	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A	
Dependencia	Aprobado		Pág.	
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		i(202)	

RESUMEN – PROYECTO DE GRADO

AUTORES	MARIA LAURA OCHOA CATAÑO KAREL NATHALIA QUIÑONES CHINCHILLA		
FACULTAD	FACULTAD DE INGENIERÍAS		
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERÍA CIVIL		
DIRECTOR	JESUS DAVID MARQUEZ MONTEJO		
TÍTULO DE LA TESIS	ELABORAR UNA GUÍA PRÁCTICA PARA EL CÁLCULO, DISEÑO Y CONTROL DE MUROS DE CONTENCIÓN EN MAMPOSTERÍA CONFINADA Y CONCRETO REFORZADO EN VOLADIZO, CALIBRANDO RESULTADOS CON EL SOFTWARE SAP 2000.		
RESUMEN (70 palabras aproximadamente)			
<p>ESTE PROYECTO CONSISTO EN LA ELABORACION DE UNA GUIA PRACTICA PARA EL CALCULO, DISEÑO Y CONTROL DE MUROS DE CONTENCIÓN EN MAMPOSTERIA CONFINADA Y EN CONCRETO REFORZADO EN VOLADIZO, CALIBRANDO RESULTADOS CON EL SOFTWARE SAP 2000, PARA LO CUAL SE ANALIZARON LOS DIFERENTES ASPECTOS TEÓRICOS, SE PLANETARON ALGUNOS EJERCICIOS PRACTICOS, SE REALIZO UN ANALISIS DE COSTOS Y SE DESCRIERON LOS PRINCIPALES CONTROLES Y ASPECTOS A TENER EN CUENTA EN SU CONSTRUCCION.</p>			
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS: 202	PLANOS:0	ILUSTRACIONES:0	CD-ROM:1



ELABORAR UNA GUÍA PRÁCTICA PARA EL CÁLCULO, DISEÑO Y CONTROL DE
MUROS DE CONTENCIÓN EN MAMPOSTERÍA CONFINADA Y CONCRETO
REFORZADO EN VOLADIZO, CALIBRANDO RESULTADOS
CON EL SOFTWARE SAP 2000.

AUTORES

MARIA LAURA OCHOA CATAÑO

KAREL NATHALIA QUIÑONES CHINCHILLA

Proyecto de grado presentado como requisito para optar el título de Ingeniero Civil

Director

Esp. JESUS DAVID MARQUEZ MONTEJO

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

Ocaña, Colombia

Septiembre de 2020

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios todopoderoso, por concederme la gracia de poder llevar a cabo este proyecto. A mis mentores y guías, porque en el conocimiento no hay límites y siempre hay alguien que nos puede llevar a conocer a profundidad de algún tema. A mi compañera, por trabajar de la mano, juntas y siempre luchando por mejorar y entregar lo mejor de este gran equipo.

María Laura Ochoa

Quiero agradecer al especialista Jesús David Márquez Montejo, quien con sus conocimientos y su incondicional apoyo nos guio en cada paso para poder alcanzar nuestra meta. También quiero agradecer a Dios, mi familia, mis papas, mi hermano Duvan, mis suegros, mi hija y mi esposo quienes siempre estuvieron a mi lado brindándome su paciencia, esfuerzo y palabras de apoyo para hoy cumplir mi sueño de ser Ingeniera Civil.

Karel Nathalia Quiñones

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a mi hijo, quien me motiva, para ser lo mejor siempre para él. A mis padres por brindarme la confianza y apoyarme aun cuando pensaba desistir. A mi esposo por tenerme siempre paciencia y motivarme. A mis hermanas por siempre buscar una solución práctica al problema, ayudarme anímicamente y sacar lo mejor de mí en las noches más oscuras.

María Laura Ochoa

Dedico este proyecto a mi mama ya que sin ella no hubiese llegado lejos, mi inspiración y mi motivación para que siempre este orgullosa de mí.

Karel Nathalia Quiñones

Índice

Capítulo 1. Elaborar una guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada y concreto reforzado en voladizo, calibrando resultados con el software SAP 2000.	15
1.1 Planteamiento del problema	15
1.2 Formulación del problema.....	16
1.3 Objetivos.....	16
1.3.1 Objetivo general.:	16
1.3.2 Objetivos Específicos.:	17
1.4 Justificación	18
1.5 Delimitaciones	19
1.5.1 Delimitación operativa.:	19
1.5.2 Delimitación Conceptual.:	20
1.5.3 Delimitación Geográfica.....	20
1.5.4 Delimitación Temporal.:.....	20
Capítulo 2. Marco Referencial	21
2.1 Antecedentes históricos	21
2.2 Marco conceptual	22
2.2.1 Muro de contención.....	22
2.2.2 Muro en Voladizo.....	23
2.2.3 Muro en Mampostería confinada.....	23
2.2.4 Fuerza sísmica.	24
2.2.5 Empuje activo.....	24
2.2.6 Empuje pasivo.	24
2.2.7 Empuje en reposo.	24

2.2.8 Análisis de estabilidad.....	25
2.2.9 Factor de volcamiento.....	25
2.2.10 Factor de deslizamiento.....	25
2.2.11 Factor de asentamiento.....	26
2.2.12 Resistencia ultima.....	26
2.3 Marco teórico.....	27
2.3.1 Tipo de muros de contención.....	27
2.3.3 Predimensionamiento del muro de contención en voladizo.....	34
2.3.4 Estudios geotécnicos para muros de contención.....	36
2.3.5 Diseño de estructuras de contención.....	43
2.3.6 Método de la resistencia ultima.....	47
2.3.7 Modelado software SAP 2000.....	52
2.4 Marco legal.....	52
2.4.1 Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 Reglamento NSR-10.....	52
2.4.2 Norma técnica colombiana (NTC 3318).....	53
2.4.3 Norma de construcción para llenos compactados (NEGC-204-00).....	53
2.4.4 Norma de construcción de excavaciones (NC-MN-OC03-01).....	53
Capítulo 3. Diseño Metodológico.....	54
3.1 Tipo de investigación.....	54
3.2 Población.....	54
3.3 Muestra.....	54
3.4 Recolección de la información.....	55
3.5 Metodología.....	55
Capítulo 4. Desarrollo del proyecto.....	57

4.1 Elaborar un diagnóstico técnico y normativo sobre los criterios de diseños de muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo a partir de la NSR-10.....	57
4.1.1 Estabilidad de taludes	58
4.1.2 Estructuras de contención.....	59
4.1.3 Empujes debidos al agua	66
4.1.4 Empujes por cargas externas	67
4.1.5 Criterios geotécnicos	68
4.1.6 Consideraciones de las excavaciones	69
4.1.7 Estructuras de contención.....	71
4.2 Realizar diseños para calibración de resultados a partir de la utilización del software SAP 2000 para la modelación de muro de contención en mampostería confinada y concreto reforzado en voladizo	77
4.2.1 Factores de seguridad.	82
4.2.2 Diseño en SAP 2000.....	85
4.3 Realizar un análisis comparativo en costos entre los sistemas de contención en mampostería confinada y concreto reforzado respecto a la altura del muro	127
4.4 Realizar un análisis de regresión de los costos de un muro de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo respecto a la altura del muro	131
4.5 Determinar los controles técnicos necesarios para la construcción de los muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo.....	133
4.5.1 Muros de contención en concreto reforzado.....	134
4.5.2 Muros de contención en mampostería confinada.	141
4.6 Estructurar la guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada u en concreto en voladizo implementando el software SAP 2000.....	148

Conclusiones.....	149
Recomendaciones	152
Referencias.....	153
Apéndice 1. Instructivo.....	156
Apéndice 2. Análisis de precios unitarios.....	183

Lista de figuras

Figura 1 Muro de contención en voladizo.	27
Figura 2 Detalle de muro en mampostería confinada.	30
Figura 3 Incidencia de las principales cargas que actúan sobre un muro de contención.	34
Figura 4 Dimensionamiento recomendado en voladizo.	35
Figura 5 Diagrama M- Φ	49
Figura 6 Deformación a compresión límite del concreto.	49
Figura 7 Comportamiento Esfuerzo-Deformación.	50
Figura 8 Bloque de Withney en concretos reforzados.	50
Figura 9 Desplazamientos relativos.	62
Figura 10 Elementos de un muro en voladizo.	79
Figura 11 Predimensionamiento del muro en voladizo	81
Figura 12 Modulo de reacción del suelo.	86
Figura 13 Deformada del muro de contención en voladizo.	87
Figura 14 Diagrama de cortante del muro en voladizo.	88
Figura 15 Diagrama de momento del muro en voladizo.	88
Figura 16 Demanda de acero en la cara y la zarpa del muro.	89
Figura 17 Acero suministrado en el muro por el análisis para el muro en el eje Y.	90
Figura 18 Acero suministrado en el muro por el análisis para el muro en el eje X.	91
Figura 19 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje X.	91
Figura 20 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje Y.	92
Figura 21 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje Y.	119
Figura 22 Predimensionamiento del muro en voladizo.	96
Figura 23 Esfuerzos producidos en la zarpa.	101
Figura 24 Diagrama de fuerzas internas del sistema.	101
Figura 25 Diagrama de fuerzas internas del sistema.	103
Figura 26 Geometría del muro de concreto en voladizo, Manual de INVIAS.	105
Figura 27 Dimensiones del muro en concreto en función de la altura. Manual de INVIAS.	105
Figura 28 Acero de refuerzo del muro en concreto en función de la altura. Manual de INVIAS.	107
Figura 29 Descripción y Tipo de Acero en función de la altura. Manual de INVIAS.	107

