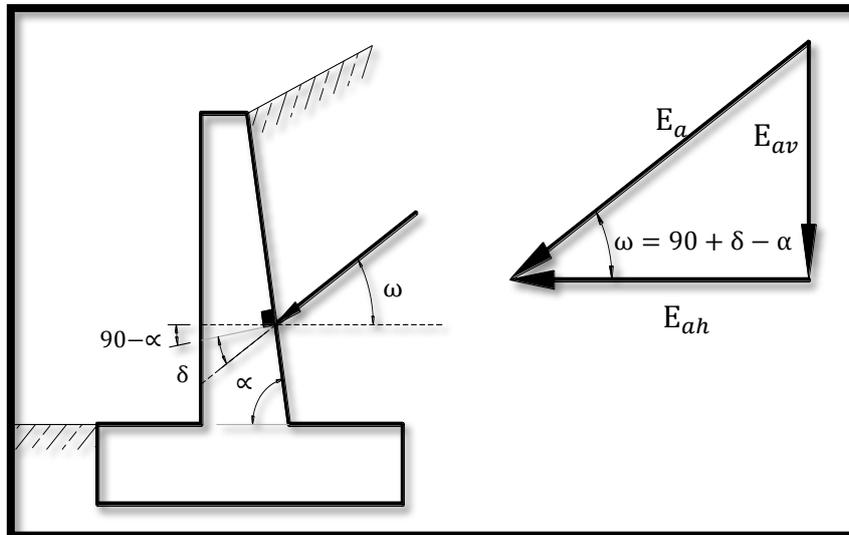
En la teoría de Coulomb el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\alpha = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión (21) según Coulomb de la siguiente manera:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * C_a * \text{Cos}\omega$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * C_a * \text{Sen}\omega$$

$$\omega = 90 + \delta - \alpha$$

Figura N° 11: Empuje Activo Horizontal y Vertical



Fuente: Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado - Torres Belandría R.

E_{ah} y E_{av} son las componentes horizontal y vertical del E_a .

Para valores de: $\alpha = 90^\circ$ y $\delta = 0^\circ$, resulta: $\omega = 0^\circ$ $E_{ah} = E_a$ y $E_{av} = 0$

II.2.3.6 TEORÍA DE RANKINE

En esta teoría Rankine (1857) supone que el suelo es homogéneo, y que se encuentra en un estado de equilibrio plástico, no se consideran fuerzas de fricción entre el suelo y el muro, y

el relleno puede ser inclinado. Con estas consideraciones logro simplificar el problema, y llego a obtener las siguientes ecuaciones:

Presión Activa:

$$PA = \frac{\gamma_s * H^2}{2} * \cos\beta * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}} = \frac{1}{2} \gamma_s * H^2 * Ka$$

$$PA = \gamma_s * Ka * H$$

Donde:

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

Cuando el relleno es horizontal $\beta=0^\circ$

$$PA = \frac{1}{2} \gamma_s * H^2 * \left(\frac{1 - \text{Sen}\emptyset}{1 + \text{Sen}\emptyset} \right)$$

Presión Pasiva

$$PP = \frac{\gamma_s * HF^2}{2} * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}} = \frac{1}{2} \gamma_s * HF^2 * Kp$$

$$pp = \gamma_s * Kp * HF$$

Donde:

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

Cuando el relleno es horizontal $\beta=0^\circ$

$$PP = \frac{1}{2} \gamma HF^2 * \left(\frac{1 + \text{Sen}\emptyset}{1 - \text{Sen}\emptyset} \right)$$

Donde:

- ✓ PA = Presión Activa
- ✓ pa = Presión Activa unitaria
- ✓ Ka = coeficiente de presión activa
- ✓ PP = Presión Pasiva
- ✓ pp = Presión Pasiva unitaria

- ✓ K_p = coeficiente de presión pasiva
- ✓ β = ángulo de inclinación del relleno
- ✓ ϕ = ángulo de fricción interna del suelo
- ✓ γ_s = peso específico del suelo
- ✓ H = altura del muro
- ✓ H_F = altura de cimentación del muro

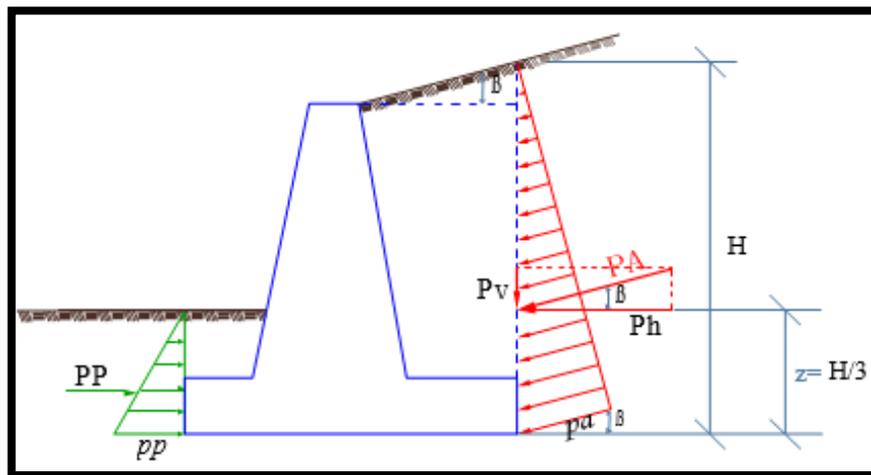
El diagrama de intensidad de la presión real de las tierras es muy complejo, por lo que es corriente adoptar una distribución lineal de dicha presión debida a los empujes activo o pasivo. Se supone que la intensidad aumenta con la altura en función del peso del material, de modo que a la presión horizontal de la tierra contra el muro suele llamársela frecuentemente presión de fluido equivalente siendo esta una distribución triangular.

No obstante, de ser una aproximación, en el caso de un relleno inclinado tal como se indica en la figura N° 12, se considera que la fuerza (P_A) es paralela a la superficie libre del relleno, encontrándose localizada a un tercio de la altura total del muro tomada a partir de su base, así pueden determinarse fácilmente las componentes horizontal y vertical de dicha fuerza las mismas que son igual a:

$$P_h = P_a * \cos\beta$$

$$P_v = P_a * \sin\beta$$

Figura N° 12: Presión activa, Presión pasiva



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das"

A continuación, mostramos las tablas para determinar los coeficientes de la presión activa (K_a) y presión pasiva (K_p), antes indicados de acuerdo al ángulo de inclinación del terreno, y el ángulo de fricción interna del suelo.

Tabla N°04: Coeficientes para presión activa (K_a)

β	Φ								
	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	0.3905	0.3610	0.3333	0.3073	0.2827	0.2596	0.2379	0.2174	0.1982
5°	0.3959	0.3656	0.3372	0.3105	0.2855	0.2620	0.2399	0.2192	0.1997
10°	0.4134	0.3802	0.3495	0.3210	0.2944	0.2696	0.2464	0.2247	0.2044
15°	0.4480	0.4086	0.3730	0.3405	0.3108	0.2834	0.2581	0.2346	0.2129
20°	0.5152	0.4605	0.4142	0.3739	0.3381	0.3060	0.2679	0.2504	0.2262
25°	0.6999	0.5727	0.4936	0.4336	0.3847	0.3431	0.3070	0.2750	0.2465
30°	0	0	0.8660	0.5741	0.4776	0.4105	0.3582	0.3151	0.2784
35°	0	0	0	0	0	0.5971	0.4677	0.3906	0.3340
40°	0	0	0	0	0	0	0	0.7660	0.4668

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das"

Tabla N° 05: Coeficientes para presión pasiva (K_p)

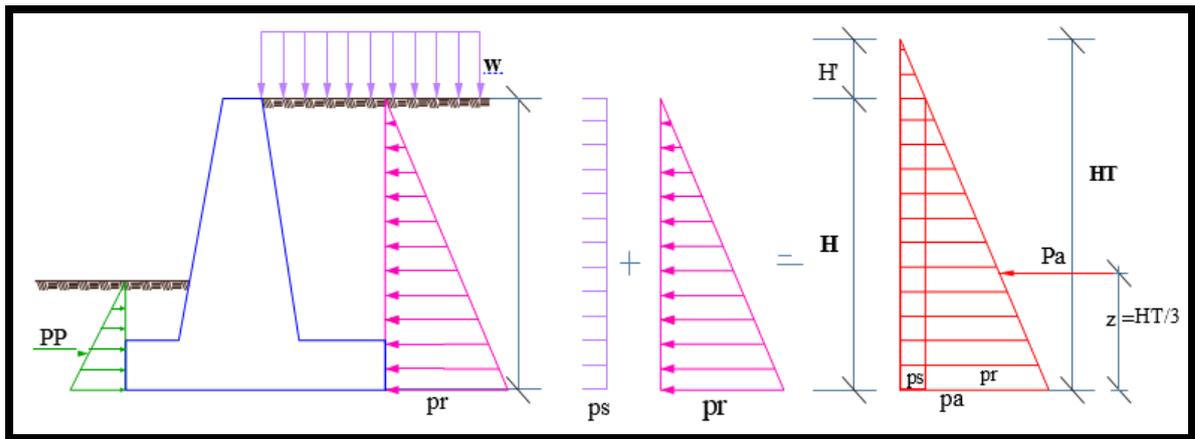
β	Φ								
	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
0°	2.5611	2.7698	3	3.2546	3.5371	3.8518	4.2037	4.5989	5.0447
5°	2.5070	2.7145	2.9431	3.1957	3.4757	3.7875	4.1360	4.5272	4.9684
10°	2.4363	2.5507	2.7748	3.0216	3.2946	3.5979	3.9365	4.3161	4.7437
15°	2.0826	2.2836	2.5017	2.7401	3.0024	3.2925	3.6154	3.9766	4.3827
20°	1.7141	1.9175	2.1318	2.3618	2.6116	2.8857	3.1888	3.5262	3.9044
25°	1.1736	1.4343	1.6641	1.8942	2.1352	2.3938	2.6758	2.9867	3.3328
30°	0	0	0.8660	1.3064	1.5705	1.8269	2.0937	2.3802	2.6940
35°	0	0	0	0	0	1.1238	1.4347	1.7177	2.0088
40°	0	0	0	0	0	0	0	0.7660	1.2570

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das"

Hay que tomar en cuenta, que los coeficientes de la presión activa (K_a) y presión pasiva (K_p), obtenidos de las ecuaciones de Rankine no nos dan valores cuando $\beta > \Phi$

Frecuentemente se colocan cargas adicionales sobre el relleno de la parte posterior de un muro, y la práctica corriente consiste en considerarlas como una sobrecarga (w) y transformarlas en una altura equivalente de relleno (H') como se indica en la figura N° 13.

Figura N°13: Sobrecarga



Fuente: Propia (Auto CAD)

Presión de la Sobrecarga

$$ps = w * Ka$$

Cuando tenemos una sobrecarga en el terreno para determinar la presión activa utilizamos la expresión:

$$PA = \frac{1}{2} \gamma_s * H^2 + w * H) Ka$$

Donde:

PA = Presión Activa

Ka = coeficiente de presión activa

w = valor de la sobrecarga

γ_s = peso específico del suelo

H = altura del muro

II.2.3.7 PRESIÓN HIDROSTÁTICA

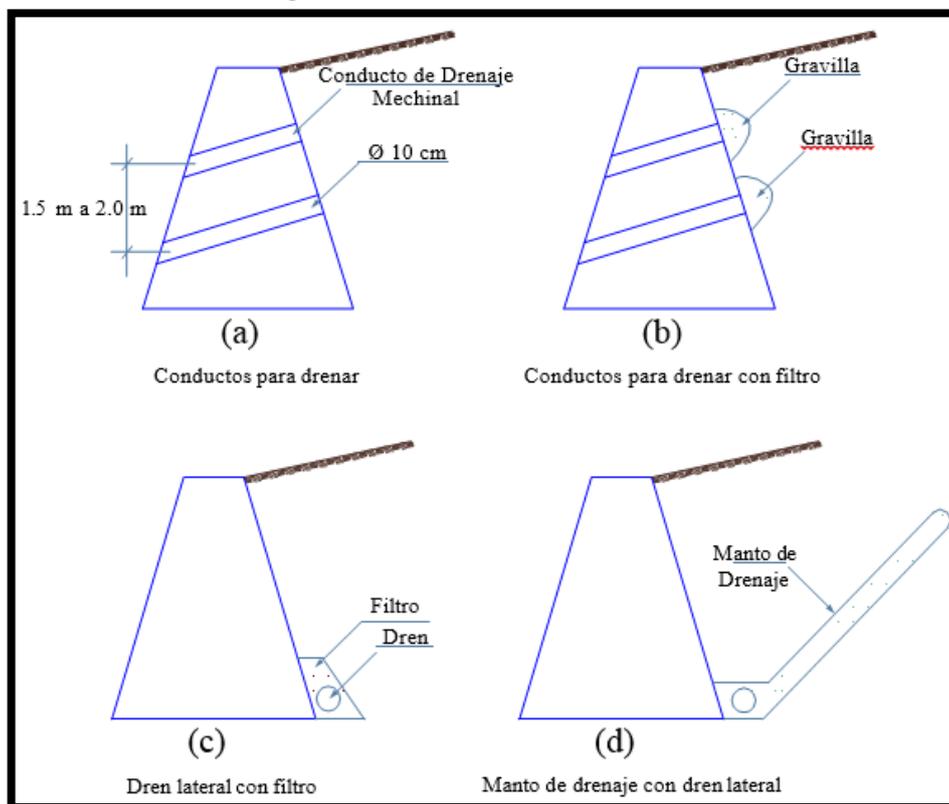
Además de las presiones activa y pasiva del suelo, puede presentarse el empuje o presión hidrostática, el cual deberá ser tomada en cuenta a menos que se utilicen métodos adecuados de drenaje.

Drenaje: El problema más importante al proyectar un relleno es el de mantener el suelo seco. Se pueden usar dos métodos:

- ✓ Sacar el agua del relleno.
- ✓ Mantener el agua fuera del relleno.

En todos los casos deberá usarse el primer método y en algunos los dos. El agua se saca del relleno drenándolo, esto se logra, algunas veces, dejando simplemente huecos para drenar través del muro figura N° 14 (a). Estos huecos deben estar espaciados en ambas direcciones de 1.50 a 2.00 m y deben tener un diámetro mínimo de 10 cm, para que se puedan limpiar fácilmente. Si el relleno es arena gruesa, unas cuantas paletadas de gravilla en la entrada del hueco actuará como filtro para impedir que se tape con la arena figura N° 14 (b). Los huecos para drenar tienen la desventaja de descargar el agua en la base del muro donde las presiones de la cimentación son mayores. Un sistema de drenaje mejor, pero más costoso, consiste en colocar tubos perforados de 15 o 20 cm de diámetro paralelos al muro en la base del mismo y en una zanja de filtración figura N° 14 (c). Se deben colocar registros en los extremos del tubo para su limpieza. Para suelos de baja permeabilidad, como las arenas limosas y los limos, es necesario hacer una obra más elaborada. Una capa inclinada de material de filtro drena todo el relleno y es fácil de construir figura N° 14 (d).

Figura N° 14: Presión Hidrostática



Fuente: Propia (Auto CAD)

Cuando deban usarse como relleno arcillas expansivas o suelos difíciles de drenar, es necesario tomar las medidas necesarias para impedir que el agua se introduzca en el relleno. El primer paso es localizar los lugares de donde proviene el agua; el segundo es desviar el agua alejándola del relleno. Si el agua se filtra por la superficie del relleno, puede

pavimentarse dicha superficie con una capa flexible e impermeable de asfalto o arcilla plástica. Se deben colocar drenes superficiales para sacar el agua del relleno. Se debe dar atención especial a la eliminación del agua que penetra por la grieta que inevitablemente se forma entre la parte superior del muro y el relleno. Una capa de grava pequeña y huecos en el muro para drenar es suficiente. Si el agua proviene de filtraciones subterráneas, la colocación de drenes interceptores puede ser muy efectiva para impedir que el agua penetre en el relleno.

Conocidas ya las formas de determinar las acciones sobre un muro se hace necesario el considerar todas las acciones que sobre éste existen, tanto para el diseño del propio muro como para un enfoque de las acciones que éste transmite al terreno. Las acciones fundamentales que el muro transmite al terreno son el empuje y el peso propio. Todos estos fenómenos se considerarán a continuación.

II.2.3.8 PESO PROPIO

Como su nombre lo indica el peso propio es el peso del material con que es construido el muro y el peso del suelo o relleno que actúa sobre él.

Los pesos aproximados de los diferentes macizos son:

- ✓ Concreto armado 2.4 Tn/m³

Para el cálculo por métodos empíricos se tomará en cuenta el tipo de material de relleno. Según Terzaghi indicamos los siguientes pesos específicos de acuerdo al tipo de suelo de relleno.

Tabla N° 06: Pesos específicos según Terzaghi

Tipo de Suelos		Peso específico y (Tn/m ³)
I	Granular grueso sin finos	1.73
II	Granular grueso con finos	1.77
III	Residual con cantos, bloques, piedra, grava, arena fina y limos arcillosos en cantidad apreciable	1.77
IV	Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas.	1.70
V	Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura protegidas del agua.	1.70

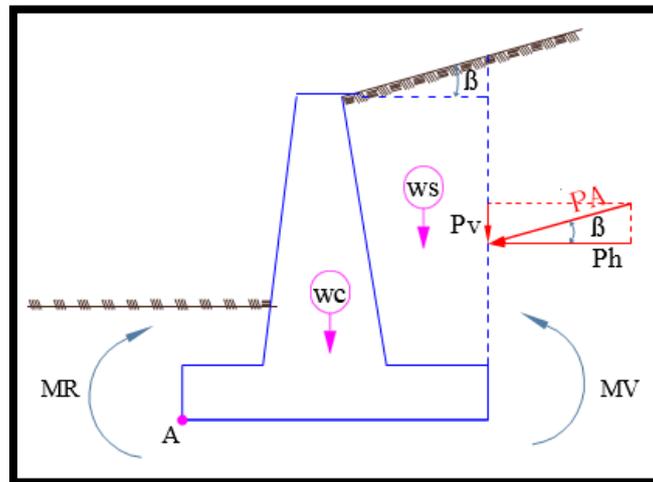
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das"

El peso se aplicará en el centro de gravedad del macizo y junto con la componente vertical del empuje tenderá a la estabilización del muro.

II.2.3.9 SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

Todo muro debido al empuje activo tiende a volcar por la arista de la base del dedo alrededor del punto (A) tal como se indica en la figura N° 15

Figura N°15: Seguridad al Volcamiento



Fuente: Propia (Auto CAD)

Este volteo es producido por la componente horizontal de la Presión Activa $Ph = Pa * \cos\beta$ que ocasiona un momento de volteo (MV) tal como se indica.

No se han considerado aquí los empujes pasivos, puesto que, aunque existan tienden a dar seguridad al muro como ya se indicó, por ser de acción opuesta a la Presión Activa. El peso propio del muro wc , el peso del suelo sobre el muro ws , así como la componente vertical de la Presión Activa $Pv = Pa * \sin\beta$, tienden a equilibrar el efecto del momento de volteo produciendo un momento estabilizador o resistente (MR).

