

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



Trabajo de integración curricular

Ejemplo práctico de análisis y diseño de estructuras de contención basado en
un estudio de suelos

AUTOR:

Trujillo Lasluisa Pablo Alejandro

DIRECTOR:

Carlos Andres Celi Sanchez

QUITO DM, ENERO DE 2026

Índice de contenidos

CAPÍTULO 1	8
1. INTRODUCCIÓN.....	8
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	8
1.2 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	9
1.3 OBJETIVOS.....	9
1.3.1 OBJETIVO GENERAL:	9
1.3.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	9
1.4 ALCANCE	10
CAPITULO 2	10
2. MARCO TEÓRICO	10
2.1 MECANICA DE SUELOS	10
2.2 EMPUJE LATERAL DEL TERRENO.....	10
2.2.1 EMPUJE ACTIVO	11
2.2.1.1 EMPUJE ACTIVO DE RANKINE.....	11
2.2.2 EMPUJE PASIVO.....	11
2.2.2.1 EMPUJE PASIVO DE RANKINE	12
2.2.3 EMPUJE SISMICO	12
2.2.3.1 MONONOBE OKABE	12
2.3 ESTUDIO GEOTECNICO.....	13
2.3.1 PESO ESPECIFICO DEL SUELO	13
2.3.2 ANGULO DE FRICCION DEL SUELO.....	13
2.3.3 CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO	14
2.3.4 COEFICIENTE DE BALASTO.....	14
2.4 CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION.....	14
2.4.1 MUROS EN CANTILIVER O VOLADIZO	15
2.4.2 MUROS CON CONTRAFUERTES.....	15
2.5 SAP 2000.....	15
CAPITULO 3	15
3. DESARROLLO DEL PROYECTO- PREDISEÑO	15
3.1 DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO	15
3.1.1 UBICACIÓN	15
3.1.2 CONDICIONES TOPOGRAFICAS.....	16
3.1.3 CONDICIONES GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS	17

3.1.4 MARCO NORMATIVO	18
3.2 ANALISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS.....	18
3.2.1 METODOLOGÍA DE EXPLORACIÓN	18
3.2.2 PARAMETROS PARA EL ANALISIS ENTREGADOS POR EL ESTUDIO DE SUELOS.....	18
3.3 PREDISEÑO	18
3.3.1 CALCULO DE EMPUJES.....	20
3.3.1.1 EMPUJE ACTIVO	20
3.3.1.2 EMPUJE SISMICO MONONOBE OKABE CONSIDERACIONES....	20
3.3.1.2.1 FACTOR DE ZONA Z	21
3.3.1.2.2 COEFICIENTE AMPLIFICACION DEL SUELO	22
3.3.1.2.3 EMPUJE SISMICO MONONOBE OKABE.....	23
3.3.1.3 EMPUJE PASIVO.....	24
3.3.2 PROPUESTA DE MURO	25
3.3.2.1 MATERIALES A UTILIZAR.....	26
3.3.2.2 CALCULO DEL PESO PROPIO DE LE ESTRUCTURA	26
3.3.2.3 CALCULO DEL PESO SOBRE EL TALON Y LA PUNTERA.....	27
3.3.2.4 CALCULO DEL PESO INERCIAL DEL MURO	28
3.3.2.5 CALCULO DEL MOMENTO RESPECTO A LA BASE EN EL PUNTO DE ANALISIS.....	29
3.3.3 FACTORES DE SEGURIDAD	31
3.3.3.1 FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO	31
3.3.3.2 FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO	32
3.3.3.3 FACTOR DE SEGURIDAD A LA CAPACIDAD PORTANTE	33
CAPITULO 4	34
4.DESARROLLO DEL PROYECTO-DISEÑO DEFINITIVO CON SOFTWARE COMERCIAL.....	34
4.1 GEOMETRIA Y DISCRETIZACION DEL MODELO.....	34
4.2 DEFINICION DE MATERIALES Y SECCIONES	35
4.3 CONDICIONES DE APOYO E INTERACCION SUELO ESTRUCTURA....	39
4.4 ASIGNACION DE CARGAS.....	42
4.5 COMBINACIONES DE CARGA.....	45
4.6 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL	48
4.6.1 DESPLAZAMIENTOS	48
4.6.2 PRESION DEL SUELO.....	49

4.6.3 MOMENTOS Y CORTANTE MAXIMOS.....	51
4.6.4 FACTORES DE SEGURIDAD DE LA ESTRUCTURA FINAL.....	63
CAPITULO 5	65
5.CALCULO ESTRUCTURAL DEL MURO.....	65
5.1 CONSIDERACIONES GENERALES DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL	65
5.2 CALCULO DE LA PANTALLA	65
5.2.1 DISEÑO A FLEXION DE LA PANTALLA.....	65
5.2.2.1 ACERO VERTICAL EN LA CARA POSTERIOR DEL MURO.....	65
5.2.2.2 ACERO VERTICAL EN LA CARA DELANTERA DEL MURO	66
5.2.2.3 ACERO HORIZONTAL EN LA CARA POSTERIOR DEL MURO ...	67
5.2.2.4 ACERO HORIZONTAL EN LA CARA DELANTERA DEL MURO .	69
5.2.2 DISEÑO A CORTE DE LA PANTALLA.....	70
5.3 CALCULO DE LA ZAPATA.....	70
5.3.1 DISEÑO A FLEXION DE LA ZAPATA	70
5.3.1.1 ACERO DEL ANCHO DE LA ZAPATA	70
5.3.1.1.1 ACERO INFERIOR	70
5.3.1.1.2 ACERO SUPERIOR	71
5.3.1.2 ACERO DEL LARGO DEL LA ZAPATA	73
5.3.1.2.1 ACERO INFERIOR	73
5.3.1.2.2 ACERO SUPERIOR	74
5.3.2 DISEÑO A CORTE DE LA ZAPATA	75
5.3.2.1 DISEÑO A CORTE ANCHO DE LA ZAPATA.....	75
5.3.2.1 DISEÑO A CORTE LARGO DE LA ZAPATA	75
5.4 CALCULO DEL CONTRAFUERTE.....	76
5.4.1 DISEÑO A FLEXION DEL CONTRAFUERTE	76
5.4.2 DISEÑO A CORTE DEL CONTRAFUERTE	77
5.4.3 DISEÑO A TRACCION DEL CONTRAFUERTE.....	78
5.5 PLANO CONSTRUCTIVO	80
5.5.1 DETALLE CORTE PANTALLA 7.3 M	80
5.5.2 DETALLE CORTE CONTRAFUERTE	81
5.5.3 ISOMETRIA ACERO	81
5.5.4 PLANO FINAL	82
CAPITULO 6	82
6.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82

6.1 CONCLUSIONES.....	82
6.2 RECOMENDACIONES	83
BIBLIOGRAFIA	84

Índice de tablas

Tabla 3.2.2-1 Parámetros suelo trasdós	18
Tabla 3.2.2-2 Parámetros suelo intradós	18
Tabla 3.2.2-2 Parámetros de suelo de cimentación	18
Tabla 3.3.2.2-1 Peso del muro propuesto	27
Tabla 3.3.2.3-1 Peso tierra trasdós	28
Tabla 3.3.2.3-2 Peso tierra intradós	28
Tabla 3.3.2.4-1 Empuje inercial sección 1	29
Tabla 3.3.2.4-2 Empuje inercial sección 2	29
Tabla 3.3.2.4-3 Empuje inercial sección 3	29
Tabla 3.3.2.5-1 Momento resistente	30
Tabla 3.3.2.5-1 Momento actuante	30
Tabla 3.3.2.5-1 Factor de seguridad Estático	31
Tabla 3.3.2.5-2 Factor de seguridad Pseudo estático	31
Tabla 3.3.3.2-1 Fuerzas utilizadas para el análisis	32
Tabla 3.3.3.2-2 Factor de seguridad estático	32
Tabla 3.3.3.2-3 Factor de seguridad pseudo estático.....	33
Tabla 3.3.3.4-1 Factor de seguridad estático a la capacidad	34
Tabla 3.3.3.4-1 Factor de seguridad pseudo estático a la capacidad	34
Tabla 4.6.4-1 Factor de seguridad Volcamiento.....	64
Tabla 4.6.4-1 Factor de seguridad deslizamiento	65

Índice de figuras

Figura 3.1-1	16
Figura 3.3-1	19
Figura 3.3-2	19
Figura 3.3.1.2-1	21
Figura 3.3.1.2.1 -1	22
Figura 3.3.1.2.1 -2	22
Figura 3.3.1.2.2 -2	22

Figura 3.3.1.2.2 -2	23
Figura 3.3.2-1	25
Figura 3.3.2.2-1	26
Figura 3.3.2.3-1	27
Figura 3.3.2.4-1	28
Figura 3.3.2.5-1	29
Figura 4.1 -1	35
Figura 4.2 -1	35
Figura 4.2 -2	36
Figura 4.2 -3	36
Figura 4.2 -4	37
Figura 4.2 -5	37
Figura 4.2 -6	38
Figura 4.2 -7	38
Figura 4.2 -8	39
Figura 4.3 -1	40
Figura 4.3 -2	40
Figura 4.3 -3	41
Figura 4.3 -4	42
Figura 4.4 -1	42
Figura 4.4 -2	43
Figura 4.4 -3	43
Figura 4.4 -4	44
Figura 4.4 -3	44
Figura 4.4 -3	45
Figura 4.5 -1	45
Figura 4.5 -2	46
Figura 4.5 -3	47
Figura 4.5 -4	47
Figura 4.5 -5	47
Figura 4.6.1 -1	48
Figura 4.6.1 -2	48
Figura 4.6.1 -3	49
Figura 4.6.1 -1	50

Figura 4.6.1 -1	50
Figura 4.6.1 -1	50
Figura 4.6.1 -1	51
Figura 4.6.3 -1	51
Figura 4.6.3 -2	52
Figura 4.6.3 -2	52
Figura 4.6.3 -3	53
Figura 4.6.3 -4	53
Figura 4.6.3 -5	54
Figura 4.6.3 -6	54
Figura 4.6.3 -7	54
Figura 4.6.3 -8	55
Figura 4.6.3 -9	55
Figura 4.6.3 -10	55
Figura 4.6.3 -11	56
Figura 4.6.3 -12	56
Figura 4.6.3 -13	57
Figura 4.6.3 -14	57
Figura 4.6.3 -15	58
Figura 4.6.3 -16	58
Figura 4.6.3 -17	58
Figura 4.6.3 -18	59
Figura 4.6.3 -19	59
Figura 4.6.3 -20	59
Figura 4.6.3 -21	60
Figura 4.6.3 -21	60
Figura 4.6.3 -23	60
Figura 4.6.3 -24	61
Figura 4.6.3 -25	61
Figura 4.6.3 -26	62
Figura 4.6.3 -27	62
Figura 4.6.3 -28	63
Figura 4.6.3 -29	63
Figura 4.6.4 -1	64

Figura 5.5.1 -1	80
Figura 5.5.1 -2	81
Figura 5.5.1 -3	81

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la provincia de Orellana, más específicamente en la parroquia San Luis de Armenia del cantón Francisco de Orellana, en la vía Loreto-Flor de Manduro existen zonas con suelos poco estables por el tipo de material que se presenta y por la humedad constante que hay la mayor parte del año. En temporada de lluvia este sector sufre problemas de deslizamientos y de erosión, afectando el estado de la vía y la seguridad de las personas que transitan por la misma. (Ministerio de Infraestructura y Transporte, 2016a) La falta de estructuras de contención adecuadas ha provocado que el terreno se deteriore con el tiempo, generando problemas de movilidad y daños en la infraestructura.

Hasta el momento, las soluciones que se han aplicado para reducir estos problemas han sido temporales, por lo que no se asegura la estabilidad del terreno a largo plazo. Además, que no se cuenta con estudios técnicos detallados que analicen las condiciones reales del suelo ni con diseños de estructuras de contención que permitan determinar qué tipo de obra sería la más apropiada para esta zona.

Por esta razón, surge la necesidad de analizar las condiciones del terreno y evaluar posibles alternativas de contención. Según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (2015) en su apartado de Geotecnia y Cimentaciones código (NEC-SE-GC) las estructuras de contención son aquellas que proporciona soporte lateral, temporal o permanente a masas de suelos, enrocados o formaciones rocosas con poca estabilidad, estas estructuras deben garantizar la seguridad frente a los empujes del terreno, tomando en cuenta el análisis geotécnico del sector, se permitirá establecer la base para el futuro diseño de una estructura segura y eficiente que contribuya a la estabilidad de la vía Loreto-Flor de Manduro.

1.2 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

El desarrollo de la infraestructura vial en la provincia de Orellana es fundamental para ayudar a mejorar la movilidad y el desarrollo económico de la región. No obstante, las condiciones que se tiene en el terreno, además de la presencia constante de lluvias, provocan inestabilidad en las vías, de acuerdo con el (Ministerio de Infraestructura y Transporte, 2016b), se produjeron deslizamientos por lo que se tuvo que cerrar la vía, además que el puente Florida sufrió afectaciones debido a la creciente del río. En la vía Loreto-Flor de Manduro se requiere una solución que garantice la estabilidad del terreno y la seguridad de los usuarios, ya que en este tramo existen deslaves y las vías se cierran por estos deslaves (Ministerio de Infraestructura y Transporte, 2016a).

El diseño de una estructura de contención de hormigón para el presente proyecto permitirá aplicar los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil y servirá como una guía práctica para futuros diseños en lugares que tengan condiciones geotécnicas similares.

Este trabajo se desarrollará tomando como base un estudio de suelos realizado en el sector, lo cual nos permite contar con información real para el análisis y el diseño estructural, por lo tanto, el proyecto busca ofrecer una solución técnica que garantice la seguridad vial de las personas de Orellana.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL:

Analizar y diseñar una estructura de contención de hormigón para estabilizar el terreno de la vía Loreto – Flor de Manduro, de la parroquia San Luis de Armenia, cantón Francisco de Orellana, basado en el estudio de suelos del sitio y en los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-GC, NEC-SE-HM, NEC-SE-DS).

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Realizar un estudio bibliográfico sobre las teorías de empuje de tierras y principios de diseño de muros de contención fundamentado en literatura técnica especializada.
- Determinar las diferentes opciones de estructuras de estabilización.
- Revisar el empuje entregado hacia la estructura de contención.
- Seleccionar la opción más óptima de acuerdo con los parámetros del estudio geotécnico.
- Analizar el muro seleccionado mediante software de análisis.

- Determinar los parámetros de capacidad y demanda.
- Definir las cuantías de acero necesarias para el diseño.
- Diseñar el muro cumpliendo con los parámetros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-GC, NEC-SE-HM y NEC-SE-DS.
- Elaborar planos estructurales del muro diseñado.

1.4 ALCANCE

El presente trabajo abarca el análisis y diseño de una estructura de contención de hormigón en la vía Loreto-Flor de Manduro, Cantón Francisco de Orellana. Se emplearán los parámetros obtenidos del estudio geotécnico del sitio, evaluando las diferentes alternativas para seleccionar la más adecuada. El diseño se realizará conforme a la Normativa Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-GC, NEC-SE-HM y NEC-SE-DS) verificando los parámetros establecidos en dichas normas y se realizará la visualización del diseño en planos estructurales.

CAPÍTULO 2

2. MARCO TEÓRICO

2.1 MECANICA DE SUELOS

La mecánica de suelos es la rama de la ingeniería civil que estudia las propiedades físicas y mecánicas del suelo, así como su comportamiento frente a cargas. Según Karl Terzaghi, la mecánica de suelos aplicada a la ingeniería práctica comprende el estudio de las propiedades del suelo, además del desarrollo de teorías para analizar su estabilidad, capacidad de carga y su aplicación al diseño. (Terzaghi Peck, n.d.)

Para el análisis y diseño de muros de contención, la mecánica de suelos es fundamental, ya que dicha mecánica de suelos nos permite determinar los parámetros del terreno y evaluar todas las sollicitaciones bajo las cuales el muro estará sometido.

2.2 EMPUJE LATERAL DEL TERRENO

En estructuras de contención, tales como los muros, están diseñados para soportar las fuerzas laterales ejercidas por las masas del suelo que retienen, para logra un diseño adecuado de estas estructuras es necesario comprender el origen y el comportamiento de dichas fuerzas.

Según Braja M Das, la presión lateral del terreno se clasifica en tres estados principales, pero para el presente trabajo únicamente se nombrarán dos, las cuales son la presión activa y presión pasiva. La clasificación de estas presiones es importante y fundamental en el análisis, ya que permite estimar correctamente las fuerzas laterales actuantes y, así mismo, garantizar un diseño que satisfaga las condiciones del suelo retenido. (Das, 2015)

2.2.1 EMPUJE ACTIVO

El empuje activo se desarrolla cuando la estructura de contención se desplaza o rota ligeramente hacia el exterior, permitiendo que el terreno se deforme y se descomprima. El empuje activo es característico de estructuras que presentan libertad de movimiento, esta masa de suelo se la representa como una cuña triangular, y su geometría dependerá de las características del terreno y muro. (Juan P, n.d.)

El punto de aplicación del empuje activo se ubica, a un tercio de la altura del muro, el cual se mide desde la base, lo cual simplifica el uso del análisis de la estabilidad del muro. (Gómez Herney, 2013)

2.2.1.1 EMPUJE ACTIVO DE RANKINE

Para calcular el empuje activo con la teoría de Rankine, se necesita tomar en cuenta unos aspectos que se tiene, como primer punto, un muro vertical y liso, en el cual no debe existir fricción entre el muro y el suelo, también se debe considerar un terreno homogéneo, el cual se extienda a gran profundidad, adicional, el muro debe poder desplazarse ligeramente hacia afuera, ya que solo de esta manera el suelo alcanzará el estado activo, en donde las tensiones horizontales disminuirán hasta llegar a la condición de falla.

También asumimos que el esfuerzo vertical efectivo va a depender únicamente del peso y la profundidad, mientras el esfuerzo horizontal efectivo se reducirá de manera progresiva a medida que el muro se mueva. (Das, 2015)

2.2.2 EMPUJE PASIVO

Generado cuando un muro avanza contra el terreno, comprimiéndolo en una dirección horizontal. Esta compresión va a provocar el aumento progresivo en la resistencia del suelo hasta poder alcanzar el valor límite, al cual denominamos empuje pasivo.

En esto podemos decir que el terreno trabaja principalmente bajo compresión, movilizándose al máximo su resistencia al corte, por lo cual el empuje pasivo actúa como fuerza estabilizante, y la resultante de la reacción del suelo se considera aplicada en un tercio

inferior de la altura del muro, por el aumento de las presiones que aumentan con la profundidad.(Chávez Richard, n.d.)

2.2.2.1 EMPUJE PASIVO DE RANKINE

Aparece cuando el muro logra desplazar el suelo y este empieza a comprimirlo, en este momento el terreno no se libera, pasa todo lo contrario, este se va a endurecer a medida que las tensiones aumentan. De manera progresiva el suelo va a movilizar su resistencia al corte, hasta llegar a un estado límite en el que ya no podrá oponerse al movimiento del muro.

Esta teoría va a suponer el comportamiento de una manera idealizada, suponiendo un muro vertical y sin fricción con el terreno, y bajo estas condiciones, el empuje pasivo va a representar las condiciones máximas que el suelo puede ofrecer, y a este proceso se lo considera estabilizante en el tema de análisis de muros de contención.(Canise Gonzalo, n.d.)

2.2.3 EMPUJE SÍSMICO

Se considera a la presión adicional que el suelo genera sobre un muro de contención durante el tiempo que dura un sismo, producto de estas fuerzas inerciales, las cuales son provocadas por el movimiento del terreno, a esta presión se le sumara el empuje activo el cual ya actúa antes del sismo y podría modificar de forma importante el equilibrio del muro.

Durante el tiempo que dura el evento sísmico, el suelo perderá parte de su rigidez y esto provocará que se generen aceleraciones horizontales y verticales, las cuales incrementarán las tensiones laterales sobre el muro. El empuje sísmico se evalúa mediante el enfoque pseudo estático, donde se analizará el equilibrio de la cuña del suelo, la cual es sometida a estas aceleraciones, este empuje es clave porque puede provocar el deslizamiento, vuelco o asentamientos permanentes si no se considera de manera adecuada en el diseño.(Gómez Herney, 2013)

2.2.3.1 MONONOBE OKABE

Utilizada para poder estimar el empuje activo dinámico, el cual actúa sobre un muro de contención durante un sismo, evitando el complejo análisis de la interacción suelo y estructura, por ello se adoptan hipótesis simplificadas, como puede ser considerar un relleno granular no saturado y una cimentación rígida, de tal manera que no puedan intervenir.

Este método supone que, durante el sismo, se formará una cuña de suelo casi triangular, la cual se comporta como un bloque rígido y esta se deslizará sobre el plano de falla, esta al moverse hará que la cuña impacte contra el muro, el cual generara un empuje

activo dinámico, el cual será mayor al empuje activo estático considerado en el diseño original del muro.

Este empuje, el cual es dinámico, incorpora el efecto de las aceleraciones sísmicas horizontales y verticales, estas incrementan las tensiones laterales ejercidas sobre el muro, es por esta razón que el método Mononabe-Okabe es fundamenta en el diseño sísmico de muros de contención, debido a que este permite evaluar las condiciones más críticas y logra reducir el riesgo de fallas por deslizamiento o vuelo. (Gómez Herney, 2013)

2.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Se denomina al conjunto de actividades que se pueden realizar para conocer un detalle como las condiciones del suelo y del subsuelo de un terreno donde se va a proyectar la obra, esto incluye el reconocimiento del sitio, la exploración mediante lo que son calicatas o perforaciones, ensayos de laboratorio y el análisis de los resultados.