Figura 30 Predimensionamiento del muro en voladizo.	110
Figura 31 Deformada de muro en voladizo con sobrecarga.	114
Figura 32 Diagrama de cortante del muro en voladizo con sobrecarga.....	115
Figura 33 Diagrama de cortante del muro en voladizo con sobrecarga.....	116
Figura 34 Demanda de acero del muro en voladizo con sobrecarga.	117
Figura 35 Acero requerido por el muro y la zarpa en el eje longitudinal del muro de contención en voladizo con sobre carga.....	118
Figura 36 Acero requerido por el muro y la zarpa en el eje transversal del muro de contención en voladizo con sobre carga.....	119
Figura 37 Predimensionamiento de muro de contención en mampostería confinada.	121
Figura 38 Vista extruida del muro en mampostería confinada.	124
Figura 39 Diagrama de momento del muro de contención en mampostería confinada.....	125
Figura 40 Momento máximo de viga de muro de contención en mampostería confinada.	126
Figura 41 Momento máximo de columna de muro de contención en mampostería confinada. .	126
Figura 42 Demanda de acero para la zarpa del muro de contención en mampostería confinada.	127
Figura 43 Correlación entre las alternativas de muro.	133
Figura 44 Elementos mampostería estructural.....	142
Figura 45 Diagrama del proceso de diseño de muros.	160
Figura 46 Predimensionamiento.	161
Figura 47 Diagrama de presiones.	164
Figura 48 Diagrama de modelamiento en SAP 2000.....	168
Figura 49 Elección de la plantilla, SAP 2000.	169
Figura 50 Ubicación de ejes.....	169
Figura 51 Definición de materiales.....	170
Figura 52 Definición de propiedades de los materiales.	170
Figura 53 Definición de secciones.....	171
Figura 54 . Link Support.....	171
Figura 55 . Patrones de carga.....	172
Figura 56 . Patrones de articulación.....	172
Figura 57 Assing Area Object Thickness Overwrites Data	173

Figura 58 Asignación de cargas.....	174
Figura 59 Asignación de cargas.....	174
Figura 60 Asignación de cargas.....	175
Figura 61 Deformada del muro de contención en voladizo.....	175
Figura 62 Diagrama de cortante del muro en voladizo.....	176
Figura 63 Diagrama de momento del muro en voladizo.....	177
Figura 64 Display Shell Stresses.....	177
Figura 65 Demanda de acero en la cara y la zarpa del muro.	178
Figura 66 Acero suministrado en el muro por el análisis para el muro en el eje Y.....	179
Figura 67 Acero suministrado en el muro por el análisis para el muro en el eje X.....	180
Figura 68 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje X.....	180
Figura 69 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje Y.....	181
Figura 70 Diagrama del control técnico en la construcción de muros.....	182

Lista de tablas

Tabla 1 Propiedades de los materiales empleados en los rellenos para muros de contención.....	32
Tabla 2 Valores para parámetros geotécnicos en suelos compactados.....	37
Tabla 3 Valores para parámetros geotécnicos en suelos in situ.....	37
Tabla 4 Rango de valores de la fricción suelo-material en la cimentación.	38
Tabla 5 Máximos valores Angulo de fricción Suelo-Estructura para presión activa.	39
Tabla 6 Fricción suelo-muro para presiones pasivas	40
Tabla 7 Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño para estados limite últimos.	46
Tabla 8 Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activos y pasivos.....	63
Tabla 9 Propiedad de un talud de la formación algodonol.....	78
Tabla 10 Materiales usados en los llenos.....	79
Tabla 11 Análisis de estabilidad.	82
Tabla 12 Nuevo Análisis de estabilidad.....	83
Tabla 13 Análisis de estabilidad.	97
Tabla 14 Análisis de estabilidad.	98
Tabla 15 Comparación entre las secciones del muro calculadas.	106
Tabla 16 Comparación entre el refuerzo calculado a partir del modelo en SAP y los manuales.	108
Tabla 17 Propiedades del terreno presente en formación Ortoneis (pDo).....	109
Tabla 18 Análisis de estabilidad.	111
Tabla 19 Análisis de estabilidad.	112
Tabla 20 Análisis de estabilidad.	122
Tabla 21 Presupuesto de muro en concreto.	128
Tabla 22 Presupuesto de muro en mampostería confinada.....	130
Tabla 23 Costo total del tipo de muro según la altura	132
Tabla 24 Características geotécnicas de un talud de la formación algodonol.....	160
Tabla 25 Características geotécnicas de algunos materiales de lleno.....	162
Tabla 26 Análisis de estabilidad.....	164
Tabla 27 Análisis de estabilidad.....	166

Capítulo 1. Elaborar una guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada y concreto reforzado en voladizo, calibrando resultados con el software SAP 2000.

1.1 Planteamiento del problema

De acuerdo al relieve, la topografía y la gran biodiversidad que presenta el territorio colombiano, son muchos los factores que provocan y caracterizan los movimientos por inestabilidad de un suelo, los cuales se pueden clasificar dependiendo de dos aspectos principales; por un lado los relacionados directamente con el material movable como la topografía, litología, estructura del suelo, etc., y por el otro los factores externos o indirectos como la acción humana, características ambientales, humedad y sismos. Cuando se habla de la acción humana en algunas ocasiones infiere en ambos aspectos, cuando por el afán de edificar no se tiene en cuenta los problemas de estabilidad del suelo que se pueden presentar.

Por consiguiente, dependiendo de las propiedades de cada suelo, existirán riesgos de cambios volumétricos con los cambios de humedad, y/o una baja capacidad de soporte. Concretamente se tendrá entonces un suelo que se debe estabilizar, para poder utilizarlo evitando los problemas mencionados. La estabilización de un suelo consiste en minimizar o evitar la libertad de movimiento de este, la cual resulta indeseable para el uso que se le quiere dar, por lo cual la forma más segura de mejorar un suelo es con muros de contención que son estructuras continuas activas o pasivas que producen un efecto estabilizador sobre una masa de terreno al proporcionarle a este, soporte lateral.

Teniendo en cuenta la importancia que representa la construcción de muros de contención y que en el municipio de Ocaña, Norte de Santander son muy utilizados los muros de mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo, donde se implementan debido a derrumbes y deslizamientos y que en la mayoría de casos por falta de recursos para construirlos o contruidos inadecuadamente, existen afectaciones graves en los proyectos de obras civiles ya que no siempre se cuenta con el criterio de un especialista para llevar a cabo el diseño de esta estructura; por tal motivo es importante desde el punto de vista profesional de la ingeniería civil tener claridad en el cálculo, diseño y controles en la construcción de un muro de contención

1.2 Formulación del problema

¿Cuáles son los aspectos que deben contener una guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada y muros en concreto reforzado en voladizo que permita solucionar la falta de procedimientos y diseños adecuados para la estabilización de taludes?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general.

Elaborar una guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo, calibrando resultados con el software SAP 2000.

1.3.2 Objetivos Específicos.

Elaborar un diagnóstico técnico y normativo sobre los criterios de diseños de muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo a partir de la NSR-10.

Realizar diseños para calibración de resultados a partir de la utilización del software SAP 2000 para la modelación de muro de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo.

Realizar un análisis comparativo en costos, incluyendo curva de regresión, entre los sistemas de contención en mampostería confinada y concreto reforzado con respecto a la altura del muro.

Determinar los controles técnicos necesarios para la construcción de los muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo.

Estructurar la guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo implementando el software SAP 2000.

1.4 Justificación

Los fenómenos de remoción de tierras constituyen un evento potencialmente catastrófico, claro está si se producen en lugares adyacentes a áreas urbanas, por lo que el análisis para mitigar el impacto de un movimiento de tierras mediante una estructura de contención es transcendental. Ante tales circunstancias, existe la necesidad de proyectar y construir estructuras que permitan mediante su implantación en los lugares afectados, corregir y evitar dichas consecuencias catastróficas.