En la práctica se dice que el muro es seguro al volteo, cuando los momentos estabilizadores tomados respecto al punto (A) divididos por el momento de volteo da como resultado un valor mayor a 1.5 en suelos granulares, y 2.0 para suelos cohesivos

$$FSV = \frac{MR}{MV} \geq 1.5 \text{ Suelos granulares}$$

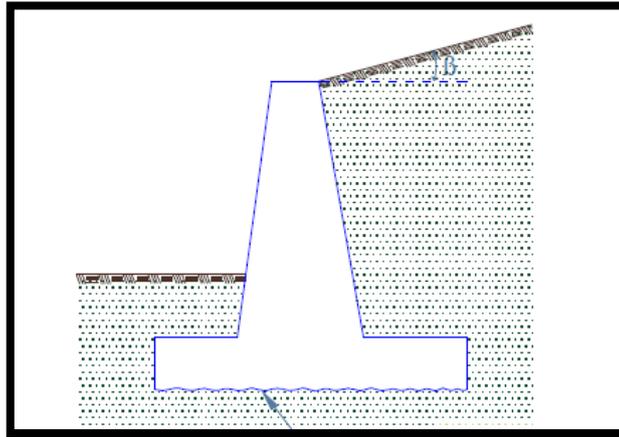
$$FSV = \frac{MR}{MV} \geq 2.00 \text{ Suelos cohesivos}$$

La seguridad al volteo tiene que estar comprendida entre estos valores, cuando resulte menor hay que tomar medidas contra ello, pudiéndose hacer un muro más grueso y por lo tanto de más peso o cambiando la forma del muro ya sea colocando un talón o un dedo en el muro en caso de no tenerlos para que el peso total del muro se desplace hacia su cara interior, con lo que se logrará un aumento del momento resistente.

II.2.3.10 SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Como ya se ha indicado el muro tiende a deslizarse por el efecto producido por la componente horizontal de la Presión Activa $Ph = Pa * \cos\beta$. Lo que hace que el muro no se deslice es la fuerza de rozamiento (fr) que se produce entre el muro y el suelo de cimentación, de ahí que convenga que la superficie de sustentación del muro sea lo más rugosa posible para lograr mayor adherencia como se indica en la figura N° 16.

Figura N°16: Seguridad al Volcamiento



Superficie rugosa para lograr mayor adherencia

Para calcular el factor de seguridad al deslizamiento necesitamos conocer el valor del coeficiente de fricción (μ). El verdadero factor o coeficiente de fricción (μ) que debería emplearse para obtener la fuerza que se opone al deslizamiento es la resistencia del suelo al esfuerzo secante. En la práctica, el coeficiente empleado es el de fricción entre el suelo y el concreto para el caso de suelos granulares gruesos, y la resistencia al esfuerzo secante o cohesión para el caso de materiales con cohesión.

En ausencia de datos experimentales se recomienda los valores de la tabla N° 07 para los coeficientes de fricción (μ) de deslizamiento para el concreto.

Tabla N°07: Coeficientes de Rozamiento (μ)

Tipo de Suelo	Coefficiente μ
Suelos granulares sin limo	0.55
Suelos granulares con limo	0.45
Limos	0.35
Roca sana con superficie rugosa	0.65

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones "Brajá M. Das"

También podemos tomar valores de coeficientes de rozamiento utilizando el ángulo de fricción interna como se indica a continuación:

$$\mu = \text{tang}\phi \quad \text{ó} \quad \mu = 0.67\text{tag}\phi$$

μ = Coeficiente de rozamiento

ϕ = Angulo de fricción interna

Los valores del coeficiente de rozamiento determinados de esta manera deben estar dentro de este rango $0.4 < \mu < 0.6$

Los valores verdaderos del ángulo de fricción interna sólo pueden obtenerse por medio de ensayos con el material. En ausencia de datos de laboratorio, el ángulo puede tomarse aproximadamente como se indica en la tabla N° 08.

Tabla N° 08: Ángulos De Fricción Interna (ϕ)

Tipo de Suelo	(ϕ)
Arena seca suelta, con granos redondos, gradación uniforme	28.5°
Arena seca densa, con granos redondos, gradación uniforme	35°
Arena seca suelta, con granos angulosos, bien gradada	34°
Arena seca densa, con granos angulosos, bien gradada	46°
Limo seco y suelto	27° a 30°
Limo seco y denso	30° a 35°

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones "Brajá M. Das"

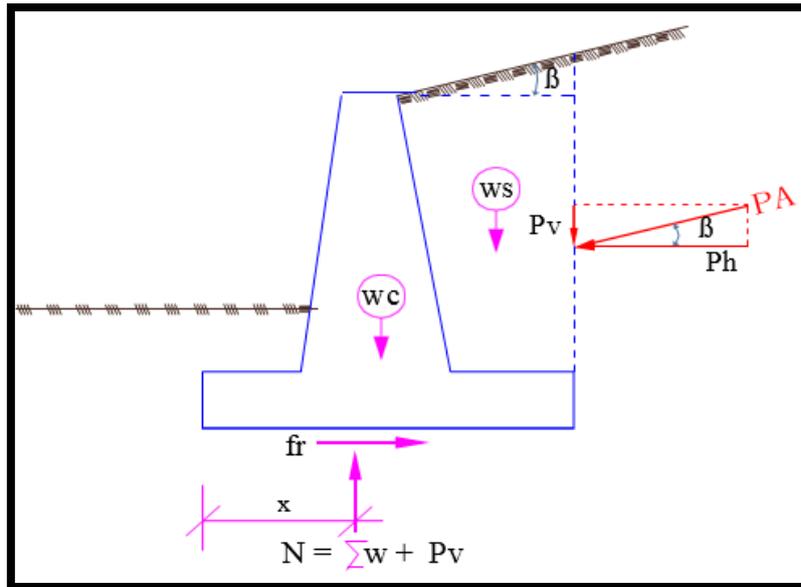
Una vez obtenido el coeficiente de rozamiento (μ) podemos determinar la fuerza de rozamiento entre el muro y el suelo, y calcular el Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD), que es igual al cociente entre la división de la fuerza de rozamiento (f_r) y la componente horizontal de la Presión Activa ($P_h = P_a * \text{Cos}\beta$).

La fuerza de rozamiento (f_r), es igual al producto de la fuerza normal (N) ejercida por el muro sobre el suelo, que es igual a la sumatoria del peso propio del muro W_c , el peso del suelo sobre el muro W_s , así como la componente vertical de la Presión Activa ($P_v = P_a * \text{sen}\beta$), por el coeficiente de rozamiento (μ)

$$f_r = N * \mu$$

En la figura N° 17: se puede apreciar las fuerzas anteriormente enunciadas.

Figura N° 17: Fuerza de rozamiento, Fuerza normal, Peso propio



Fuente Propia "Auto CAD"

$$\sum F_y = 0$$

$$N = \sum w + P_v = WT$$

$$f_r = N * \mu$$

$$FSD = \frac{f_r}{P_h} \geq 1.5 \text{ Suelos granulares}$$

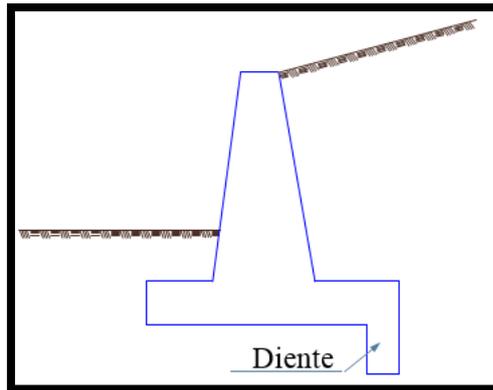
$$FSD = \frac{f_r}{P_h} \geq 2.00 \text{ Suelos cohesivos}$$

Se dice que el muro es seguro al deslizamiento cuando el Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD) es mínimo de 1.5 en suelos granulares, y 2.0 en suelos cohesivos.

Si no se cumple con este factor, el deslizamiento se previene aplicando cualquiera de las siguientes medidas:

- Hacer un muro más grueso y por lo tanto de más peso (aumentando sus dimensiones)
- Cambiar el suelo de cimentación para aumentar la fuerza de fricción.
- Utilizar la presión pasiva delante del muro, aunque no es recomendable por lo anotado anteriormente.
- Colocar un diente en la base del muro, que es lo más recomendable cuando el Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD) es mayor o igual que 1.5.

Figura N° 18: *Factor de seguridad a los deslizamientos*



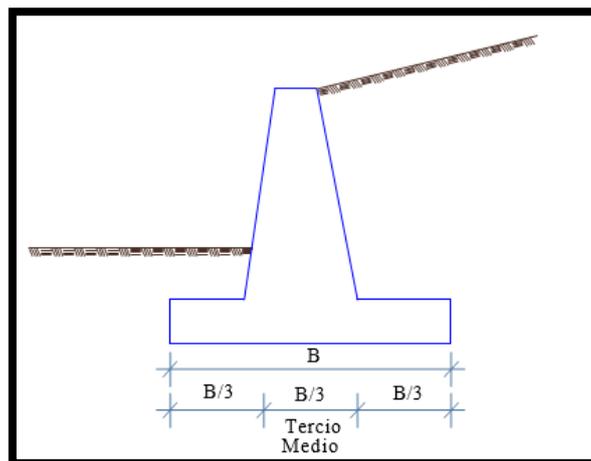
Fuente Propia "Auto CAD"

II.2.3.11 COMPROBACIÓN DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL (N), Y DE PRESIONES EN EL TERRENO

La resultante del peso y empuje vertical producen sobre el terreno una presión que en ningún momento puede ser mayor que la presión admisible del terreno (q_{adm}). El valor de esta presión admisible es diferente para cada tipo de terreno y se determinará en cada caso concreto efectuando varios ensayos con los aparatos que se tengan en uso.

En un estudio de la presión sobre el terreno, desempeña un papel muy importante el tercio medio de la cimentación como a continuación se verá. Entendiéndose por tercio medio de la cimentación a la tercera parte interior de toda cimentación como se indica en la figura N° .

Figura N°19: *Punto de aplicación de la fuerza normal*



Fuente Propia "Auto CAD"

La resultante de la sumatoria del peso propio del muro w_c , el peso del suelo sobre el muro w_s , así como la componente vertical de la Presión Activa $P_v = P_a * \text{Sen}\beta$, producen la

fuerza normal (N), que se requiere pase por el tercio medio , ya que cuando la reacción del terreno pasa por esta zona se logra una distribución de presiones prácticamente aceptable.

Para determinar si la fuerza normal (N) pasa por el tercio medio calculamos su posición usando la siguiente expresión:

$$x = \frac{(MR - MV)}{N}$$

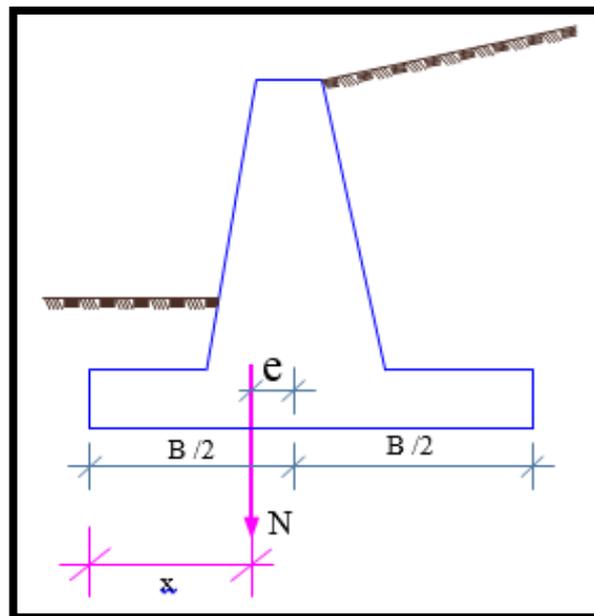
Si (x) cumple con la condición $\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3}$, la fuerza normal (N) pasa por el tercio medio caso contrario estaría fuera del tercio medio.

Para calcular los esfuerzos producidos en el suelo por el muro primero debemos obtener la excentricidad (e), que es la distancia existente entre la mitad de la base del muro y el lugar donde actúa la fuerza normal (N) para lo que usamos la expresión:

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

Para que la fuerza normal (N) pase por el tercio medio el valor de (e) debe ser menor que (B/6). En la figura N°20: se muestra la posición de la fuerza normal (N), respecto de la excentricidad (e).

Figura N°20: Fuerza normal



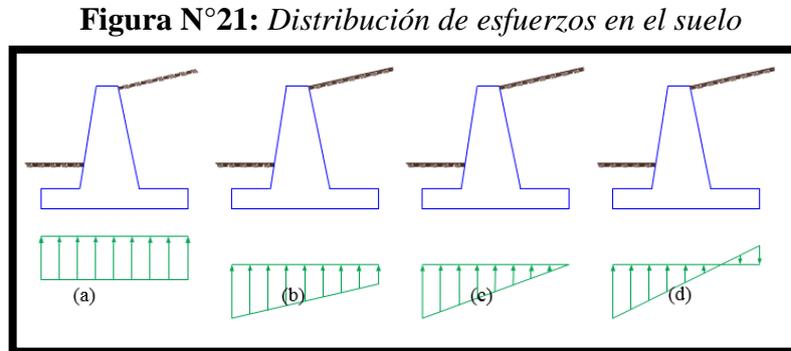
Fuente Propia "Auto CAD"

Para determinar los esfuerzos ejercidos por el muro en el suelo usamos la siguiente formula:

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

Dónde: $M = N * e$

Supongamos que las distribuciones de los esfuerzos en el suelo son lineales con lo que se puede presentar cuatro casos dependiendo de la posición de fuerza normal (N) como se indica a continuación en la figura N°



Fuente Propia "Auto CAD"

Como luego se verá el caso (d) de la figura 1-14 hay que rechazarlo cuando se presente, construyendo para ello un muro más ancho. Esto es como consecuencia de que surgirían en el lado derecho unas tracciones que no son absorbidas.

En el caso de la figura 1-14 (a) la fuerza normal (N) actúa justo en el punto medio de la base (B) del muro, por lo que no existe excentricidad $e = 0$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$M = N * e$$

$$M = 0$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6(0)}{B^2 * L}$$

De esta expresión se obtienen dos valores iguales

$$qM = qm = \frac{N}{B * L}$$

En el caso de la figura 1-14 (b) la fuerza normal (N) actúa a una distancia (e) del punto medio de la base (B) del muro, por lo que la excentricidad es $e = e$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$M = N * e$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6N * e}{B^2 * L}$$

De esta expresión se obtienen dos valores, uno máximo y otro mínimo

$$qM = \frac{N}{B * L} + \frac{6N * e}{B^2 * L}$$

$$qm = \frac{N}{B * L} - \frac{6N * e}{B^2 * L}$$

El caso de la figura 1-14 (c) surge cuando la fuerza normal (N) pasa por el borde del tercio medio, es decir cuando pasa a una distancia (B/6) del punto medio de la base (B) del muro, por lo que la excentricidad es $e = B/6$.

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$M = N * \frac{B}{6}$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6(N * \frac{B}{6})}{B^2 * L}$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{N}{B^2 * L}$$

De esta expresión se obtienen dos valores, uno máximo y otro igual a cero.

$$qM = 2 * \frac{N}{B * L}$$

$$qm = 0$$

El caso de la figura 1-14 (d) surge cuando la fuerza normal (N) se encuentra fuera del tercio medio, es decir cuando pasa a una distancia mayor a (B/6) del punto medio de la base (B) del muro, por lo que la excentricidad es $e > B/6$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$M = N * e$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6N * e}{B^2 * L}$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} (1 \pm \frac{6e}{B})$$

Al ser $e > B/6$ implica que $\frac{6e}{B} > 1$, por lo que al restarle en la expresión de (q) obtenemos un valor positivo y otro negativo que es precisamente la tracción que aparece en la resultante del caso de la figura 1-14 (d). Esta tracción hay que hacerla desaparecer, para lo que se recurre a un aumento del espesor del muro para lograr que la resultante pase por el tercio medio tal como ya se ha indicado.

Se deduce que el hecho de que la fuerza normal (N) pase por un lugar determinado depende de las acciones verticales, ya que para un terreno dado el empuje que produce tiene una magnitud y una dirección determinada.

Si se pretende variar el punto de acción de la fuerza normal (N) respecto a la base del muro, no cabe otra solución más que ir variando el peso del muro. Cuanto mayor sea este valor del peso, la resultante actuará más hacia la derecha mientras que cuanto más ligero sea dicho peso más hacia la izquierda actuará la fuerza mencionada.

Visto esto y teniendo en cuenta lo indicado en los casos de la figura 1-14 (a), (b), (c), y (d) se deduce que en el caso de la figura 1-14 (a) y (b) hay un exceso de peso, la resultante pasa demasiado próxima del punto medio de la base (B) del muro por lo que puede adoptarse una solución más económica del muro tomando una línea más esbelta.

El caso de la figura 1-14 (d) indica que la fuerza normal (N) se encuentra fuera del tercio medio, esto origina tracciones que son inadmisibles. Esto es como consecuencia de tener el caso de un muro demasiado esbelto, que pesa poco y la acción del peso no logra que la fuerza normal (N) pase por el tercio medio como debería suceder.

El caso de la figura 1-14 (c) es el óptimo y es al que debe llegarse en todo diseño. En este caso la resultante pasa por el borde del núcleo central y la distribución de esfuerzos es correcta, no hay zona de tracciones y por lo tanto el muro tiene un peso adecuado.

En todos los casos expuestos anteriormente cabe indicar que bajo ningún concepto el esfuerzo calculado del suelo (q suelo) debe ser mayor que el esfuerzo admisible (q adm), ya que esto significaría que el suelo donde se está cimentando el muro no resistiría estos esfuerzos.

Conviene tener presente que lo que se está indicando se refiere a las acciones sobre el terreno de cimentación. Se ha indicado que el peso óptimo del muro es el del caso de la figura 1-14 (c), pero si en este muro se diese la circunstancia de que la seguridad al volteo o al

deslizamiento no está en los márgenes indicados, entonces se recurre a un aumento del peso, variando sus dimensiones, por lo que los esfuerzos en el suelo cambiarían.

A continuación, en la tabla N° 09: Mostramos las presiones admisibles más comunes, de acuerdo al tipo de suelo.