Con esta información se evaluará cómo va a responder el suelo frente a las cargas de la estructura y se entregarán las recomendaciones para el diseño de las cimentaciones, muros de contención y otro tipo de obras que tengan contacto con el terreno, la finalidad de estos estudios es garantizar un comportamiento seguro y adecuado para la construcción, la prevención de fallas como asentamientos excesivos o deslizamientos y para evitar daños a las estructuras vecinas y riesgos para la vida humana. (Normativa Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

2.3.1 PESO ESPECÍFICO DEL SUELO

Esta es una propiedad en donde se va a tener relación el peso del suelo con el volumen que ocupa, este va a estar fuertemente influenciado por el contenido de humedad, cantidad de los huecos de aire y también el peso específico de las partículas sólidas, es por esto que no es un valor único y tampoco es fijo, este puede variar según el estado en el que se encuentre el suelo.(Yepes Piqueras, 2021)

2.3.2 ÁNGULO DE FRICCIÓN DEL SUELO

En lo que respecta a la fricción interna del suelo, es fundamental para los muros de contención porque define cómo el terreno es capaz de resistir el deslizamiento y por esto transmite las presiones laterales al muro. Esto influye de manera directa en el cálculo de los empujes activo y pasivo, y afecta la estabilidad global de toda la estructura.

Esto nos dice que cuando el suelo tiene un mayor ángulo de fricción, los empujes activos que ejercen sobre el muro serán menores, mientras que en el empuje pasivo

aumentan, esto mejorará la resistencia al deslizamiento y al vuelco. Esto ocurre por lo general en los suelos densos y con baja relación de vacíos, y a una buena distribución granulométrica.

De forma contraria, a los suelos sueltos y con alta humedad, los cuales presentan menores valores de fricción interna, lo cual generará el incremento en los empujes y de igual forma exigirá muros más robustos y con mayores medidas de drenaje.(Juarez Amsi, n.d.)

2.3.3 CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

La capacidad portante admisible del suelo se refiere a la carga máxima que se permite aplicar sobre el terreno sin poner bajo riesgo la seguridad de la estructura. A diferencia de la capacidad última, podemos decir que este valor ya considera un margen de seguridad, esto solo con el objetivo de evitar fallas por el corte o asentamientos excesivos.

Este valor lo podemos obtener a partir de la capacidad portante del suelo, la cual se logra reducir mediante factores de seguridad y esta dependerá de las características del suelo, mas no de la estructura. Para poder determinar esto de una manera correcta, es necesario conocer las propiedades como la resistencia, compresibilidad y el tipo de suelo, esto se determina normalmente mediante ensayos de laboratorio y estudios de campo.(Nuñez Luis, n.d.)

2.3.4 COEFICIENTE DE BALASTO

Según Bowles, el coeficiente de balasto es un parámetro que relaciona la presión del contacto suelo estructura con el desplazamiento correspondiente dentro del modelo de Winkler. Se determina habitualmente a partir de ensayos de carga con placa tomando la razón entre la presión aplicada y el asentamiento medido, esta no es una propiedad intrínseca del suelo, sino que depende del nivel de tensiones y del método de interpretación. (Joseph E. Bowles, 1996)

2.4 CLASIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Con respecto a los muros de contención podemos decir que son estructuras rígidas cuya función principal es la de retener materiales, como lo son la tierra, también evitan deslizamientos o desbordes. Estas se usan mucho en obras viales como la mencionada en este proyecto.(Arcux, n.d.)

2.4.1 MUROS EN CANTILIVER O VOLADIZO

Este tipo de muro se define voladizo, ya que trabaja principalmente a flexión, está caracterizado por estar empotrado en un extremo y libre en el otro, similar a una viga en voladizo, en este tipo de muros la pantalla se encuentra empotrada en la zapata y actúa como voladizo sometido a las presiones laterales del terreno. (Juárez Ruiz Allison, n.d.)

Ya que este tipo de muros resisten esfuerzos de flexión, es importante utilizar acero de refuerzo, por lo que se convierte en un muro de hormigón armado.

2.4.2 MUROS CON CONTRAFUERTES

A diferencia del muro en cantiléver, en este tipo de muro el contrafuerte es el que ayuda con la distribución de los esfuerzos de flexión, según Calavera la mayoría de los esfuerzos de flexión y corte los resiste el contrafuerte, siendo estos el elemento principal y el cual se tiene que diseñar con los mayores momentos. (Calavera J, 1989)

2.5 SAP 2000

SAP 2000 es un software estructural basado en elementos finitos, el cual cuenta con una interfaz gráfica tridimensional orientada a objetos, está diseñado para integrar de manera eficiente los procesos de modelación, análisis y dimensionamiento de una amplia variedad de tipos de estructuras. (*CSI Spain / SAP2000*, n.d.)

Este será nuestro software de análisis, ya que tiene flexibilidad para representar distintos tipos de estructuras como los muros de contención, ya que tiene una alta capacidad de cálculo, además que se tiene una confiabilidad alta de sus resultados.

CAPÍTULO 3

3. DESARROLLO DEL PROYECTO - PREDISEÑO

3.1 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1.1 UBICACIÓN

La vía del estudio se encuentra localizada en la parroquia San Luis de Armenia, perteneciente al cantón Francisco de Orellana, en la provincia de Orellana. Esta vía se conforma de una arteria vial de importancia para el territorio, ya que facilita la integración de los barrios y comunidades asentadas en esta parroquia.

Además, la infraestructura vial cumple un rol clave en el fortalecimiento de la movilidad local, el acceso a servicios básicos y el impulso de las actividades productivas de la zona, contribuyendo al desarrollo económico y social de la población.

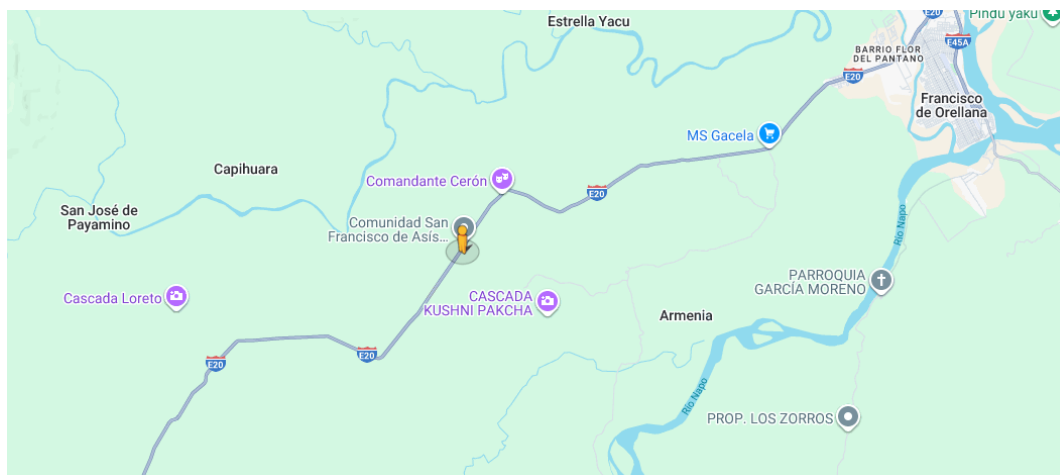


Figura 3.1.1-1

Nota: Tomado de Google Maps

3.1.2 CONDICIONES TOPOGRÁFICAS

La condición del terreno presenta pendientes variables propias de una zona con relieve natural, en el área de estudio se identificaron desniveles en el talud natural, por lo que se requiere la utilización de relleno para la conformación de la estructura de contención, además de que el terreno no es completamente regular, por lo que resulta necesario considerar estas condiciones en el análisis de la estructura de contención. Para el desarrollo del proyecto no se disponía de la información topografía exacta, por lo que se estimó su topografía basada en su punto más alto, con una altura aproximada de 7.3 m en lo alto del talud.



Figura 3.1.2-1

Nota: Tomado de Google Maps

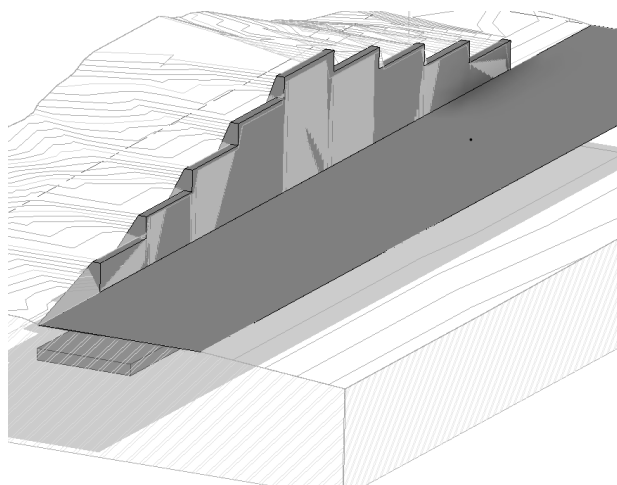


Figura 3.1.2-2

Nota: Tomado de Revit 2022

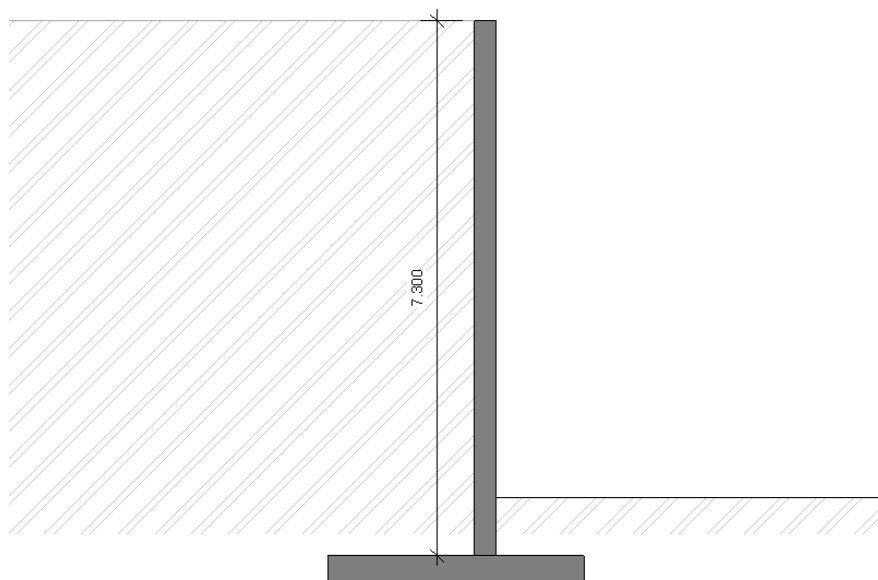


Figura 3.1.2-3

Nota: Tomado de Revit 2022

3.1.3 CONDICIONES GEOLÓGICAS Y GEOTECNICAS

De manera general, el suelo presente en la zona corresponde a materiales predominado suelos finos, típico de la región amazónica, para el desarrollo del proyecto se

considera la información obtenida a partir de un estudio de suelos, el cual permitirá conocer las características geotécnicas del terreno.

3.1.4 MARCO NORMATIVO

El análisis y diseño del proyecto principalmente se rige por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2014, así como con normas complementarias como el ACI 318-25 siendo estas normas las esenciales para establecer los criterios mínimos de seguridad y diseño que se deben cumplir para garantizar la estabilidad y funcionalidad de la obra.

3.2 ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS

3.2.1 METODOLOGÍA DE EXPLORACIÓN

En el estudio proporcionado se aplicó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) con referencia en la norma ASTM D1655, ejecutado en sondeos y con toma de muestras para su posterior clasificación SUCS.

3.2.2 PARÁMETROS PARA EL ANALISIS ENTREGADOS POR EL ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos nos arroja los siguientes parámetros, que serán utilizados para el diseño:

RELLENO TRASDÓS		
Densidad	2.1	ton/m ³
Angulo de fricción interno	27	°
Cohesión	0	ton/m ²

Tabla 3.2.2-1 Parámetros suelo trasdós

SUELO INTRADÓS		
Densidad	2.1	ton/m ³
Angulo de fricción interno	33	°
Cohesión	0.2	ton/m ²

Tabla 3.2.2-2 Parámetros suelo intradós

SUELO DE CIMENTACION	
Profundidad de cimentación	1.5 m
Capacidad admisible del suelo	22.5 ton/m ²
Angulo de fricción interno	33 °
Coefficiente de rozamiento terreno-cimiento μ	0.6
Tipo de suelo	GM

Tabla 3.2.2-2 Parámetros de suelo de cimentación

3.3 PREDISEÑO

Para el prediseño se utilizará el método de los factores de seguridad que están establecidos en la NEC 2014 de geotecnia y cimentaciones

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de:				
Momento Resistente/Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad Portante	Ver Tabla 6			

Figura 3.3-1

Nota: Obtenida de NEC Geotecnia y Cimentaciones

La tabla de referencia establece los criterios mínimos de seguridad para la verificación de la estabilidad de la estructura. En el análisis frente al volcamiento, el factor de seguridad debe ser mayor o igual a 3 para la condición estática y mayor o igual a 2 para la condición pseudo estática. De igual manera, para el análisis frente al deslizamiento, el factor de seguridad exigido es mayor a 1.6 en condición estática y mayor o igual a 1.05 en condición pseudo estática.

Para la capacidad portante se obtiene la siguiente tabla.

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Figura 3.3-2

Nota: Obtenida de NEC Geotecnia y Cimentaciones

La tabla de referencia establece los criterios mínimos de seguridad para la verificación de la estabilidad de la cimentación con sus factores de seguridad respectivos.

Con base a la información topográfica del área de estudio se determinó que la altura del terreno varía entre 4.3 metros y 7.3 metros. Por lo que el análisis de la estabilidad de la estructura se desarrollará considerando inicialmente la altura máxima de 7.3 metros, ya que

esta es la condición más crítica y desfavorable para la evaluación de los factores de seguridad, la estructura posteriormente se reducirá de secciones.

3.3.1 CÁLCULO DE EMPUJES

3.3.1.1 EMPUJE ACTIVO

Como se mencionó previamente en el marco teórico, el empuje activo se lo calculará con la teoría de Rankine, debido a que la superficie del terreno en la parte posterior del muro no presenta un ángulo de inclinación ni elementos que sobresalgan del suelo, por lo que se permitirá asumir una condición de relleno horizontal y aplicar dicho modelo teórico.

En estas condiciones el coeficiente de empuje activo de Rankine se calcula como:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Donde φ es el ángulo de fricción interno del suelo, en nuestro caso es 27 grados, por lo que

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{27^\circ}{2} \right)$$

$$K_a = 0.3755$$

Para una altura de 7.3 metros y un peso unitario del suelo de 2. t/m³ (calculado para una franja de 1 metro) se obtiene que

$$E_a = K_a \gamma z$$

$$E_a = (0.3755)(2.1)(7.3)(1) = 5.75 \text{ t/m}$$

Como es una fuerza distribuida triangular, se sacará su resultante por lo que

$$P_a = \frac{1}{2} E_a H$$

$$P_a = \frac{1}{2} (5.75)(7.3) = 21.01 \text{ ton}$$

Ubicada a un tercio, medido desde la parte inferior de la pantalla.

$$X_a = \frac{1}{3} (7.3) = 2.43 \text{ m}$$

3.3.1.2 EMPUJE SÍSMICO MONONOBE OKABE CONSIDERACIONES

Para el cálculo del empuje sísmico mediante el método pseudo estático Mononobe-Okabe, es necesario considerar la ubicación del proyecto además del tipo de suelo presente en el sitio, por esta razón se utilizará el espectro de respuesta sísmica definido por la

normativa ecuatoriana de la construcción NEC, con el fin de determinar la aceleración horizontal requerida para el análisis pseudo estático del empuje sísmico.

El espectro de respuesta de la NEC permite identificar los distintos niveles de aceleración determinados por el movimiento del terreno, para el presente estudio se adopta el uso de la coordenada del espectro, a la cual corresponde la multiplicación de la zonificación sísmica Z y el factor de amplificación del suelo F_a , parámetros los cuales dependen de la localización del proyecto y de las condiciones geotécnicas del terreno.

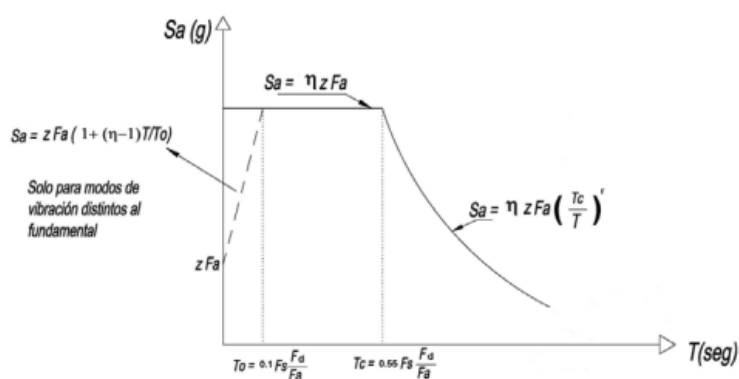


Figura 3.3.1.2-1

Nota: Obtenida de NEC Peligro Sísmico

3.3.1.2.1 FACTOR DE ZONA Z

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se establece un mapa de zonificación sísmica, a partir del cual se define el valor del coeficiente Z según la ubicación del proyecto, el proyecto está localizado en la provincia de Orellana, de acuerdo con la zonificación se adoptará un valor de $Z=0.25$, el cual corresponde a una peligrosidad sísmica alta.

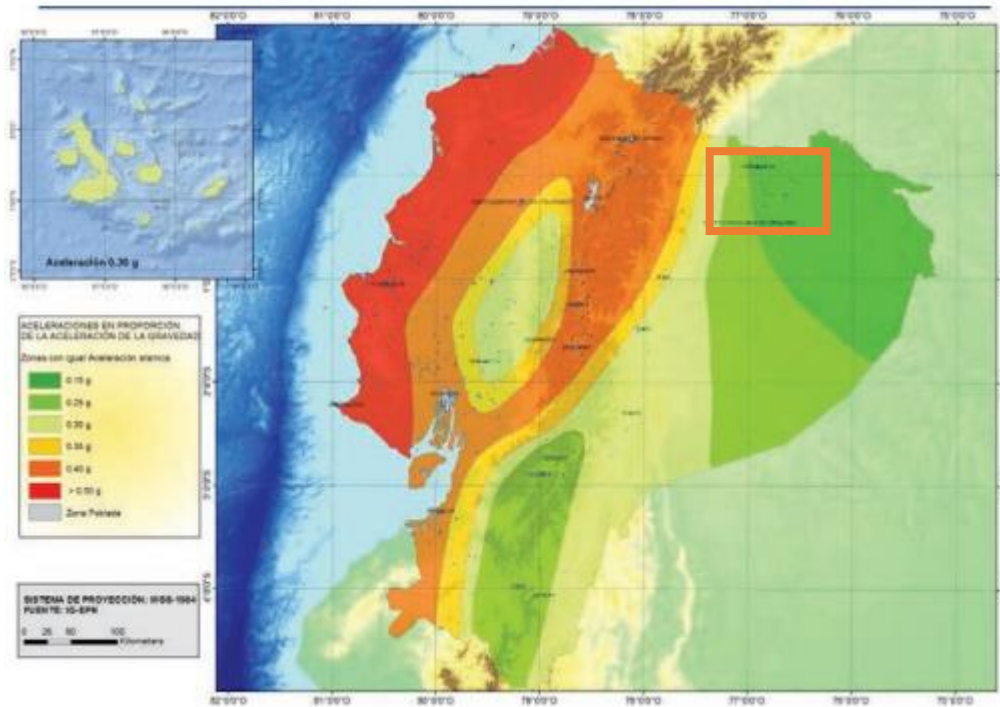


Figura 3.3.1.2.1 -1

Nota: Obtenida de NEC Peligro Sísmico

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Figura 3.3.1.2.1 -2

Nota: Obtenida de NEC Peligro Sísmico

3.3.1.2.2 COEFICIENTE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO

Dado que no se dispone de mediciones directas de velocidad de onda ni de ensayos dinámicos específicos, el perfil del suelo que se le asigne será un perfil D.