Teniendo en cuenta que en la mayorías de regiones del territorio colombiano el crecimiento y la densificación poblacional, no han sido factores que se hayan realizado de manera organizada con forme a la ley, pues si bien es de resaltar en muchas ciudades, municipios y corregimientos del país existen zonas que inicialmente se formaron como invasiones o asentamientos, que son lugares en los que no se planea la expansión poblacional y se forman de manera desorganizada y luego pasan a ser lugares habitables. Estos tipos de lugares por lo general dependiendo de la litología del terreno pueden estar expuestos a movimientos de tierras, por lo cual cuando se presentan estos casos siempre se acude a una estructura de contención que paralice el movimiento de tierras.

Lo anterior es una clara situación de lo que vive el municipio de Ocaña, debido a que la población durante los últimos años ha crecido exponencialmente, de manera que se realicen construcciones en terrenos inestables y sin ningún tipo de estructuras de contención para la estabilización de los suelos. Por consiguiente, la presente propuesta de investigación tiene como

fin brindar a profesionales y constructores una guía práctica que facilite el diseño y construcción de los muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo, los cuales son los más utilizados en el municipio de Ocaña y en la región, para ofrecer criterios normativos y técnicos que permitan en la ejecución de estas obras mantener los mínimos estándares de calidad y seguridad.

1.5 Delimitaciones

1.5.1 Delimitación operativa.

Para llevar a cabo la elaboración de la guía práctica, inicialmente se debe recopilar información pertinente a los distintos procedimientos de cálculo que conlleva el diseño de muros de contención, posteriormente por medio la utilización de un software SAP 2000 se realiza el diseño de los distintos tipos de muros más utilizadas en el municipio de Ocaña, aplicables a diferentes condiciones de terreno, teniendo en cuenta la normatividad vigente que rige en Colombia para este tipo de estructuras. Luego se realiza un análisis de los procesos constructivos y los controles técnicos que se deben tener en cuenta a la hora de construir muros de contención. Por último, se estructura la guía práctica que dé como resultado la facilidad para ubicarse en el tipo de estructura de contención a utilizar dependiendo de la situación que se presente.

1.5.2 Delimitación Conceptual.

El siguiente proyecto de investigación se tendrá en cuenta conceptos como: procesos constructivos de obra, procedimiento de cálculo estructural, Requisitos generales de diseño para estructuras, tipos de muros de contención, Estudios geotécnicos, acero de refuerzo, cuantía mínima, sobrecargas, NSR-10, entre otros.

1.5.3 Delimitación Geográfica.

El proyecto es aplicable a los muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo que se puedan construir en cualquier lugar de la geografía colombiana, enfocados en la problemática que tiene actualmente el municipio de Ocaña a la hora de construir muros de contención.

1.5.4 Delimitación Temporal.

El desarrollo del proyecto tiene prevista una duración de tres(3) meses contemplados en un (1) mes para la recolección de datos de campo y obtención de estudios geotécnicos en diferentes partes que componen el Municipio de Ocaña, (2) meses para el análisis, proceso y organización de la información recolectada, elaboración de la guía práctica para cálculo y diseño, modelado de los elementos estructurales que componen los diferentes muros de contención así como la implementación de todas y cada una de las normas que rigen dichos estudios.

Capítulo 2. Marco Referencial

2.1 Antecedentes históricos

La historia de los primeros muros de contención implementados por el hombre se remonta a la época del antiguo Egipto, donde surgió la necesidad de lograr estabilizar grandes masas de tierra producto la erosión natural del suelo además de la desestabilización generada por el movimiento de tierra para la ubicación de sus asentamientos humanos. Fue por esta razón que aparecieron los primeros muros de contención los cuales eran construidos con materiales que poseían a su alrededor (empresarial., 2012).

La construcción de dichos elementos, estaban constituidos por casquetes de rocas adherido a una mezcla de mortero de arena fina con cal, lo cual proporcionaba que cada material se unificara en un solo elemento permitiendo así trabajar funcionalmente ante las cargas horizontales impuestas por las fuerzas de empuje del talud. Por otro lado, en zonas donde no se contaba con estos materiales anteriormente descritos, tales como lo eran zonas desérticas, el hombre en su afán de solventar sus obstáculos creó un muro de contención a base de barro, el cual consistía en verterlo sobre un encofrado de madera ejerciéndose una presión constante que producía una compactación uniforme a lo largo del muro generando como producto final los muros de tapia pisada.

Es así como a finales del siglo XIX y comienzo del siglo XX la ciencia evolucionó en todos sus aspectos y con ello una variabilidad de metodologías en lo que concierne a los temas de la ingeniería, pues en pleno siglo XXI se cuenta con materiales altamente resistentes como lo es

el concreto reforzado (arena, grava, cementante y acero de refuerzo) el cual es capaz de soportar las cargas impuestas producidas un agente exterior.

En cuanto a muros de contención hoy en día se cuenta con una amplia gama, los cuales se emplean de acuerdo a las características propias del terreno como lo es: altura, tipo de suelo (cohesivo o no cohesivo), grado de inclinación del talud, condiciones climatológicas, entre otras.

Ahora bien, en lo que se refiere a propuestas de cartillas como guías prácticas para el diseño y control de elementos estructurales en muros de contención de concreto reforzado, es muy poca, pues solo se cuenta con unos manuales que facilita el Instituto Nacional de Vías para el control y supervisión en el proceso constructivo, pero no se encuentran guías prácticas detalladas sobre los parámetros de diseño según los lineamientos de la NSR-10 y que realicen una calibración con el software SAP 2000.

2.2 Marco conceptual

A continuación, se definen los conceptos necesarios para el desarrollo del presente trabajo de grado y que son indispensables en la investigación.

2.2.1 Muro de contención.

Es llamado muro de contención de tierras a un muro el cual es diseñado y construido para soportar de manera permanente una diferencia de niveles del suelo, el cual debe poseer un rango

de seguridad en lo que se refiere a factores como resistencia, estabilidad y durabilidad. Es así como un muro es la barrera que se opone al desplazamiento de masa de tierra, cabe destacar que dichos muros deben ser diseñados para contrarrestar los efectos adversos como lo es el empuje de masa además de prever el agua como agente externo (Awad, 1998).

2.2.2 Muro en Voladizo.

Es una estructural que llega a soportar cargas horizontales producidas por la fuerza sísmica y por el mismo propio empuje activo y en reposo del terreno, además de soportar cargas verticales las cuales son generadas por el peso propio de la estructura, cargas vehiculares y el peso propio del material de relleno. Este tipo de estructura son construidos en hormigón reforzado y su comportamiento en relación a su estabilidad depende de su forma, dimensiones y peso del suelo. (Awad, 1998).

2.2.3 Muro en Mampostería confinada.

Estructura principalmente constituida por concreto reforzado y aligerado a su vez con bloques macizos compuesto de arcilla. Al igual que los otros tipos de muros de contención está diseñado para soportar tanto las cargas horizontales y verticales que son impuestas por las fuerzas sísmicas, empuje activo del talud y por el peso propio de la estructura. Este tipo de muro es adaptado para taludes de baja altura ($H < 3.0\text{m}$), disminución de costos y para terrenos con coeficiente de empuje activo bajo (Awad, 1998).

2.2.4 Fuerza sísmica.

Son todos aquellos efectos de forma inercial que son producidos por la aceleración del sismo, que son empleadas para el análisis de la estructura y diseño del mismo (Ministerio de Ambiente, 2010).

2.2.5 Empuje activo.

Se conoce como empuje activo aquel fenómeno en el que el muro de sostenimiento cede y por tanto el relleno de tierra a espaldas del muro se expande en dirección horizontal del mismo, originando esfuerzos cortantes del suelo, con lo que la presión lateral aplicada por la tierra sobre el muro de contención disminuye moderadamente haciendo que se aproxime límite inferior (Belandria, 2003).

2.2.6 Empuje pasivo.

Es aquel fenómeno en donde el muro empuja en dirección horizontal contra el relleno de tierra, generando así que el suelo sea comprimido en dirección horizontal aumentando la resistencia y alcanzando su límite superior (Belandria, 2003).

2.2.7 Empuje en reposo.

Este tipo de empuje se presenta cuando el muro de contención es tan rígido que no llega a permitir desplazamiento en ninguna dirección, por lo que las partículas de suelo no logran

desplazarse, siendo así confinadas y por tanto sometidas a un mismo régimen de compresión. Produciendo por tanto un estado intermedio entre el muro y el suelo contenido (Belandria, 2003).

2.2.8 Análisis de estabilidad.

Se conoce como análisis de estabilidad al chequeo de parámetros que actúan sobre el muro de contención, es de decir la estabilidad y distribución de las fuerzas actuantes sobre él, la cual consiste en determinar la seguridad de la estructura con base en los factores de volcamiento, deslizamiento y asentamiento (Awad, 1998).

2.2.9 Factor de volcamiento.

Fenómeno producido por el empuje activo entre el suelo y la estructura que ocasiona este comportamiento. Este tipo de vuelco principalmente es ocasionado por la componente horizontal del empuje activo y no se considera tanto así el empuje pasivo ya que este segundo tiende a dar un factor de seguridad por ser un efecto opuesto al primero.