Tabla N°09: Presiones admisibles sobre suelo y roca

Tipos de Suelos	q_{adm} (Tn/m ²)
Arcilla blanda de densidad media	15
Arcilla de consistencia media	25
Arena fina suelta	20
Arena gruesa suelta	30
Arena fina compacta	30
Arena y gravas sueltas	30
Grava suelta, y arena gruesa compactada	40
Mezcla de arena y gravas, compactadas	60
Arenas o gravas muy compactadas o parcialmente cementadas	100
Roca sedimentaria	150

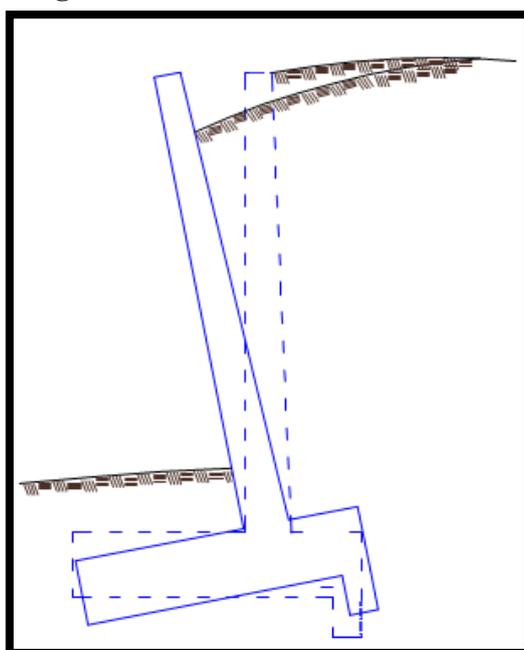
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das"

II. 2.3.12 FORMAS DE AGOTAMIENTO DE LOS MUROS

En general un muro puede alcanzar los siguientes estados límites:

a. Giro excesivo del muro

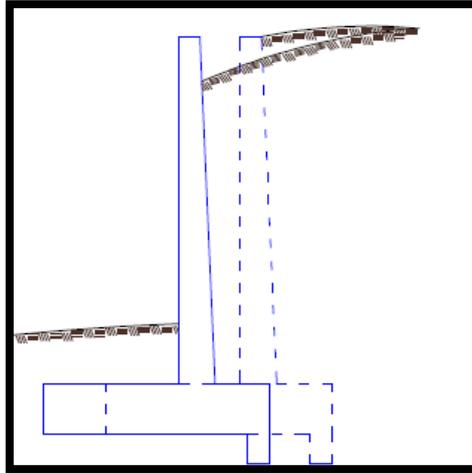
Figura N° 22: Giro excesivo del muro



Fuente Propia "Auto CAD"

b. Deslizamiento del muro

Figura N° 23: *Deslizamiento del muro*

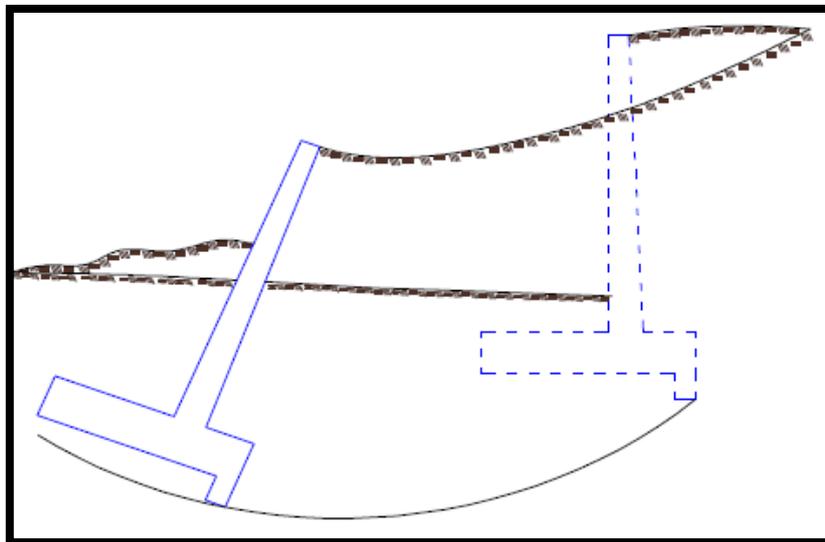


Fuente Propia "Auto CAD"

c. Deslizamiento profundo del muro

Se debe a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando a una profundidad aproximada de vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación.

Figura N° 24: *Deslizamiento profundo del muro*

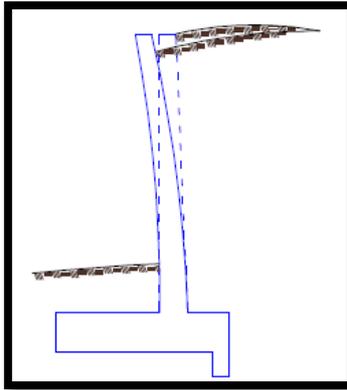


Fuente Propia "Auto CAD"

d. Deformación excesiva de la pantalla

Es una situación rara, salvo en muros muy esbeltos.

Figura N° 25: *Deformación excesiva de la pantalla*

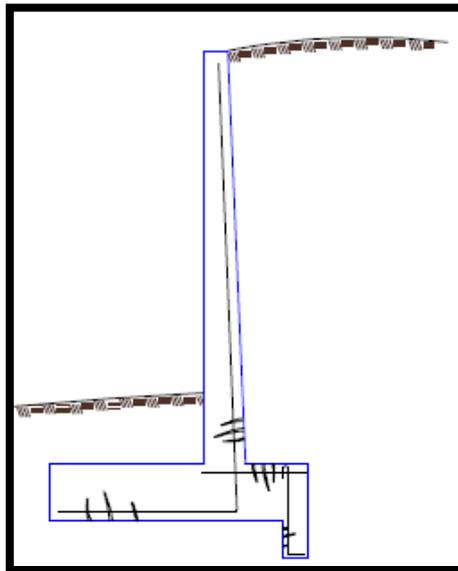


Fuente Propia "Auto CAD"

e. Fisuración excesiva

Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración grave si su ancho es excesivo al estar en contacto con terreno húmedo, pues no es observable.

Figura N° 26: *Fisuración excesiva*

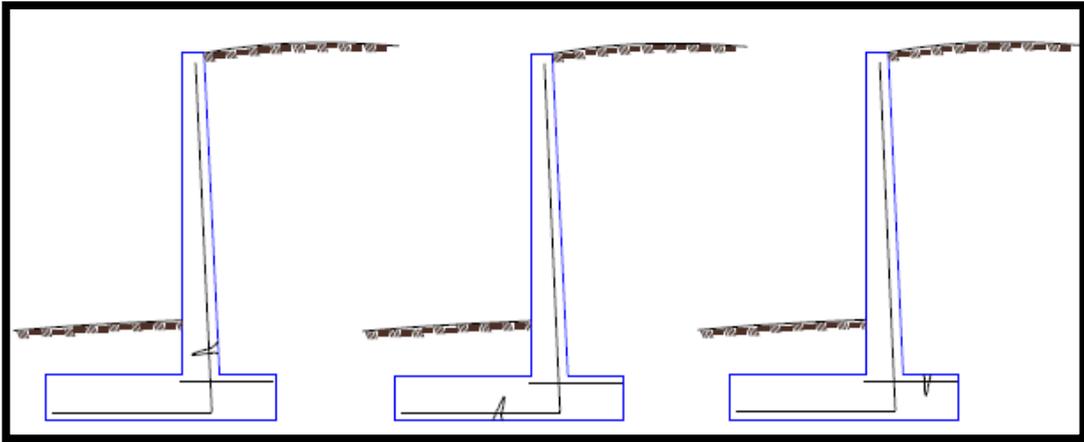


Fuente Propia "Auto CAD"

f. Rotura por flexión

Puede producirse en la pantalla, el dedo o el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de pre-rotura sólo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos está oculta, con lo que no existe ningún síntoma de aviso.

Figura N° 27: Rotura por Flexión

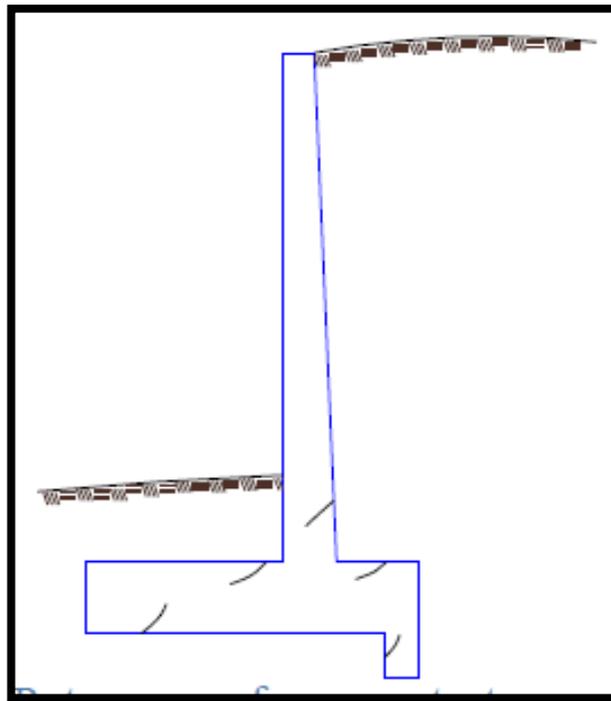


Fuente Propia "Auto CAD"

g. Rotura por esfuerzo cortante

Puede producirse en la pantalla, el dedo, el talón o en el diente.

Figura N° 28: Rotura por esfuerzo cortante

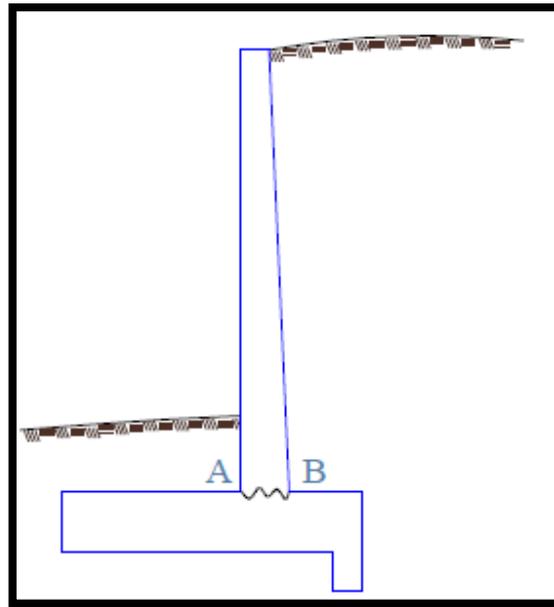


Fuente Propia "Auto CAD"

h. Rotura por esfuerzo rasante

La sección peligrosa es la de arranque de la pantalla, que es una junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector y el máximo esfuerzo cortante.

Figura N° 29: Rotura por esfuerzo rasante



Fuente Propia "Auto CAD"

II. 2.3.13 PROCEDIMIENTO A SEGUIR EN EL DISEÑO DE MUROS

El procedimiento a seguir en el diseño de muros de contención consiste en:

- ✓ Selección tentativa de las dimensiones del muro
- ✓ Análisis de la estabilidad del mismo frente a las fuerzas que lo solicitan.

En el caso de que el análisis indique que la estructura no es satisfactoria, se alteran sus dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr que la estructura sea capaz de resistir los esfuerzos a que se encuentra sometida.

Para llevar a cabo el análisis es necesario determinar las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de la base de la cimentación tales como: empuje del suelo, sobrecargas, peso propio del muro y peso del suelo de relleno, y luego se investiga su estabilidad con respecto a:

- ✓ Volteo
- ✓ Deslizamiento
- ✓ Presiones sobre el terreno

El análisis de resistencia como estructura de los muros se realizará en forma independiente de acuerdo a su tipo lo cual será tratado en los capítulos siguientes.

II. 2.3.14 Teoría de capacidad de carga de Terzaghi

En la ingeniería geotécnica se denomina capacidad portante a la capacidad del suelo para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el suelo, tal que no se produzca un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto, la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

Si la función del suelo de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denomina carga de hundimiento.

Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al suelo y la deformación sufrida por este, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

Terzaghi en 1943 fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad portante de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad (**Df**) de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con (**Df**) igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0) la superficie de falla en un suelo bajo carga última, en el caso de falla cortante general, es según la Fig. 2.1 El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente: $q = \gamma \cdot D_f$

Figura N° 30: Teoría de capacidad de carga de Terzaghi

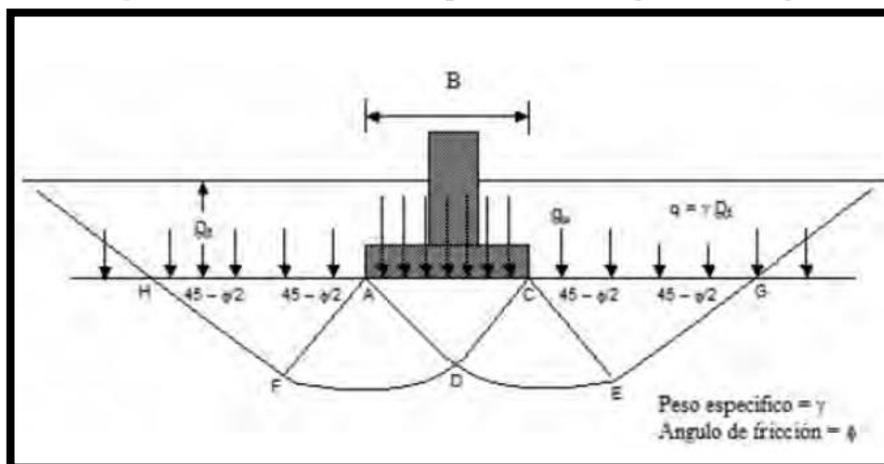


Gráfico de capacidad portante del suelo

En su planteamiento, Terzaghi llega a la propuesta de una ecuación para obtener la capacidad portante crítica (q_c), para una zapata alargada:

$$q_c = c * N_c + \gamma * D_f * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

Y para el caso de emplearse una zapata cuadrada y circular respectivamente, propone:

$$q_c = 1.3 * c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.4 * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_c = 1.3 * c * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0.3 * \gamma * D * N_\gamma$$

Como es conocido los valores de los factores de capacidad de carga (N_c , N_q y N_γ) Terzaghi los establece en función de ángulo de fricción (ϕ). De las anteriores ecuaciones, pueden desprenderse algunas observaciones en función de los tres elementos básicos componentes de estas ecuaciones:

Los factores de capacidad de carga dentro de cada uno de los elementos consideraran las características friccionantes a través de ϕ .

En el primero se considera las características cohesivas del suelo al involucrar el valor de cohesión (C).

En el segundo elemento influye en el resultado final la profundidad de desplante de la zapata (D_f) así como el peso unitario del suelo (γ) encima de la cimentación.

En el último elemento se involucra la forma de la cimentación al incluir la dimensión del ancho de la zapata (B) y peso unitario del suelo bajo la base de la cimentación.

Por lo tanto, se establece que un suelo no tiene una capacidad portante fija y única, como en algunos casos reales se pretende considerar, sino que esta dependerá de las características particulares del suelo (cohesión, fricción y peso unitario) y características de la cimentación específica a construir (profundidad de desplante (D_f), ancho (B) en zapatas rectangulares y el radio (D) en circulares). Varios investigadores han propuesto modificaciones a la teoría de Terzaghi por presentar valores conservativos, considerando una mayor importancia a los aspectos de profundidad y forma de una cimentación (investigadores como Meyerhof, Hansen y Chen).

La fórmula más utilizada es de Meyerhof que toma en cuenta todos los aspectos arriba indicados:

$$q_f = c * N_c * S_c * d_c + \gamma * D_f * N_q * S_q * d_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma$$

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga ultima en la forma.

Cimentación continua o corrida

$$q_u = c'N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma$$

Donde:

c' = Cohesión del suelo.

γ = Peso específico del suelo.

$$q = \gamma D_f$$

N_c, N_q y N_γ = Factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones solo del ángulo de fricción del suelo ϕ' .

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q y N_γ se definen las expresiones.

$$N_c = \cot\phi' \left(\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right) = \cot\phi' (N_q - 1) \quad (a)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (b)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2\phi'} - 1 \right) * \tan\phi' \quad (c)$$

$K_p \gamma$ = Coeficiente de presión activa.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por la ecuación (a), (b) y (c) se dan en la tabla N° 10.

Para estimar la capacidad de carga ultima de cimentaciones cuadradas y circulares, la ecuación $B * = \frac{2BL}{B+L}$ se puede modificar respectivamente a.

Cimentación Cuadrada

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma B N_\gamma \quad (d)$$

Tabla N° 10: Factores de capacidad de carga Terzaghi-ecuaciones (a), (b) y (c) de Kumbhojkar (1993)

ϕ'	Nc	Nq	$N\gamma^a$	ϕ'	Nc	Nq	$N\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: Kumbhojkar

Tabla N° 11: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi $N'c, N'Q'q$ y $N'\gamma$

ϕ'	$N'c$	$N'q$	$N'\gamma$	ϕ'	$N'c$	$N'q$	$N'\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.01	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.06	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.07	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.13	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Teoría de capacidad de carga de Terzaghi

$N'c, N'Q'q$ y $N'\gamma$. Los factores de capacidad de carga modificados, se pueden calcular utilizando la ecuaciones de los factores de capacidad de carga (Nc, Nq y $N\gamma$ respectivamente) reemplazando ϕ' por $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3} \tan \phi')$. La variación $N'c, N'Q'q$ y $N'\gamma$ con el ángulo de fricción del suelo ϕ' se da en la **tabla N° 07**.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi ahora se han modificado para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), la profundidad de empotramiento (Df) y la inclinación de la carga. Esto se analiza en la ecuación (c). Sin embargo, muchos ingenieros aun utilizan la ecuación de Terzaghi, ya que proporciona muy buenos resultados considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en varios emplazamientos.

CAPITULO III. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

III.1 CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Se tiene como datos y características generales a las diferentes propiedades del suelo de fundación (suelo granular no cohesivo), material de relleno que es el mismo suelo de fundación, cabe resaltar que estos datos fueron sacados de la obra “**MANTENIMIENTO: PROLONGACION ALFONSO UGARTE - TRAMO: AV. HÉROES DE CENEPA- PUENTE SHUDAL - CRUCE PARIAMARCA – CAJAMARCA**” que estos datos son los mismos para los muros en gravedad, voladizo y contrafuertes.

✓ **Suelo de fundación**

$$\gamma = 1.844 \text{ Tn/m}^3$$

$$D_f = 2.30 \text{ m}$$

$$\Phi = 33^\circ \text{ (ángulo de fricción interno de la cimentación)}$$

$$\mu = \text{Tan } \Phi = 0.6$$

✓ **Suelo de relleno**

$$\gamma = 1.844 \text{ Tn/m}^3$$

$$\Phi = 33^\circ \text{ (ángulo de fricción interno de la cimentación)}$$

✓ **Materiales del muro**

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\gamma_c = 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

Datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos, de la obra “Mantenimiento: Prolongación Alfonso Ugarte-Tramo: Av. Héros del Cenepa – Puente Shudal – Cruce Pariamarca – Cajamarca”