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Figura 3.3.1.2.2 -2

Nota: Obtenida de NEC peligro sísmico

Por lo que su factor de amplificación será de 1.4.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Figura 3.3.1.2.2 -2

Nota: Obtenida de NEC peligro sísmico

3.3.1.2.3 EMPUJE SÍSMICO MONONOBE OKABE

Mononobe Okabe nos permite utilizar un factor que se llama coeficiente de empuje activo sísmico de Mononobe Okabe, el cual se define como:

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

Siendo φ ángulo de fricción interna del suelo= 27

Siendo ψ ángulo de inclinación con el paramento del muro = 90

Siendo δ ángulo de fricción entre el paramento del muro y el suelo contenido= 0

Siendo θ ángulo sísmico que se determina a partir del del coeficiente sísmico horizontal

$$\theta = \tan^{-1}(k_h)$$

Remplazando

$$k_h = z * fa = (0.25)(1.4)$$

$$k_h = 0.35$$

Ángulo sísmico

$$\theta = \tan^{-1}(k_h)$$

$$\theta = \tan^{-1}(0.35)$$

$$\theta = 19.29$$

Se obtiene

K_{as}

$$= \frac{\sin^2(90^\circ + 27^\circ - 19.29^\circ)}{\cos(19.29^\circ) \sin^2(90^\circ) \sin(90^\circ - 19.29^\circ - 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(27^\circ + 0^\circ) \sin(27^\circ - 0^\circ - 19.29^\circ)}{\sin(90^\circ - 19.29^\circ - 0^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right]^2}$$

Resolviendo, tenemos que

$$K_{as} = 0.7010$$

Para el cálculo de la fuerza sísmica, se obtiene que

$$P_{as} = \frac{1}{2} K_{as} \gamma H^2$$

Reemplazando, para la franja de un metro, se tiene

$$P_{as} = \frac{1}{2} (0.7010)(2.1)(7.3)^2(1) = 39.22 \text{ t}$$

Se puede obtener el incremento sísmico, el cual es la diferencia entre el empuje sísmico total y el empuje estático, y este incremento puede ser representado como una carga distribuida triangular invertida.

$$\Delta P = P_{as} - P_a$$

Reemplazando, se obtiene

$$\Delta P = 39.22 - 21.01 = 18.21 \text{ t}$$

Para saber el valor de la carga distribuida triangular, se obtiene que

$$\Delta E_{as} = \frac{2(18.21)}{7.3} = 4.99 \text{ t/m}$$

Con su resultante ubicada a 2/3 desde la parte inferior del muro, se obtiene que

$$X_{as} = \frac{2}{3}(7.3) = 4.87 \text{ m}$$

3.3.1.3 EMPUJE PASIVO

Para el cálculo del empuje pasivo se utilizará, de igual manera, la teoría de Rankine, por lo que el coeficiente de empuje pasivo de Rankine será

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Donde φ es el ángulo de fricción interna del suelo, siendo este = 33 grados, por lo que

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{33^\circ}{2} \right)$$

$$K_p = 3.39$$

Para una altura de cimentación de 1.5 metros, un peso unitario de 2.1 t/m^3 y una cohesión de 0.2 t/m^3 , para una franja de un metro se obtiene que

$$E_p = K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p}$$

$$E_p = (3.39)(2.1)(1.5)(1) + 2(0.20)(1)(1)\sqrt{3.39}$$

$$E_p = 11.41 \text{ t/m}$$

Como es una fuerza distribuida triangular, se sacará su resultante, por lo que

$$P_p = \frac{1}{2} E_p H$$

$$P_p = \frac{1}{2} (11.41)(1.5) = 8.55 \text{ t}$$

3.3.2 PROPUESTA DE MURO

Para el cálculo de los factores de seguridad se propone el siguiente muro

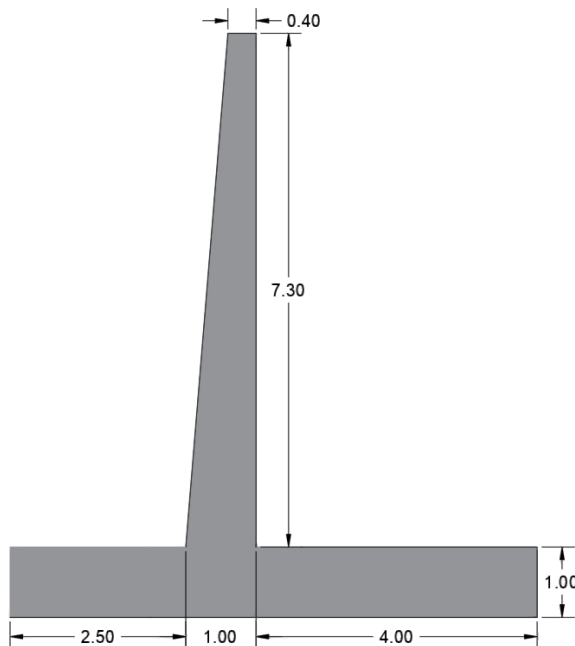


Figura 3.3.2-1

Nota: Elaboración Propia

Este muro corresponde a un muro de hormigón armado tipo cantiléver, el cual tendrá una altura total de 8.3 metros medidos desde la base de la cimentación, hasta la coronación superior de la pantalla, como se mencionó en el marco teórico, este tipo de muro se caracteriza por trabajar como una estructura en voladizo empotrado a la losa de cimentación, resistiendo los empujes laterales del terreno principalmente a la flexión.

La pantalla o fuste tendrá un espesor variable, con un espesor inicial de 0.4 metros en la parte superior y de 1 metro en la base. La losa de cimentación tendrá un ancho total de 7.5 metros dicha losa está compuesta de un talón de 4 metros de longitud ubicado bajo el relleno y una puntera de 2.5 metros metro hacia el muro, el espesor de la losa base será de 1 metro.

3.3.2.1 MATERIALES A UTILIZAR

El hormigón a utilizar será de una resistencia a la compresión de $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$, para efectos del análisis de la estructura y de la estabilidad, se adopta un peso específico del hormigón de 2.4 ton/m^3 , además el acero de refuerzo contará con límite de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.3.2.2 CÁLCULO DEL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

Para el cálculo del peso propio de la estructura se la separará en diferentes elementos.

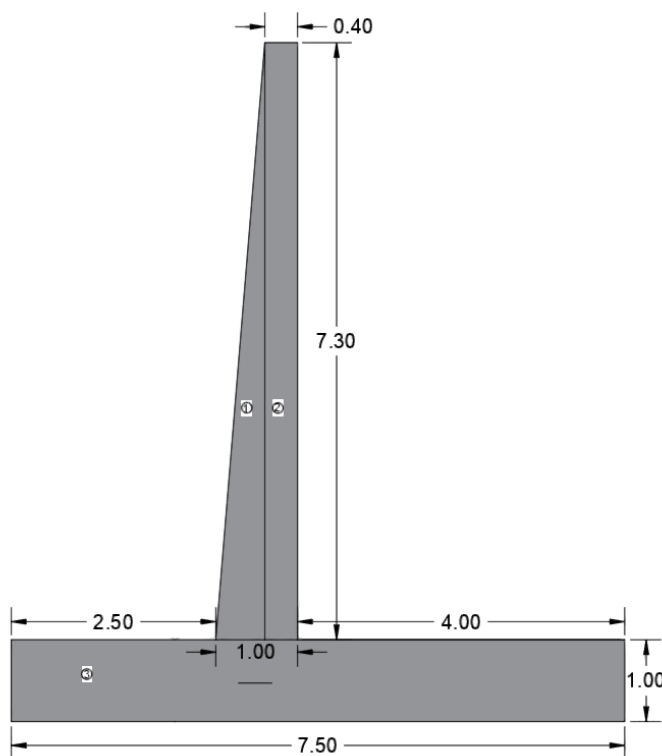


Figura 3.3.2.2-1

Nota: Elaboración Propia

Se presentará la siguiente tabla resumen con los pesos y su distancia x hacia su centroide

PESO MURO		
ANCHO A ANALIZAR	1	m

PESO ESPECIFICO		2.4	ton/m ³
ELEMENTO	VOLUMEN (m ³)	FUERZA (t)	DISTANCIA X (m)
1	2.19	5.256	2.9
2	2.92	7.008	3.45
3	7.5	18	3.75
TOTAL		30.264	3.532910389

Tabla 3.3.2.2-1 Peso del muro propuesto

3.3.2.3 CÁLCULO DEL PESO SOBRE EL TALÓN Y LA PUNTERA

Para el cálculo del peso sobre el talón y la puntera se la separará en diferentes elementos

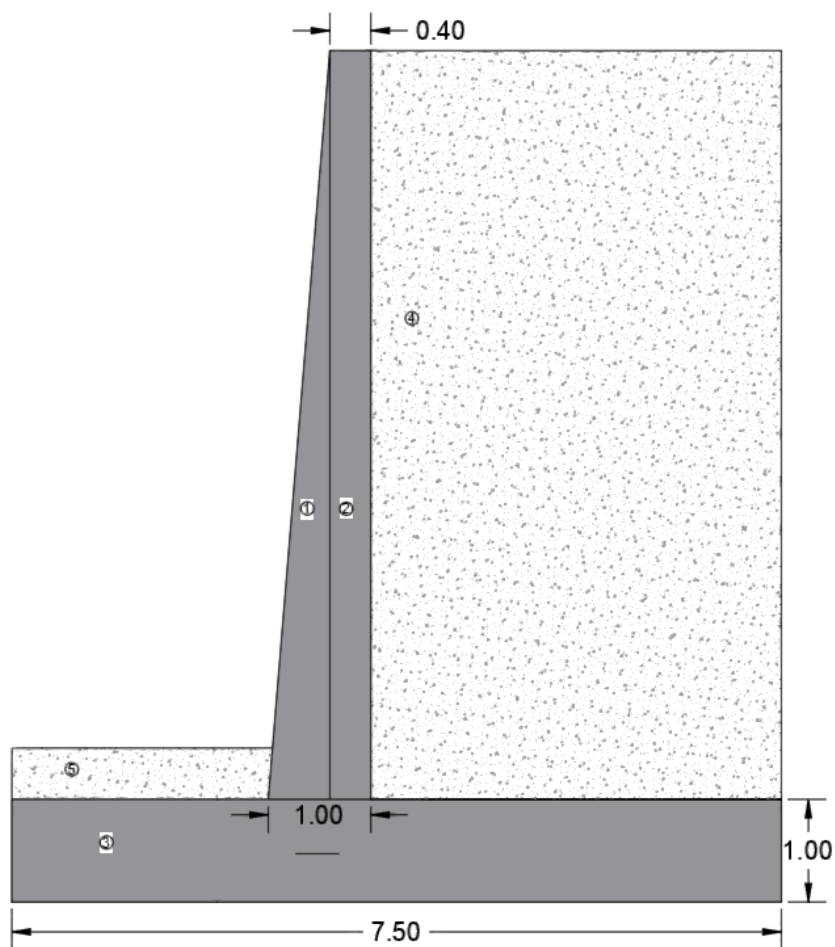


Figura 3.3.2.3-1

Nota: Elaboración Propia

PESO TIERRA TRASDOS			
ANCHO PARA ANALIZAR		1	m
PESO ESPECIFICO		2.1	ton/m ³
ELEMENTO	VOLUMEN (m ³)	FUERZA (t)	DISTANCIA X (m)
4	29.2	61.32	5.5

TOTAL	29.2	61.32	5.5
-------	------	-------	-----

Tabla 3.3.2.3-1 Peso tierra trasdós

PESO TIERRA INTRADOS			
ANCHO PARA ANALIZAR		1	m
PESO ESPECIFICO		2.1	ton/m ³
PROFUNDIDAD DE CIMIENTO		1.5	m
ELEMENTO	VOLUMEN (m ³)	FUERZA (t)	DISTANCIA X (m)
5	1.25	2.625	1.25
TOTAL		2.625	1.25

Tabla 3.3.2.3-2 Peso tierra intradós

3.3.2.4 CÁLCULO DEL PESO INERCIAL DEL MURO

Para el análisis pseudo estático se debe considerar, además de los empujes del suelo, el efecto de las fuerzas inerciales generadas por el peso propio de la estructura. Estas fuerzas representan la resistencia dinámica del muro frente a la aceleración horizontal del terreno y se incorpora en el análisis mediante una fuerza equivalente aplicada al centro de masa de los elementos del muro, dicha fuerza se la define como $W \cdot k_h$.

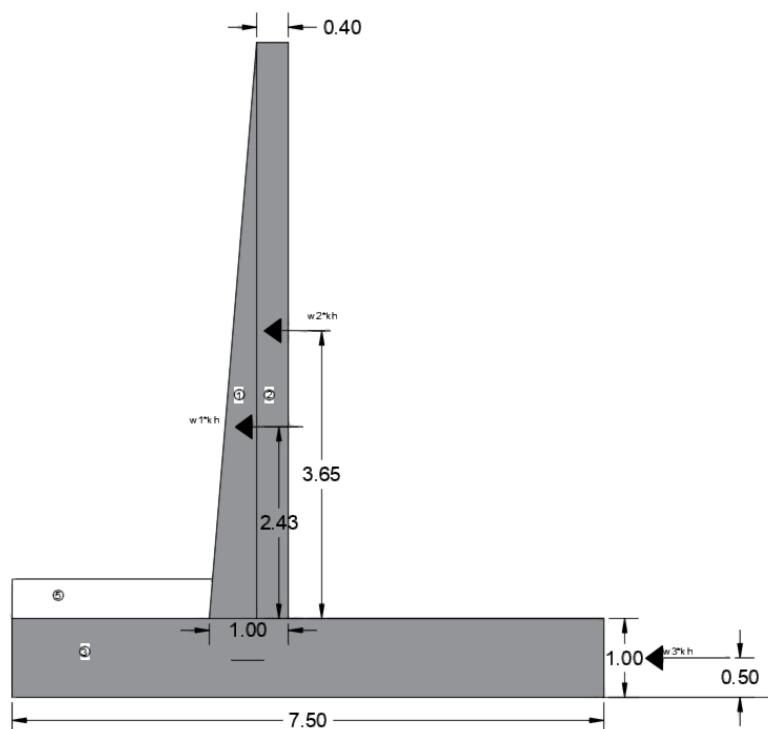


Figura 3.3.2.4-1

Nota: Elaboración Propia

EMPUJE INERCIAL 1	
W1	5.256 ton
KH	0.35

Ei1	1.8396 ton
YEi1	3.43 m medido desde base

Tabla 3.3.2.4-1 Empuje inercial sección 1

EMPUJE INERCIAL 2	
W2	7.008 ton
KH	0.35
Ei2	2.4528 ton
YEi2	4.65 m medido desde la base

Tabla 3.3.2.4-2 Empuje inercial sección 2

EMPUJE INERCIAL 3	
W3	7.5 ton
KH	0.35
Ei3	2.625 ton
YEi3	0.5 m medido desde la base

Tabla 3.3.2.4-3 Empuje inercial sección 3

3.3.2.5 CÁLCULO DEL MOMENTO RESPECTO A LA BASE EN EL PUNTO DE ANÁLISIS

Se tiene como punto de análisis la base, por lo que se sacará momentos con respecto a dicho punto de análisis, a continuación, se presenta la tabla resumen.

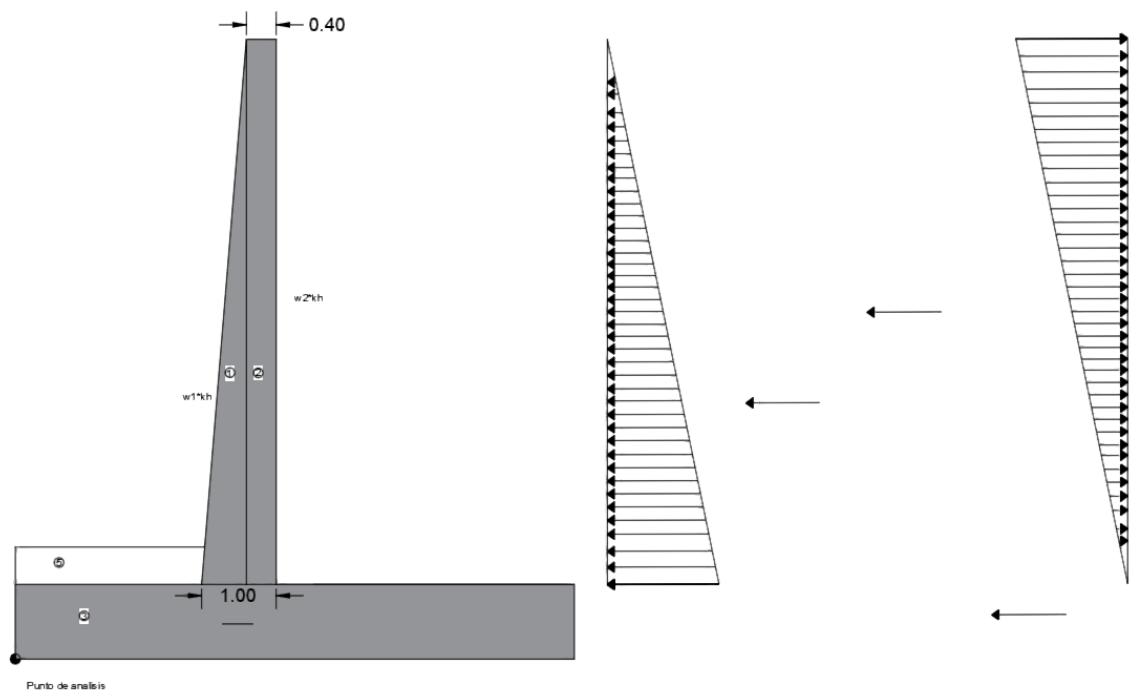


Figura 3.3.2.5-1

Nota: Elaboración Propia

MOMENTO RESISTENTE					
SECCION	TIPO	F VERT (t)	POS X (m)	MOMENTO (ton*m)	
Sección triangular pantalla	1	Peso muro	5.26	2.90	15.24
Sección rectangular pantalla	2	Peso muro	7.01	3.45	24.18
Zapata	3	Peso muro	18.00	3.75	67.50
Suelo relleno trasdós	4	Peso suelo	61.32	5.50	337.26
Suelo relleno intradós	5	Peso suelo	2.63	1.25	3.28
Total			94.21		447.46

Tabla 3.3.2.5-1 Momento resistente

Para los momentos actuantes se usarán los empujes calculados anteriormente, tomando en cuenta que se debe sumar el peralte de 1 metro de la zapata para la distancia.

MOMENTO ACTUANTE					
Empujes	F	TIPO	F HOR (t)	POS Y (m)	MOMENT O (ton*m)
Empuje activo	Ea	Empuje	21.01	3.43	72.14
Empuje inercial sección triangular pantalla	Ei1	Pseudo estatica	1.84	3.43	6.32
Empuje inercial sección rectangular pantalla	Ei2	Pseudo estatica	2.45	4.65	11.41
Empuje inercial zapata	Ei3	Pseudo estatica	2.63	0.50	1.31
Empuje sísmico	EaS	Pseudo estatica	18.21	5.82	105.94

Tabla 3.3.2.5-1 Momento actuante

3.3.3 FACTORES DE SEGURIDAD

3.3.3.1 FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

Para el cálculo de los factores de seguridad al volcamiento estático y pseudo estático se obtuvieron las siguientes tablas.

ESTÁTICO					
EMPUJE	FUERZA	TIPO	F HOR (t)	POS Y (m)	MOMENTO (ton*m)
Empuje activo	Ea	Empuje	21.01	3.43	72.14
MOMENTO RESISTENTE				447.46	
MOMENTO ACTUANTE				72.14	
FACTOR DE SEGURIDAD				6.20	

Tabla 3.3.2.5-1 Factor de seguridad Estático

PSEUDO ESTÁTICO						
EMPUJE		F	TIPO	F HOR (t)	POS Y (m)	MOMEN TO (ton*m)
Empuje activo		Ea	Empuje	21.01	3.43	72.14
Empuje inercial sección triangular pantalla		Ei1	Pseudo estática	1.84	3.43	6.32
Empuje inercial sección rectangular pantalla		Ei2	Pseudo estática	2.45	4.65	11.41
Empuje inercial zapata		Ei3	Pseudo estática	2.63	0.50	1.31
Empuje sísmico		EaS	Pseudo estática	18.21	5.82	105.94
Total				46.14		197.12
MOMENTO RESISTENTE				447.46		
MOMENTO ACTUANTE				197.12		
FACTOR DE SEGURIDAD				2.27		

Tabla 3.3.2.5-2 Factor de seguridad Pseudo estático

En las tablas se puede observar que tanto los factores de seguridad estático y pseudo estático son mayores a los requeridos por la normativa NEC, siendo 3 y 2 respectivamente.

3.3.3.2 FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Para el cálculo de los factores de seguridad al volcamiento estático y pseudo estático se obtuvieron las siguientes tablas

FUERZAS PARA EL ANÁLISIS	
FUERZAS RESISTENTES	
PESO TOTAL DE MURO	30.26 ton
PESO TOTAL SOBRE TALON	61.32 ton
PESO TOTAL SOBRE PUNTERA	2.63 ton
FUERZA NORMAL	94.21 ton
COEFICIENTE DE ROZAMIENTO μ	0.60
FUERZA ROZAMIENTO	56.53 ton
EMPUJE PASIVO	8.55 ton
FUERZA ROZAMIENTO + EMPUJE PASIVO	65.08 ton
FUERZAS ACTUANTES	
EMPUJE ACTIVO	21.01 ton
EMPUJE INERCIAL 1	1.84 ton
EMPUJE INERCIAL 2	2.45 ton
EMPUJE INERCIAL 3	2.63 ton
EMPUJE SISMICO	18.21 ton

Tabla 3.3.3.2-1 Fuerzas utilizadas para el análisis

ESTÁTICO	
FUERZA	F HOR (t)
EMPUJE ACTIVO	21.01 ton
FUERZA DE ROZAMIENTO + EMPUJE PASIVO	65.08 ton
FUERZA HORIZONTALES ACTUANTES	21.01 ton
FACTOR DE SEGURIDAD	2.55

Tabla 3.3.3.2-2 Factor de seguridad estático

PSEUDO ESTÁTICO	
FUERZA	F HOR (t)
EMPUJE ACTIVO	21.01
EMPUJE INERCIAL 1	1.84
EMPUJE INERCIAL 2	2.45
EMPUJE INERCIAL 3	2.63
EMPUJE SISMICO	18.21
TOTAL	46.14

FUERZA DE ROZAMIENTO + EMPUJE PASIVO	65.08 ton
FUERZA HORIZONTALES ACTUANTES	46.14 ton
FACTOR DE SEGURIDAD	1.41

Tabla 3.3.3.2-3 Factor de seguridad pseudo estático

En las tablas se puede observar que los factores de seguridad tanto estático y pseudo estático son mayores a los requeridos por la normativa NEC, siendo 1.6 y 1.10 respectivamente.

3.3.3.3 FACTOR DE SEGURIDAD A LA CAPACIDAD PORTANTE

Para el factor de seguridad por la capacidad portante se necesita calcular la excentricidad a la cual está ubicada la base de la cimentación.

$$e = \frac{M}{N}$$

Lo esencial es que no existan esfuerzos de tracción en la cimentación por lo que se tiene que.

$$e \leq \frac{B}{6}$$

Y para el cálculo de las presiones máximas y mínimas en el suelo considerando la excentricidad se obtiene con la siguiente ecuación.

$$q_{max,min} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Con lo antes mencionado, se obtiene la siguiente tabla resumen.

ESTATICO	
Normal	94.21 ton
Momento	375.32 ton*m
Posición de la resultante	3.98 m
Excentricidad respecto centro	0.23 m
Excentricidad máxima permitida norma	0.17 m
Excentricidad obtenida	0.03 m
Área	7.50 m ²
Presión prom	12.56 ton/m ²
6e/B	0.19
Qmin	10.21 ton/m ²
Qmax	14.91 ton/m ²
Qu	67.50 ton/m ²
Fs	4.53

Tabla 3.3.3.4-1 Factor de seguridad estático a la capacidad

PSEUDOESTÁTICO	
Normal	94.21 ton
Momento	250.34 ton*m
Posición de la resultante	2.66 m
Excentricidad respecto centro	-1.09 m
Excentricidad máxima permitida norma	0.25 m
Excentricidad obtenida	0.15 m
Área	7.50 m ²
Presión promedio	12.56 ton/m ²
6e/B	0.87
Q máx	23.54 ton/m ²
Q mín	1.58 ton/m ²
Qu	67.50 ton/m ²
Fs	2.87

Tabla 3.3.3.4-1 Factor de seguridad pseudo estático a la capacidad

En las tablas se puede observar que tanto los factores de seguridad estático y pseudo estático son mayores a los requeridos por la normativa NEC siendo 3 y 1.6 respectivamente, además que la excentricidad obtenida es menor que la excentricidad permitida

CAPÍTULO 4

4. DESARROLLO DEL PROYECTO - DISEÑO DEFINITIVO CON SOFTWARE COMERCIAL

4.1 GEOMETRÍA Y DISCRETIZACIÓN DEL MODELO

En este capítulo se realizaron diversas modelaciones utilizando el software comercial SAP 2000 con el fin de evaluar el muro en su totalidad con todas las variaciones en alturas que tiene y ajustar progresivamente sus dimensiones. A partir de este proceso se definió la geometría final del modelo, el cual se adoptó para el análisis estructural.