2.2.10 Factor de deslizamiento.

Ocurre por efecto de empuje horizontal del relleno, lo que genera una falla por desplazamiento del mismo. Para garantizar que el muro no sea susceptible al deslizamiento se debe garantizar un rozamiento entre la base y el suelo de fundación, es por esta razón que es de suma importancia una superficie de contacto rugosa para lograr de esta manera una mejor adherencia. Según (Awad, 1998) se recomienda contrarrestar este tipo de fenómeno vaciar antes

de la colocación del concreto una capa de grava gruesa de aproximadamente 10 cm de espesor bien compactada. Por otro lado el factor de seguridad contra deslizamiento no debe ser inferior en ninguna circunstancia inferior a 1.5, y para determinar debe verificarse que la fuerza de fricción a nivel de cimentación sea mayor que la acción horizontal producida por el empuje.

2.2.11 Factor de asentamiento.

Este tipo de efecto es el control que se debe tener en cuenta en el momento del diseño, es decir se debe garantizar que la presión que se vaya imponer por la estructura no sobrepase en ninguno de los casos la presión admisible del suelo. Es por esta razón que se recomienda asumir distribuciones de presiones lineales ya que dicho método no conduce a errores apreciables en el cálculo y se estará del lado de la seguridad (Belandria, 2003).

2.2.12 Resistencia ultima.

Es un método de diseño elástico o de esfuerzos de trabajo, donde se logran obtener los esfuerzos y deformaciones que presenta una estructura que es sometida a una serie de cargas de diseño. Además de lo mencionado anteriormente por este método se logra estudiar también el comportamiento de la estructura en el instante que falle (Franco, 2011).

2.3 Marco teórico

En el control y diseño de muros de contención, se requiere de una serie de información que debe estar sujeta a investigaciones científicas, es por esta razón que a continuación se tratarán cada uno de los temas que serán fundamentales para el desarrollo de este proyecto.

2.3.1 Tipo de muros de contención.

2.3.1.1 Muro en concreto reforzado en voladizo.

Elemento estructural diseñado para resistir empujes de tierra por medio de la acción en voladizo que está constituido por una pantalla en posición vertical empotrada sobre una zapata de forma horizontal, en donde ambos están reforzados para soportar fuerzas cortantes y momentos a las que están sujetas (Belandria, 2003). A continuación, se detalla en sección transversal un muro en voladizo, así como los elementos que lo componen.

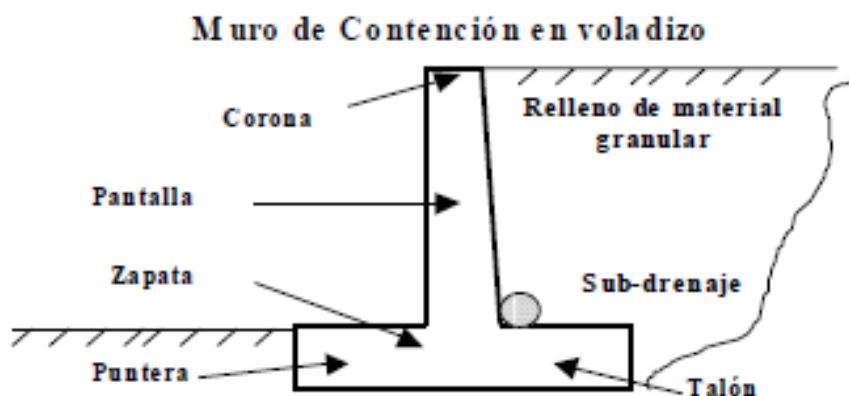


Figura 1 Muro de contención en voladizo. Gutiérrez y Vélez. (2016) Obtenido de: <http://repositorio.ufpso.edu.co:8080/dspaceufpso/handle/123456789/1228>

Estos tipos de muros por lo general son aplicables en alturas menores a 10 metros y para suelos que contengan un coeficiente de empuje activo moderado-alto. El proceso constructivo más usado es el llamado T, ya que se logra una estabilidad adecuada por el ancho de la zapata debido a que va existir un contrapeso en la parte opuesta a la cara frontal del muro.

Por otro lado los muros en concreto reforzado en voladizo, al igual que la mayoría se diseñan para soportar fuerzas horizontales y verticales impuestas por diversos factores, además de contemplarse la evacuación de agua existente en la misma por medio de unos sistemas de drenaje colocados detrás de la pantalla cercana a la parte inferior del muro con el objetivo de lograr evacuar todo el fluido allí presente y evitar en lo posible que se presenten presiones hidrostáticas no deseables que sean producidas por el estancamiento del mismo.

En cuanto a la correcta construcción de los muros en voladizo, los paneles de pantallas en concreto deben ser lo relativamente delgados, su espesor debe oscilar entre $(1/10)$ de la altura total del muro y estar sujetas por los momentos y fuerzas cortantes ejercidas por el empuje de tierra. Otro punto a tener en cuenta es el espesor que debe tener la corona del muro para el ingreso del concreto fresco al momento de su colocación oscilando entre unos 25 y 30 cm de ancho (Belandria, 2003).

2.3.1.2 Muro de contención en mampostería confinada.

Este tipo de estructura es diseñado para soportar al igual que todos los muros de contención el empuje de tierra que son producidos tanto por el talud a contener, fuerzas externas aplicadas como presiones hidrostáticas generadas por la presencia de niveles freáticos por encima de la base de fundación de la estructura y de presiones generadas por el tráfico a un costado del mismo.

La implementación de este tipo de muro en la estabilización de un talud requiere de ciertos parámetros, tales como un coeficiente de empuje activo bajo, ausencia de nivel freático bajo y alturas máximas de muro igual a 3m.

En cuanto a lo que se refiere a los elementos que hacen parte de los muros en mampostería confinada, se compone de dos partes; la primera es la estructura que absorbe tanto empujes, cargas y fuerzas sísmicas las cuales son zapatas, vigas y columnas en concreto reforzado y la segunda son los paneles que están conformado básicamente por ladrillos macizos en barro y un mortero de pega que tienen como fin contener y estabilizar el talud y así mismo transferir las cargas a los elementos que la confinan a ella y estas son las mencionadas en la primera parte, a continuación se detalla mediante un esquema el muro de mampostería confinada (Awad, 1998).

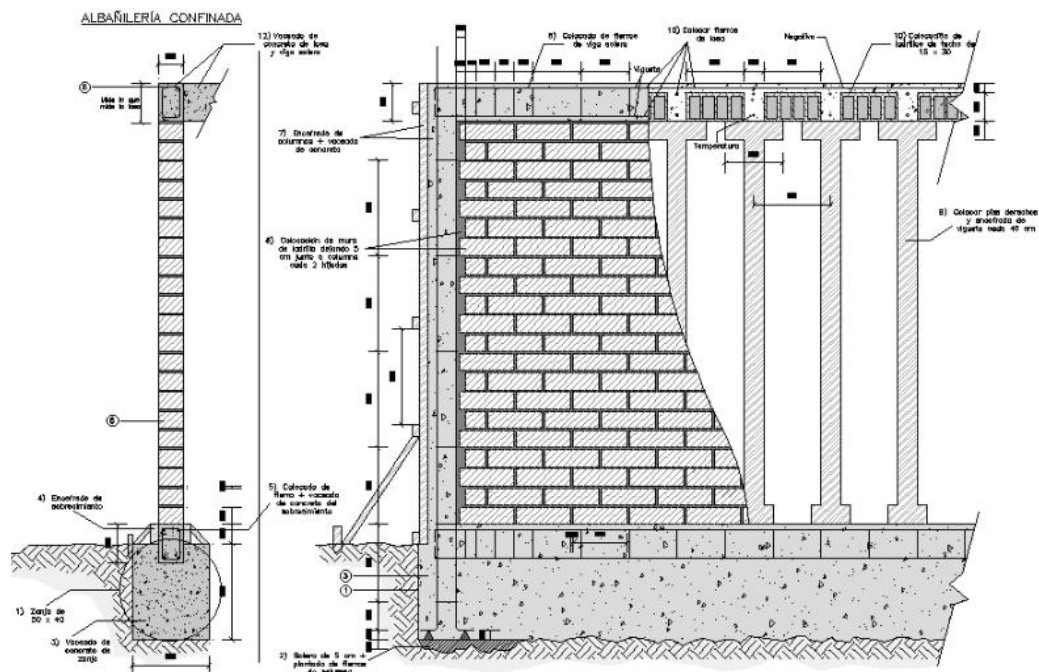


Figura 2 Detalle de muro en mampostería confinada. Yandry M. (2018) Obtenido de: https://geologiaweb.com/ingenieria-geologica/deslizamientos/tipos-de-deslizamientos/#Deslizamientos_traslacionales

2.3.2 Cargas de diseño.

Como parámetros vitales para el estudio del diseño de un muro de contención, es necesario la estimación de las posibles magnitudes y distribuciones de cargas que actuaran sobre él. Entre las cargas a tener en cuenta en el diseño están:

2.3.2.1 *Peso propio del muro.*

Fuerza que actúa en todo el centro de gravedad de la sección y que para facilidad de cálculos se puede subdividir en figuras geométricas conocidas tales como triángulos y rectángulos (Awad, 1998).