✓ **Factores de capacidad de carga**

$$N'_c = 22.39$$

$$N'_q = 10.69$$

$$N'_\gamma = 6.32$$

- ✓ Base de cimentación

$$B = 4.06 \text{ m}$$

$$B = 3.90 \text{ Asumido}$$

- ✓ Altura zapata

$$D = 0.80 \text{ m}$$

Calculamos la altura (H') debida a la inclinación del terreno

$$H' = tg\beta * (B - D - b)$$

$$H' = 0 \text{ m}$$

Calculamos la altura total del muro

$$HT = H + H'$$

$$HT = 5.80 \text{ m}$$

b. Determinar la presión activa y presión pasiva del suelo

- ✓ $\emptyset = 33$

- ✓ $B = 0$

- ✓ $\gamma = 1.844 \text{ Tn/m}^3$

- ✓ $HF = 2.30 \text{ m}$

Según tabla N° 12: Valores de K_a , e interpolando

32	33	34
0.3073	K_a	0.2827

$$K_a = 0.295$$

Según tabla N°13: Valores K_p , e interpolando

32	33	34
3.2546	K_p	3.5371

$$K_p = 3.39585$$

Presión activa

$$pa = \gamma_s * K_a * HT$$

$$Pa = 3.155 \text{ Tn/m/m}$$

$$PA = \frac{1}{2} \gamma_s * K_a * HT^2$$

$$PA = 9.150 \text{ Tn/m}$$

Presión pasiva

$$pp = \gamma_s * Kp * HT$$

$$pp = 14.402 \text{ Tn/m/ml}$$

$$PP = \frac{1}{2} \gamma_s * Kp * HT^2$$

$$PP = 16.563 \text{ Tn/m}$$

Como $\beta = 0$ ya no es necesario calcular las componentes activa del suelo

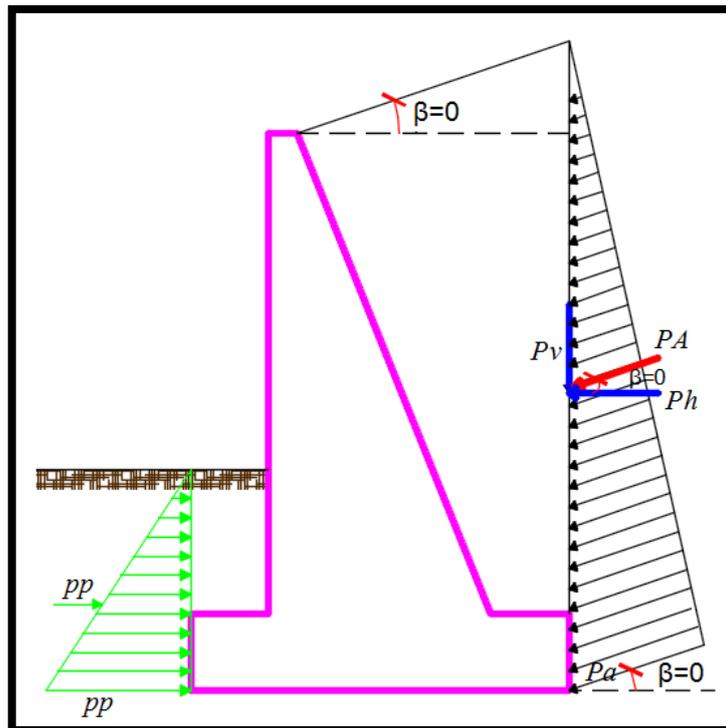
$$ph = pa * \text{Cos}\beta$$

$$Ph = 9.150 \text{ Tn/ml}$$

$$Pv = pa * \text{Sen}\beta$$

$$Pv = 0 \text{ Tn/ml}$$

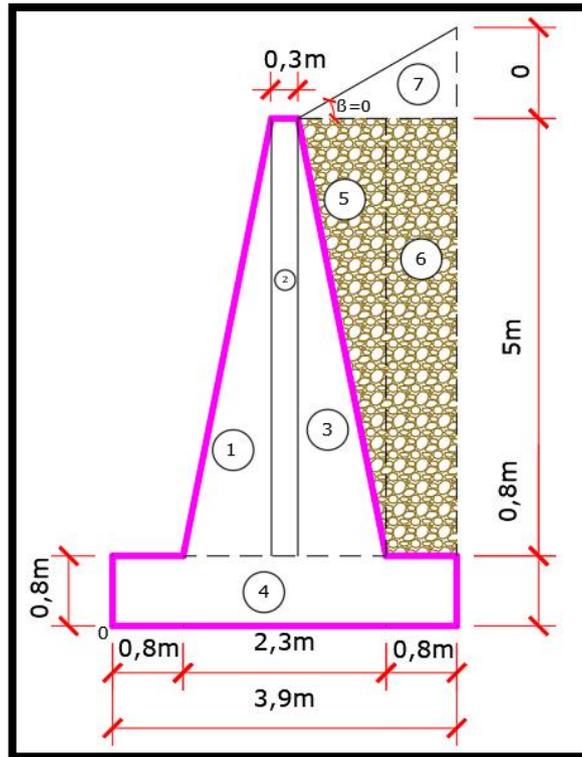
Figura N° 32: Fuerza muro de contención en gravedad



Fuente: Propia (AutoCAD)

c. Determinar el momento de volteo (MV)

Figura N°33: Muro a gravedad



Fuente: Propia (AutoCAD)

$$Z = \frac{HT}{3} \quad Z = 1.933 \text{ m}$$

$$Mv = Ph * Z$$

$$Mv = 17.686 \text{ Tn.m/ml}$$

d. Determinar el momento resistente (MR)

Tabla N° 14

ELEMENTO	AREA (m ²)	VOL. (m ³)	W=V*γ(Tn)	DISTANCIA (m)	Mi=W*d (Tn*m)
CONCRETO			2.4		Tn/m³
1	2.5	2.5	6	1.47	8.80
2	1.5	1.5	3.6	1.95	7.02
3	2.5	2.5	6	2.43	14.60
4	3.12	3.12	7.488	1.95	14.61
Sumatoria		9.62			
Relleno			1.844		Tn/m³
4	2.5	2.5	4.61	2.77	12.75
5	4	4	7.376	3.5	25.82
6	0	0	0	3.3	0.00
Sumatoria		9			
Pv			0	3.9	0
Sumatoria WT			35.07	Sumatoria MR	83.59

e. Determinar el Factor de Seguridad al Volcamiento

$$FSV = \frac{MR}{Mv} > 2$$

$$FSV = 4.726 > 2 \quad \text{Ok}$$

f. Determinar el factor de Seguridad al deslizamiento (FSD)

$$FSD = \frac{fr}{Ph} > 1.5$$

$$fr = \mu * N$$

$$\mu = TG\emptyset$$

$$\mu = 0.6$$

$$FSD = 2.30 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

g. Determinar que peso total se encuentra en el tercio medio

$$x = \frac{MR - MV}{N}$$

$$x = 1.88 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3}$$

$$1.30 \leq x \leq 2.6$$

h. Según teoría de la capacidad de carga de Terzaghi – falla por corte

- ✓ $\phi = 33^\circ$
- ✓ $\gamma = 1.844 \text{ Tn/m}^3$
- ✓ $HF = 2.30 \text{ m}$
- ✓ $c = 0$ Sin cohesión
- ✓ $B = 3.90 \text{ m}$ $N'c = 22.39$
- ✓ $N'q = 10.69$
- ✓ $N'\gamma = 6.32$

h.1 Cimentación corrida

$$qu = \frac{2}{3}cN'c + \gamma DfN'q + \frac{1}{2}\gamma BN'\gamma$$

$$qu = 6.808 \text{ Kg/cm}^2$$

h.2 Cimentación cuadrada

$$q_u = 0.867cN'_c + \gamma DfN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$$

$$q_u = 6.353 \text{ Kg/cm}^2$$

Se considerará la menor carga analizada.

i. Esfuerzo admisible

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FSc.p}$$

$$FSc.p = 2$$

$$\sigma_{adm} = 3.1765$$

i. Coeficiente de Balasto

$$K = \frac{E_s}{B(1 - \nu)}$$

$$B = 3.90 \text{ m}$$

$$E_s = 1260 \text{ Tn/m}^2$$

$$\nu = 0.28$$

$$K = 448.72 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3}$$

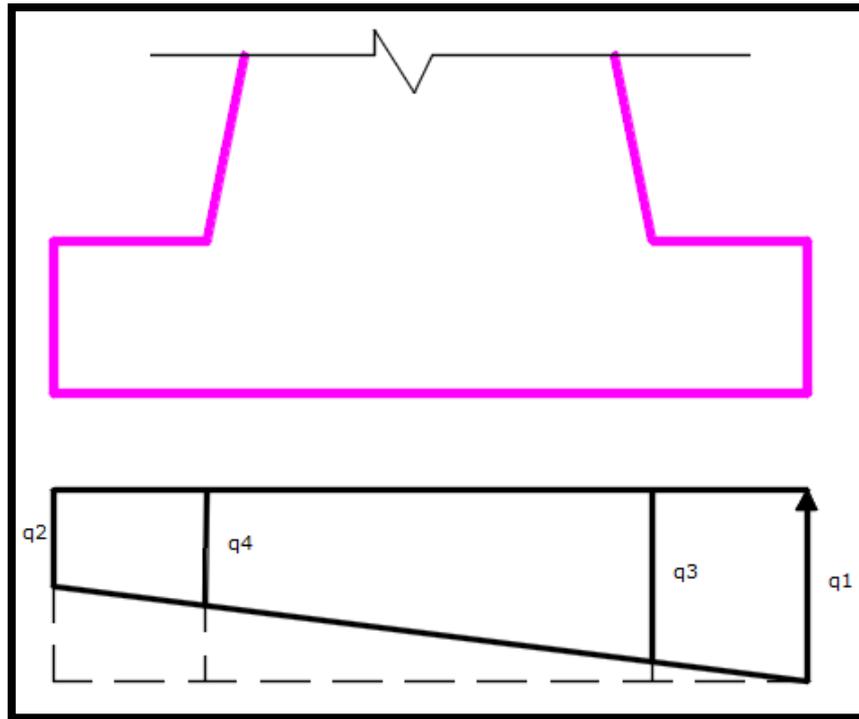
j. Calculo de la posición

$$q < q_{adm} \quad X = \frac{Me - Mv}{\Sigma W} \quad X = 1.88m$$

$$e = \frac{B}{2} - X \quad e = 0.0709m$$

$$e < \frac{B}{6} = 0.65 \text{ Cae en el tercio medio}$$

Figura N°34: Presiones en el terreno



Fuente: Propia (AutoCAD)

$$q1 = \frac{\sum W(B + 6e)}{B^2} \quad q1 = 0.997 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q2 = \frac{\sum W(B - 6e)}{B^2} \quad q2 = 0.801 \text{ Kg/cm}^2$$

k. Calculo de presiones en los puntos de empotramiento de la pantalla

$$q3 = 0.957 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q4 = 0.841 \text{ Kg/cm}^2$$

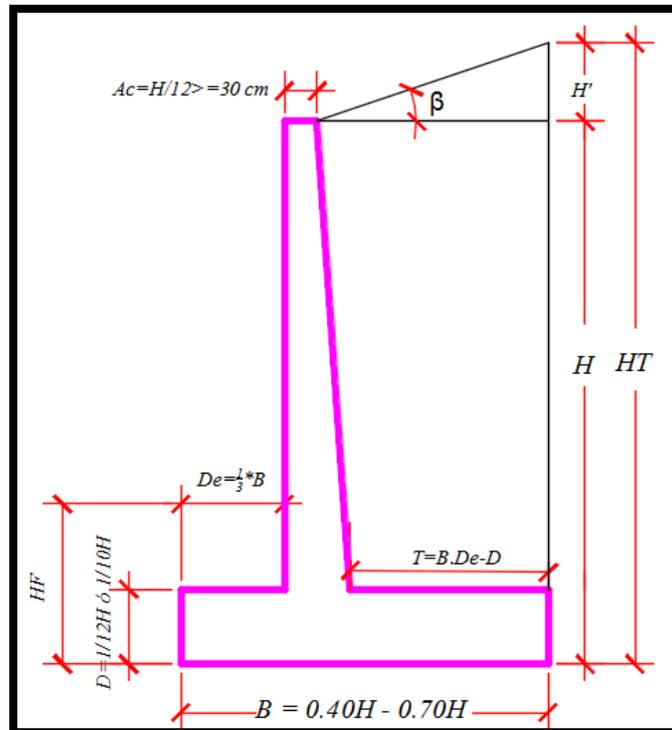
b. Muros en Voladizo

Como ya se indicó los muros en voladizo, son aquellos muros que trabajan como viga en voladizo, empotrados en una zapata inferior. Estos muros se diseñan en concreto armado y se recomienda su uso para alturas intermedias hasta los nueve metros.

b.1 Pre-Dimensionamiento

Braja Das recomienda en su libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” algunos valores aproximados para iniciar el dimensionamiento básico de muros de contención en gravedad, para con estos poder hacer una revisión de estabilidad y en caso no cumplan con esta, variar las dimensiones. A continuación, los valores aproximados que se recomiendan.

Figura N° 35: Muro de contención en voladizo



Fuente: Propia (AutoCAD)

a. Pre-diseño

- ✓ Altura de muro
 $H = 5.8 \text{ m}$
- ✓ Corona
 $b = 0.48 \text{ m}$
 $b = 0.30 \text{ Asumido}$
- ✓ Base de cimentación
 $B = 4.06 \text{ m}$

B = 3.90 Asumido

✓ Altura zapata

D = 0.80 m

Calculamos la altura (H') debida a la inclinación del terreno

$$H' = tg\beta * (B - D - b)$$

$$H' = 0 \text{ m}$$

Calculamos la altura total del muro

$$HT = H + H'$$

$$HT = 5.80 \text{ m}$$

b. Determinar la presión activa y presión pasiva del suelo

✓ $\emptyset = 33$

✓ B = 0

✓ $\gamma = 1.844 \text{ Tn/m}^3$

✓ HF = 2.30 m

Según tabla N° 15: valores de Ka, e interpolando

32	33	34
0.3073	Ka	0.2827

$$\mathbf{Ka = 0.295}$$

Según tabla N° 16: Valores de Kp, e interpolando

32	33	34
3.2546	Ka	3.5371

$$\mathbf{Kp = 3.39585}$$

Presión activa

$$pa = \gamma_s * Ka * HT$$

$$\mathbf{Pa = 3.155 \text{ Tn/m/m}}$$

$$PA = \frac{1}{2} \gamma_s * Ka * HT^2$$

$$\mathbf{PA = 9.150 \text{ Tn/m}}$$

Presión pasiva

$$pp = \gamma_s * Kp * HT$$

$$pp = 14.402 \text{ Tn/m/ml}$$

$$PP = \frac{1}{2} \gamma_s * Kp * HT^2$$

$$PP = 16.563 \text{ Tn/m}$$

Como $\beta = 0$ ya no es necesario calcular las componentes activa del suelo

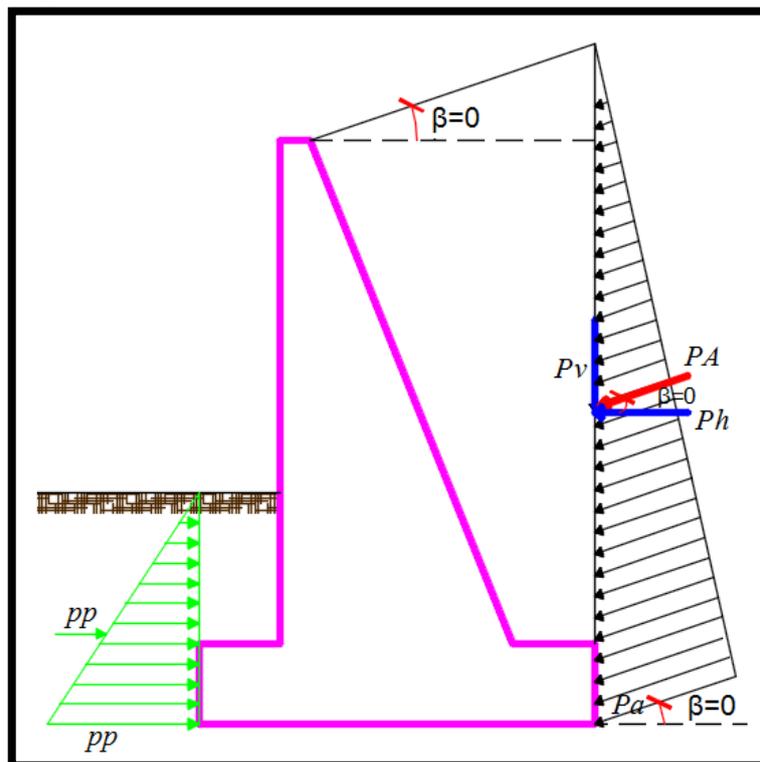
$$ph = pa * \text{Cos}\beta$$

$$Ph = 9.150 \text{ Tn/ml}$$

$$Pv = pa * \text{Sen}\beta$$

$$Pv = 0 \text{ Tn/ml}$$

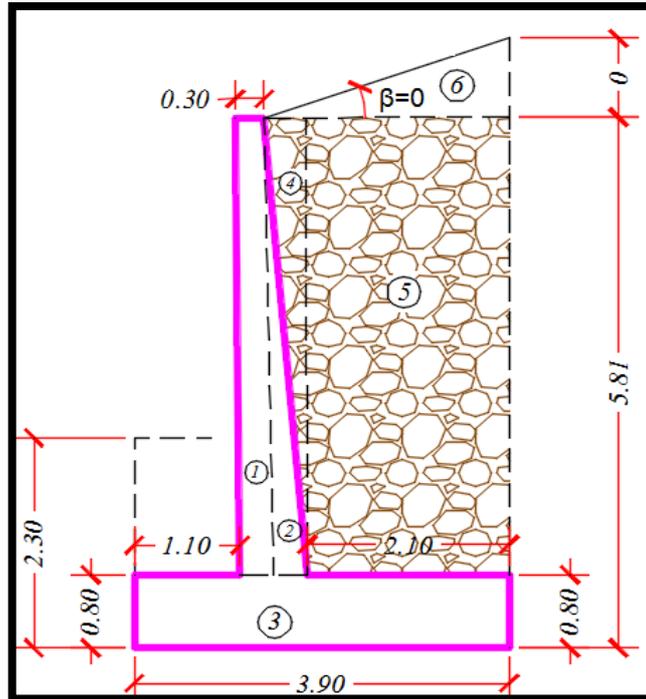
Figura N° 36: Fuerzas de muros de contención en voladizo



Fuente: Propia (AutoCAD)

c. Determinar el momento de volteo (MV)

Figura N° 37: Muro de contención en voladizo



Fuente: Propia (AutoCAD)

$$Z = \frac{HT}{3} \quad Z = 1.933 \text{ m}$$

$$Mv = Ph * Z$$

$$Mv = 17.686 \text{ Tn.m/ml}$$

d. Determinar el momento resistente (MR)

Tabla N° 17

ELEMENTO	AREA (m ²)	VOL. (m ³)	W=V*γ(Tn)	DISTANCIA (m)	Mi=W*d (Tn*m)
CONCRETO			2.4		Tn/m3
1	1.5	1.5	3.6	1.25	4.5
2	1	1	2.4	1.53	3.68
3	3.12	3.12	7.488	1.95	14.6016
Sumatoria		5.62			
Relleno			1.844		Tn/m3
4	1	1	1.844	1.67	3.07
5	10.5	10.5	19.362	2.85	55.18
6	0	0	0	3.07	0.00
Sumatoria		11.5			
Pv			0	3.9	0
Sumatoria WT			34.694	Sumatoria MR	81.04

e. Determinar el Factor de Seguridad al Volcamiento

$$FSV = \frac{MR}{Mv} > 2$$

$$FSV = 4.582 > 2 \quad \text{Ok}$$

f. Determinar el factor de Seguridad al deslizamiento (FSD)

$$FSD = \frac{fr}{Ph} > 1.5$$

$$fr = \mu * N$$

$$\mu = TG\emptyset$$

$$\mu = 0.6$$

$$FSD = 2.275 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

g. Determinar que peso total se encuentra en el tercio medio

$$x = \frac{MR - MV}{N}$$

$$x = 1.83 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3}$$

$$1.30 \leq x \leq 2.6$$

h. Según teoría de la capacidad de carga de Terzaghi – falla por corte

- ✓ $\phi = 33^\circ$
- ✓ $\gamma = 1.844 \text{ Tn/m}^3$
- ✓ $HF = 2.30 \text{ m}$
- ✓ $c = 0$ Sin cohesión
- ✓ $B = 3.90 \text{ m}$
- ✓ $N'c = 22.39$
- ✓ $N'q = 10.69$
- ✓ $N'\gamma = 6.32$

h.1 Cimentación corrida

$$qu = \frac{2}{3}cN'c + \gamma DfN'q + \frac{1}{2}\gamma BN'\gamma$$

$$qu = 6.808 \text{ Kg/cm}^2$$

h.2 Cimentación cuadrada

$$qu = 0.867cN'c + \gamma DfN'q + 0.4\gamma BN'\gamma$$

$$qu = 6.353 \text{ Kg/cm}^2$$

Se considerará la menor carga analizada.