En la geometría final se redujo el espesor final del muro de 1 metro a 0.7 metros, de igual manera, se redujo la puntera a 1.3 metros y el talón se redujo a 3.5 metros para dar una base total de 5.5 metros.

Adicionalmente, debido a los momentos que se obtienen en la base del muro, se decidió incorporar contrafuertes con el objetivo de reducir las demandas de flexión y mejorar el comportamiento estructural del sistema.

Se realizó la discretización a lo largo y ancho del muro con una altura de cada cuadro de 0.25 x 0.25 m

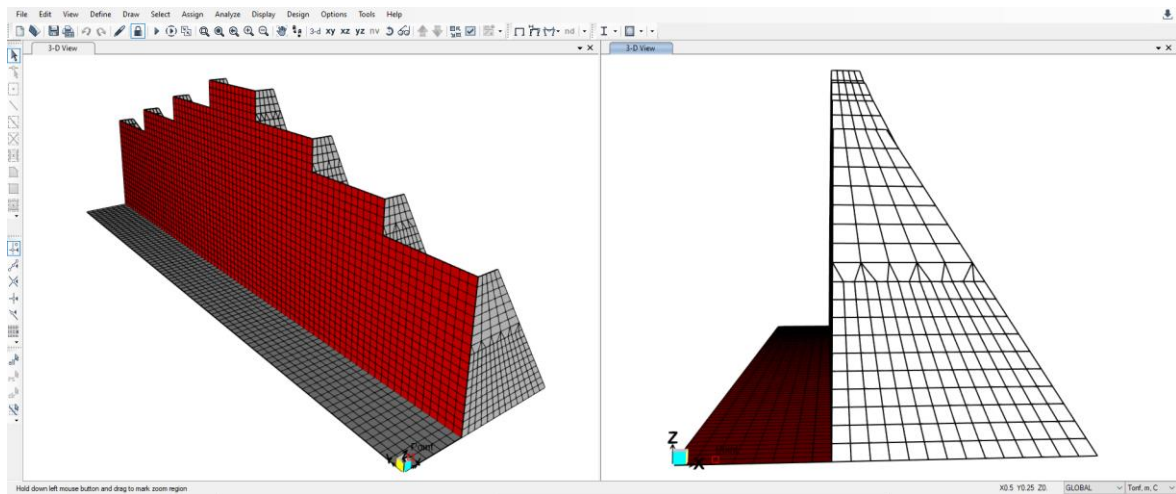


Figura 4.1 -1

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

4.2 DEFINICIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES

Se procederá a definir los materiales utilizados en el modelo como el hormigón y las secciones del muro asignadas a los elementos tipo Shell.

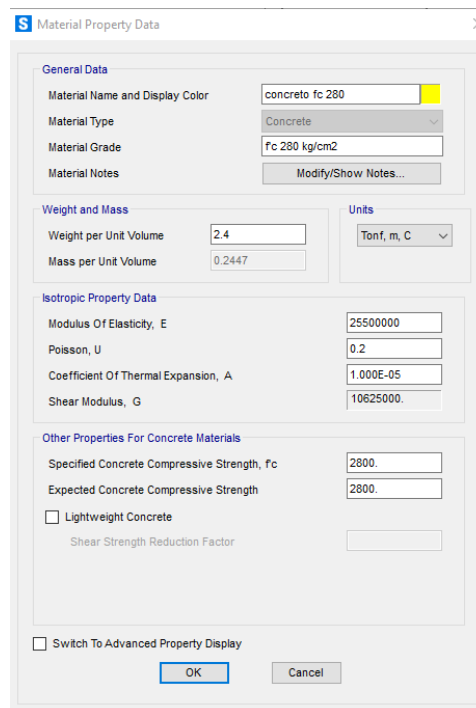


Figura 4.2 -1

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

Para la pantalla, debido a que es un elemento con sección variable, se decidió utilizar diferentes tipos de elementos Shell para simular el cambio de espesor en el muro.

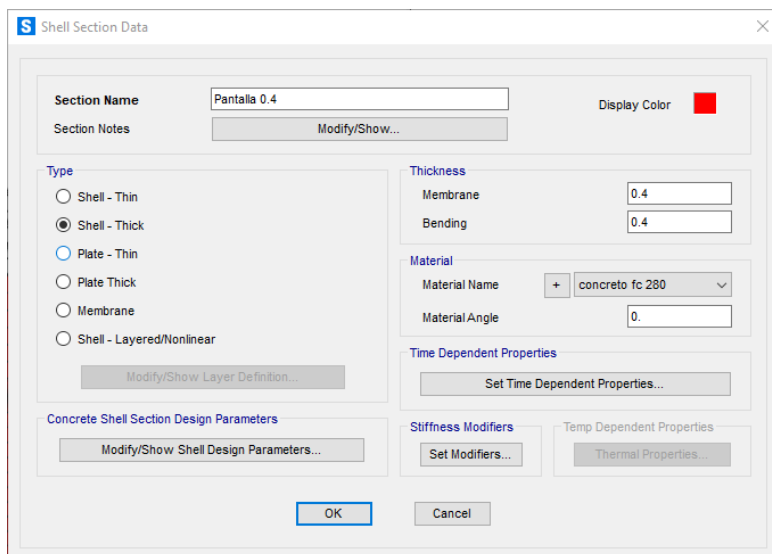


Figura 4.2 -2

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

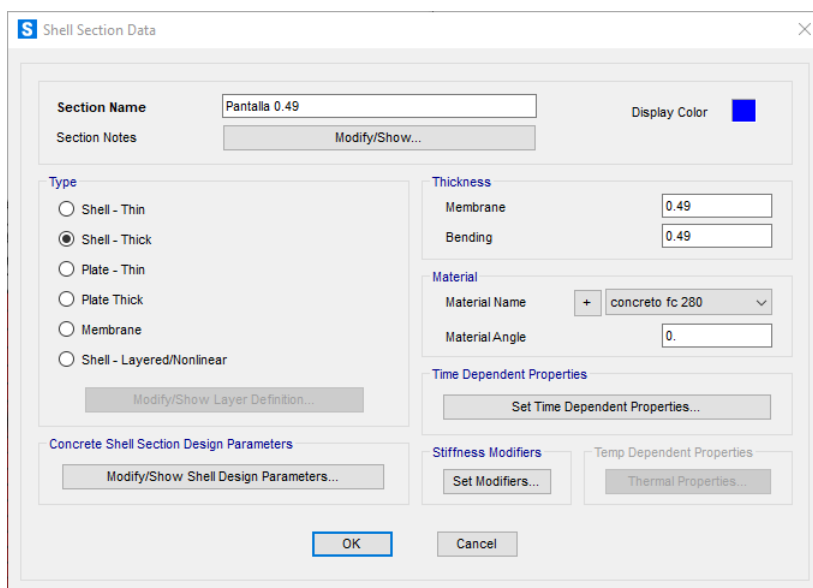


Figura 4.2 -3

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

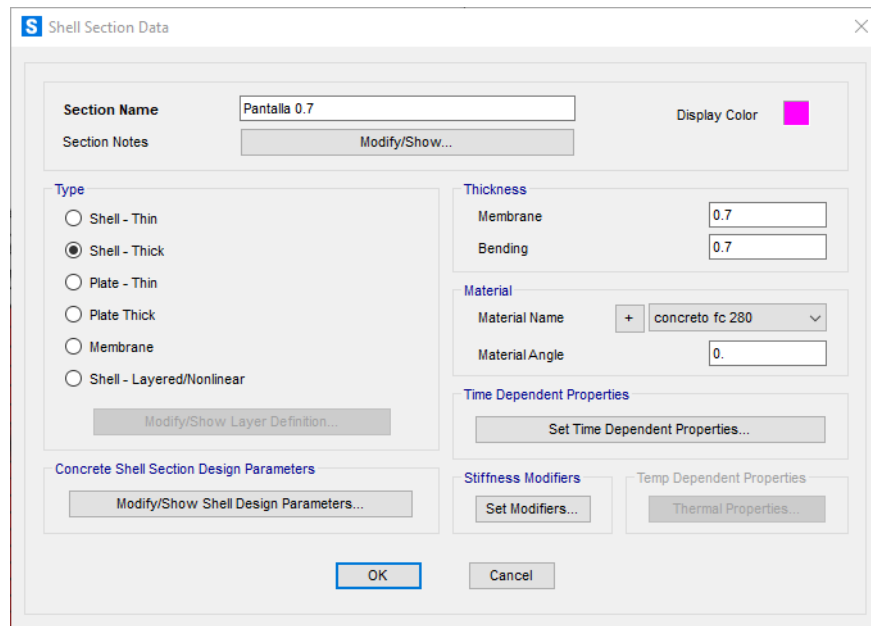


Figura 4.2 -4

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

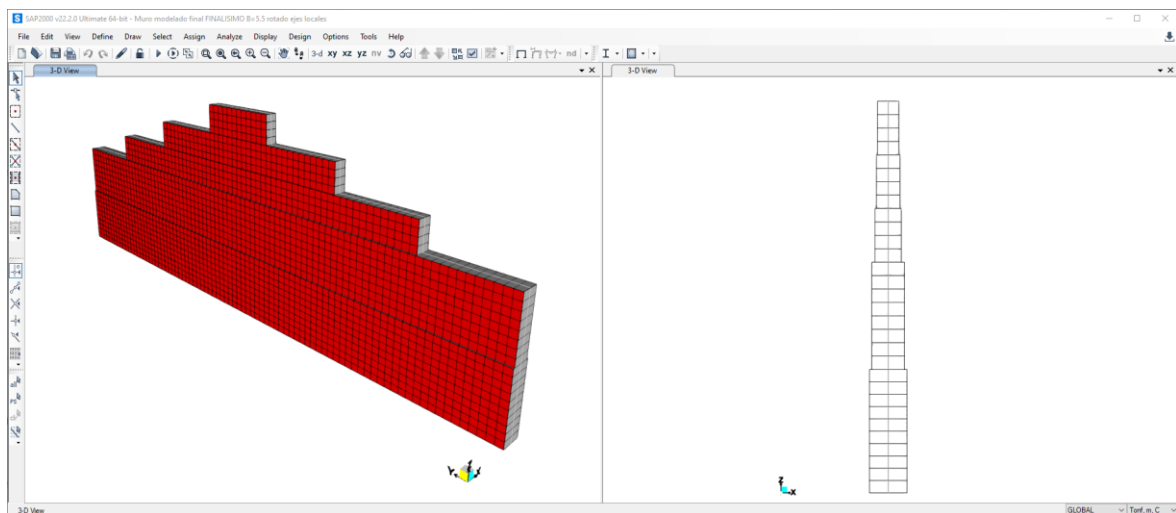


Figura 4.2 -5

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

Para la zapata y los contrafuertes, se los modeló con un solo espesor, ya que este no varía en ningún punto de la estructura.

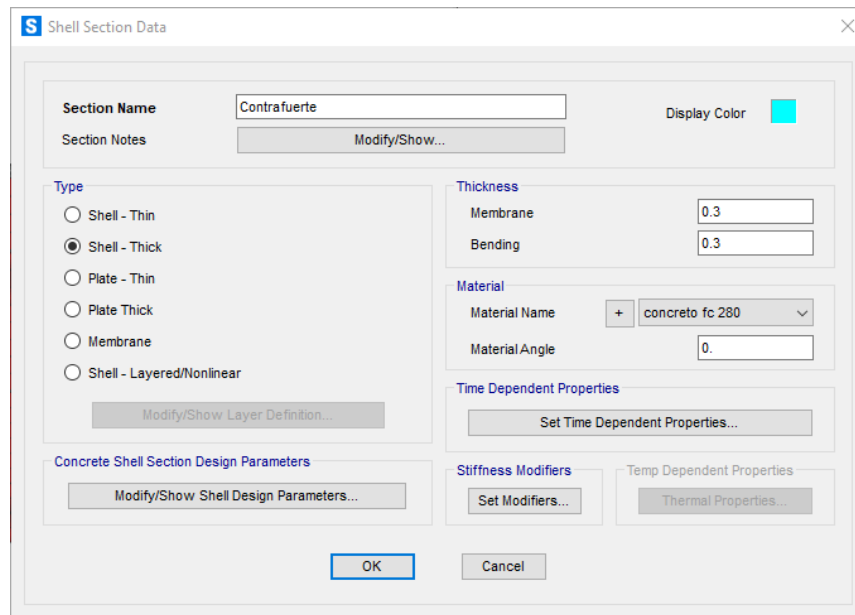


Figura 4.2 -6

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

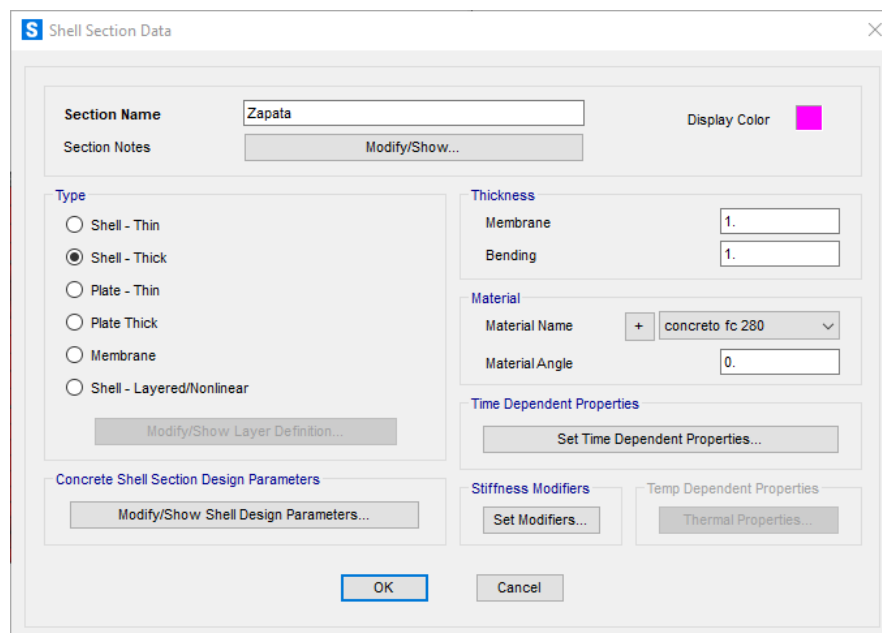


Figura 4.2 -7

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

En todos los elementos del muro, como la pantalla, la zapata y los contrafuertes, fueron modelados mediante elementos tipo Shell thick, ya que dichos elementos presentan espesores significativos, por lo que la deformación por cortante no se puede despreciar, ya que el uso de elementos tipo Shell thick permite una representación más realista del

comportamiento estructural del muro, debido a que se consideran los efectos de flexión como de cortante del muro.

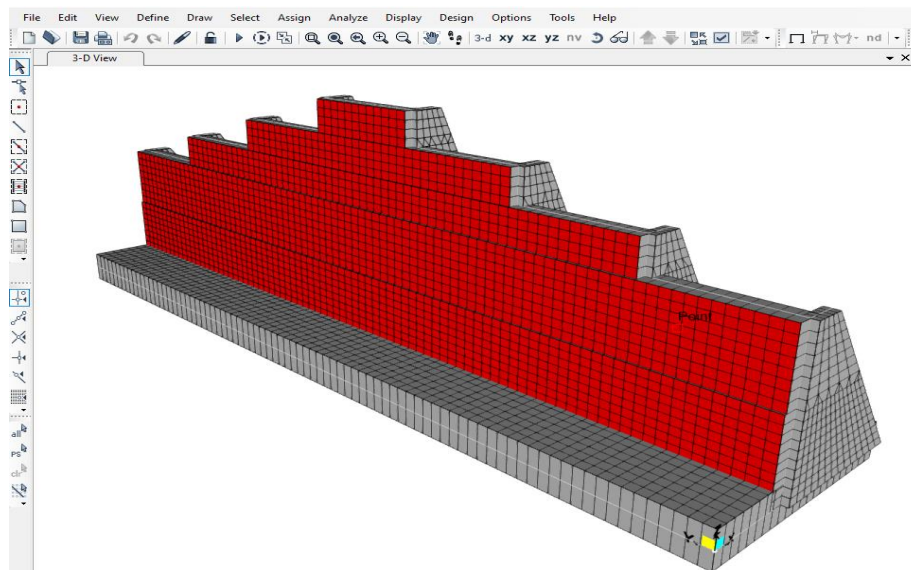


Figura 4.2 -8

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

4.3 CONDICIONES DE APOYO E INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

Como se mencionó en el análisis del estudio de suelos, en el terreno de cimentación se presenta un suelo de tipo granular, clasificado como GM, grava limosa, que presenta una capacidad admisible de 22.5 ton/m² y un comportamiento granular con un ángulo de fricción interna de 33 grados, ya que el estudio de suelos no proporciona directamente el coeficiente de balasto del terreno, se utilizará la siguiente tabla obtenida, la cual nos permite estimar el coeficiente de balasto. (Joseph E. Bowles, 1996)

TABLE 9-1
Range of modulus of subgrade reaction k_s
 Use values as guide and for comparison when using approximate equations

Soil	k_s , kN/m ³
Loose sand	4800–16 000
Medium dense sand	9600–80 000
Dense sand	64 000–128 000
Clayey medium dense sand	32 000–80 000
Silty medium dense sand	24 000–48 000
Clayey soil:	
$q_a \leq 200$ kPa	12 000–24 000
$200 < q_a \leq 800$ kPa	24 000–48 000
$q_a > 800$ kPa	> 48 000

Figura 4.3 -1

Nota: Obtenida del Libro FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN Fifth Edition

Por los datos que se tienen, se puede asumir que es un médium dense sand y su rango está entre 980-8150 ton/m³, por lo que se asume un valor de 2350 ton/m³ para este proyecto. De igual manera, no se presenta el coeficiente de balasto horizontal, por lo que se adoptó un coeficiente equivalente del 50% del coeficiente de balasto vertical, basándose en que la rigidez del suelo frente a desplazamientos horizontales es menor que frente a cargas verticales.

Este modelo basado en la representación del suelo mediante los balastos horizontales y verticales permite capturar la interacción suelo estructura, evitando la idealización de apoyos rígidos.

Se procederá a ponerlos en las secciones área springs y joint spring.

Figura 4.3 -2

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

Para el cálculo del joint spring que se localiza en la puntera del modelo se utilizará

$$k_v = 2350 \text{ tonf/m}^3$$

$$k_h = 0.5 k_v$$

$$k_h = 0.5(2350) = 1175 \text{ tonf/m}^3$$

$$\Delta x = 0.25 \text{ m}, \quad \Delta y = 0.25 \text{ m}$$

$$A_{trib} = \Delta x \Delta y = 0.25(0.25) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$k_{nodo} = k_h A_{trib}$$

$$k_{nodo} = 1175(0.0625) = 73.4 \text{ tonf/m}$$

Por lo que por nodo se utilizará un valor de 73.4 tonf/m

Figura 4.3 -3

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

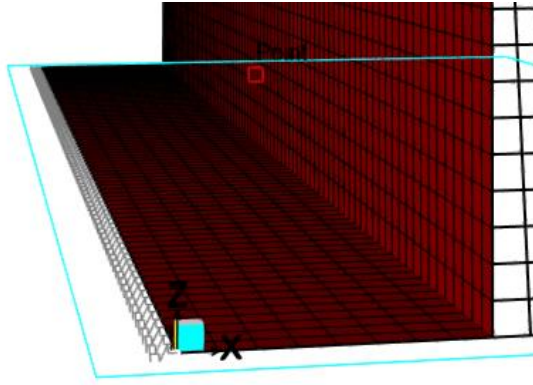


Figura 4.3 -4

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

4.4 ASIGNACIÓN DE CARGAS

Se procederá a la asignación de cargas mediante los joint patterns para las cargas distribuidas, como el empuje activo y el empuje sísmico.

La asignación del empuje activo se realizó tomando en cuenta la variación de la altura de cada pantalla.

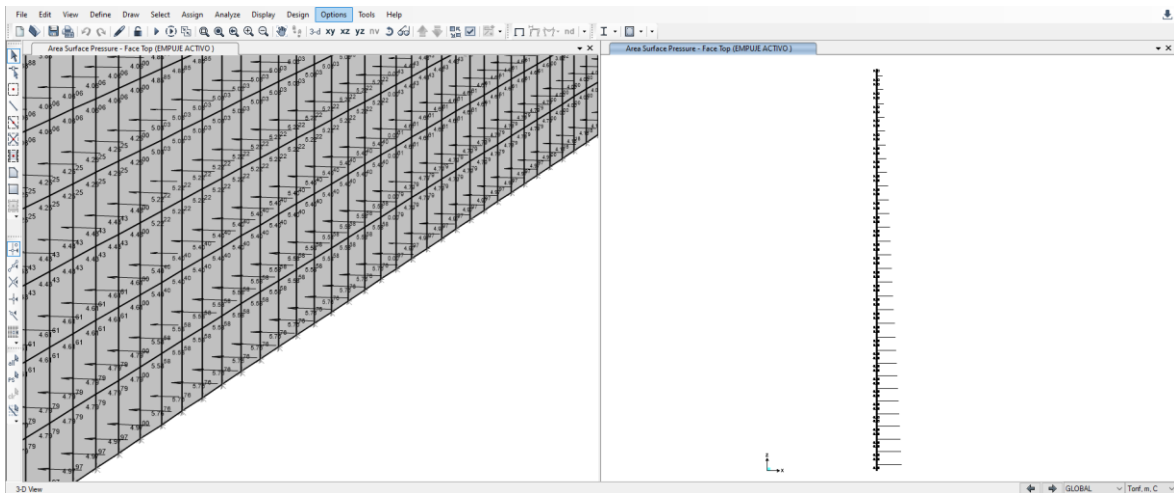


Figura 4.4 -1

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

De igual manera, para la asignación del empuje sísmico se tomó en cuenta la variación de altura de cada pantalla.