Según él (Ministerio de Ambiente, 2010) se conoce como peso propio de la estructura a la carga gravitacional el cual es producido por el efecto vertical de la aceleración sobre la masa y se puede decir que el peso del muro viene siendo cada uno de los elementos que lo componen.

2.3.2.2 Presión del relleno sobre el respaldo del muro.

Para la determinación de la presión del terreno sobre el muro, tales como cálculo de intensidad y distribución se debe estudiar el comportamiento de la mecánica de suelos. El lleno generalmente es un material granular compuesto principalmente por gravas y arenas. Sobre las presiones que ejercen sobre el muro, en particular se debe estudiar el empuje activo que provoca unas fuerzas en dirección del desplazamiento del mismo (Awad, 1998).

2.3.2.3 Presión de la tierra contra el frente del muro.

El comportamiento sobre la tierra que es colocada al frente del muro ejerce una resistencia al volcamiento y en muchos de los casos se considera despreciable, es un factor a tener en cuenta en el diseño del mismo pues en ocasiones genera una incertidumbre en su funcionalidad. Por otra parte a este tipo de comportamiento se le conoce como empuje pasivo pues actúa en dirección contraria al desplazamiento del muro.

2.3.2.4 *Componente normal de las presiones en la cimentación.*

En cuanto al análisis de las presiones de la componente normal en la cimentación se asume el método de carga lineal como un diagrama trapezoidal, donde la resultante se ubica en el centro de gravedad de este diagrama.

2.3.2.5 *Fricción.*

Es desarrollada en el intermedio de la base del muro y la el suelo donde se ira a cimentar la estructura, para la determinación de la resultante de estos efectos horizontales se calcula de la multiplicación de $\mu \times \Sigma v$, donde

- Σv = Sumatoria de cargas verticales que actúan sobre la cimentación del muro y se representa por el peso propio del muro y la del suelo que está localizado sobre él.
- μ = coeficiente de fricción entre el muro y el suelo obtenido con la siguiente tabla.

Tabla 1

Propiedades de los materiales empleados en los rellenos para muros de contención.

Suelo de lleno	Densidad del suelo (ton/m3)	Angulo de fricción	Coefficiente de fricción
Granular suelto	1.4	28°	0.4
Granular compactación media	1.6	33°	0.45
Granular compactada bien	1.7	38°	0.50

Granular compactada	muy	1.9	45°	0.55
----------------------------	------------	-----	-----	------

Fuente: Hormigón reforzado (Tomo 2). (Awad, 1998).

2.3.2.6 Sobrecargas.

Las presencias de estas cargas comúnmente se presentan uniformemente distribuidas sobre el relleno que contiene el muro, dentro de estas sobrecargas ocasionadas estas los efectos de construcción y el peso de vehículos que transiten sobre el suelo que está a inmediaciones del muro.

2.3.2.7 Fuerzas de filtración o presión hidrostática.

En casos que exista presencia de acumulación de agua atrás del muro de contención se tendrá en cuenta este parámetro para el diseño del mismo, evitando así generar presiones hidrostáticas que puedan generar la falla de la estructura, y se deberá diseñar un sistema de filtración que logren garantizar la evacuación de estas aguas.

2.3.2.8 Fuerzas sísmicas.

Variable gran importancia al momento del cálculo, ya que estas fuerzas aumentan momentáneamente la presión lateral del muro y en cuanto a su efecto provocado sobre la estructura se estima en un aumento de hasta el 10% adicional del empuje lateral total producido.

Por tanto, se debe tener suma precaución en el momento de los cálculos de diseño, con el fin de garantizar un óptimo funcionamiento. A continuación, se presenta un esquema de la incidencia que tienen en el muro de contención.

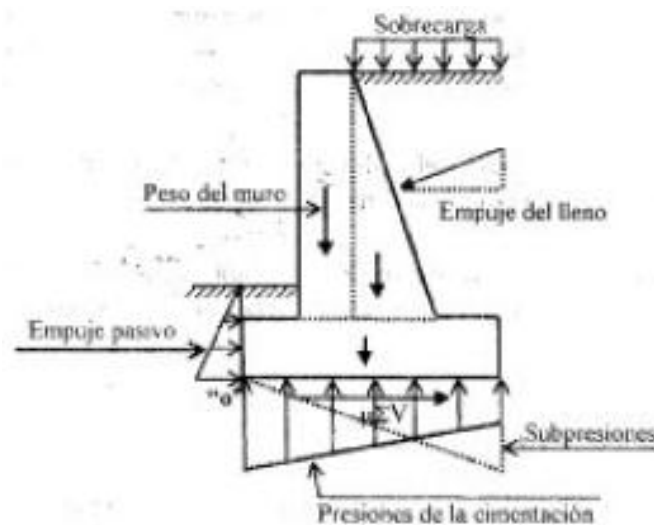


Figura 3 Incidencia de las principales cargas que actúan sobre un muro de contención. Awad, 1998.

2.3.3 Predimensionamiento del muro de contención en voladizo.

En relación a las medidas que debe contener este tipo de muro, el libro (Awad, 1998) facilita un pre dimensionamiento de acuerdo a variables como el tipo de suelo, altura total del muro y presiones externas que soportara. Es así como para cada uno de elementos que componen el muro recomienda lo siguiente:

- Ancho de la cimentación (B): Debe estar comprendida entre 0.40 y 0.70 de la altura total del muro, donde varía de acuerdo a las condiciones del suelo, es decir si se encuentra

bien compactado su dimensión será hasta de $0.4H$, pero si al contrario son suelos con baja capacidad de soporte este deberá ser mayor de por lo menos $0.7H$.

- Ancho muro (b): Se estima que puede oscilar entre $H/14 - H/12$ y se encuentra sujeto al comportamiento del coeficiente de empuje que pueda llegar a tener el terreno, es decir si su empuje se considera bajo su pie de base sería de $H/14$ y si está en un rango de moderado a alto debe ser de $H/12$.
- Separación muros contrafuerte (S): la separación del contrafuerte que están situados atrás del muro, se recomienda estar entre 0.3 y 0.6 de la altura total del muro.
- Ancho corona (bo): se basa más por procesos constructivos y se recomienda como mínimo estar por encima de 0.2m o lo que el diseño requiera.
- Pie de la base (B): en este tipo de muros el pie está sujeto al ancho de la cimentación y el cual debe ser de $B/3$.

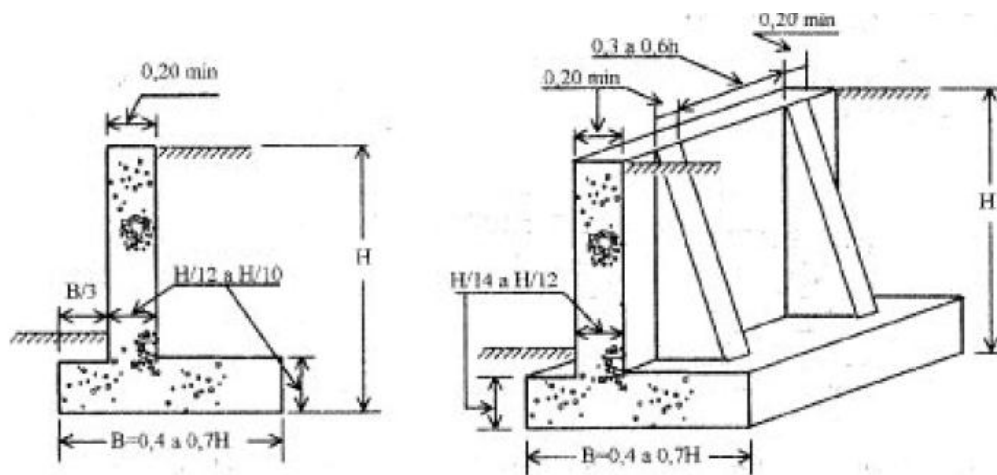


Figura 4 Dimensionamiento recomendado en voladizo. Awad, 1998.

2.3.4 Estudios geotécnicos para muros de contención.

Como fundamental requisito en el estudio de muros de contención encontramos los estudios geotécnicos el cual nos permite establecer si las condiciones de estabilidad son lo suficientemente seguras para la estructura de contención a construir. Por otro lado, para determinar la aptitud de la fundación y de los materiales que compondrá el relleno.

Entre las investigaciones debe identificarse una serie de parámetros como las condiciones específicas de drenaje subterráneo y superficial, características físicas de los suelos, comportamiento ante cargas impuestas mediante análisis de laboratorios como corte directo, triaxial, spt, cpt y entre otros.