i. Esfuerzo admisible

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FSc.p}$$

$$FSc.p = 2$$

$$\sigma_{adm} = 3.1765$$

i. Coeficiente de Balasto

$$K = \frac{Es}{B(1 - \nu)}$$

$$B = 3.90 \text{ m}$$

$$Es = 1260 \text{ Tn/m}^2$$

$$\nu = 0.28$$

$$K = 448.72 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3}$$

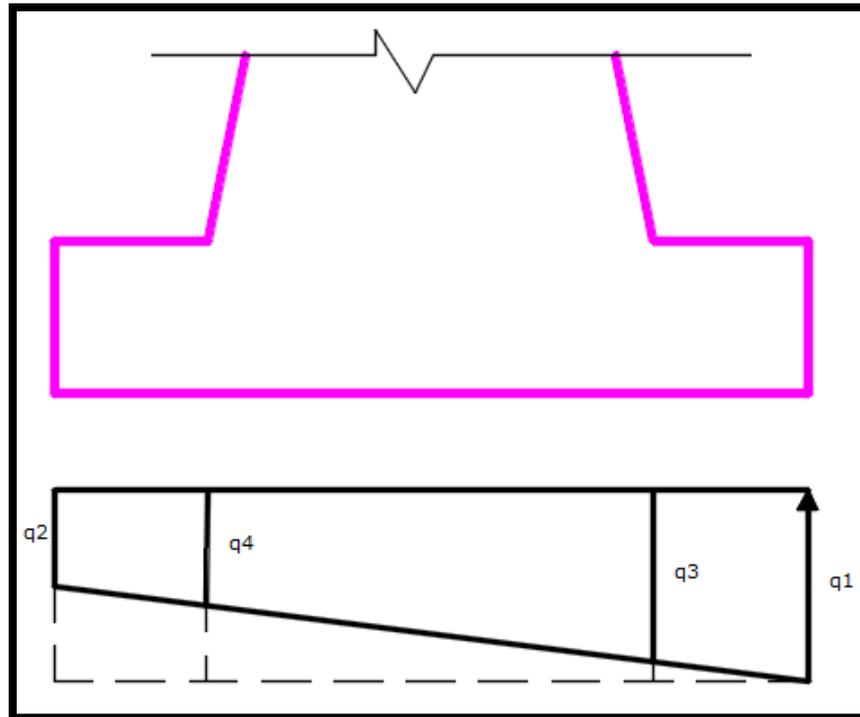
j. Calculo de la posición

$$q < q_{adm} \quad X = \frac{Me - Mv}{\Sigma W} \quad X = 1.83m$$

$$e = \frac{B}{2} - X \quad e = 0.124m$$

$$e < \frac{B}{6} = 0.65 \text{ Cae en el tercio medio}$$

Figura N°38: Presiones en el terreno



Fuente: Propia (AutoCAD)

$$q1 = \frac{\sum W(B + 6e)}{B^2} \quad q1 = 1.059 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q2 = \frac{\sum W(B - 6e)}{B^2} \quad q2 = 0.720 \text{ Kg/cm}^2$$

k. Calculo de presiones en los puntos de empotramiento de la pantalla

$$q3 = 0.877 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q4 = 0.816 \text{ Kg/cm}^2$$

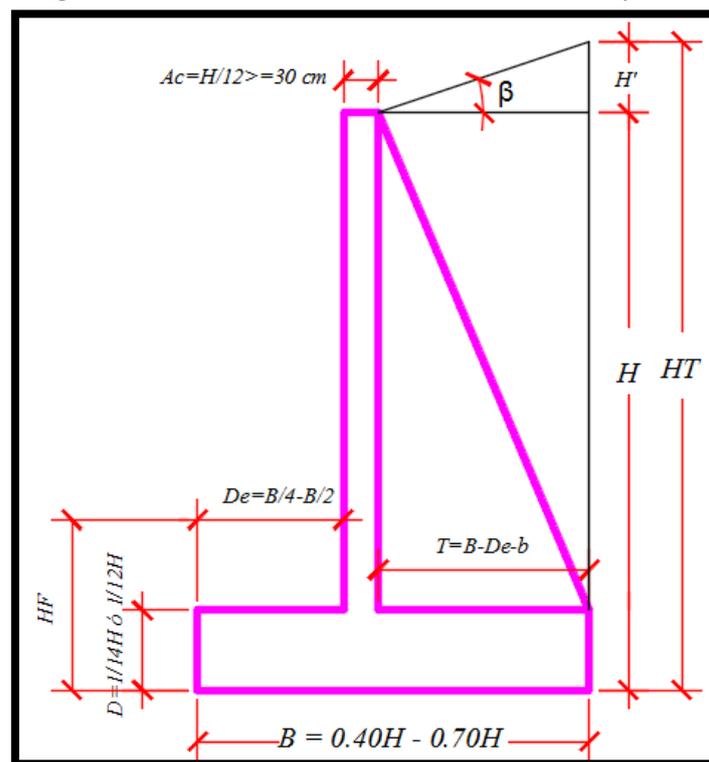
c. Muros con Contrafuertes

Los muros con contrafuertes como ya se dijo consisten en una losa plana vertical soportada en los lados por los contrafuertes y en la base por la cimentación del muro. Corrientemente no se tiene en cuenta el apoyo de la losa en la cimentación del muro y se proyecta como si fuera una losa continúa apoyada en los contrafuertes. Este tipo de muros resultan económicos para alturas mayores a los nueve metros

b.1 Pre-Dimensionamiento

Braja Das recomienda en su libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” algunos valores aproximados para iniciar el dimensionamiento básico de muros de contención en gravedad, para con estos poder hacer una revisión de estabilidad y encaso no cumplan con esta, variar las dimensiones. A continuación, los valores aproximados que se recomiendan

Figura N° 39: Muro de contención con contrafuertes



Fuente: Propia (AutoCAD)

a. Pre-diseño

- ✓ Altura de muro
 $H = 5.8 \text{ m}$
- ✓ Corona
 $b = 0.48 \text{ m}$

$b = 0.30$ Asumido

✓ Base de cimentación

$B = 4.06$ m

$B = 3.90$ Asumido

✓ Altura zapata

$D = 0.80$ m

✓ Puntera

$De = 1.50$ m

✓ Talón

2.1 m

Separación entre contrafuertes

$$S = 0.75 + 0.3H$$

$$S = 2.49 \text{ m}$$

$$S = (0.3 - 0.6)H$$

$$S = 3.48 \text{ m}$$

$$S = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right)H$$

$$S = 3.00 \text{ m}$$

Por lo tanto: $S = 3.00$ m

Espesor del contrafuerte

$$C = \frac{H}{20}$$

$$C = 0.483 \text{ m}$$

$$C = 0.30 \text{ m}$$

Separación libre entre contrafuertes

$$S' = S - C$$

$$S' = 2.70 \text{ m}$$

Calculamos la altura (H') debida a la inclinación del terreno

$$H' = tg\beta * (B - D - b)$$

$$H' = 0 \text{ m}$$

Calculamos la altura total del muro

$$HT = H + H'$$

$$HT = 5.80 \text{ m}$$

b. Determinar la presión activa y presión pasiva del suelo

- ✓ $\emptyset = 33$
- ✓ $B = 0$
- ✓ $\gamma = 1.844 \text{ Tn/m}^3$
- ✓ $HF = 2.30 \text{ m}$

Según tabla N°18: Valores de K_a , e interpolando

32	33	34
0.3073	K_a	0.2827

$$K_a = 0.295$$

Según tabla N°19: Valores de K_p , e interpolando

32	33	34
3.2546	K_p	3.5371

$$K_p = 3.39585$$

Presión activa

$$p_a = \gamma_s * K_a * HT$$

$$P_a = 3.155 \text{ Tn/m/m}$$

$$PA = \frac{1}{2} \gamma_s * K_a * HT^2$$

$$PA = 9.150 \text{ Tn/m}$$

$$PAc = PA * S$$

$$PAc = 27.449 \text{ Tn}$$

Presión pasiva

$$p_p = \gamma_s * K_p * HT$$

$$pp = 14.402 \text{ Tn/m/ml}$$

d. Determinar el momento resistente (MR)

Tabla N° 20

ELEMENTO	AREA (m ²)	VOL. (m ³) S=3m	W=V*γ(Tn)	DISTANCIA (m)	Mi=W*d (Tn*m)
CONCRETO			2.4		Tn/m³
1	3.12	9.36	22.464	1.65	37.0656
2	1.5	4.5	10.8	1.8	19.44
3	5.25	1.575	3.78	1.95	7.371
Sumatoria		15.435			
Relleno			1.844		Tn/m³
4	5.25	1.575	2.9043	1.8	5.23
5	10.5	22.05	40.6602	2.85	115.88
6	0	0	0	3.20	0.00
Sumatoria		23.625			
Pv			0	3.9	0
Sumatoria WT			80.6085	Sumatoria MR	184.99

e. Determinar el Factor de Seguridad al Volcamiento

$$FSV = \frac{MR}{Mv} > 2$$

$$FSV = 3.486 > 2 \quad \text{Ok}$$

f. Determinar el factor de Seguridad al deslizamiento (FSD)

$$FSD = \frac{fr}{Ph} > 1.5$$

$$fr = \mu * N$$

$$\mu = TG\emptyset$$

$$\mu = 0.6$$

$$FSD = 1.762 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

g. Determinar que peso total se encuentra en el tercio medio

$$x = \frac{MR - MV}{N}$$

$$x = 1.64 \text{ m}$$

$$\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3}$$

$$1.30 \leq x \leq 2.6$$

h. Según teoría de la capacidad de carga de Terzaghi – falla por corte

- ✓ $\phi = 33^\circ$
- ✓ $\gamma = 1.844 \text{ Tn/m}^3$
- ✓ $HF = 2.30 \text{ m}$
- ✓ $c = 0$ Sin cohesión
- ✓ $B = 3.90 \text{ m}$
- ✓ $N'c = 22.39$
- ✓ $N'q = 10.69$
- ✓ $N'\gamma = 6.32$

h.1 Cimentación corrida

$$qu = \frac{2}{3}cN'c + \gamma DfN'q + \frac{1}{2}\gamma BN'\gamma$$

$$qu = 6.808 \text{ Kg/cm}^2$$

h.2 Cimentación cuadrada

$$qu = 0.867cN'c + \gamma DfN'q + 0.4\gamma BN'\gamma$$

$$qu = 6.353 \text{ Kg/cm}^2$$

Se considerará la menor carga analizada.

i. Esfuerzo admisible

$$\sigma_{adm} \leq \frac{qu_{lt}}{FSc.p}$$

$$FSc.p = 2$$

$$\sigma_{adm} = 3.1765$$

i. Coeficiente de Balasto

$$K = \frac{Es}{B(1 - \nu)}$$

$$B = 3.90 \text{ m}$$

$$E_s = 1260 \text{ Tn/m}^2$$

$$v = 0.28$$

$$K = 448.72 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3}$$

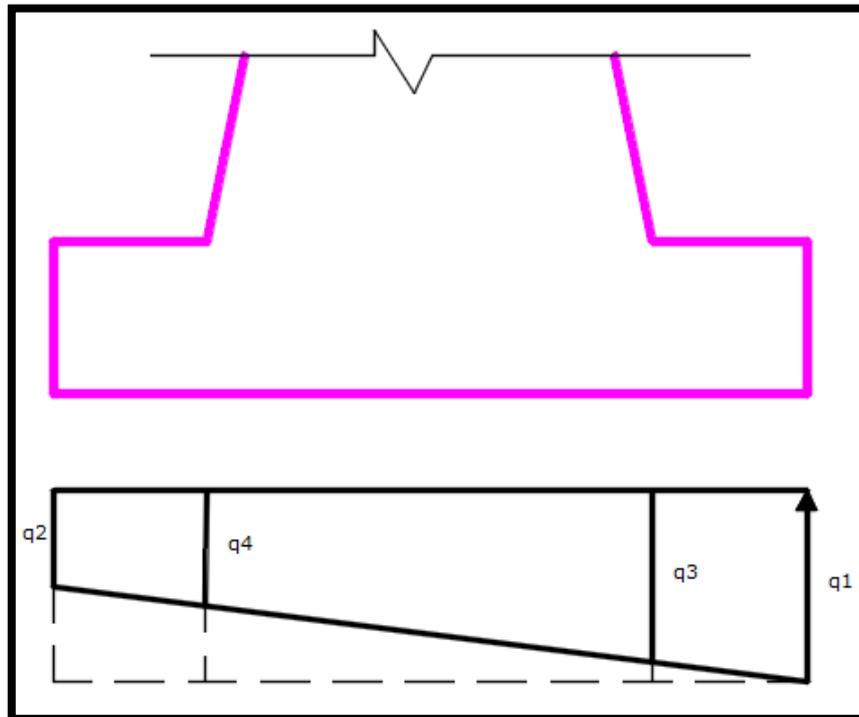
j. Calculo de la posición

$$q < q_{adm} \quad X = \frac{Me - Mv}{\Sigma W} \quad X = 1.64 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X \quad e = 0.3134 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{6} = 0.65 \text{ Cae en el tercio medio}$$

Figura N°41: Presiones en el terreno



Fuente: Propia (AutoCAD)

$$q_1 = \frac{\Sigma W(B + 6e)}{B^2} \quad q_1 = 3.063 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{\Sigma W(B - 6e)}{B^2} \quad q_2 = 1.07 \text{ Kg/cm}^2$$

k. Calculo de presiones en los puntos de empotramiento de la pantalla

$$q_3 = 1.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_4 = 1.837 \text{ Kg/cm}^2$$

El pre-dimensionamiento cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto, quedando teóricamente toda la base del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones es bastante regular disminuyendo el efecto de asentamiento diferenciales entre la punta y el talón del muro.

III.3 MODELAMIENTO COMPUTACIONAL DE MUROS DE CONTENCIÓN

Para el modelamiento de los muros de contención en voladizo y con contrafuertes se utilizaron las características generales y las dimensiones finales de la estructura ya detallados en los anteriores capítulos. Esto se realizó completamente en SAP2000, se definieron eje, materiales, secciones y cargas.

III.3.1 Modelamiento de Muros en Gravedad y Voladizo

Para el caso de los muros en voladizo, esta se realizó de forma detallada considerando todos los elementos y cargas del muro.

Se consideró una pantalla de sección variable y la zapata uniforme que conforman la estructura del muro.

Se consideró carga de empuje, no se consideró la carga del sismo, no se consideró sobrecarga. Para el empuje lateral del relleno se consideró un solo estrato.

III.3.2 Modelamiento de Muros con Contrafuertes

Para los muros con contrafuertes se considera los datos y características mencionadas en el modelamiento de muros en voladizo, además se modela el contrafuerte en la parte del relleno de sección constante y de separación de acuerdo a la altura del muro.

III.3.3 Combinación de Cargas

Las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñadas para obtener en todas sus secciones resistencia de diseño por lo menos igual a la resistencia requerida, esta última calculada para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la Norma E.060 del 2009, además se debe garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio (Norma Técnica E.060 Concreto Armado, 2009).

La norma usada para el modelamiento de la estructura fue la NT E.060 y se utilizaron las siguientes combinaciones de carga:

Resistencia requerida

La resistencia requerida U , debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas amplificadas. Debe investigarse el hecho de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

$$U = CM + CE$$

$$U = 1.4CM + 1.7CE$$

Dónde:

CM: Carga muerta, incluye peso propio y cargas inmóviles.

CE: Carga empuje lateral.

CAPITULO IV. RESULTADOS

IV.1 Comparación del Comportamiento Estructural de los muros de Contención

(Gravedad, Voladizo y Contrafuerte)

En este acápite se compararon los resultados obtenidos del análisis de los muros de contención en gravedad, voladizo y con contrafuertes, donde se compararon desplazamientos y esfuerzos en la pantalla, además el momento de volteo.

IV.1.1 Desplazamientos

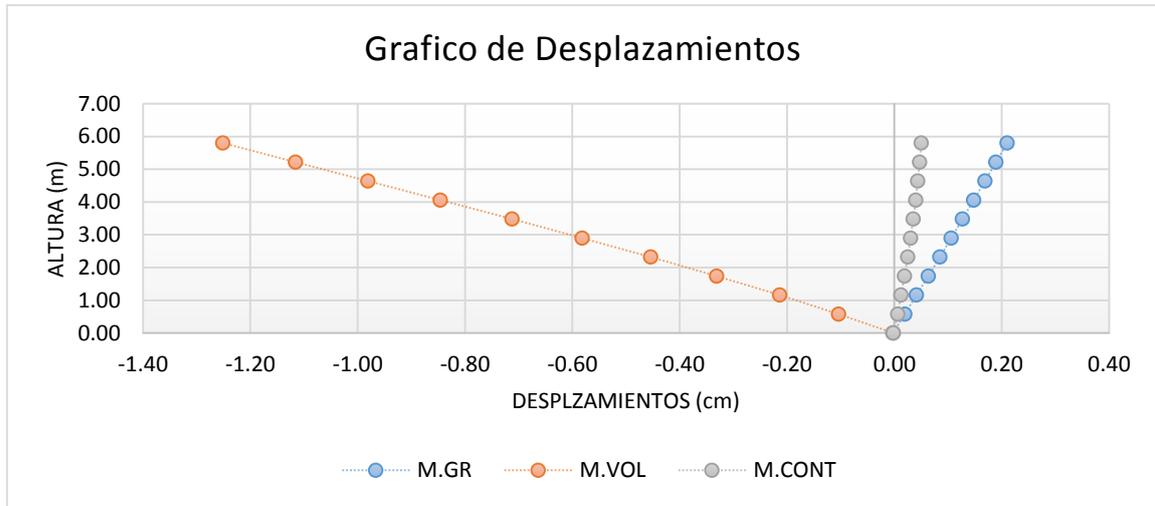
Tabla N° 21: Desplazamientos lateral de la pantalla en los tres tipos de muro H = 5.80

Altura Muro (m)	DESPLAZAMIENTO LATERAL (cm)					
	Combinación Por Servicio U1=CM+CE			Combinación por Carga Última U2=1.4CM+1.7CE		
	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes
5.80	0.2099	-1.2515	0.0503	0.3569	-1.8625	0.1023
5.22	0.1893	-1.1160	0.0472	0.3218	-1.6588	0.0953
4.64	0.1686	-0.9807	0.0437	0.2866	-1.4553	0.0876
4.06	0.1478	-0.8460	0.0398	0.2513	-1.2528	0.0792
3.48	0.1269	-0.7126	0.0352	0.2157	-1.0525	0.0697
2.90	0.1058	-0.5815	0.0302	0.1799	-0.8561	0.0596
2.32	0.0846	-0.4539	0.0248	0.1438	-0.6656	0.0488
1.74	0.0631	-0.3309	0.0189	0.1073	-0.4830	0.0371
1.16	0.0414	-0.2139	0.0126	0.0704	-0.3106	0.0247
0.58	0.0194	-0.1041	0.0061	0.0330	-0.1504	0.0119
0.00	-0.0028	-0.0023	-0.0023	-0.0047	-0.0039	-0.0038

Fuente: Sap2000 – Hoja de Calculo

De la tabla N° 21, se saca los siguientes gráficos para una mejor visualización de los resultados

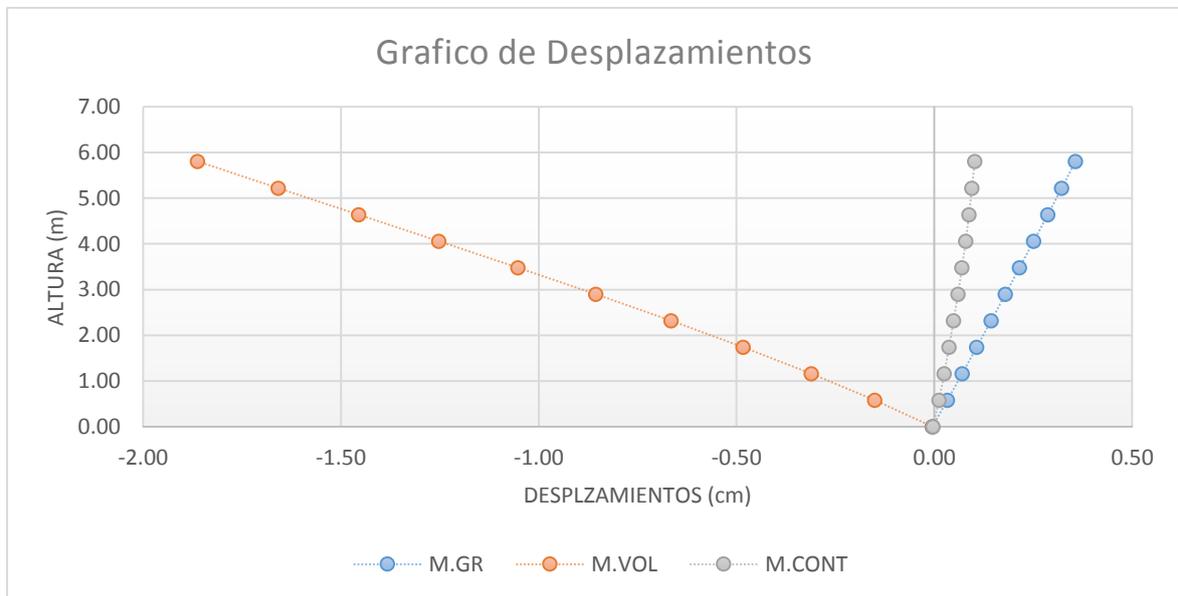
Figura N° 42: Desplazamiento lateral de la pantalla en los tres tipos de muro debido a cargas de servicio



Fuente: Sap2000 – Hoja de Cálculo

De la gráfica anterior y la tabla N° 21, se muestra el desplazamiento lateral máximo de 0.2099 cm, 1.2515 cm y 0.0503 cm para los muros en gravedad, voladizo y con contrafuertes respectivamente, sometidos a la carga de servicio. Y en porcentaje representa 13.885%, 82.788% y 3.327% respectivamente.