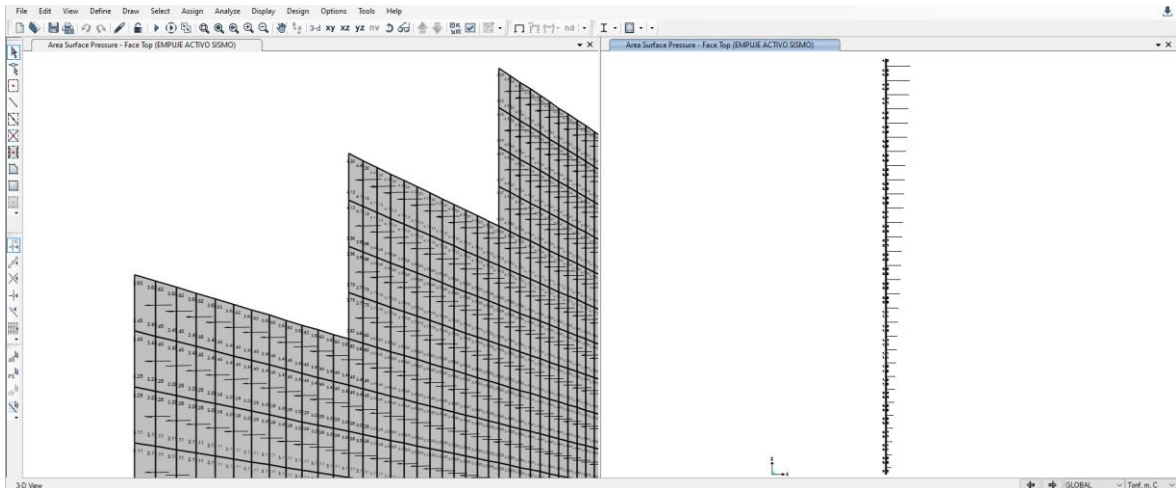


Figura 4.4 -2

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

El empuje inercial del muro se lo realizará mediante la asignación de un mass source, en el cual se encuentre nuestro caso de carga de peso propio.

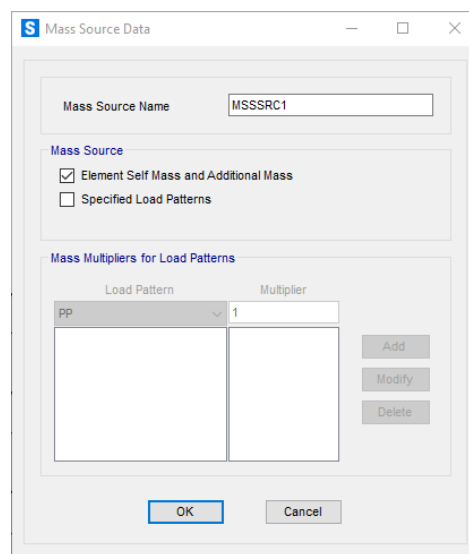


Figura 4.4 -3

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

En el apartado de load case, con el mass source ya definido, se le asigna una aceleración en la dirección x con un factor de escala, el cual se obtiene multiplicando el $kh=0.35$ y la gravedad, que es 9.81 m/s^2 .

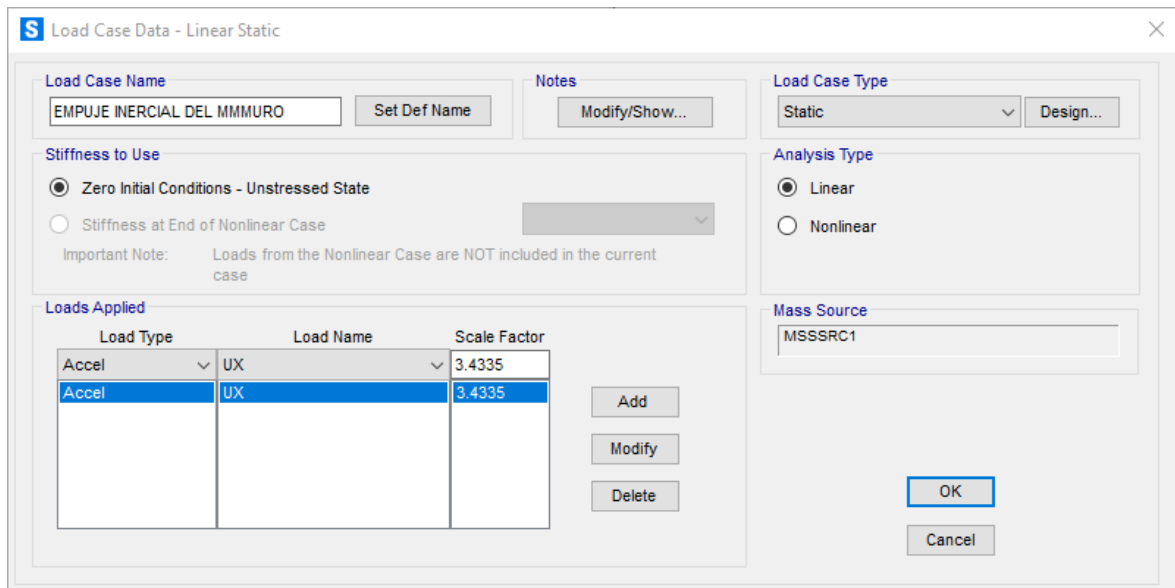


Figura 4.4 -4

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

Se asignará un área load en la puntera y en el talón correspondiente al peso del suelo sobre estos dos elementos.

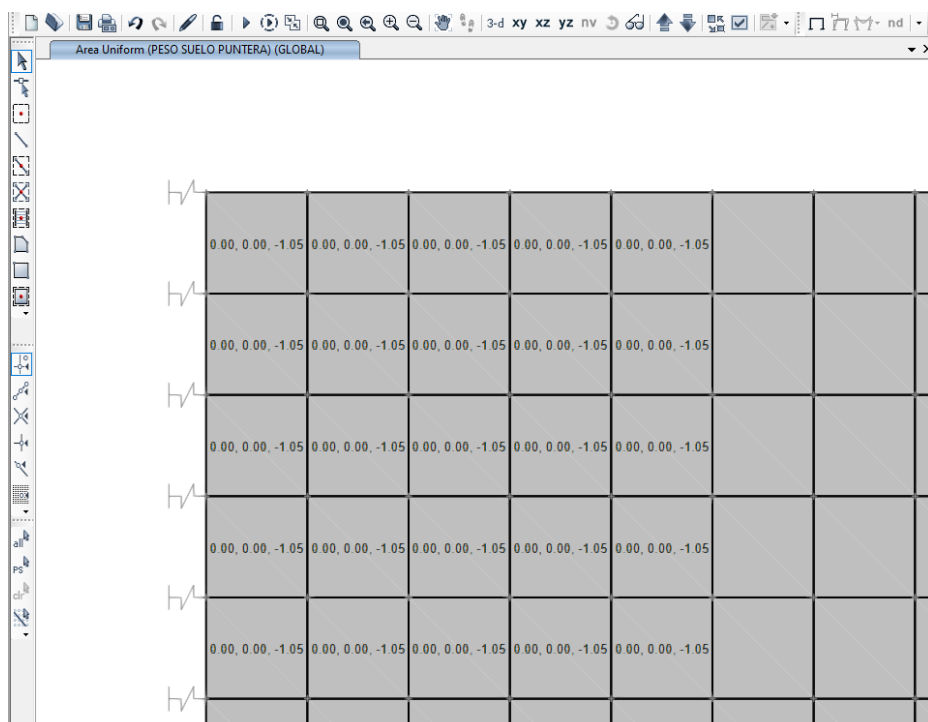


Figura 4.4 -3

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

Area Uniform (PESO SUELO TALON) (GLOBAL)						
0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03
0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03	0.00, 0.00, -9.03
0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130
0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130
0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130
0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130
0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130	0.00, 0.00, -11.130

Figura 4.4 -3

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

4.5 COMBINACIONES DE CARGA

En la NEC se puede obtener las siguientes combinaciones de carga.

<u>Combinación 1</u>
1.4 D
<u>Combinación 2</u>
1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L_r ; S ; R]
<u>Combinación 3*</u>
1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
<u>Combinación 4*</u>
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]
<u>Combinación 5*</u>
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
<u>Combinación 6</u>
0.9 D + 1.0 W
<u>Combinación 7</u>
0.9 D + 1.0 E

Figura 4.5 -1

Nota: Obtenida de NEC cargas

Según el siguiente apartado de la NEC.

- Cuando la carga **H** (carga por presión lateral) esté presente, se incluirá como sigue:
 - $1.6H$, cuando el efecto de **H** contribuye a la acción de otras cargas sobre la estructura.
 - $0.9H$, cuando el efecto de **H** contrarreste la acción de otras cargas sobre la estructura.
 - El factor de incremento de carga para **H**, se puede considerar igual a cero, si la acción estructural debido a **H** contrarresta o neutraliza la acción debida a **W** ó **E**.

Figura 4.5 -2

Nota: Obtenida de NEC cargas

Por lo tanto, la carga lateral H será amplificada como $1.6 H$

Se utilizará las combinaciones 1,2,5 y 7, tomando en cuenta que no existe carga viva (L) granizo (S), lluvia (R) y viento (W) quedaría de la siguiente manera.

COMBO 1

1.4 D

COMBO 2

1.2 D + 1.6 H

COMBO 3

1.2 D + 1.6 H + 1 E

COMBO 4

0.9 D + 1 E

Se añadirá una combinación extra, que será la combinación máxima, en la cual se obtendrá una envolvente de las combinaciones obtenidas anteriormente, además se obtendrá la combinación de servicio para obtener todos los resultados de la estructura en un estado normal.

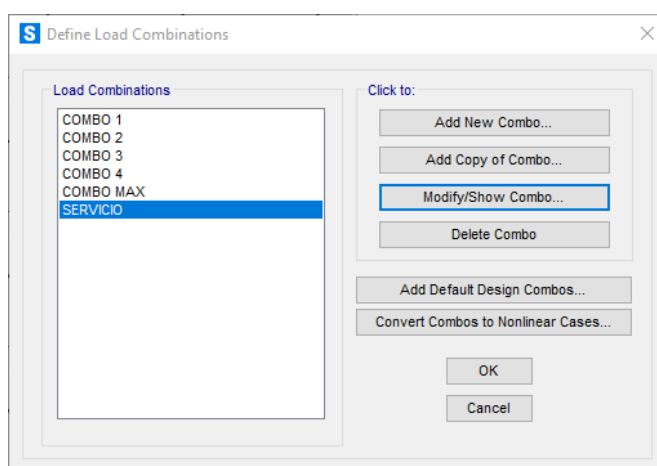


Figura 4.5 -3

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
COMBO 1	Combination		1.
COMBO 1	Combination		1.
COMBO 2	Combination		1.
COMBO 3	Combination		1.
COMBO 4	Combination		1.

Figura 4.5 -4

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
EMPUJE ACTIVO	Linear Static		1.
EMPUJE ACTIVO	Linear Static		1.
PESO SUELO PUNTERA	Linear Static		1.
PESO SUELO TALON	Linear Static		1.
PP	Linear Static		1.

Figura 4.5 -5

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

4.6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.6.1 DESPLAZAMIENTOS

Para el análisis de los desplazamientos se obtuvieron los siguientes resultados.

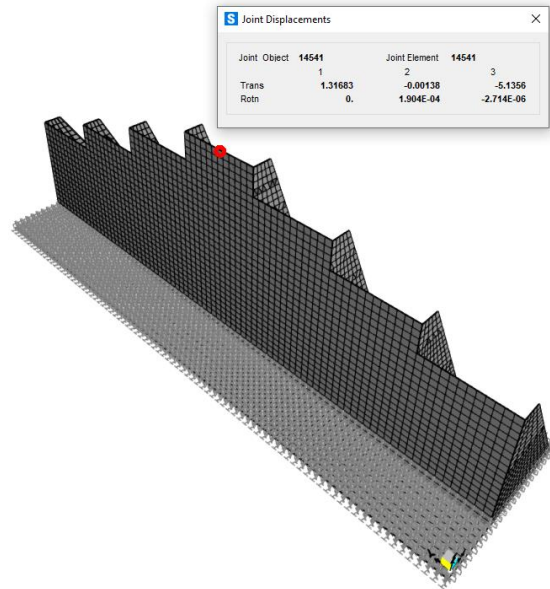


Figura 4.6.1 -1

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

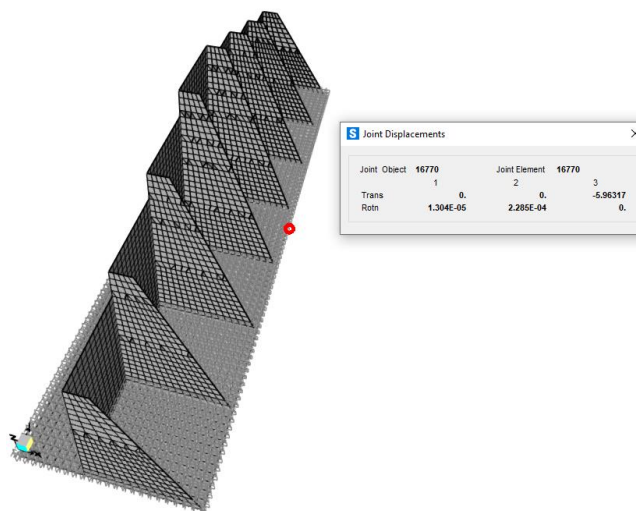


Figura 4.6.1 -2

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

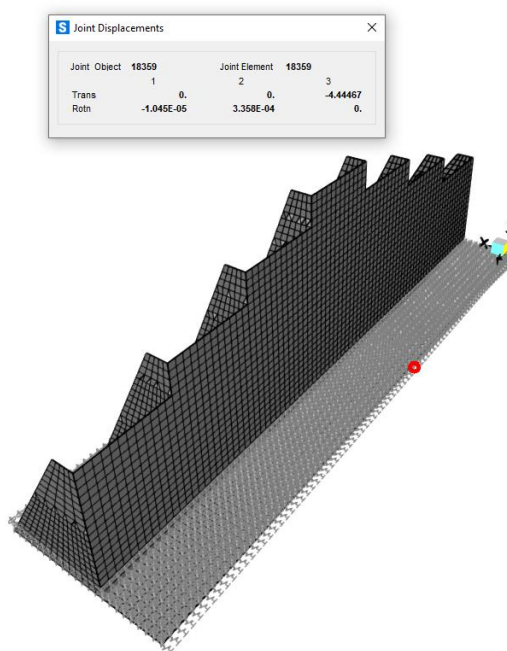


Figura 4.6.1 -3

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

En el análisis de desplazamientos bajo condiciones de servicio, indica un desplazamiento horizontal máximo de 1.37 mm, el cual se presenta en la parte superior del muro, en la base del muro, tanto en la puntera como en el talón, los desplazamientos horizontales resultan en asentamientos verticales que se encuentran entre 4 a 6 mm, representando un comportamiento rígido del sistema, que es el esperable.

4.6.2 PRESIÓN DEL SUELO

Se midieron las presiones en la base de la cimentación, en el estado de servicio estático, no se obtiene ninguna presión mayor que la capacidad admisible del suelo, que es 22.5 ton/m², la presión máxima es de 14.02 ton/m².

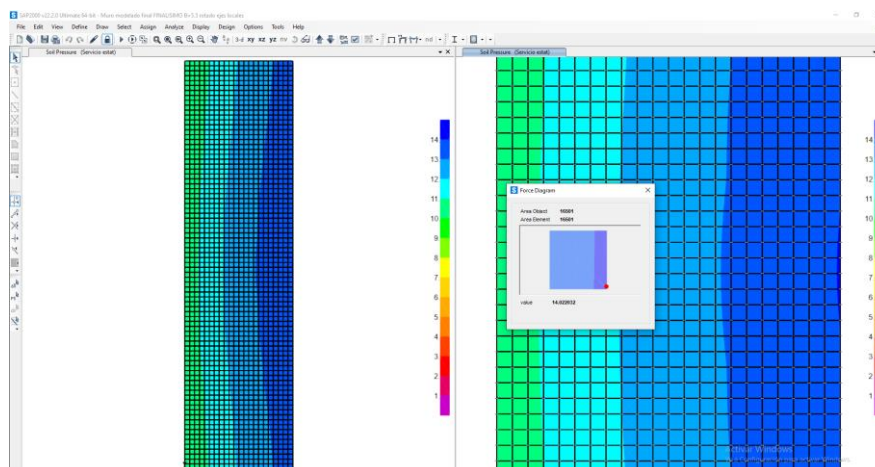


Figura 4.6.1 -1

Nota: Esquema grafico de la distribución de presiones de contacto en el talón de la cimentación en servicio estático obtenido del programa SAP 2000

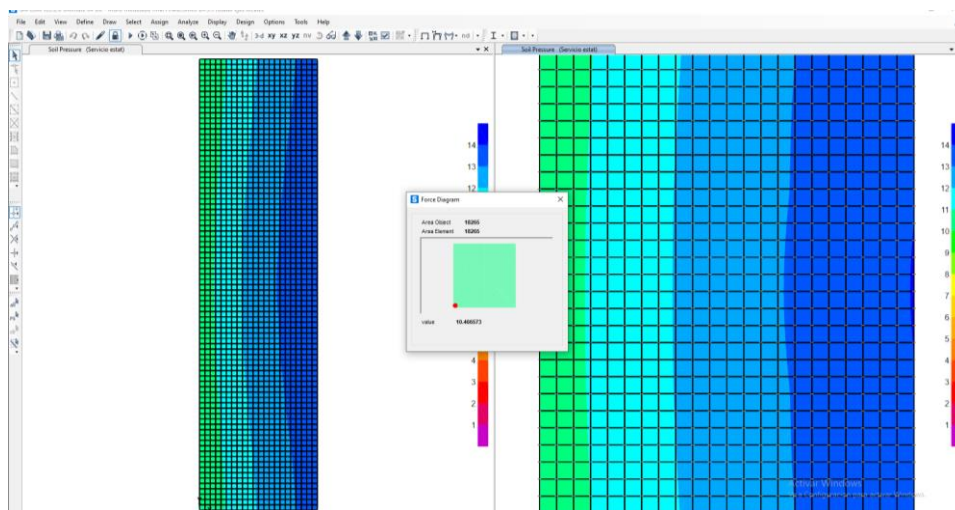


Figura 4.6.1 -1

Nota: Esquema grafico de la distribución de presiones de contacto en la puntera de la cimentación en servicio estático obtenido del programa SAP 2000

Se midieron las presiones en la base de la cimentación, en el estado de servicio pseudo estático, no se obtiene ninguna presión mayor que la capacidad admisible del suelo, que es 22.5 ton/m², la presión máxima es de 21.43 ton/m².

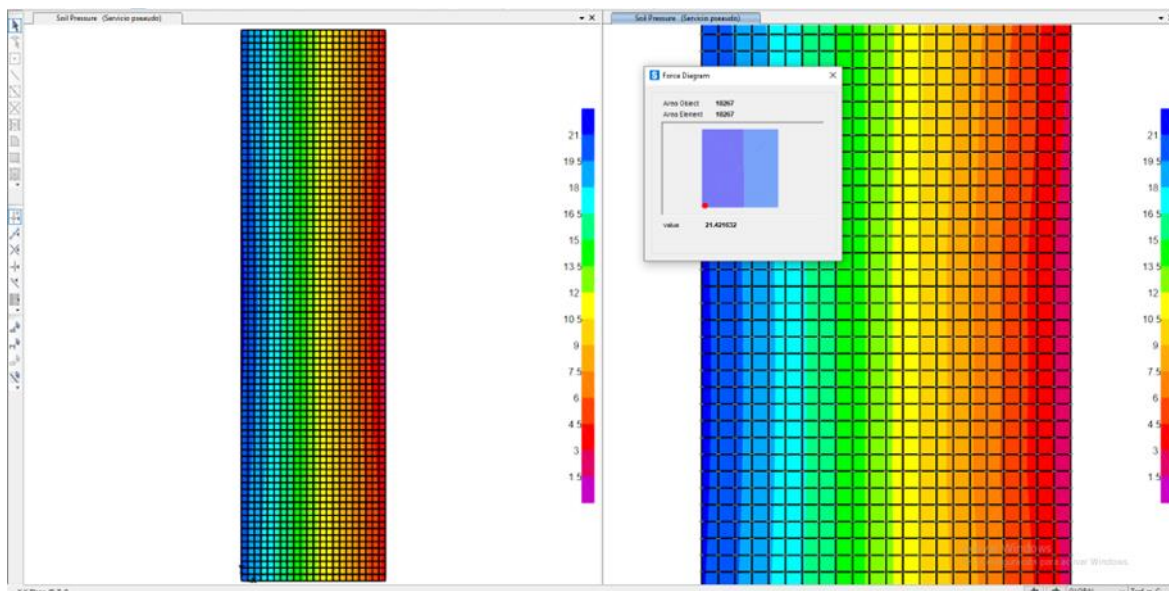


Figura 4.6.1 -1

Nota: Esquema grafico de la distribución de presiones de contacto en la puntera de la cimentación servicio pseudo estático obtenido del programa SAP 2000

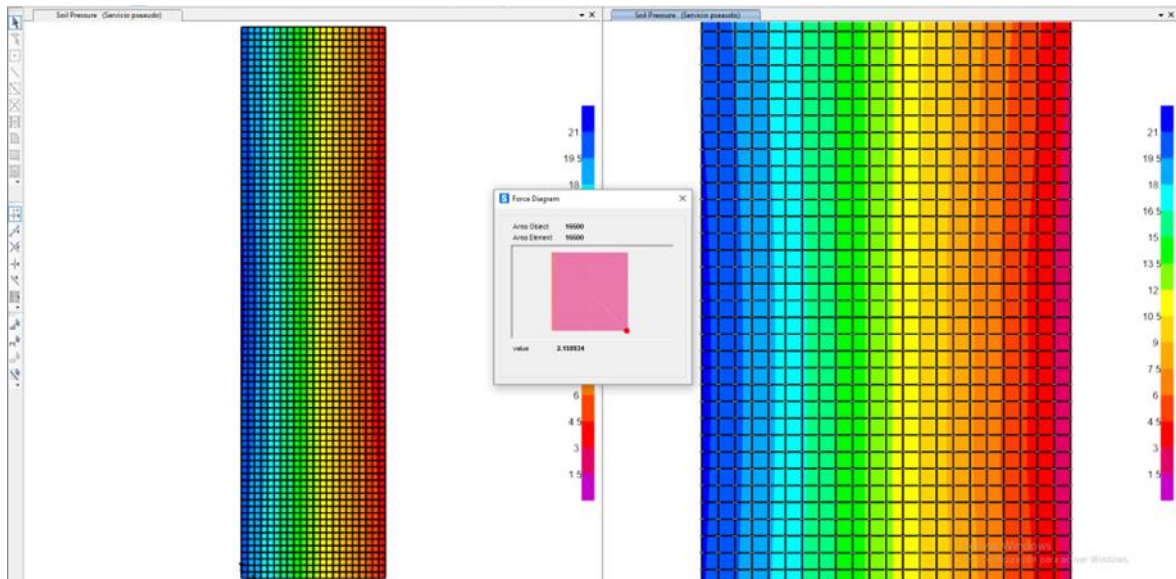


Figura 4.6.1 -1

Nota: Esquema grafico de la distribución de presiones de contacto en el talón de la cimentación servicio pseudo estático obtenido del programa SAP 2000

Viendo las dos respuestas del suelo, se considera satisfactoria, ya que en ningún caso es mayor que la capacidad admisible, además de no presentar esfuerzos negativos, que significaría que existe tracción en el suelo, por lo tanto, la evaluación es satisfactoria.