2.3.4.1 Parámetros geotécnicos.

En cuanto a los parámetros geotécnicos a considerar, deben ser los más representativos de las condiciones reales del suelo o roca y para que esto se logre realizar debe hacerse toda una investigación geotécnica de la zona de estudio.

Todo parámetro a seleccionar se debe basar teniendo en cuenta una variedad de incidencias como pueden ser calidad de estudio geotécnico, variación del material, metodología de ensayos, efectos constructivos.

En la determinación de parámetros se encuentra una serie de ensayos a realizar como lo es corte directo, ensayo triaxial drenado, SPT, CPT.

A continuación, se presentan unas tablas que muestran valores de parámetros geotécnicos según el tipo de suelo.

Tabla 2

Valores para parámetros geotécnicos en suelos compactados.

Suelo	Peso Unitario (Kn/m3)	Peso Unitario Seco (Kn/m3)	Angulo de Fricción	Cohesión (Kpa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito completamente descompuesto	19-21	15-19	38°-42°	0-5	10x-6 – 10x-7
Roca volcánica completamente descompuesta	18-21	15-19	35°-38°	0-5	10x-6 – 10x-8
Roca triturada o aluviones limpios	18-21	18-21	45°-50°	0	10x-2 - 10x-4
Materiales arcillosos	15-18	13-16	20°-30°	5-10	10x-6 – 10x-9
Materiales areno-arcillosos	19-21	15-19	38°-42°	0-8	10x-5 – 10x-7
Suelos aluviales areno-arcillosos	15-21	13-19	26°-40°	0-10	10x-3 – 10x-7

Fuente: Deslizamiento; Técnicas de Remediación. (Suarez, 2009).

Tabla 3

Valores para parámetros geotécnicos en suelos in situ.

Suelo	Peso Unitario (Kn/m3)	Peso Unitario Seco (Kn/m3)	Angulo de Fricción	Cohesión (Kpa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito descompuesto	16-21	14-19	35°-44°	5-15	10x-5 – 10x-7
Materiales volcánicos descompuestos	16-21	14-19	32°-38°	5-10	10x-6 – 10x-7
Coluviones	15-21	13-19	26°-40°	0-10	10x-4 - 10x-7

(Matriz)					
Suelos areno-arcillosos	16-21	14-19	30°-40°	5-10	10x-4 – 10x-7
Suelos arcillosos	15-18	13-16	20°-28°	5-10	10x-6 – 10x-9

Fuente: Deslizamiento; Técnicas de Remediación. (Suarez, 2009).

De acuerdo a las tablas anterior se debe tener presente que para suelos compactados la determinación de las propiedades se realiza a partir de unas muestras de compactación realizadas bien sea en campo o en laboratorio y para suelos naturales este tipo de ensayo debe realizarse con muestras inalteradas en el mismo sitio de extracción.

2.3.4.2 *Fricción suelo-estructura.*

Para la generación de fricción, esta se produce por el suelo y la superficie de la estructura, en donde depende es directamente del tipo de suelo, material de la estructura, de la estructura y el de presión ocasionada en la zona (Suarez, 2009).

Para el análisis de este efecto, se tienen que tomar en cuenta tres condiciones que son:

- **Fricción Estructura-Cimentación:** es aquella fricción suelo-muro, en la cual es producida por una entre el material de la estructura y el suelo de cimentación, para la obtención de la fricción, se logra a partir del Angulo de fricción que posea el suelo.

Tabla 4

Rango de valores de la fricción suelo-material en la cimentación.

Material	Para cimientos
Concreto Liso	0.8 a 0.9 Φ
Concreto Rugoso	0.9 a 1.0 Φ

Bloques de Mampostería liso	0.5 a 0.7 Φ
Bloque de Mampostería rugoso	0.9 a 1.0 Φ
Acero Liso	0.5 a 0.6 Φ
Acero Rugoso	0.7 a 0.8 Φ
Geotextil	0.5 a 0.9 Φ
Gaviones	0.9 a 1.0 Φ

Fuente: Deslizamiento; Técnicas de Remediación. (Suarez, 2009).

- Fricción en la pared para presión activa: se produce cuando hay la existencia de fricción positiva y donde el suelo retenido trata de desplazarse hacia abajo con respecto a la pared pasando a un estado activo.

Tabla 5

Máximos valores Angulo de fricción Suelo-Estructura para presión activa.

Tipo de estructura	Máximo presión activa
Muro criba, gaviones, y muros completamente empotrados.	+ $\Phi/2$
Sobre paredes virtuales en muros empotrados (T invertida)	+ $\Phi/2$ o el Angulo de la pared cualquier sea menor.
Paredes de muros de gravedad o muros en L y muros sobre pilotes o caissons	+2 $\Phi/3$

Fuente: Deslizamiento; Técnicas de Remediación. (Suarez, 2009).

- Fricción Suelo-Muro para presión pasiva: ocurrirá la fricción suelo-muro en casos que el suelo que se encuentra en la parte pasiva intente sufrir algún movimiento hacia arriba con referencia al muro produciendo de esta manera un estado pasivo.

Tabla 6

Fricción suelo-muro para presiones pasivas

Tipo de Estructura	Máximo Presión Pasiva	
	Suelo Suelto	Suelo Denso
Muros que se muevan poco	0	-ds/2
Tablestacas o muros sobre suelos sueltos que se asientan o se inclinen.	-2ds/3	-2ds/3
Muros cuya estabilidad depender principalmente de la presión pasiva y que pueden hundirse.	0	0

NOTA: ds es el Angulo de fricción suelo muro recomendado para cimientos.

Fuente: Deslizamiento; Técnicas de Remediación. (Suarez, 2009).

Es de resaltar que la determinación de este efecto se realiza mediante la utilización de tablas y es muy raro validar con ensayos de laboratorio, con lo cual se recomienda ser bastante meticuloso en la utilización de la información con el fin de inducir a errores del diseño y ocasionar problemas en la estabilidad de la estructura.

2.3.4.3 Factores de diseño a tener en cuenta.

Según el libro de Deslizamiento y Técnicas de Remediación, (Suarez, 2009), afirma que como toda estructura de contención se debe cumplir una serie de condiciones en lo que se refiere a durabilidad, flexibilidad,, estabilidad y rigidez. Es por esta razón que al momento de realizar un

diseño se debe contar con una serie de información vital y de experiencia que logren garantizar desde su proceso constructivo hasta el funcionamiento del mismo excelente comportamiento ante los agentes que intervengan.

Cuando una estructura de contención llega a tal punto de no garantizar los criterios de comportamiento para los que fue diseñado, se afirma que ha logrado alcanzar su estado limite. En el transcurso del periodo de diseño al que se proyectó el muro, debe analizarse una serie de rangos de estados límites. Algunos de los más importantes se mencionan a continuación

- Estado limite último: Estado por el cual se logra producir una falla bien sea por el suelo de fundación o de la estructura (fractura o inclinación), por tal motivo en el momento del diseño se debe considerar el estado antes de la falla y no ser llevado hasta alcanzar el límite máximo del colapso de la estructura.
- Estado límite de servicio: Parámetro en el cual no se logra a cumplir a cabalidad algún criterio en específico, estos límites deben abarcar los movimientos y esfuerzos que produzcan una estructura deformada para visibilizar su vida útil esperada. Es así como en el diseño de los muros de contención se tiene que tener presente signos notables de peligro que avisen de una posible falla.

En el diseño se tiene que evitar a toda costa que se produzca una falla súbita sin antes haber ocurrido una deformación que muestre el comienzo de una falla. Se recomienda entonces que en el diseño las estructuras tengan una suficiente ductilidad para contrarrestar la rotura

súbita, ya que los elementos al comportarse en un estado flexible prolongan una larga durabilidad en relación a los elementos rígidos que son mucho más vulnerables.

- Durabilidad y mantenimiento: la durabilidad debe garantizar un adecuado funcionamiento ya que al no ser así se pueden generar altos costos de mantenimiento y causar de que la estructura alcance en un periodo relativamente corto en su estado límite de servicio o límite último, por lo tanto en la fase del diseño junto con la durabilidad y el mantenimiento hay que considerar adecuadamente especificaciones como lo son calidad en los materiales de construcción, clima y ambiente donde se propone la estructura.

- Procedimiento constructivo: Es muy importante en la fase de construcción que el diseñador tenga especial cuidado los métodos de construcción y los materiales a emplear para proporcionar una mayor seguridad y optimizar los costos de inversión.

2.3.4.4 Relleno detrás del muro de contención.

La selección del tipo de relleno a utilizar en la estructura depende de ciertos factores como es tipo de muro a utilizar, carga que se le vaya a imponer, materiales disponibles y condiciones físicas y climatológicas del sitio. Un relleno ideal es aquel que garantice un excelente drenaje, que sea resistente, durable y rígido. Pero todos estos factores al final de cuenta dependen en gran parte de los costos y disponibilidad.