Figura N° 43: Desplazamiento lateral de la pantalla en los tres tipos de muro debido a la carga última



Fuente: Sap2000 – Hoja de Cálculo

De la gráfica anterior y la tabla N° 21, se muestra el desplazamiento lateral máximo de 0.3569 cm, 1.8625 cm y 0.1023 cm para los muros en gravedad, voladizo y con contrafuertes respectivamente, sometidos a la carga última. Y en porcentaje representa 14.629%, 81.504% y 3.867% respectivamente.

IV.1.2 ESFUERZOS INTERNOS

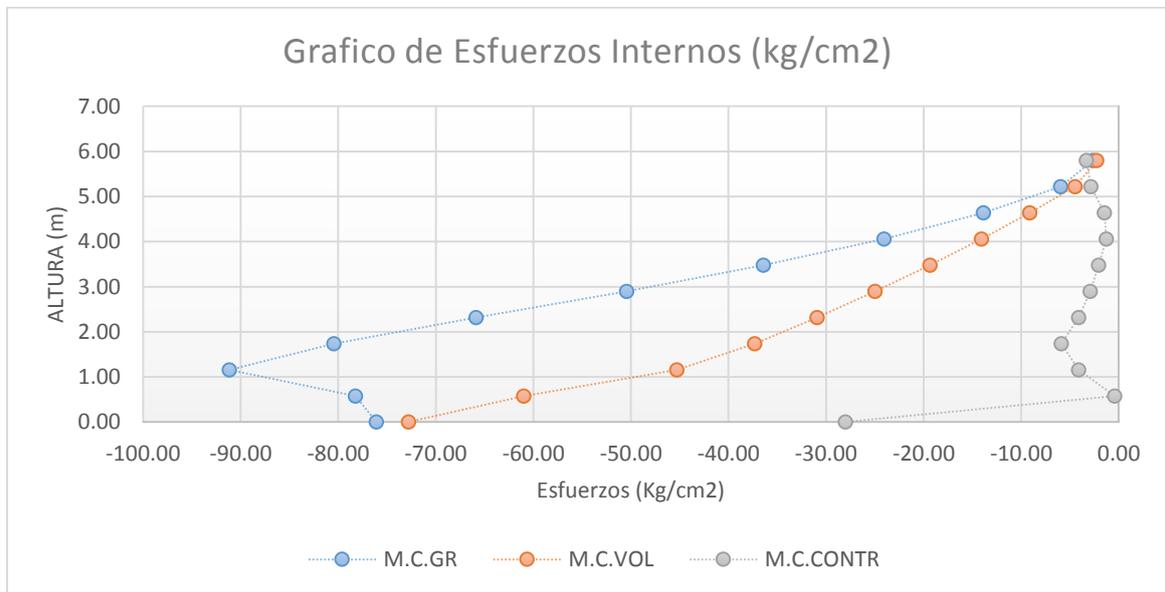
Tabla N° 22: Esfuerzos internos de la pantalla de los tres tipos de muros

Altura Muro (m)	ESFUERZOS INTERNOS (kg/cm ²)					
	Combinación por Servicio U1=CM+CE			Combinación por Carga Ultima U2=1.4CM+1.7CE		
	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes	Muro en Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes
5.80	-2.66	-2.2540	-3.3041	-3.6749	-3.1519	-5.6784
5.22	-5.93	-4.4652	-2.8443	-8.3085	-6.2414	-4.7269
4.64	-13.85	-9.1074	-1.4700	-19.5494	-12.7238	-2.4101
4.06	-24.04	-14.0590	-1.2598	-33.6591	-19.6385	-2.0423
3.48	-36.42	-19.3513	-2.0424	-50.9857	-27.0420	-3.2933
2.90	-50.42	-24.9645	-2.9084	-70.5866	-34.9327	-4.6990
2.32	-65.88	-30.9108	-4.1029	-92.0493	-43.6130	-6.6074
1.74	-80.44	-37.3175	-5.8853	-112.6103	-52.6446	-9.4529
1.16	-91.15	-45.2784	-4.1122	-127.0492	-64.7950	-6.3297
0.58	-78.23	-61.0023	-0.4187	-110.7805	-90.4206	-1.4303
0.00	-76.09	-72.8020	-28.0249	-106.7384	-107.9808	-46.1472

Fuente: Sap2000 – Hoja de Cálculo

De la tabla N° 22, se saca los siguientes gráficos para una mejor visualización de los resultados

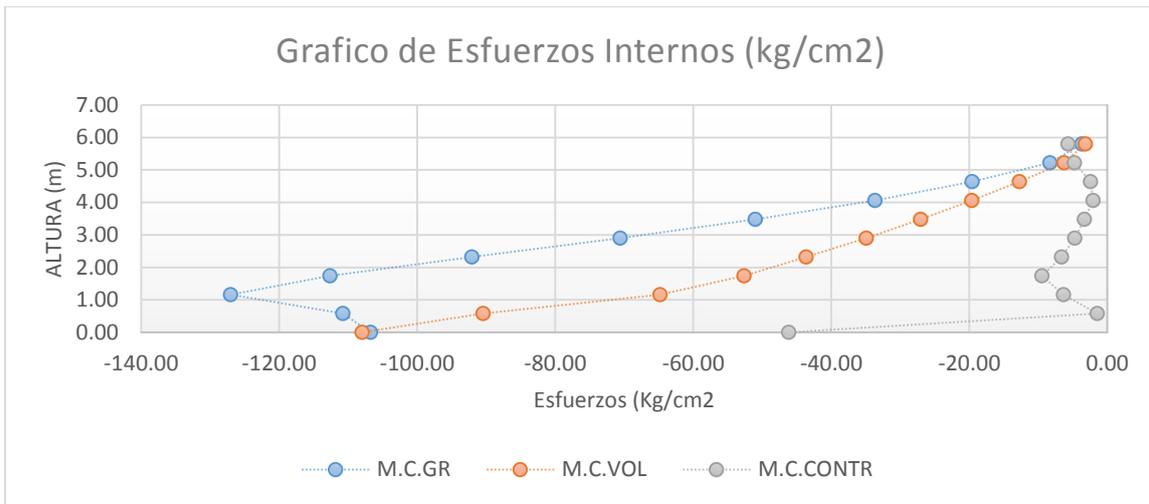
Figura N° 44: Esfuerzos Internos de los tres tipos de muro debido a cargas de servicio



Fuente: Sap2000 – Hoja de Cálculo

De la figura N° 41 y la tabla N° 22, se muestra el esfuerzo interno máximo de 76.09, 72.80 y 28.0249 kg/cm², para los muros en gravedad, voladizo y con contrafuertes respectivamente, sometidos a la carga de servicio. Y en porcentaje representa 43.01%, 41.149% y 15.84% respectivamente.

Figura N° 45: Esfuerzos Internos de los tres tipos de muro debido a la carga última



Fuente: Sap2000 – Hoja de Cálculo

De la figura N° 42 y la tabla N° 22, se muestra el esfuerzo interno máximo de 106.74, 107.98 y 46.1472 kg/cm², para los muros en gravedad, voladizo y con contrafuertes respectivamente, sometidos a la carga última. Y en porcentaje representa 40.917%, 41.393% y 17.69% respectivamente.

IV.1.3 MOMENTOS DE VOLTEO

Muro de contención H = 5.80m

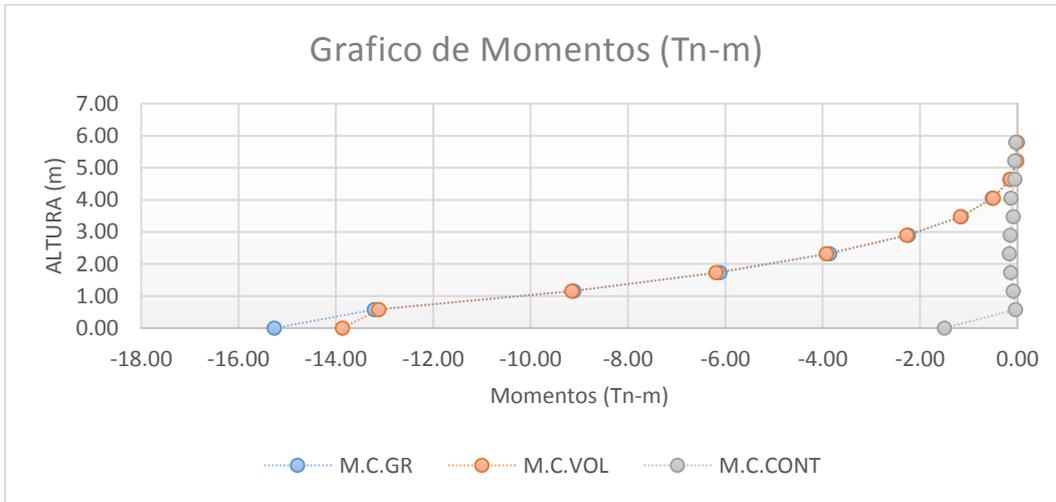
Tabla N° 23: Momento de volteo de los tres tipos de muro

Altura Muro (m)	MOMENTO DE VOLTEO (Tn-m)					
	Combinación Por Servicio U1=CM+CE			Combinación por Carga Ultima U2=1.4CM+1.7CE		
	Muro a Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes	Muro a Gravedad	Muro en Voladizo	Muro con Contrafuertes
5.80	-0.0012	-0.0029	-0.0319	-0.0020	-0.0045	-0.5228
5.22	-0.0190	-0.0110	-0.0474	-0.0315	-0.0188	-0.0761
4.64	-0.1463	-0.1411	-0.0515	-0.2487	-0.2574	-0.0823
4.06	-0.5098	-0.4900	-0.1284	-0.8308	-0.8330	-0.2153
3.48	-1.1513	-1.1654	-0.0847	-1.9572	-1.9812	-0.1413
2.90	-2.2390	-2.2726	-0.1432	-3.8081	-3.8635	-0.2397
2.32	-3.8573	-3.9215	-0.1630	-6.6571	-6.6563	-0.2743
1.74	-6.1128	-6.1885	-0.1390	-10.3918	-10.5204	-0.2288
1.16	-9.1087	-9.1538	-0.0804	-15.4795	-15.5612	-0.1585
0.58	-13.2112	-13.1172	-0.0363	-22.4590	-22.2759	-0.0705
0.00	-15.2632	-13.8649	-1.4995	-26.2681	-23.5652	-2.4679

Fuente: Sap2000 – Hoja de Cálculo

De la tabla N° 23, se saca los siguientes gráficos para una mejor visualización de los resultados

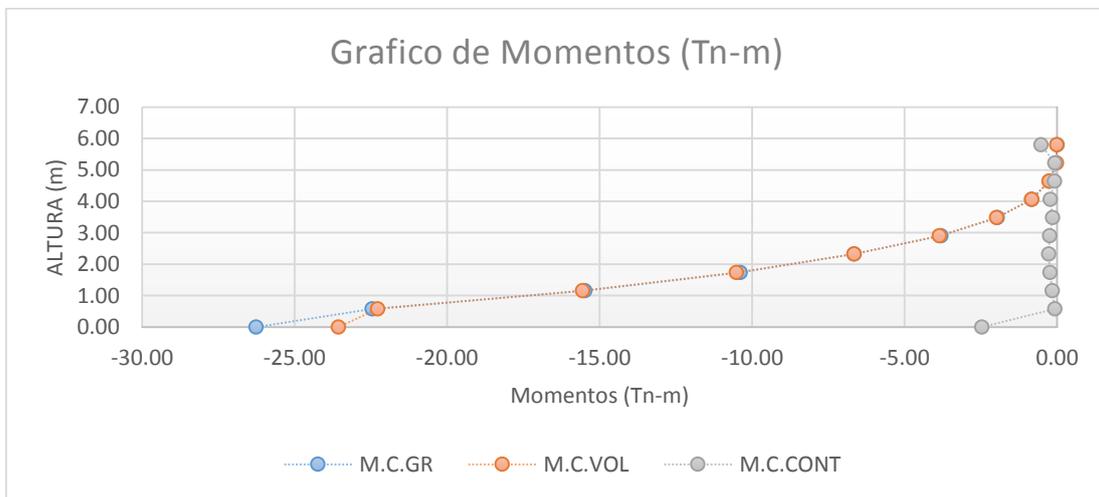
Figura N° 46: Momento de volteo en los tres tipos de muro por carga de servicio



Fuente: Sap2000-Hoja de cálculo

De la figura se obtiene como momento máximo de volteo el valor de 15.26 Tn-m para el muro en gravedad, 13.86 Tn-m para el muro en voladizo y 1.499 Tn-m para el muro con contrafuertes, debido a la carga de servicio. Y en porcentaje representa 49.835%, 45.269% y 4.896% respectivamente.

Figura N° 47: Momento de volteo en los tres tipos de muro por carga última



Fuente: Sap2000 – Hoja de Cálculo

De la figura se obtiene como momento máximo de volteo el valor de 26.27 Tn-m para el muro en gravedad, 23.57 Tn-m para el muro en voladizo y 2.47 Tn-m para el muro con contrafuertes, debido a la carga última. Y en porcentaje representa 50.225%, 45.057% y 4.719% respectivamente.

CONCLUSIONES

En la presente investigación se logró las siguientes conclusiones:

1. En el muro de contención en gravedad se obtuvo que:
 - ✓ El desplazamiento máximo promedio 0.28340 cm
 - ✓ El esfuerzo máximo promedio en la pantalla es 91.414 Kg/cm².
 - ✓ El momento máximo de volteo promedio es 20.764 Tn-m.
2. En los muros de contención en voladizo se obtuvo que:
 - ✓ El desplazamiento máximo promedio 1.556 cm.
 - ✓ El esfuerzo máximo promedio en la pantalla es 90.392 Kg/cm².
 - ✓ El momento máximo de volteo promedio es 18.71 Tn-m.
3. En los muros de contención con contrafuertes se obtuvo que:
 - ✓ El desplazamiento máximo promedio es 0.0762 cm.
 - ✓ El esfuerzo máximo promedio en la pantalla es 37.086 kg/cm².
 - ✓ El momento máximo de volteo promedio es 1.985 Tn-m.
4. Los muros de contención con contrafuertes tienen un mejor comportamiento estructural por gravedad y voladizo, ya que presentan menores desplazamientos, esfuerzos internos y momentos de volteo.
5. En la comparación de muros contención en gravedad, voladizo y con contrafuertes son:
 - En el desplazamiento máximo lateral es menor en 10.805% (contrafuerte vs gravedad) y 77.253% (contrafuerte vs voladizo).
 - En los momentos de volteos es menor en 45.297% (contrafuerte vs gravedad) y 40.351% (contrafuerte vs voladizo).
 - En los esfuerzos internos es menor en 24.820% (contrafuerte vs gravedad) y 24.352% (contrafuerte vs voladizo).

RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda realizar una posterior investigación en la cual se considere acelerogramas de sismos en el Perú, el cual no se consideró en esta investigación.
- ✓ Se recomienda considerar en investigaciones futuras otras cargas, como por ejemplo presencia de agua en el relleno, además de considerar otro tipo de suelo en la cimentación y relleno como por ejemplo un suelo cohesivo.
- ✓ Ingresar en forma correcta las dimensiones del muro y las propiedades del suelo en el software Sap2000 v.19 para el diseño de los muros de contención sean estos muros a gravedad, muros en voladizo o muros con contrafuertes, para obtener un diseño correcto ya que de esto depende el buen funcionamiento del software Sap2000 v.19.

BIBLIOGRAFÍA

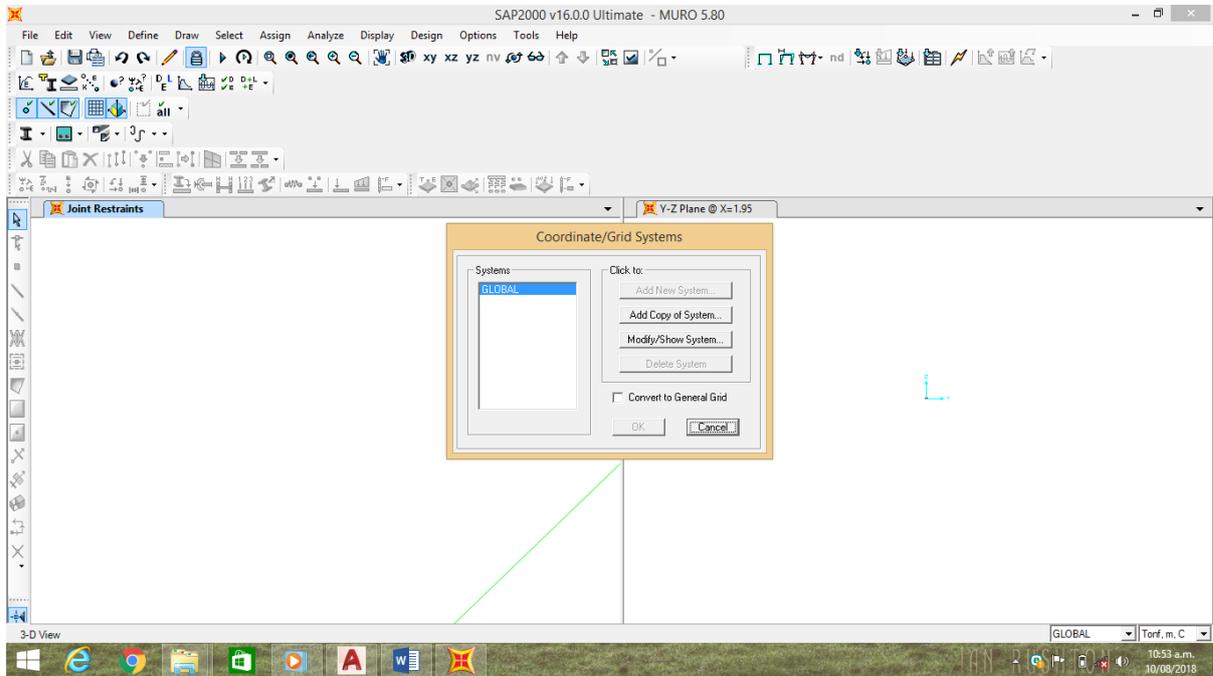
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *LRFD Bridge Design Specifications*. Washinton D.C., Estados Unidos: AASHTO Publications.
- Braja M., D. (2012). Cimentaciones Superficiales: Capacidad de Carga Última. En *Principios de Ingeniería de Cimentaciones* (Sétima ed., págs. 133-180). Mexico D.F.: Cengage Learning Editores.
- Braja M., D. (2012). Muros de Retención. En *Principios de Ingeniería de Cimentaciones* (Sétima ed., págs. 375-436). Mexico D.F.: Cengage Learning Editores.
- Bustamante, T., & Romanel, C. (2011). Estudio del comportamiento de un muro de gravedad sometido a cargas originadas por un sismo en Perú. *2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference* (págs. 1-7). Toronto: Sin Editorial.
- Casaverde Río, M. (s.f.). *Fenómenos Naturales y Catastrofes que se Registran en el Perú*. Lima: Sin Editorial.
- Eurocódigo 8. (2011). Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos. En *Proyecto de estructuras sismorresistentes*. Madrid: Publicaciones AENOR.
- Gómez Rodríguez, H. G. (2013). *Metodología de Diseño y Cálculo Estructural para Muros de Contención con Contrafuertes en el Trasdós, basados en un Programa de Cómputo*. Bogotá: Sin Editorial.
- Harmsen, T. E. (2002). Muros de Sostenimiento. En T. E. Harmsen, *Diseño de estructuras de Concreto Armado* (págs. 361-392). Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, R., & Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la investigación* (Sexta ed.). Mexico D.F., Mexico: McGraw-Hill/Interamericana editores.
- Mosqueira Ramírez, H. R. (2000). *Evaluación e Impacto del Fenómeno del Niño: "Región Cajamarca"*. Cajamarca: Sin Editorial.
- Nilson H., A. (2001). Muros de Contención. En A. Nilson H., *Diseño de Estructuras de Concreto* (págs. 527-549). Bogotá: Editorial McGraw-Hill.