4.6.3 MOMENTOS Y CORTANTE MÁXIMOS

Para la obtención de los diagramas de momentos máximos positivos y negativos en la pantalla en sentido vertical, utilizando la envolvente de los combos, utilizaremos el criterio de José Calavera, el cual nos indica que se puede obtener un diagrama de momentos en la pantalla que sigue la siguiente forma. (Calavera J, 1989)

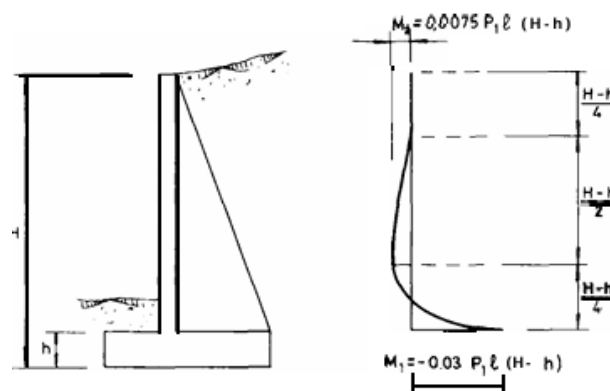


Figura 4.6.3 -1

Nota: Obtenida de MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO J CALAVERA Sacando los valores críticos obtenidos del programa SAP 2000

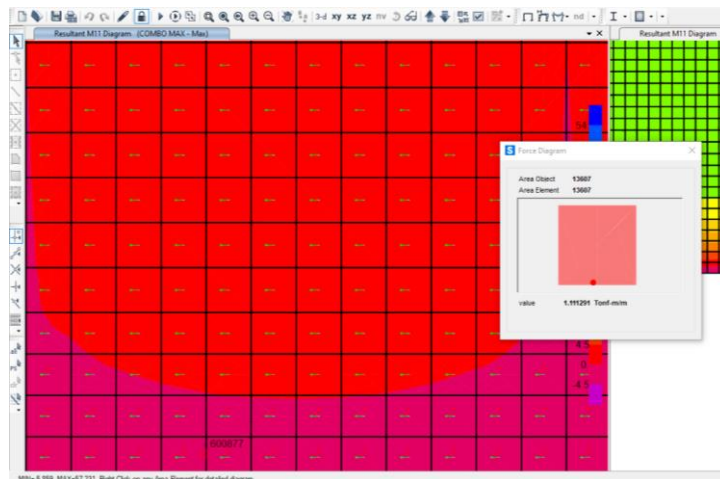


Figura 4.6.3 -2

Nota: Valor máximo del momento positivo en la dirección vertical de la pantalla obtenido del programa SAP 2000.

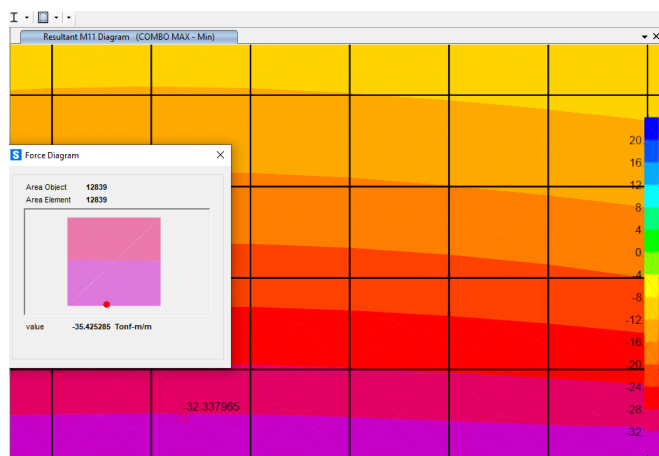


Figura 4.6.3 -2

Nota: Valor máximo del momento negativo en la dirección vertical de la pantalla obtenido del programa SAP 2000.

Uniformizando el diagrama con los valores críticos se tiene.

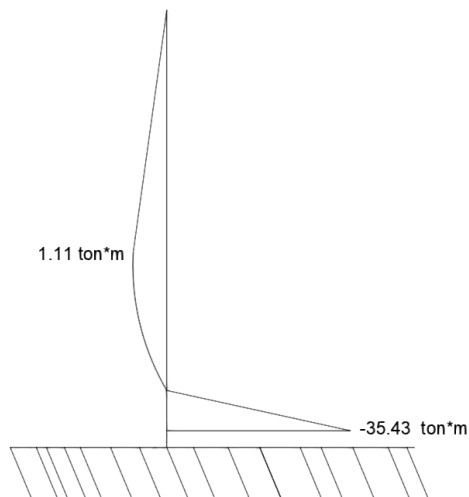


Figura 4.6.3 -3

Nota: Diagrama de momentos de la pantalla en dirección vertical. Autoría propia
 Para el corte, se obtiene el siguiente valor máximo.

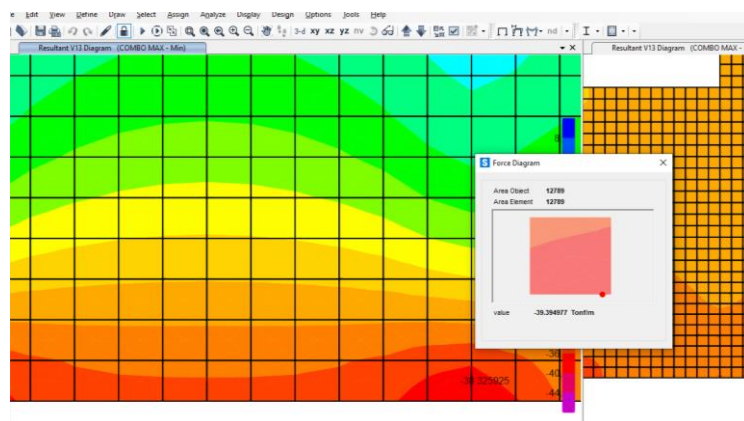


Figura 4.6.3 -4

Nota: Valor máximo de la fuerza cortante de la pantalla en dirección horizontal obtenido del programa SAP 2000

Uniformizando el diagrama con el valor crítico se obtiene.

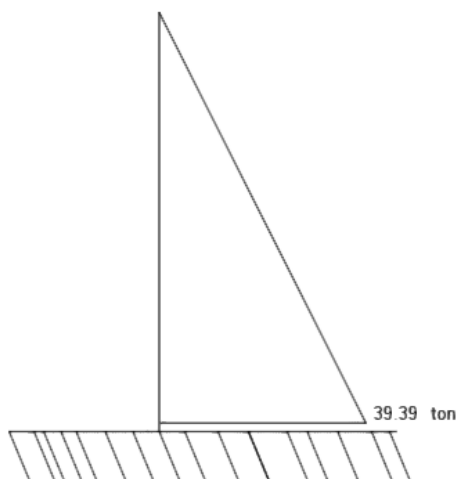


Figura 4.6.3 -5

Nota: Diagrama de corte de la pantalla en dirección vertical. Autoría propia
 Para los momentos negativos y positivos de la pantalla en sentido horizontal, Calavera nos indica la siguiente figura.

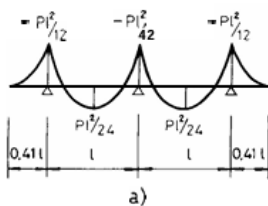


Figura 4.6.3 -6

Nota: Obtenida de MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO J CALAVERA

Sacando los valores críticos obtenidos del programa SAP 2000

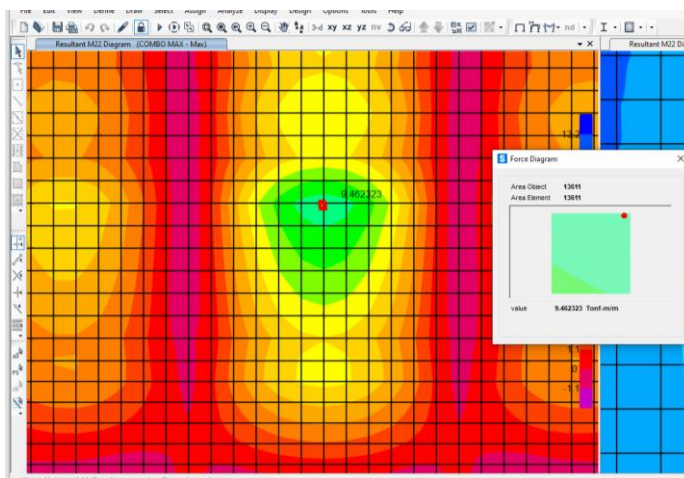


Figura 4.6.3 -7

Nota: Valor máximo del momento positivo en la dirección horizontal de la pantalla obtenido del programa SAP 2000.

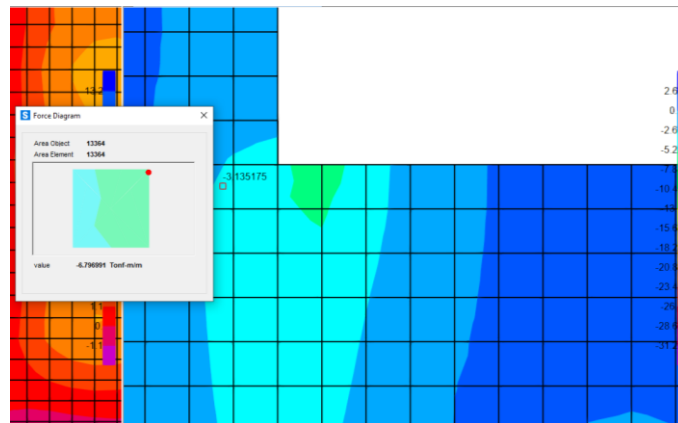


Figura 4.6.3 -8

Nota: Valor máximo del momento negativo en la dirección horizontal de la pantalla obtenido del programa SAP 2000.

Uniformizando el diagrama con los valores críticos, se tiene que

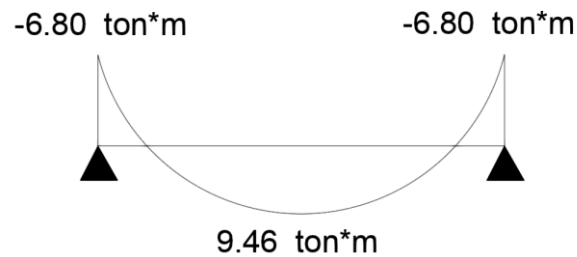


Figura 4.6.3 -9

Nota: Diagrama de momentos de la pantalla en dirección horizontal. Autoría propia
Para el corte, se obtiene los siguientes valores máximos

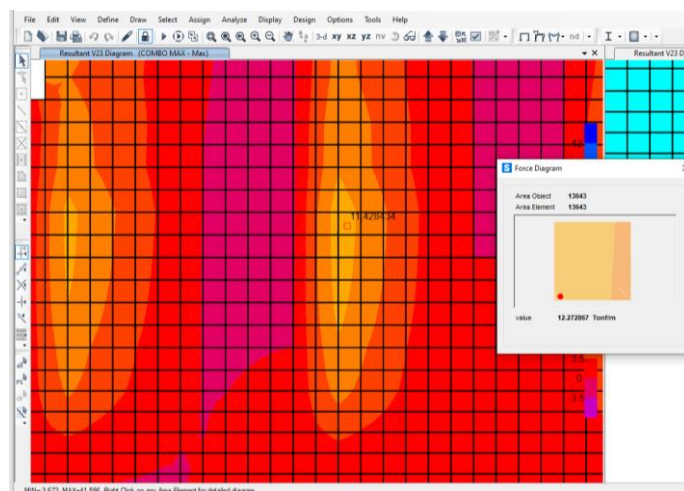


Figura 4.6.3 -10

Nota: Valor máximo de la fuerza cortante de la pantalla en dirección horizontal obtenido del programa SAP2000

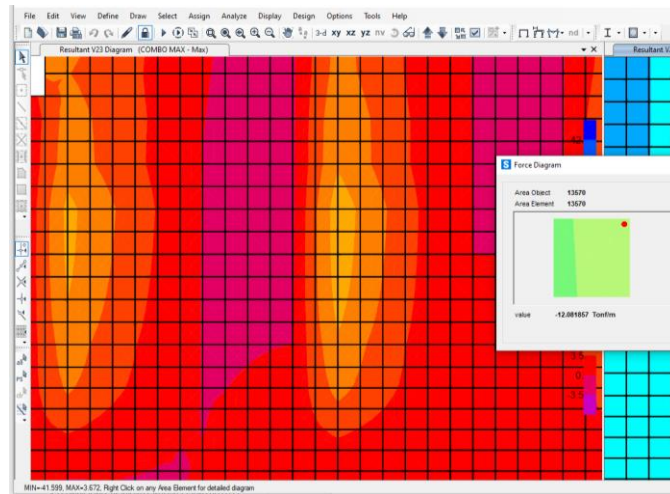


Figura 4.6.3 -11

Nota: Valor mínimo de la fuerza cortante de la pantalla en dirección horizontal obtenido del programa SAP 2000

Uniformizando el diagrama con los valores máximos y mínimos se tiene

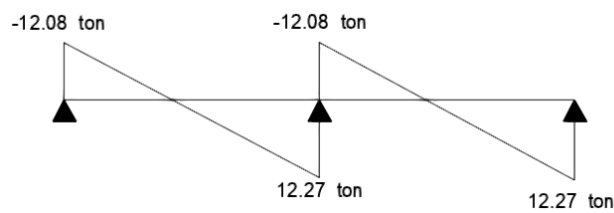


Figura 4.6.3 -12

Nota: Diagrama de corte de la pantalla en dirección horizontal. Autoría propia

Para la obtención de diagramas de la zapata en el ancho del muro, se tiene que según Calavera obtendría la siguiente forma

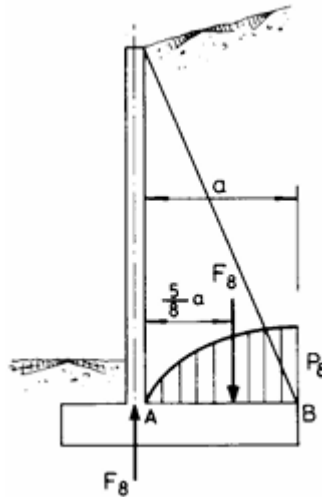


Figura 4.6.3 -13

Nota: Obtenida de MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO J CALAVERA
Sacando los valores críticos obtenidos del programa SAP 2000

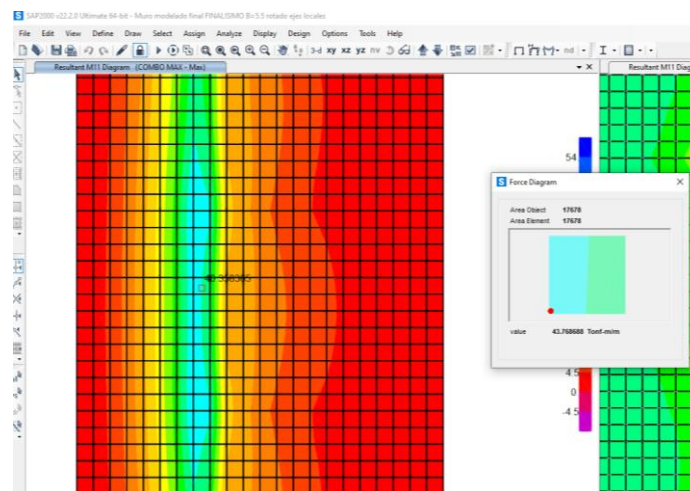


Figura 4.6.3 -14

Nota: Valor máximo del momento positivo en lo ancho de la zapata obtenido del programa
SAP 2000.

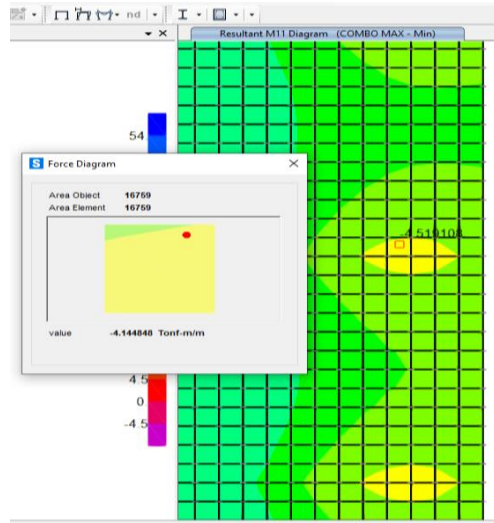


Figura 4.6.3 -15

Nota: Valor máximo del momento negativo en lo ancho de la zapata obtenido del programa SAP 2000.

Uniformizando el diagrama, se tiene que.

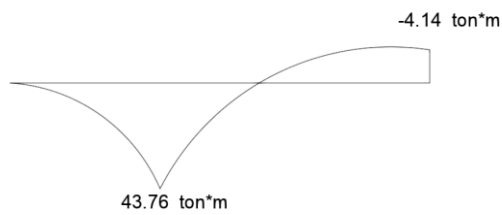


Figura 4.6.3 -16

Nota: Diagrama de momentos en lo ancho de la zapata. Autoría propia

Para el corte, se obtiene que.

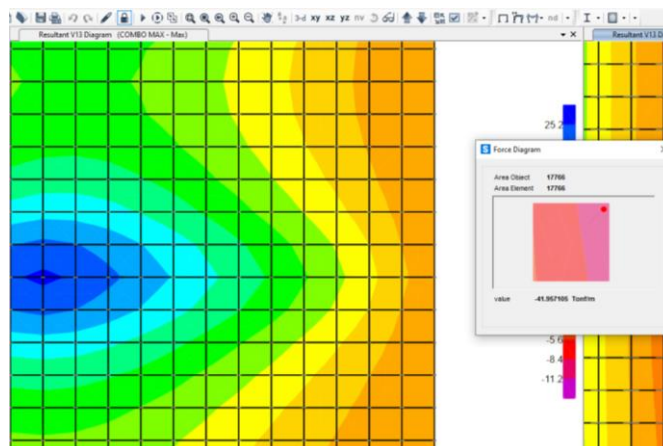


Figura 4.6.3 -17

Nota: Valor mínimo de la fuerza cortante en lo ancho de la zapata obtenido del programa SAP 2000

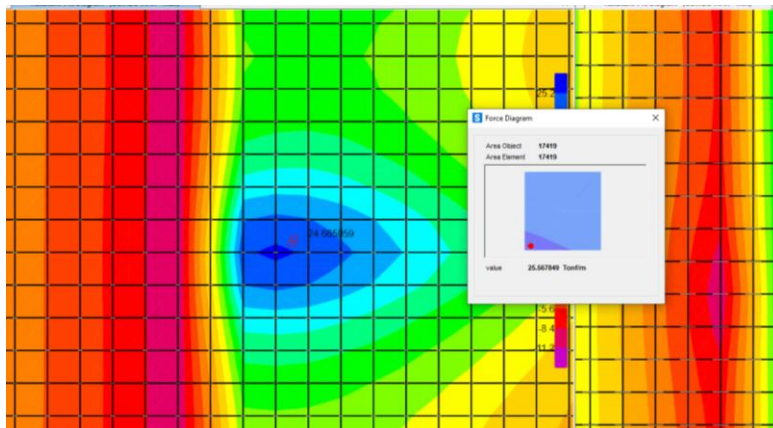


Figura 4.6.3 -18

Nota: Valor máximo de la fuerza cortante en lo ancho de la zapata obtenido del programa SAP 2000

Uniformizando el diagrama, se tiene que.

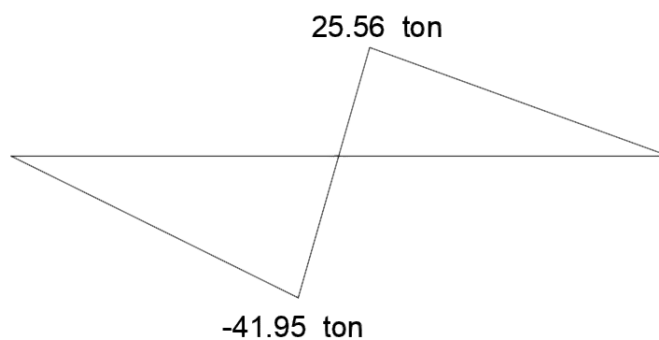


Figura 4.6.3 -19

Nota: Diagrama de corte en lo ancho de la zapata. Autoría propia

Para los momentos negativos y positivos a lo largo de la zapata, Calavera nos indica la siguiente figura.