En todos los casos se permite un relleno que aunque no sea el más costoso y eficiente, garantice una buena funcionalidad en relación a drenaje, resistencia y durabilidad. En ninguno de los casos se recomienda proporcionar material de relleno que sean de tipo orgánico (materiales vegetales, turba), materiales tóxicos, materiales de subproductos pétreos (llantas, cauchos), además de ningún material arcilloso o expansivo, suelos colapsables o materiales solubles (Suarez, 2009).

2.3.5 Diseño de estructuras de contención.

Para el cálculo de muros de contención, generalmente consiste de métodos de análisis basados en teorías y modelos de modificación. En el análisis a realizar en el proyecto de grado planteado con anterioridad si trabajara el modelo de resistencia ultima.

Un diseño adecuado según el libro de deslizamiento y técnicas de remediación de (Suarez, 2009) debe considerar los siguientes aspectos:

- Cada elemento estructural que haga parte del muro deberá ser lo suficientemente resistente a los esfuerzos de cortante y momento que son propiamente ocasionado por las presiones del talud y demás cargas externas.
- Garantizar restricción al volcamiento.
- Seguro ante los desplazamientos laterales que se puedan producir.
- En ninguno de los casos las presiones del suelo y las externas pueden exceder la capacidad de soporte de la fundación de la base del muro.

- Los asentamientos y distorsiones deben restringirse a valores que pueda tolerar la estructura.
- Controlar en todos los casos la erosión del suelo por debajo de la cimentación y adelante del muro.
- Eliminar posibles presencias de presiones hidrostáticas detrás del muro.
- Garantizar la estabilidad del muro de contención a efectos de deslizamiento.

2.3.5.1 Recomendaciones en el diseño de muros.

A continuación, se presenta una serie de recomendaciones de mucha ayuda al momento de hacer el diseño de muros:

- Se debe buscar la manera de que la carga de la base este concentrada en el tercio medio para impedir posibles esfuerzos de tracción.
- En lo que se refiere al efecto de volcamiento en muros que sean permanentes, su factor de seguridad debe ser por lo mínimo de 2.0
- En los efectos de deslizamiento su factor debe ser mayor a 1.5
- El análisis estructural tiene que poseer un comportamiento similar al de una viga con las cargas distribuidas.
- Conocerse antes de iniciar el diseño, el tipo de suelo a suministrar en el relleno detrás del muro y en ningún caso proporcionar materiales compresibles.

2.3.5.2 Cargas a tener en cuenta en el análisis.

Cada situación de diseño en un muro cualquiera se debe obtener la presencia de cargas concentradas o distribuidas que lleguen afectar el muro, como lo son presiones de tierra, peso por unidad de medida de suelo presente, presiones del agua de forma dinámica y estática, sobrecargas impuestas, así como la presencia de cargas sísmicas.

Adicional a todas cargas mencionadas palabras atrás, deben determinarse en lo posible los factores geológicos tales como reptación del talud, colapso de cavernas al igual que actividades propias por el hombre como excavaciones y explosiones que produzcan vibraciones que alteren el correcto funcionamiento.

Para la selección de la combinación a emplear en el diseño se debe escoger la condición crítica ya que será la carga más grande que pueda llegar a imponérsele a la estructura en determinado momento. En la determinación de las cargas debe conocerse de primera mano la geometría del talud a través de sistemas de información geográficos como también de ensayos de laboratorio, niveles de excavación que será el punto de emplazamiento de la estructura, así como parámetros geotécnicos como lo son peso unitario, resistencia al corte, permeabilidad, esfuerzos del lugar y deformaciones de roca y suelo.

2.3.5.3 Factores de seguridad para el diseño.

El factor de seguridad es un procedimiento que se realiza con el objetivo de proporcionar una mayor seguridad en los cálculos al momento de establecer cada una de las dimensiones que tendrá cada elemento que compondrá la estructura. Aunque dicho factor no es garante en lo absoluto de la estabilidad del muro si no se ha trabajado de manera consecuente con ciertos parámetros adicionales como es el método de análisis, modelo geológico, parámetros geotécnicos, entre otros.

El emplear factores de seguridad no exime en nada aceptar errores en el cumplimiento de especificaciones técnicas de construcción, equivocaciones en el procedimiento del cálculo, utilización del método de análisis erróneo, la falta de supervisión e interventoría.

En la siguiente tabla (Suarez, 2009) proporciona factores de seguridad para las diferentes cargas de diseño suponiendo un estado límite último.

Tabla 7

Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño para estados límite últimos.

Carga	Factor de Seguridad Mínimo Recomendado
Carga muerta debido al peso del muro	1.0
Carga muerta debido al peso del suelo	1.0
Carga sísmica	1.0
Carga de agua	1.0
Sobrecarga	1.5
Peso unitario	1.0
Angulo de fricción en la base	1.2
Resistencia al cortante drenada	1.2
Resistencia al cortante no drenada	2.0
Permeabilidad del suelo	1.0
Permeabilidad de filtros y drenajes	10.0
Resistencia a la compresión de la roca	2.0
Peso unitario del agua	1.0

Pesos unitarios estructuras (concretos, acero)	1.0
Resistencia de la estructura	Los indicados en NSR-10 para cada tipo de estructura

Fuente: Deslizamiento; Técnicas de Remediación. (Suarez, 2009).

2.3.6 Método de la resistencia última.

Para realizar el cálculo de la estructura, deben considerarse dos tipos:

- De análisis: Debe analizarse una serie de parámetros como sección, refuerzo, esfuerzo del concreto y acero con el fin de calcular la resistencia y esta a su vez ser comparada con los esfuerzos máximos admisibles.
- De diseño: en esta etapa se evalúan todas las cargas presentes, la luz entre elementos, selección de sección y el refuerzo longitudinal y transversal que tendrá la estructura en cada uno de sus elementos.

La ecuación de diseño es la siguiente

$$\Phi M_n = \Phi * p * F_y \left(1 - 0.59 * p * \frac{F_y}{F'_c} \right) * b * d^2$$

$$\Phi M_n > M_u$$

Dónde:

M_n: Resistencia nominal o momento nominal resistente

Φ: Factor de reducción de resistencia (C.9.3 del NSR-10)

M_u: Momento producido por las cargas mayoradas.

Para seleccionar la reducción de resistencia Φ esta debe basarse en el numeral C.9.3 del (Ministerio de Ambiente, 2010) en:

- Probabilidad de existencia de elementos con una resistencia baja ocasionado por variación en los materiales y dimensiones.
- Variación en los resultados de la ecuación de diseño.
- Ductilidad y confiabilidad de la estructura bajo cargas de consideración
- Grado de importancia del elemento estructural.

2.3.6.1 Teoría de la flexión.

Para el análisis del comportamiento que sufren los elementos a flexión se hacen las siguientes deducciones:

- La sección transversal de los elementos que trabajan a flexión como las vigas, en el plano perpendicular, permanecen totalmente rectas en proceso de flexión.
- Se supone que el acero al igual que el concreto se deforman al mismo tiempo.
- El cálculo de los esfuerzos para el concreto y el acero se hace mediante la curva de esfuerzo vs deformación del concreto.
- El esfuerzo a tensión en el concreto no es resistido, ya que la resistencia a tensión es muy poca en relación con la del acero.
- Se deduce que la falla en el concreto es producido cuando este llega al valor límite, y particular mente ocurre cuando la pendiente es negativa del diagrama que se presenta a continuación.

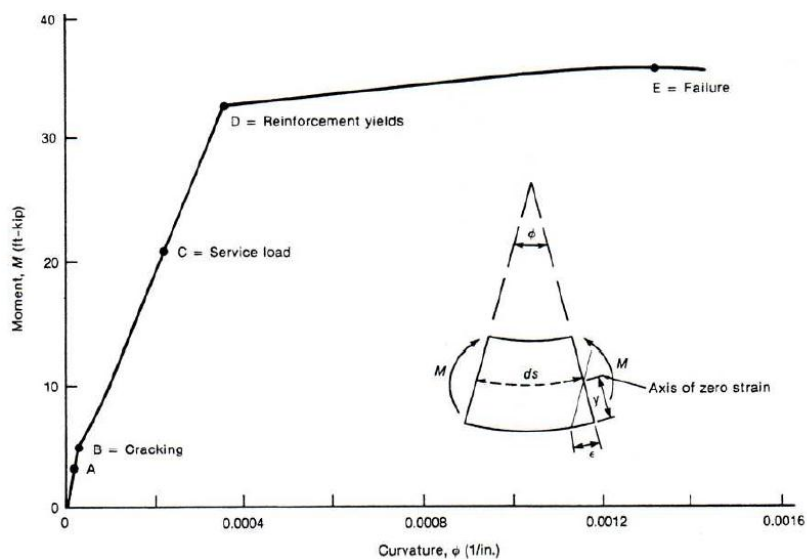


Figura 5 Diagrama M- Φ . MacGregor & Wight, (2011).