ANEXOS

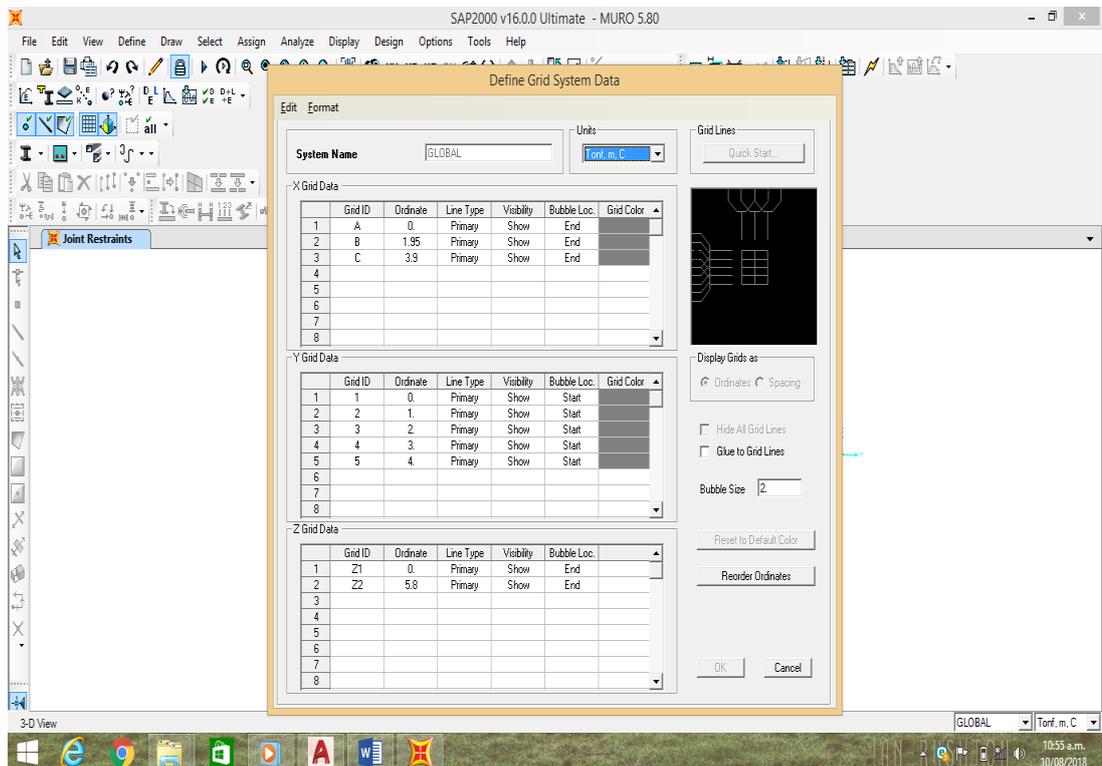
ANEXOS 1

a. Modelamiento de muro de contención en Gravedad, voladizo y Contrafuerte

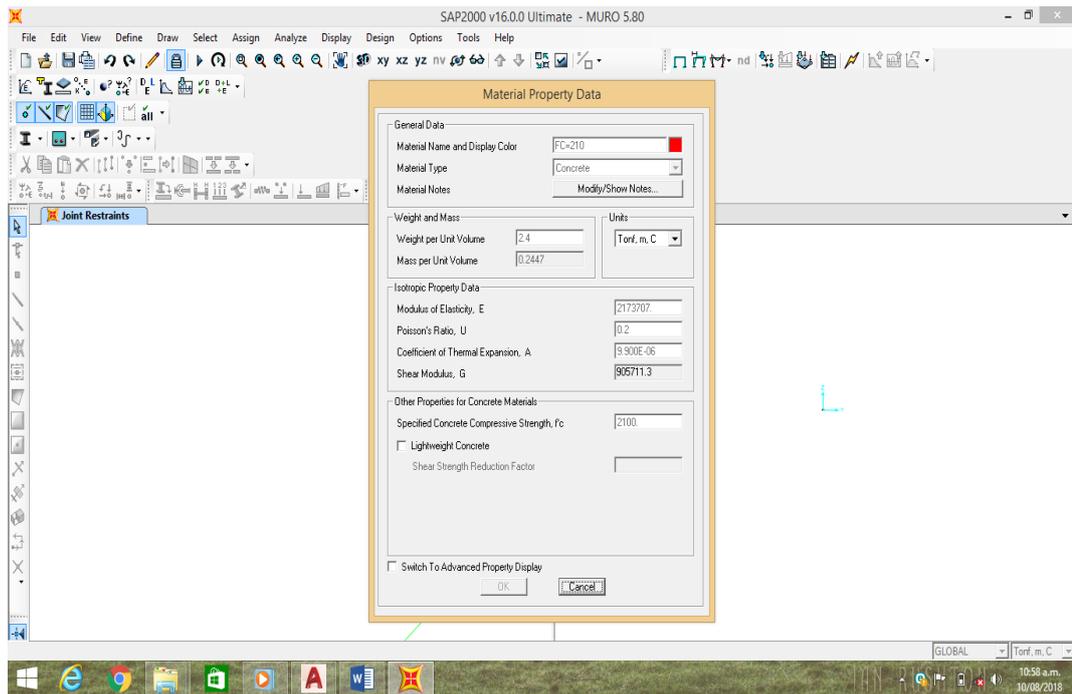
a.1 Configuración de grillas



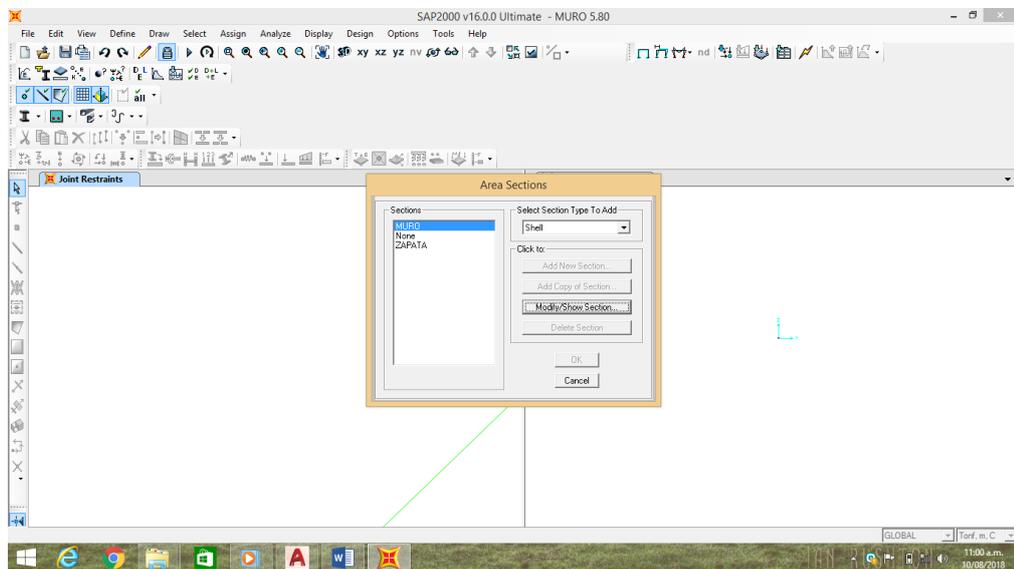
a.2 Dimensiones de los ejes



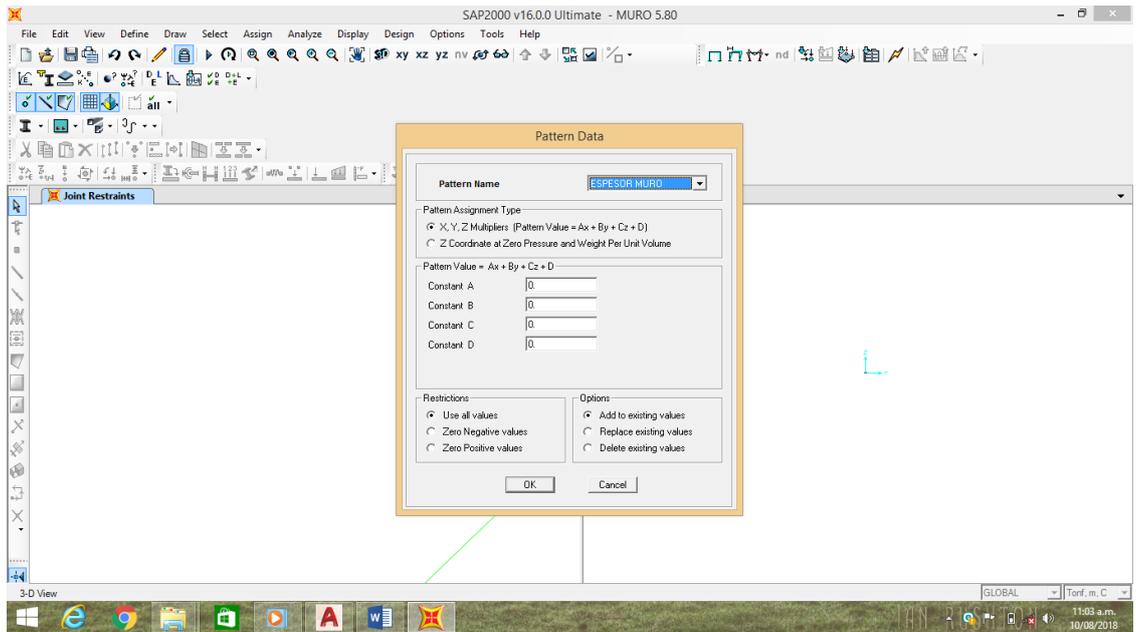
a.3 Definición de materiales



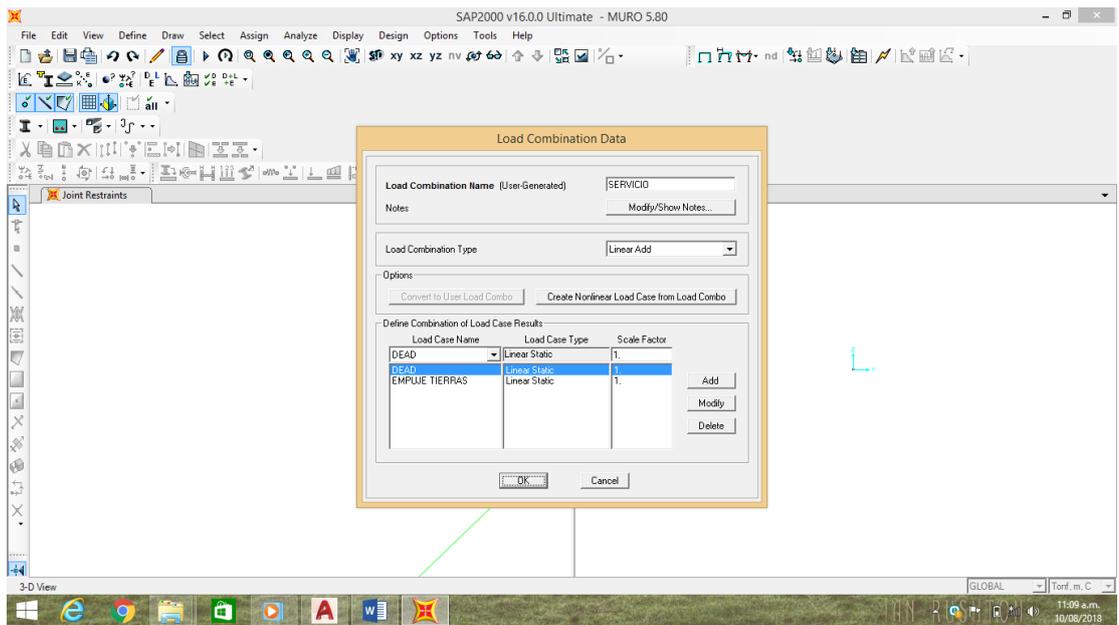
a.4 Configuración de Áreas

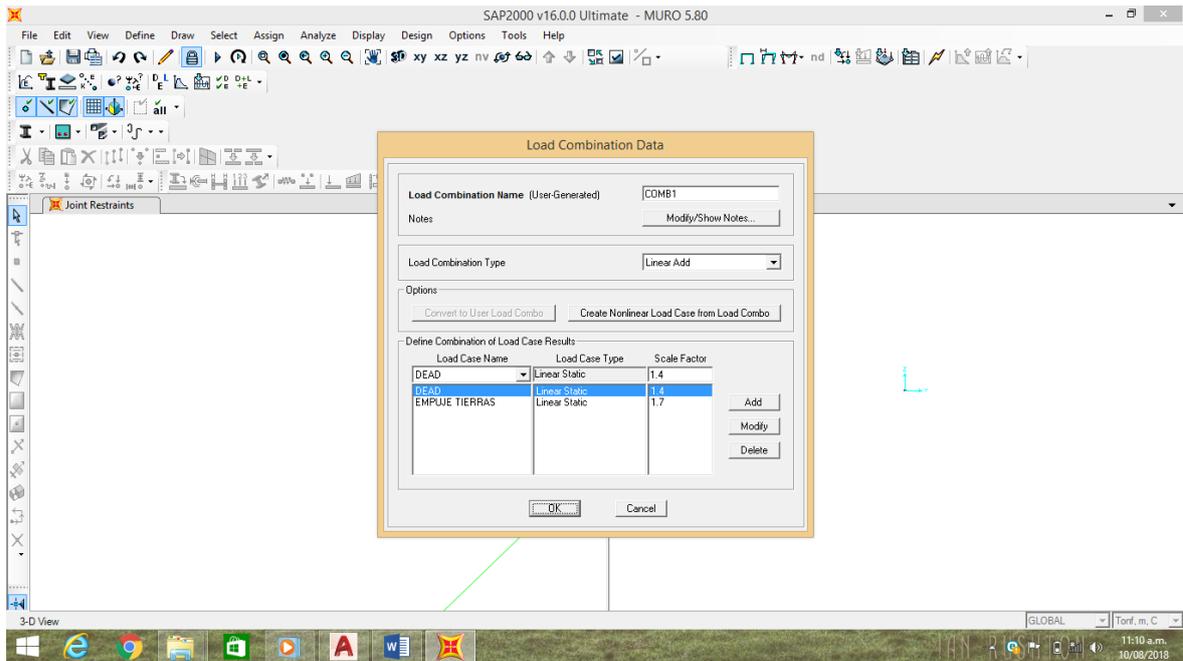


a.5 Configuración del espesor de muro variable según la ecuación $AX+BY+CZ+D=0$



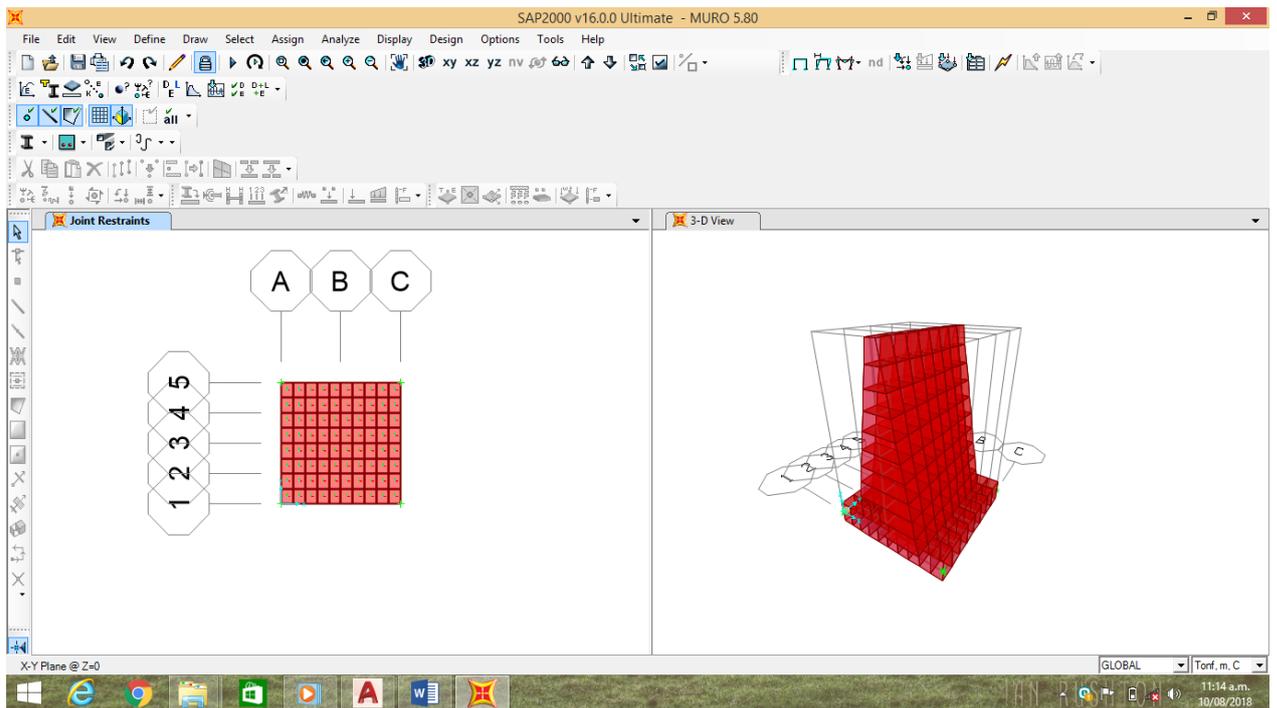
a.5 Combinación de cargas por servicio y por carga última