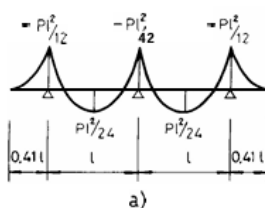


Figura 4.6.3 -20

Nota: Obtenida de MUROS DE CONTENCION Y MUROS DE SOTANO J CALAVERA

Sacando los valores críticos obtenidos del programa SAP 2000

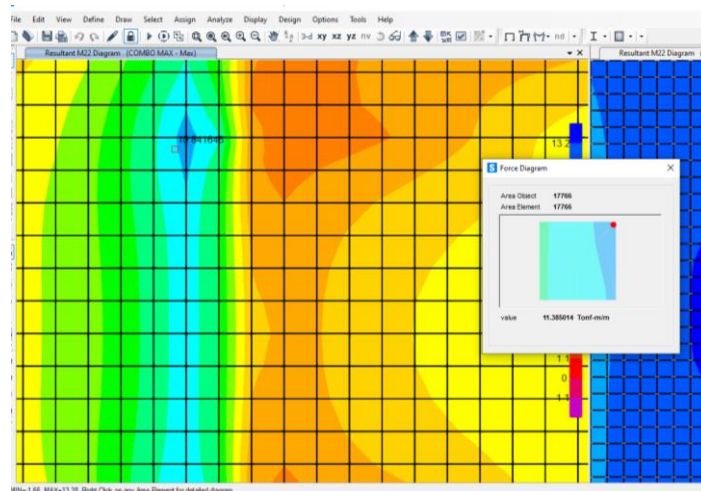


Figura 4.6.3 -21

Nota: Valor máximo del momento positivo en lo largo de la zapata obtenido del programa SAP 2000.

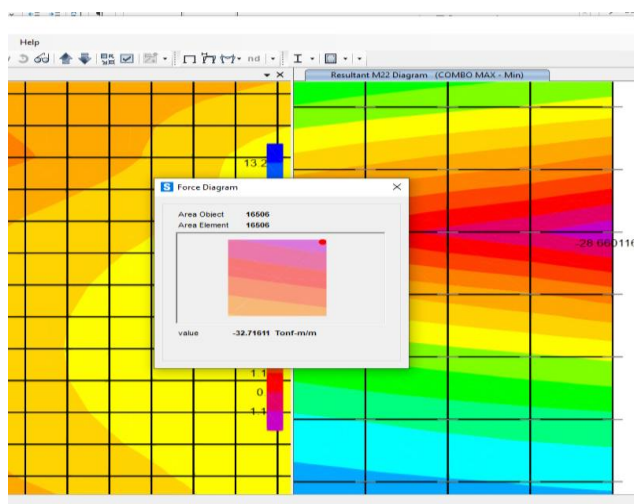


Figura 4.6.3 -21

Nota: Valor máximo del momento negativo en lo largo de la zapata obtenido del programa SAP 2000.

Uniformizando el diagrama, se tiene que.

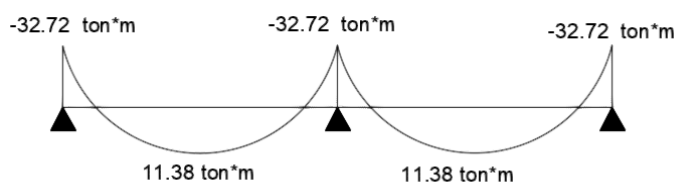


Figura 4.6.3 -23

Nota: Diagrama de momentos en lo ancho de la zapata. Autoría propia

Para el corte, se obtiene.

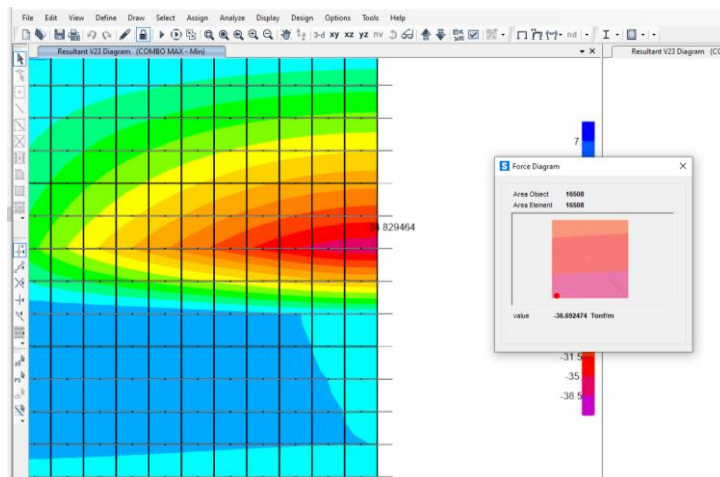


Figura 4.6.3 -24

Nota: Valor mínimo de la fuerza cortante en lo ancho de la zapata obtenido del programa SAP 2000

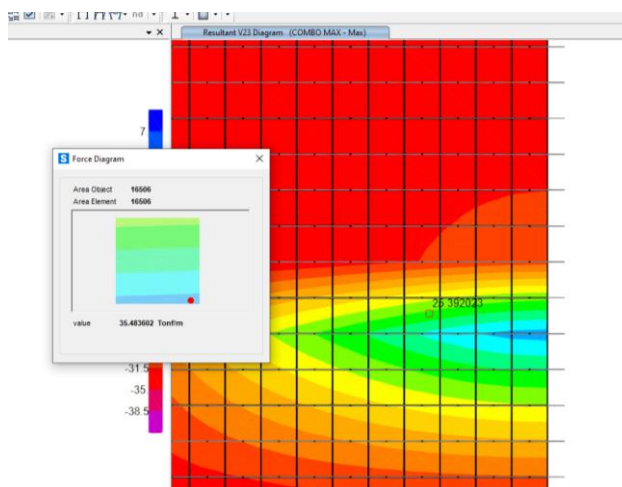


Figura 4.6.3 -25

Nota: Valor máximo de la fuerza cortante en lo ancho de la zapata obtenido del programa SAP 2000

Uniformizando el diagrama, se tiene

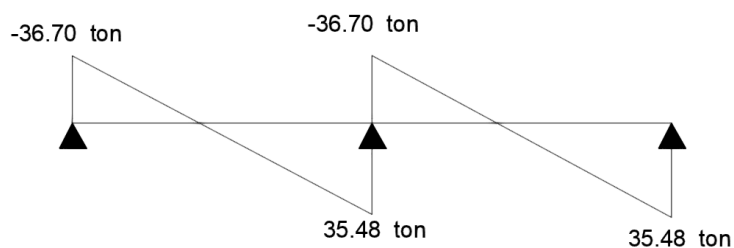


Figura 4.6.3 -26

Nota: Diagrama de corte en lo largo de la zapata. Autoría propia

Para los momentos y cortante del contrafuerte, Calavera nos indica la siguiente figura

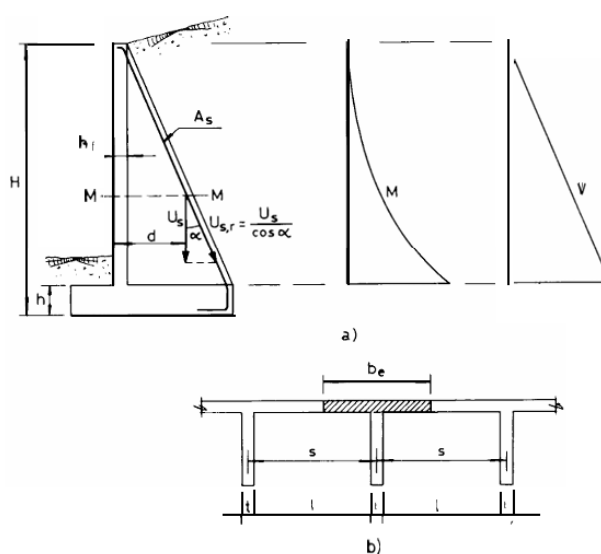


Figura 4.6.3 -27

Nota: Obtenida de MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO J CALAVERA

Se realizará un section cut a lo largo del contrafuerte, se lo observará y se los afectará por el ancho equivalente donde llega la influencia del contrafuerte sobre el muro.

Sacando los valores críticos obtenidos del programa SAP 2000 mediante section cut en el contrafuerte, se obtiene.

Section Cut Forces - Design

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Section Cut Forces - Design

Filter:

	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	T Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m	GlobalX m	G
▶	SCUT1	COMBO MAX	Combination	Max	2.9999	173.1458	0.8532	0.88826	-0.35034	118.66872	3.75	
	SCUT1	COMBO MAX	Combination	Min	-93.0808	-0.1829	-1.0009	-1.69401	-0.63523	-11.5697	3.75	
	SCUT2	COMBO MAX	Combination	Max	97.7556	0.9475	0.1745	0.1432	1.24102	-0.09388	3.35301	
	SCUT2	COMBO MAX	Combination	Min	2.3394	-106.126	-0.2221	-0.08151	-0.14784	-73.46447	3.35301	
	SCUT3	COMBO MAX	Combination	Max	49.1768	0.848	-0.0238	0.03242	0.97318	-0.12293	2.97329	
	SCUT3	COMBO MAX	Combination	Min	1.9411	-46.1889	-0.0732	-0.06188	-0.11468	-22.77955	2.97329	
	SCUT4	COMBO MAX	Combination	Max	14.9112	1.3298	0.2486	-0.0437	0.50983	-0.1118	2.63767	
	SCUT4	COMBO MAX	Combination	Min	0.4501	-10.1142	0.0545	-0.18296	-0.02473	-4.56322	2.63767	
	SCUT5	COMBO MAX	Combination	Max	0.0473	0.5728	0.1393	0.01729	0.0038	0.00096	2.35	
	SCUT5	COMBO MAX	Combination	Min	-1.8045	-0.0037	-0.0296	-0.00153	-0.1359	-0.18635	2.35	

Figura 4.6.3 -28

Nota: Sección de corte para diseño en el contrafuerte obtenido del programa SAP 2000
Uniformizando el diagrama, se tiene que.

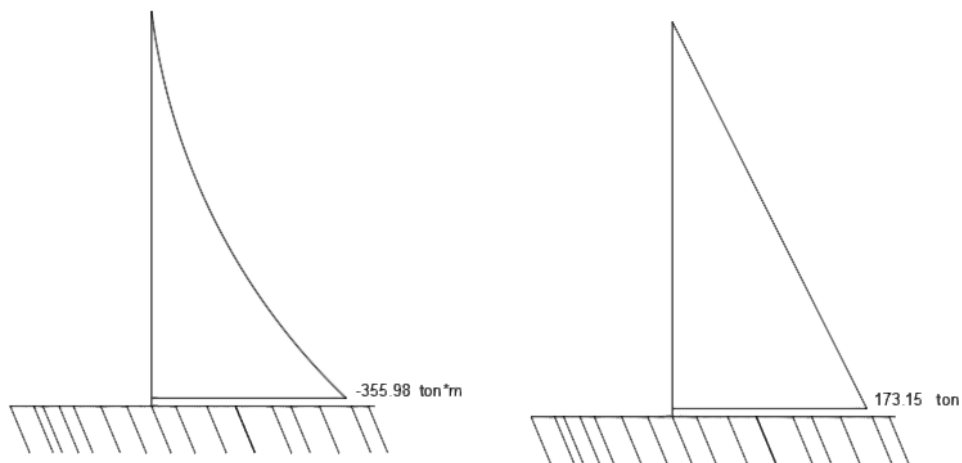


Figura 4.6.3 -29

Nota: Diagrama de momento y de corte en el contrafuerte. Autoría propia

4.6.4 FACTORES DE SEGURIDAD DE LA ESTRUCTURA FINAL

Para la revisión final de los factores de seguridad de la estructura se lo realizará mediante la tabla de reacciones en la base.

The screenshot shows the SAP 'Base Reactions' window. The table contains the following data:

OutputCase	CaseType	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m	XCe
C Horizontal...	LinStatic	792.2827	3.771E-12	-2.08E-10	2.026E-10	1969.26377	-8312.43459	0	0	0	
C Horizontal...	LinStatic	313.1465	1.195E-12	-6.606E-11	6.607E-11	626.04169	-3281.50364	0	0	0	
C vert	LinStatic	-3.225E-10	1.025E-11	1409.7303	14802.16815	-4582.81133	-4.489E-09	0	0	0	
Servicio estat	LinStatic	260.9554	1.017E-11	1409.7303	14802.16815	-4061.10992	-2734.58636	0	0	0	
Servicio pse...	LinStatic	792.2827	1.187E-11	1409.7303	14802.16815	-2613.54757	-8312.43459	0	0	0	

Figura 4.6.4 -1

Nota: Obtenida del programa SAP 2000

Para el factor de seguridad al volcamiento, se obtiene la siguiente tabla.

Fs Volcamiento estructura	
ESTATICO	
Momentos resistentes	4582.81
Momentos actuantes	626.04
Factor de seguridad	7.32
PSEUDOESTATICO	
Momentos resistentes	4582.81
Momentos actuantes	1969.26
Factor de seguridad	2.33

Tabla 4.6.4-1 Factor de seguridad Volcamiento

Para el factor de seguridad al deslizamiento, se obtiene la siguiente tabla.

Fs Deslizamiento estructura	
ESTATICO	
Fuerza normal	1409.73
Coefficiente de rozamiento μ	0.60
Fuerza de rozamiento	845.84
Fuerza actuante	313.15
Factor de seguridad	2.70
PSEUDOESTATICO	
Fuerza normal	1409.73
Coefficiente de rozamiento μ	0.60
Fuerza de rozamiento	845.84
Fuerza actuante	792.28

Factor de seguridad	1.07
---------------------	------

Tabla 4.6.4-1 Factor de seguridad deslizamiento

El factor de seguridad a la capacidad de carga no se presenta, ya que se modeló el suelo con coeficientes de balasto, y se obtuvo que ninguna presión en el suelo es mayor que la admisible.

CAPÍTULO 5

5. CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL MURO

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL

El presente capítulo desarrolla el cálculo estructural del muro de contención a partir de los esfuerzos obtenidos del modelo numérico previamente descrito en el anterior capítulo. El dimensionamiento del acero se lo realizará de manera simplificada considerando los valores más críticos.

Los momentos y las fuerzas cortantes empleados en el cálculo se obtuvieron directamente del modelo realizado en SAP 2000, además que el cálculo del refuerzo estructural se efectuó conforme con los criterios que se establecen en el ACI 318.

5.2 CÁLCULO DE LA PANTALLA

5.2.1 DISEÑO A FLEXIÓN DE LA PANTALLA

5.2.1.1 ACERO VERTICAL EN LA CARA POSTERIOR DEL MURO

Se calculará para un ancho de un metro con los siguientes datos

$$Mu = 35.42 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f^c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f^y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.6 \text{ cm}$$

$$d = 70.0 - \left(7.5 + \frac{1.6}{2}\right) = 61.7 \text{ cm}$$

Con una separación de 10 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{10}\right) \left(\frac{\pi(1.6)^2}{4}\right) = 20.10 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(20.10)(4200)}{0.85(280)(100)} = 3.55 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (20.10)(4200) \left(61.7 - \frac{3.55}{2}\right) = 50.59 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(50.59) = 45.53 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad:

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 45.53 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 35.42 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el mínimo por temperatura

$$A_{s \text{ min temp}} = 0.0018(b)(h) \text{ R24.4.3.2 ACI 318-25}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(70) = 12.6 \text{ cm}^2 \text{ (Para ambas caras)}$$

$$A_s = \frac{A_{s \text{ min}}}{2} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$6.3 \text{ cm} < 20.10 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero por flexion}$$

Por lo tanto, el armado del acero vertical para toda la cara posterior del muro queda con $\text{Ø}16 @ 10 \text{ cm}$

5.2.1.2 ACERO VERTICAL EN LA CARA DELANTERA DEL MURO

Se calculará para un ancho de un metro con los siguientes datos

$$M_u = 1.15 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

Varilla = 1.2 cm

$$d = 70.0 - \left(7.5 + \frac{1.2}{2}\right) = 61.9 \text{ cm}$$

Con una separación de 30 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{30}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 3.77 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(3.77)(4200)}{0.85(280)(100)} = 0.665 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (3.77)(4200) \left(61.9 - \frac{0.665}{2}\right) = 9.74 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(9.74) = 8.76 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 8.76 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 1.15 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el mínimo por temperatura

$$A_{s \text{ min temp}} = 0.0018(b)(h) \text{ R24.4.3.2 ACI 318-25}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(70) = 12.6 \text{ cm}^2 \text{ (Para ambas caras)}$$

$$A_s = \frac{A_{s \text{ min}}}{2} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$6.3 \text{ cm} > 3.77 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero por temperatura}$$

Para el cálculo del acero por temperatura con una separación de 15 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{15}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 7.54 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

$$7.54 \text{ cm}^2 \geq 6.3 \text{ cm}^2 \text{ cumple!}$$

Por lo tanto, el armado del acero vertical para toda la cara delantera del muro queda con $\emptyset 12 @ 15 \text{ cm}$

5.2.1.3 ACERO HORIZONTAL EN LA CARA POSTERIOR DEL MURO

Se calculará para un ancho de un metro con los siguientes datos

$$M_u = 6.79 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.2 \text{ cm}$$

$$d = 70.0 - \left(7.5 + \frac{1.2}{2}\right) = 61.9 \text{ cm}$$

Con una separación de 30 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{30}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 3.77 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(3.77)(4200)}{0.85(280)(100)} = 0.665 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (3.77)(4200) \left(61.9 - \frac{0.665}{2}\right) = 9.72 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(9.72) = 8.75 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 8.75 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 6.79 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el mínimo por temperatura

$$A_{s \text{ min temp}} = 0.0018(b)(h) \text{ R24.4.3.2 ACI 318-25}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(70) = 12.6 \text{ cm}^2 \text{ (Para ambas caras)}$$

$$A_s = \frac{A_{s \text{ min}}}{2} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$6.3 \text{ cm}^2 > 3.77 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero por temperatura}$$

Para el cálculo del acero por temperatura con una separación de 15 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{15}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 7.54 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

$$7.54 \text{ cm}^2 \geq 6.3 \text{ cm}^2 \text{ cumple!}$$

Por lo tanto, el armado del acero horizontal para toda la cara posterior del muro queda con $\emptyset 12 @ 15 \text{ cm}$

5.2.1.4 ACERO HORIZONTAL EN LA CARA DELANTERA DEL MURO

Se calculará para un ancho de un metro con los siguientes datos

$$M_u = 9.46 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.2 \text{ cm}$$

$$d = 70.0 - \left(7.5 + \frac{1.2}{2}\right) = 61.9 \text{ cm}$$

Con una separación de 20 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{20}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(5.65)(4200)}{0.85(280)(100)} = 0.997 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (5.65)(4200) \left(61.7 - \frac{0.997}{2}\right) = 14.52 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(14.52) = 13.07 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 13.07 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 9.46 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el mínimo por temperatura

$$A_{s \text{ min temp}} = 0.0018(b)(h) \text{ R24.4.3.2 ACI 318-25}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(70) = 12.6 \text{ cm}^2 \text{ (Para ambas caras)}$$

$$A_s = \frac{A_{s \text{ min}}}{2} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$6.3 \text{ cm}^2 > 5.65 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero por temperatura}$$

Para el cálculo del acero por temperatura con una separación de 15 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{15}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 7.54 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

$$7.54 \text{ cm}^2 \geq 6.3 \text{ cm}^2 \text{ cumple!}$$

Por lo tanto, el armado del acero horizontal para toda la cara delantera del muro queda con $\text{Ø}12 @ 15 \text{ cm}$

5.2.2 DISEÑO A CORTE DE LA PANTALLA

$$V_u = 39.39 \text{ ton}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.75 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.6 \text{ cm}$$

$$d = 70.0 - \left(7.5 + \frac{1.6}{2}\right) = 61.7 \text{ cm}$$

Cortante de diseño para un metro

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280}(100)(61.7)$$

$$V_c = 54.70 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.75(54.7) = 41.0 \text{ ton}$$

$$V_c > V_u \Rightarrow 41.0 \text{ ton} > 39.39 \text{ ton} \text{ cumple!}$$

Cumple sin necesidad de utilizar estribos

5.3 CÁLCULO DE LA ZAPATA

5.3.1 DISEÑO A FLEXIÓN DE LA ZAPATA

5.3.1.1 ACERO DEL ANCHO DE LA ZAPATA

5.3.1.1.1 ACERO INFERIOR

$$M_u = 43.76 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f''c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f''y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.4 \text{ cm}$$

$$d = 100 - \left(7.5 + \frac{1.4}{2}\right) = 91.8 \text{ cm}$$

Con una separación de 10 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{10}\right) \left(\frac{\pi(1.4)^2}{4}\right) = 15.39 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(15.39)(4200)}{0.85(280)(100)} = 2.72 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (15.39)(4200) \left(91.8 - \frac{2.72}{2}\right) = 58.46 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(58.46) = 52.61 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 52.61 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 43.76 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el mínimo por temperatura

$$A_{s \text{ min temp}} = 0.0018(b)(h) \text{ R24.4.3.2 ACI 318-25}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(100) = 18 \text{ cm}^2 \text{ (Para ambas caras)}$$

$$A_s = \frac{A_{s \text{ min}}}{2} = 9 \text{ cm}^2$$

$$15.39 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero por flexion}$$

Por lo tanto, el armado del acero inferior para el ancho del muro queda con $\emptyset 14 @ 10 \text{ cm}$