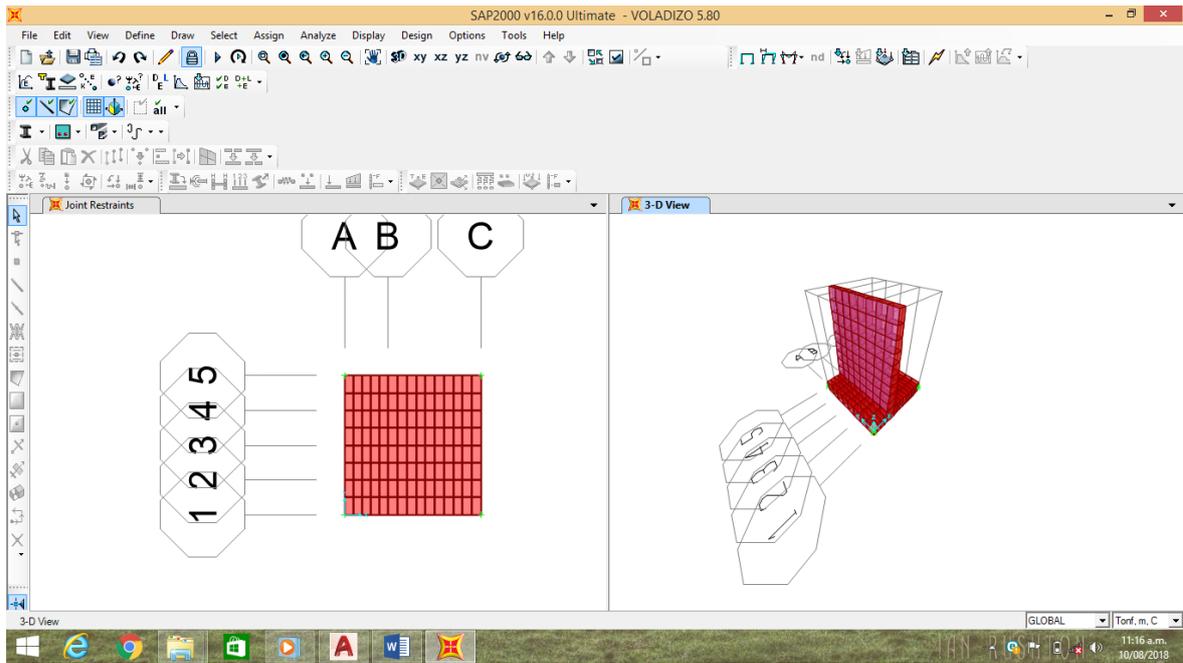


b. Modelamiento final procesado

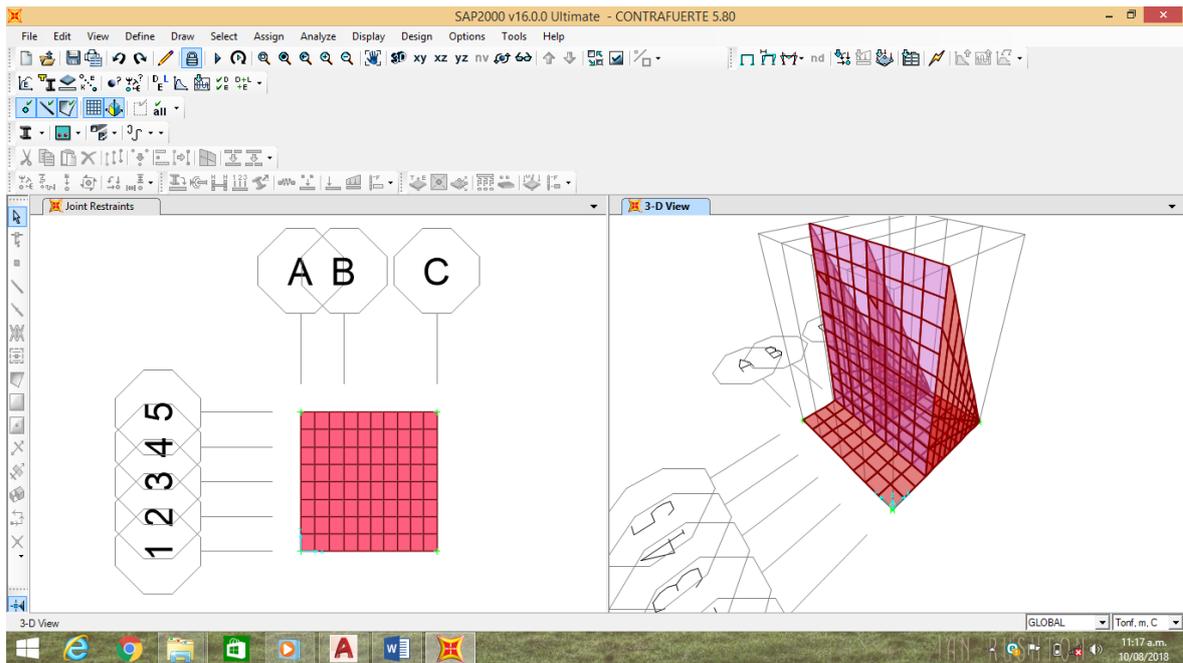
b.1 Muro a Gravedad



b.2 Muro en Voladizo



b.3 Muro con Contrafuertes

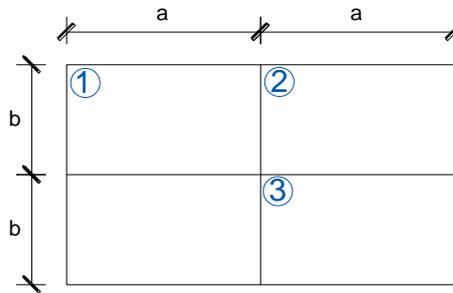


ANEXOS 2

Cálculo de los apoyos (spring) en la zapata

Los apoyos se constituyen en el terreno, para simular el terreno se deberá asignar a los nudos de la zapata springs (resortes), para ello usaremos el valor del coeficiente de balasto (K_b) y el ángulo de fricción interna del suelo de cimentación ($\phi = 33^\circ$).

Después de discretizar la losa de la zapata como se muestra en la figura, se realiza el siguiente cálculo de acuerdo a las siguientes fórmulas, para así determinar los spring.



$$K_x = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (\text{Área de influencia})$$

$$K_y = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (\text{Área de influencia})$$

$$K_z = K_b * (\text{Área de influencia})$$

Para Nudos en esquina (1)

$$K_x = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (a/2 * b/2)$$

$$K_y = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (a/2 * b/2)$$

$$K_z = K_b * (a/2 * b/2)$$

Para Nudos exteriores (2)

$$K_x = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * ((a * b)/2)$$

$$K_y = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * ((a * b)/2)$$

$$K_z = K_b * ((a * b)/2)$$

Para Nudos interiores (3)

$$K_x = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (a * b)$$

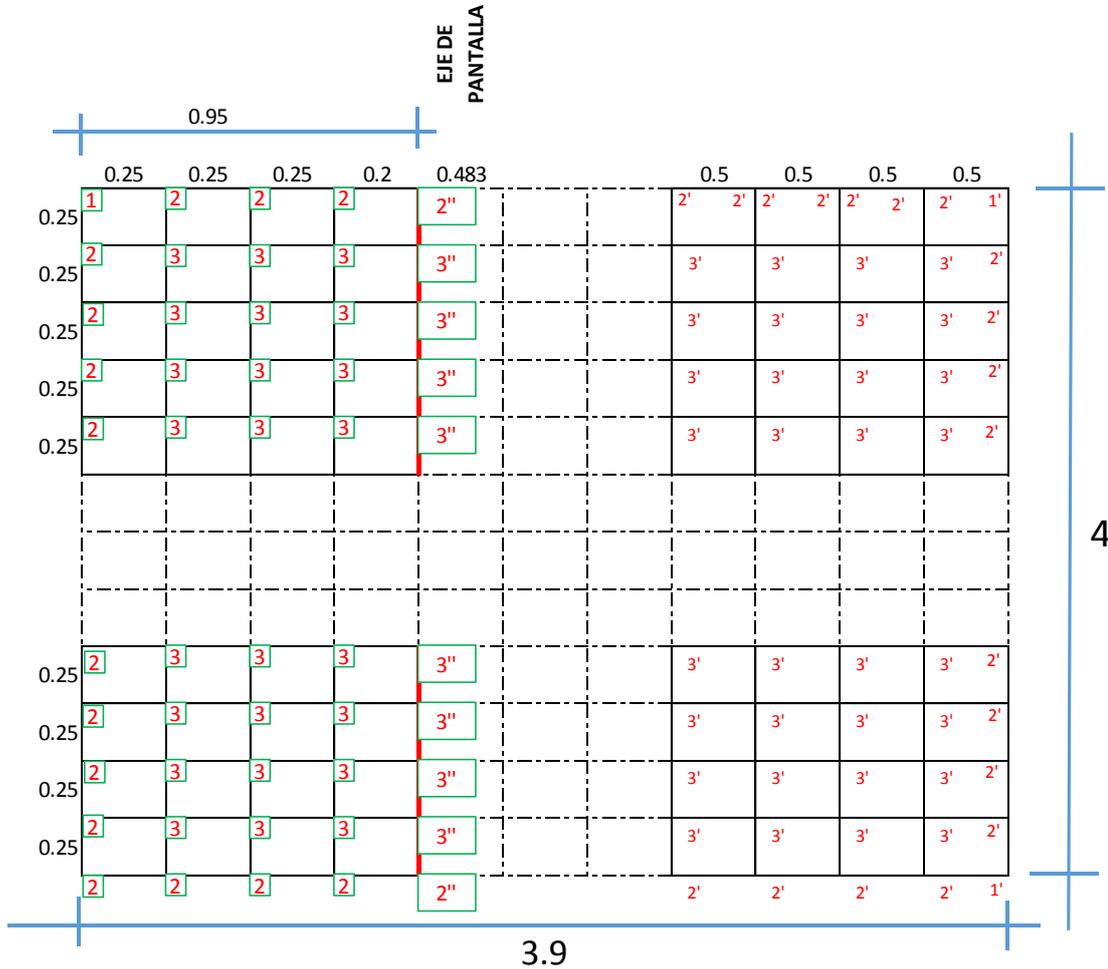
$$K_y = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (a * b)$$

$$K_z = K_b * (a * b)$$

En las siguientes figuras se puede ver la distribución de los nudos en la losa de la zapata en los muros de contención (H=5, 7 y 9 m), dicha distribución es la misma para los muros a gravedad, en voladizo y con contrafuertes.

Para nudos en esquina 1, Para nudos exteriores 2, Para nudos interiores 3

- a. Distribución de nudos (spring) en la zapata del muro de contención por gravedad de altura 5.80m



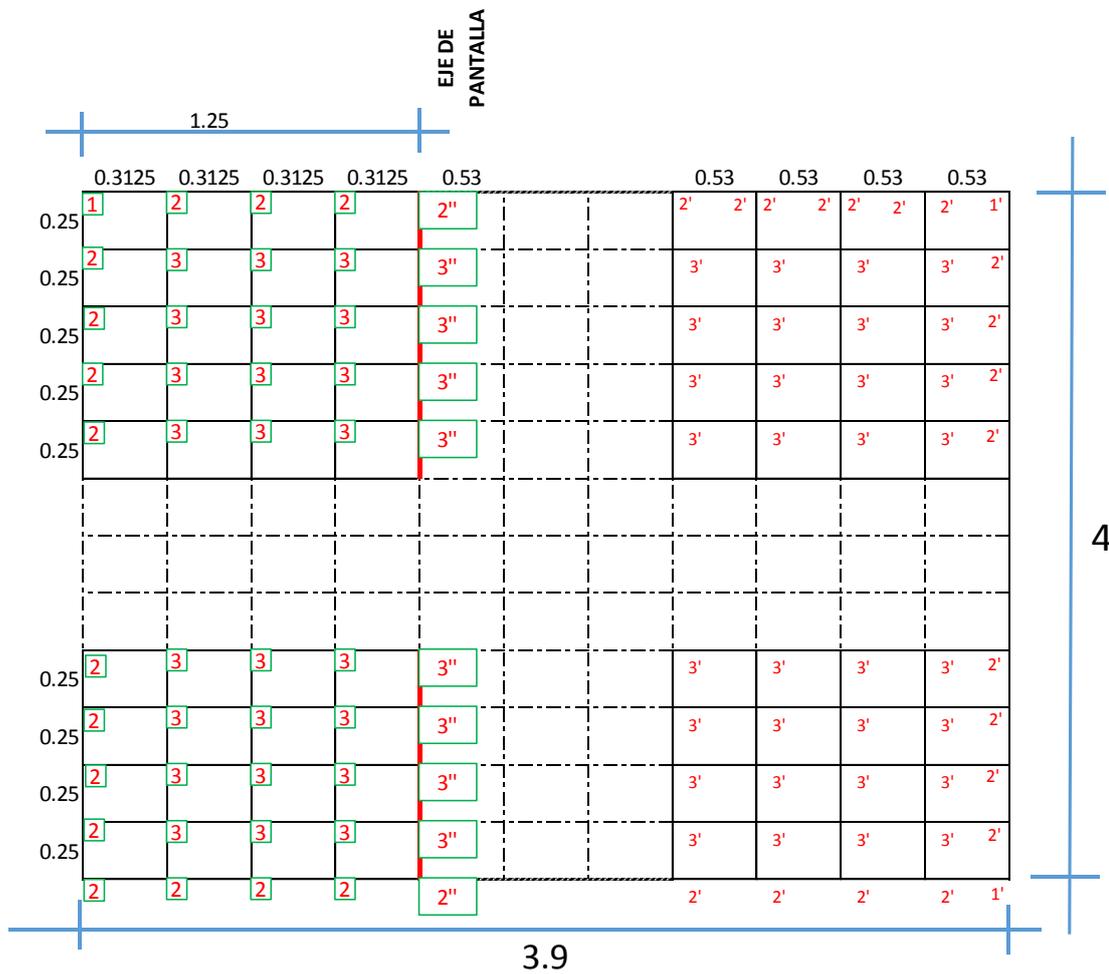
Fuente: Propia

Valores de los nudos (spring) en la zapata de muro de gravedad

ALTURA MURO	NUDO	Kb (Tn/m3)	Ø	AREA INFLUENCIA	Kx	Ky	Kz
5.80	1	448.72	33	0.0156	3.193	3.193	7.011
	2			0.0313	6.385	6.385	14.023
	3			0.0625	12.771	12.771	28.045
	1'			0.0313	6.385	6.385	14.023
	2'			0.0625	12.771	12.771	28.045
	3'			0.1250	25.541	25.541	56.09
	2''			0.0427	8.722	8.722	19.155
	3''			0.0854	17.445	17.445	38.309

Fuente: hoja de calculo

b. Distribución de nudos (spring) en la zapata del muro de contención en voladizo de altura 5.80m

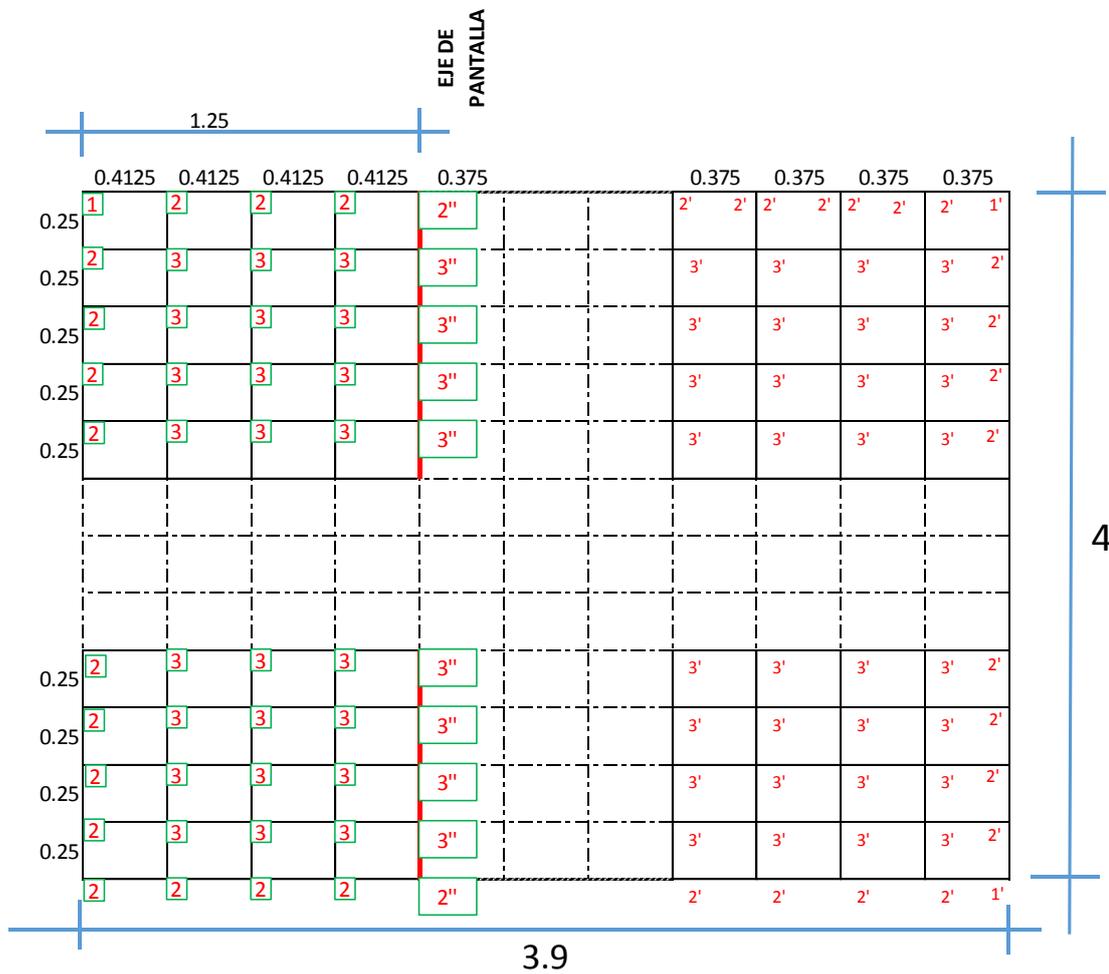


Valores de los nudos (spring) en la zapata de muro de gravedad

ALTURA MURO	NUDO	Kb (Tn/m ³)	Ø	AREA INFLUENCIA	Kx	Ky	Kz
5.80	1	448.72	33	0.0195	3.991	3.991	8.764
	2			0.0391	7.982	7.982	17.528
	3			0.0781	15.963	15.963	35.056
	1'			0.0331	6.768	6.768	14.864
	2'			0.0663	13.537	13.537	29.728
	3'			0.1325	27.074	27.074	59.455
	2''			0.0527	10.759	10.759	23.628
	3''			0.1053	21.518	21.518	47.256

Fuente: Hoja de calculo

c. Distribución de nudos (spring) en la zapata del muro de contención con contrafuertes de altura 5.80m



Valores de los nudos (spring) en la zapata de muro con contrafuerte

<i>ALTURA MURO</i>	<i>NUDO</i>	<i>K_b</i> <i>(Tn/m³)</i>	<i>Ø</i>	<i>AREA</i> <i>INFLUENCIA</i>	<i>K_x</i>	<i>K_y</i>	<i>K_z</i>
5.80	1	448.72	33	0.0258	5.268	5.268	11.569
	2			0.0516	10.536	10.536	23.137
	3			0.1031	21.071	21.071	46.274
	1'			0.0234	4.789	4.789	10.517
	2'			0.0469	9.578	9.578	21.034
	3'			0.0938	19.156	19.156	42.068
	2''			0.0492	10.057	10.057	22.085
	3''			0.0984	20.114	20.114	44.171

Fuente: Hoja de calculo

ANEXO 2

Foto N° 01



Encofrado de pantalla de muro en voladizo

Foto N° 02



Encofrado de pantalla de muro en voladizo con paneles

Foto N° 03



Fierro vertical de 5/8 en pantalla

Foto N° 04



Desenfofrado de muro en voladizo

Foto N° 05



Llenado de pantalla de muro de contención en voladizo

Foto N° 06



Llenado de zapata de espesor de 0.80m y un ancho de 3.90m