5.3.1.1.2 ACERO SUPERIOR

$$M_u = 4.14 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f'_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.2 \text{ cm}$$

$$d = 100 - \left(7.5 + \frac{1.2}{2}\right) = 91.9 \text{ cm}$$

Con una separación de 30 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{30}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 3.77 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(3.77)(4200)}{0.85(280)(100)} = 0.665 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (3.77)(4200) \left(91.9 - \frac{0.665}{2}\right) = 14.48 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(14.48) = 13.032 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 13.032 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 4.14 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el mínimo por temperatura

$$A_{s \text{ min temp}} = 0.0018(b)(100) \text{ R24.4.3.2 ACI 318-25}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(70) = 18 \text{ cm}^2 \text{ (Para ambas caras)}$$

$$A_s = \frac{A_{s \text{ min}}}{2} = 9 \text{ cm}^2$$

$$9 \text{ cm}^2 > 3.77 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero por temperatura}$$

Para el cálculo del acero por temperatura con una separación de 10 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{10}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 11.31 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

$$11.31 \text{ cm}^2 \geq 9 \text{ cm}^2 \text{ cumple!}$$

Por lo tanto, el armado del acero superior para el ancho del muro queda con $\emptyset 12 @ 10 \text{ cm}$

5.3.1.2 ACERO DEL LARGO DE LA ZAPATA

5.3.1.2.1 ACERO INFERIOR

$$M_u = 11.38 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.2 \text{ cm}$$

$$d = 100 - \left(7.5 + \frac{1.2}{2}\right) = 91.9 \text{ cm}$$

Con una separación de 30 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{30}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 3.77 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(3.77)(4200)}{0.85(280)(100)} = 0.665 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (3.77)(4200) \left(91.9 - \frac{0.665}{2}\right) = 14.48 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(14.48) = 13.032 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 13.03 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 11.38 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el mínimo por temperatura

$$A_{s \text{ min temp}} = 0.0018(b)(100) \text{ R24.4.3.2 ACI 318-25}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(70) = 18 \text{ cm}^2 \text{ (Para ambas caras)}$$

$$A_s = \frac{A_{s \text{ min}}}{2} = 9 \text{ cm}^2$$

$$9 \text{ cm}^2 > 3.77 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero por temperatura}$$

Para el cálculo del acero por temperatura con una separación de 10 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{10}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 11.31 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

$$11.31 \text{ cm}^2 \geq 9 \text{ cm}^2 \text{ cumple!}$$

Por lo tanto, el armado del acero inferior para el largo del muro queda con Ø12 @ 10 cm

5.3.1.2.2 ACERO SUPERIOR

$$M_u = 32.72 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.2 \text{ cm}$$

$$d = 100 - \left(7.5 + \frac{1.2}{2}\right) = 91.9 \text{ cm}$$

Con una separación de 10 cm

$$A_s = \left(\frac{100}{10}\right) \left(\frac{\pi(1.2)^2}{4}\right) = 11.31 \text{ cm}^2 \text{ (area en metro)}$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(11.31)(4200)}{0.85(280)(100)} = 1.995 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (11.31)(4200) \left(91.9 - \frac{1.995}{2}\right) = 43.18 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(43.18) = 38.86 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 38.86 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 32.72 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el mínimo por temperatura

$$A_{s \text{ min temp}} = 0.0018(b) (100) \text{ R24.4.3.2 ACI 318-25}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(70) = 18 \text{ cm}^2 \text{ (Para ambas caras)}$$

$$A_s = \frac{A_{s \text{ min}}}{2} = 9 \text{ cm}^2$$

$$11.31 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero por flexion}$$

Por lo tanto, el armado del acero superior para el largo del muro queda con $\emptyset 12 @ 10 \text{ cm}$

5.3.2 DISEÑO A CORTE DE LA ZAPATA

5.3.2.1 DISEÑO A CORTE ANCHO DE LA ZAPATA

$$Vu = 43.76 \text{ ton}$$

$$f''c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.75 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.4 \text{ cm}$$

$$d = 100 - \left(7.5 + \frac{1.4}{2}\right) = 91.8 \text{ cm}$$

Cortante de diseño para un metro

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280}(100)(91.8)$$

$$V_c = 81.39 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.75(81.39) = 61.04 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 61.04 \text{ ton} > 43.76 \text{ ton} \text{ cumple!}$$

Cumple sin necesidad de utilizar estribos

5.3.2.2 DISEÑO A CORTE LARGO DE LA ZAPATA

$$Vu = 36.70 \text{ ton}$$

$$f''c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.75 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 1.2 \text{ cm}$$

$$d = 100 - \left(7.5 + \frac{1.2}{2}\right) = 91.9 \text{ cm}$$

Cortante de diseño para un metro

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280}(100)(91.9)$$

$$V_c = 81.50 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.75(81.50) = 61.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 61.13 \text{ ton} > 36.70 \text{ ton} \text{ cumple!}$$

Cumple sin necesidad de utilizar estribos

5.4 CÁLCULO DEL CONTRAFUERTE

5.4.1 DISEÑO A FLEXIÓN DEL CONTRAFUERTE

$$M_u = 378.55 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$f''c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f''y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 420 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{Estribo} = 1 \text{ cm}$$

$$d = 100 - \left(7.5 + \frac{2.5}{2} + 1\right) = 410.25 \text{ cm}$$

Colocando 6 Varillas con ϕ 25

$$A_s = 6 \left(\frac{\pi(2.5)^2}{4} \right) = 29.45 \text{ cm}^2$$

Bloque de compresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(29.45)(4200)}{0.85(280)(30)} = 17.32 \text{ cm}$$

Resistencia nominal

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (29.45)(4200) \left(410.25 - \frac{17.32}{2} \right) = 496.76 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_n = 0.90(496.76) = 447.09 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Comparación demanda-capacidad

$$\phi M_n \geq M_u \Rightarrow 447.09 \text{ ton}\cdot\text{m} \geq 378.55 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ cumple!}$$

Comparando con el A_s mínimo

$$\rho_{min} = \max \left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \text{ MPA} \right)$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \max \left(\frac{0.25\sqrt{28}}{420}, \frac{1.4}{420} \right)$$

$$\rho_{min} = \max(0.003149, 0.00333), \text{ max} = 0.00333$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{min} b d = (0.00333)(30)(410.25) = 40.61 \text{ cm}^2$$

$$40.61 \text{ cm}^2 > 29.45 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero minimo}$$

Para cumplir el A_s min con 9 varillas de $\phi 25$

$$A_s = 9 \left(\frac{\pi(2.5)^2}{4} \right) = 44.18 \text{ cm}^2 \text{ cumple!}$$

5.4.2 DISEÑO A CORTE DEL CONTRAFUERTE

$$V_u = 173.14 \text{ ton}$$

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 420 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.75 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

Varilla = 2.5 cm

Estribo= 1 cm

$$d = 100 - \left(7.5 + \frac{2.5}{2} + 1\right) = 410.25 \text{ cm}$$

Resistencia a corte del hormigón

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} (30) (410.25) = 109.15 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.75 (109.15) = 81.86 \text{ ton}$$

$$V_u = 173.14 \text{ ton} > \phi V_c$$

Se requiere acero de corte

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s \geq \frac{173.14}{0.75} - 109.15$$

$$V_s \geq 230.9 - 109.15 = 121.75 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$A_{\phi 10} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2A_{\phi 10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Despejando separación

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$$s = \frac{(1.57)(4200)(410.25)}{121750} = 22.22 \text{ cm se adopta } 20 \text{ cm}$$

Verificación de espaciamiento

$$s \leq \min\left(\frac{d}{2}, 60 \text{ cm}\right)$$

$$s \leq \min(205 \text{ cm}, 60 \text{ cm})$$

$$s_{max} = 60 \text{ cm cumple}$$

5.4.3 DISEÑO A TRACCIÓN DEL CONTRAFUERTE

$$P_u = 97.76 \text{ ton}$$

$$f''y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ Tabla 21.2.1 ACI 318-25}$$

Siguiendo el criterio

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$P_n = A_s f_y$$

$$\phi A_s f_y \geq P_u$$

$$A_s = \frac{P_u}{\phi f_y}$$

Sacando el A_s necesario

$$A_s = \frac{97\,760}{0.90 \times 4200} = 25.86 \text{ cm}^2$$

Utilizando un $\phi 12$

$$A_{\phi 12} = \frac{\pi(1.2)^2}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Considerando una separación de 15 cm en la longitud del talón

$$A_s = \frac{1.13}{15} (350) = 26.37 \text{ cm}^2$$

$$26.37 \text{ cm}^2 > 25.86 \text{ cm}^2$$

Comprando con el mínimo por temperatura

$$\rho_{temp} = \frac{0.0018}{2} = 0.0009$$

$$\rho_{temp} = (0.0009)(350)(30) = 9.45 \text{ cm}^2 \text{ manda el acero de traccion}$$

5.5 PLANO CONSTRUCTIVO

5.5.1 DETALLE CORTE PANTALLA 7.3 M

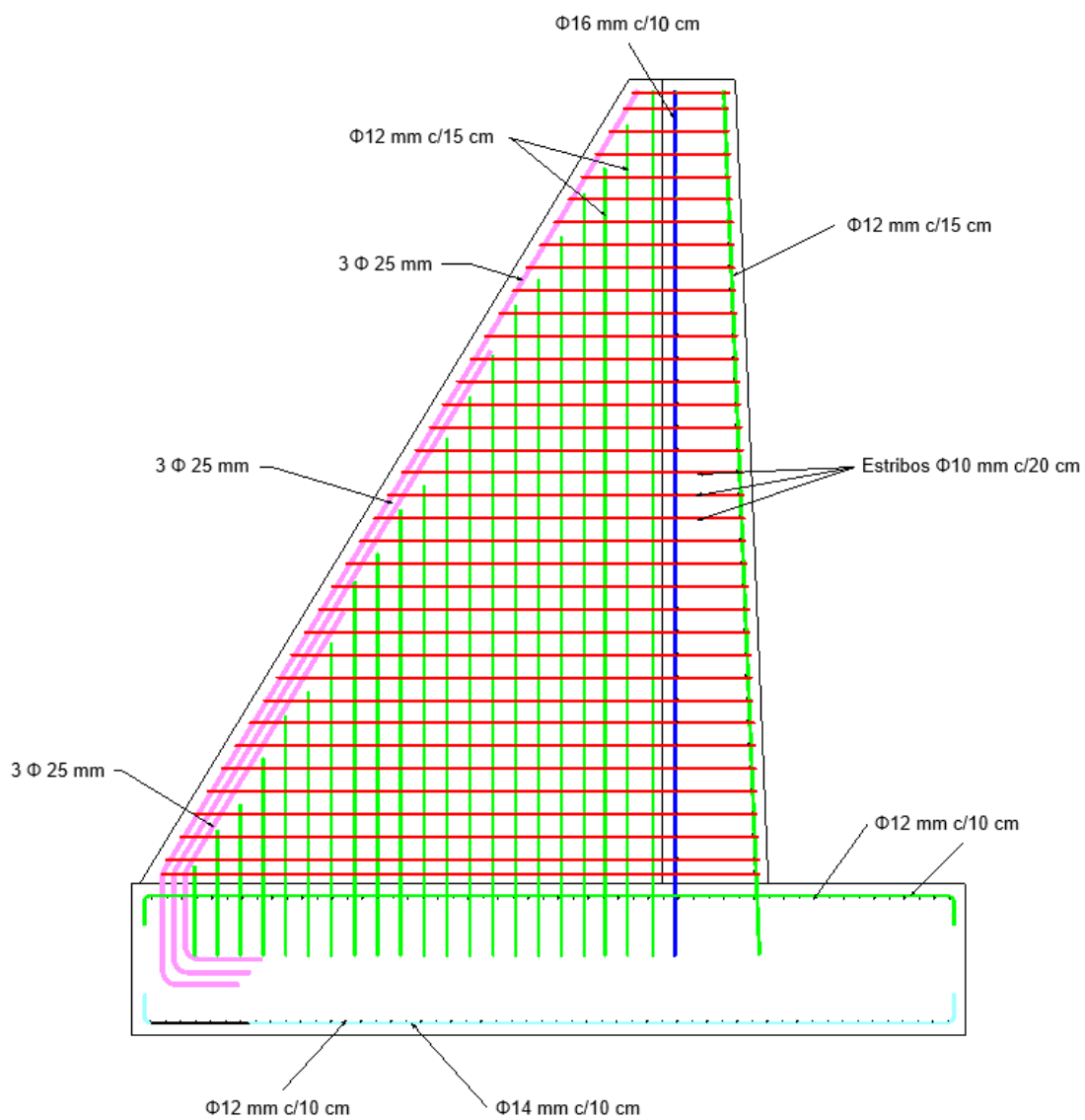


Figura 5.5.1 -1

Nota: Autoría propia

5.5.2 DETALLE CORTE CONTRAFUERTE

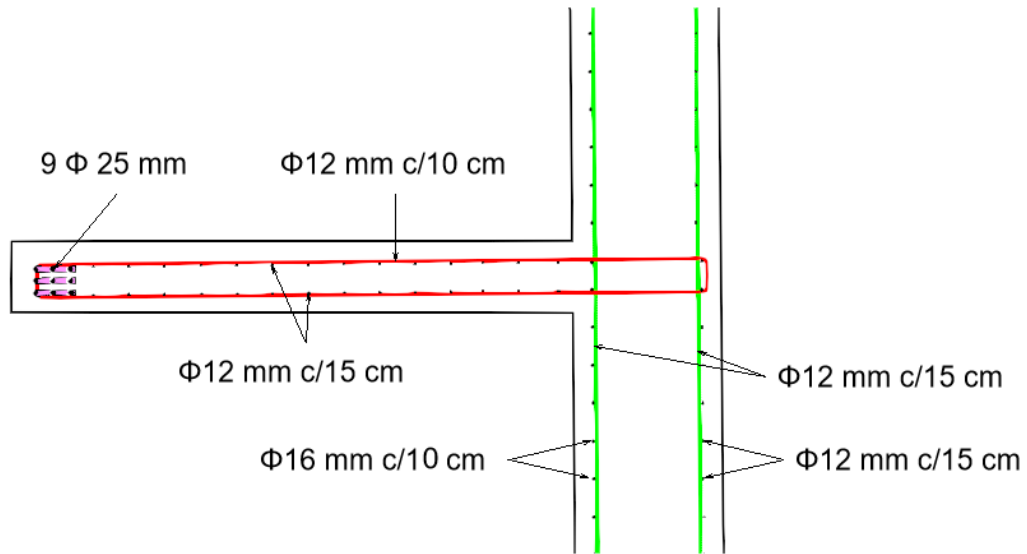


Figura 5.5.1 -2

Nota: Autoría propia

5.5.3 ISOMETRIA ACERO

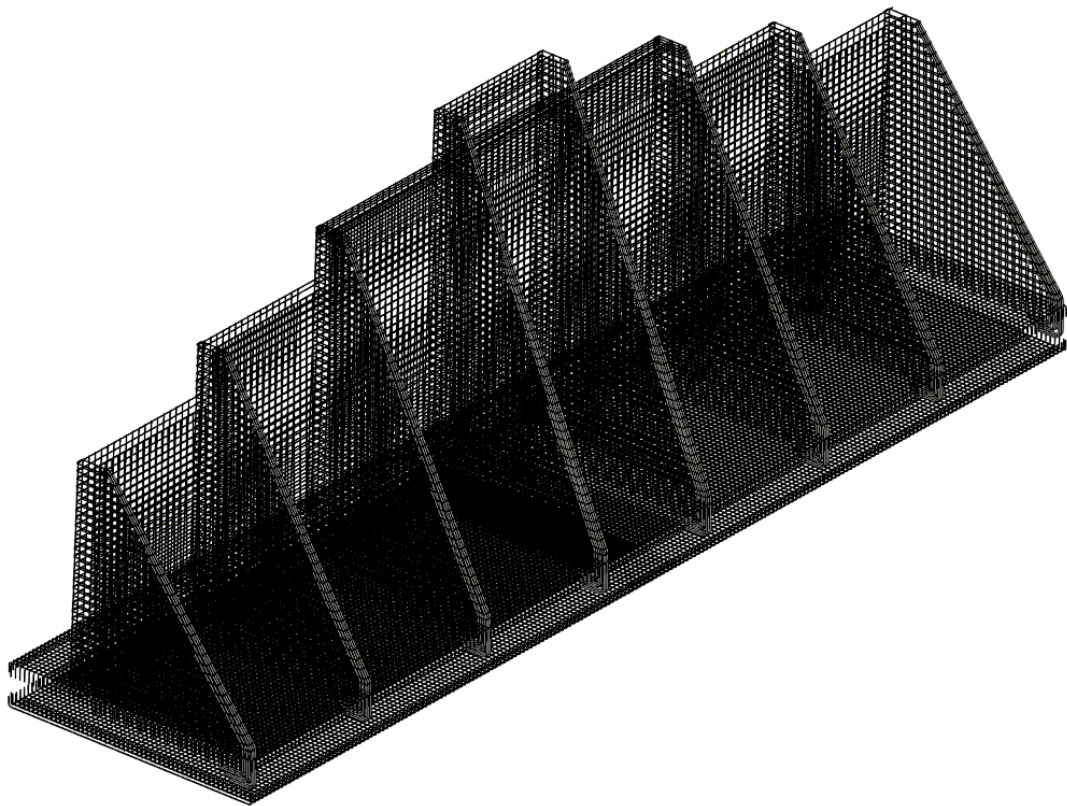


Figura 5.5.1 -3

Nota: Autoría propia

sobre el muro, de las dos alternativas de estructuras de contención analizadas, se seleccionó la opción más conveniente en función de la seguridad y la viabilidad constructiva.

A partir del análisis del empuje del terreno sobre la estructura de contención se permitió realizar el análisis de estabilidad global de la estructura frente al deslizamiento, volcamiento, capacidad de carga dentro de los rangos admisibles establecidos por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción en su apartado, capítulo de Geotecnia y cimentaciones.

El estudio de los parámetros geotécnicos del sitio, como la capacidad portante, permitió definir de manera adecuada la interacción suelo estructura, asegurándose que el diseño propuesto responda de conformidad a las condiciones reales del terreno de la vía Loreto.

El tipo de muro seleccionado fue analizado mediante el software de análisis estructural SAP 2000 lo que permitió evaluar su desempeño frente a los distintos casos de cargas considerados y verificar los parámetros de capacidad que se presentaban, así como se determinaron, las cuantías de acero necesarias, garantizando un comportamiento adecuado frente a flexión, corte y tracción.

Se desarrolló el diseño estructural del muro conforme a la normativa ACI 318, por lo cual se pudo realizar los planos estructurales de la estructura de contención en el software Revit y se presentaron en este proyecto.

6.2 RECOMENDACIONES

Al ser un ejemplo de análisis y diseño, se recomienda validar los datos obtenidos mediante ensayos complementarios, con el fin de confirmar los parámetros utilizados que representen adecuadamente las condiciones reales del sitio.

Es importante que se considere un sistema de drenaje adecuado detrás del muro de contención, ya que la acumulación de agua puede incrementar significativamente los empujes laterales y afectar el comportamiento estructural del muro.

Se recomienda complementar el análisis con estudios sísmicos más detallados, ya que el estudio sísmico presentado en el proyecto corresponde a un análisis pseudo estático y no un análisis dinámico completo.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- Arcux. (n.d.). *Clasificación de muros de contención – Arcux*. Retrieved January 3, 2026, from <https://arcux.net/blog/muros-de-contencion-clasificacion/>.
- Calavera J. (1989). *MUROS DE CONTENCION Y MUROS DE SOTANO 2.a edición*.
- Canise Gonzalo. (n.d.). *El Método de Rankine | PDF | Ciencias físicas | Mecánica*. Retrieved January 3, 2026, from <https://es.scribd.com/document/859352858/El-metodo-de-Rankine>.
- Chavez Richard. (n.d.). *Empuje Pasivo | PDF*. Retrieved January 11, 2026, from <https://es.scribd.com/document/446427812/EMPUJE-PASIVO>.
- CSI Spain | SAP2000. (n.d.). Retrieved January 3, 2026, from <https://www.csiespana.com/software/2/sap2000#>.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica Cuarta edición*.
- Gomez Herney. (2013). *METODOLOGIA DE DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA MUROS DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE EN EL TRASDOS, BASADOS EN UN PROGRAMA DE CÓMPUTO*.
- Joseph E. Bowles. (1996). *FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN Fifth Edition*. Irwin/McGraw-Hill.
- Juan P. (n.d.). *▷ Fórmulas sencillas para el cálculo de los empujes de tierras: Activo, pasivo y en reposo*. Retrieved January 2026, from <https://geotecniafacil.com/formulas-empuje-de-tierras-activo-pasivo-y-en-reposo/>.
- Juarez Amsi. (n.d.). *Angulo de Friccion Interna | PDF | Fricción | Física Aplicada e Interdisciplinaria*. Retrieved January 2, 2026, from <https://es.scribd.com/document/430124700/ANGULO-DE-FRICCION-INTERNA-docx>.
- Juárez Ruiz Allison. (n.d.). *Clasificación de muros de contención*. Retrieved January 2, 2026, from <https://arcux.net/blog/muros-de-contencion-clasificacion/>.

- Ministerio de Infraestructura y Transporte. (2016a, June 26). *Vía Tena-Loreto-Coca cerrada por deslave – Ministerio de Infraestructura y Transporte*. <https://www.mit.gob.ec/via-tena-loreto-coca-cerrada-por-deslave/>
- Ministerio de Infraestructura y Transporte. (2016b, September 23). *Se ejecutan trabajos de mantenimiento en las vías de Orellana – Ministerio de Infraestructura y Transporte*. <https://www.mit.gob.ec/se-ejecutan-trabajos-de-mantenimiento-en-las-vias-de-orellana/>
- Normativa Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES*.
- Núñez Luis. (n.d.). *Capacidad portante del suelo: Introducción, definición y cálculo - INESA | TECH*. Retrieved January 1, 2026, from <https://www.inesa-tech.com/blog/capacidad-portante-del-suelo/>.
- Terzaghi Peck. (n.d.). *Soil Mechanics in Engineering Practice (Terzaghi y Peck) PDF | PDF*. Retrieved January 1, 2026, from <https://es.scribd.com/document/410175012/soil-mechanics-in-engineering-practice-Terzaghi-y-Peck-pdf>.
- Yepes Piqueras, V. (2021). Procedimientos de construcción para la compactación y mejora del terreno. *Researgate, September*. <https://riunet.upv.es/handle/10251/172797>