- Deformación máxima a compresión del concreto reforzado $\epsilon_{cu}=0.003$ según (C.10.2.3) del (Ministerio de Ambiente, 2010).

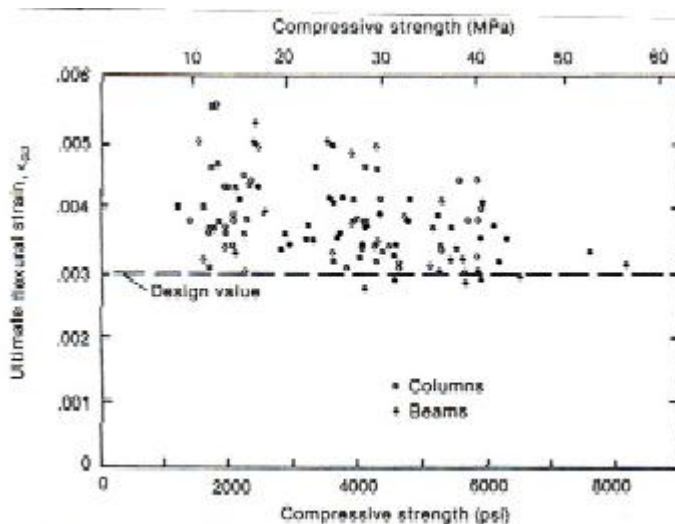


Figura 6 Deformación a compresión límite del concreto. (MacGregor & Wight, 2011).

- Por último la relación esfuerzo – deformación en el concreto se asume que tendrá un comportamiento parabólico, rectangular o trapezoidal como se aprecia a continuación.

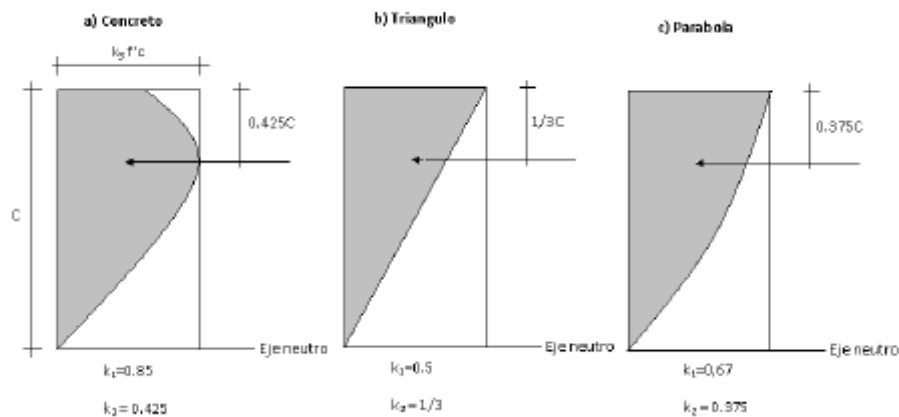


Figura 7 Comportamiento Esfuerzo-Deformación. (Calavera, 2011).

2.3.6.2 Esfuerzos en el concreto reforzado. Los esfuerzos que componen el concreto reforzado son dos a compresión y tensión, en el comportamiento a compresión el concreto toma una forma geométrica llamada bloque de Withney, y luego de muchas investigaciones y para facilidad del ingeniero calculista se llevó a una forma rectangular, como se ve a continuación.

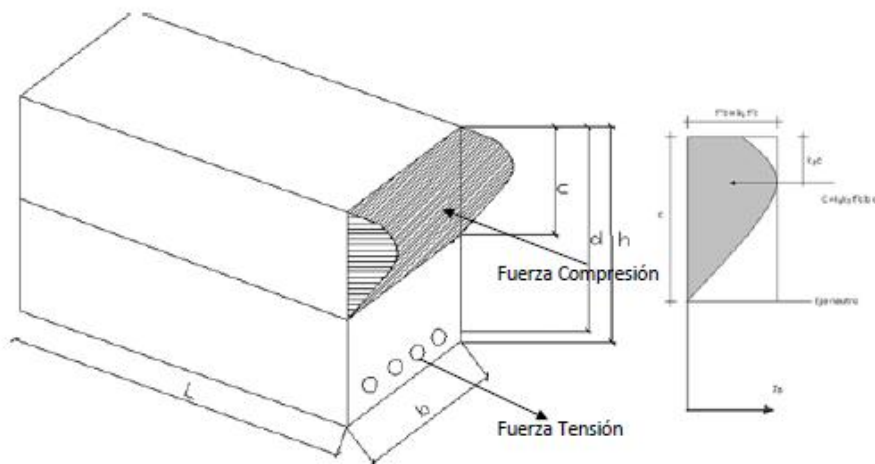


Figura 8 Bloque de Withney en concretos reforzados. (Franco, 2011).

La distribución rectangular de esfuerzos tiene las siguientes características:

- El esfuerzo uniforme de compresión $\alpha_1 f'_c$ se debe asumir distribuido en la zona de compresión.
- La distancia c se mide desde la fibra extrema con compresión hasta el eje neutro.
- $\beta_1 = 0.85$ para un F'_c de hasta 28 MPa, $\beta_1 = 1.05 - 0.05*(F'_c/1000)$ para $4000 < F'_c < 8000$ psi y $\beta_1 = 0.65$ para $F'_c > 8000$ psi.

2.3.6.3 Tipos de falla en el concreto reforzado.

Según el libro Estructuras de concreto I de (Franco, 2011) El tipo de falla presente en el concreto depende directamente de propiedades geométricas de la sección, acero de refuerzo y la resistencia que contenga los materiales, entre los que están son:

- Falla en tensión o sub reforzada. Se ocasiona por fallar primero el acero antes que el concreto y este tipo de falla es la que se espera que se presente con el fin de evitar accidentes.
- Falla en compresión o sobre reforzada: Se presenta cuando falla primero el concreto y el acero aun no alcanza la fluencia, este tipo de falla es la que no se espera que suceda.
- Falla balanceada: El concreto y el acero fallan simultáneamente en el mismo instante.

2.3.7 Modelado software SAP 2000.

Software empleado para el cálculo de estructuras que se basa en elementos finitos, sus siglas de origen inglés hacen referencia a Structural Analysis Program. Es un programa con interfaz de gráficos en 3D que está orientado a objetos, modelación, análisis y dimensionamiento de un amplio conjunto de problemas presentes en la ingeniería estructural (Eadic, 2015).

Con la implementación del software se logra realizar una serie de actividades, que son vitales para el cálculo del diseño final de la estructura a desarrollar, entre lo más relevante esta:

- Análisis lineal.
- Asignación de materiales.
- Análisis de resultados según los tipos de carga.
- Interacción suelo estructura.
- Análisis de resultados de esfuerzos de diseño.

2.4 Marco legal

2.4.1 Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 Reglamento NSR-10.

Por la cual establece los parámetros y requisitos de diseño en los diferentes tipos de muro de contención.

2.4.2 Norma técnica colombiana (NTC 3318).

Por la cual establece las especificaciones para la producción de concretos.

2.4.3 Norma de construcción para llenos compactados (NEGC-204-00).

Por la cual establece los requisitos técnicos que se deben cumplir para realizar los llenos con materiales de préstamo o material seleccionado de la excavación

2.4.4 Norma de construcción de excavaciones (NC-MN-OC03-01).

Por el cual establecer los requisitos técnicos que se deben cumplir para las excavaciones

Capítulo 3. Diseño Metodológico

3.1 Tipo de investigación

El presente trabajo se realizó mediante un tipo de investigación descriptiva ya que para su desarrollo se requiere de la búsqueda de información preliminar de los lugares de estudio en los que se ubicarán los muros de contención, en este caso, del Municipio de Ocaña, Norte de Santander, como geología, morfología, topografía, zona de amenaza sísmica, entre otros, además mediante el estudio geotécnico se necesita conocer factores como capacidad portante del suelo, coeficiente de fricción interna del suelo, cohesión, coeficientes de empuje activo, pasivo y en reposo, que servirán como base para la realización de los diseños de los muros de contención. Por otro lado, se debe hacer la modelación de cada tipo de muro utilizando el software SAP 2000, con el propósito de verificar los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento, que garanticen la estabilidad del terreno.

3.2 Población

Para la elaboración de este proyecto se tomarán como base los 48 millones de habitantes de Colombia, quienes podrán acceder a la utilización de la guía práctica en cuanto al diseño de los muros de contención se refiere además este estudio.

3.3 Muestra

La muestra se realizará con la población actual del Municipio de Ocaña, Norte de Santander que según el DANE es de 130.000 habitantes.

3.4 Recolección de la información

Para la recolección de la información se establecen las siguientes técnicas:

La documentación: A través de la Alcaldía del Municipio de Ocaña, se verificará la existencia de levantamientos topográficos de las zonas de estudio, estudios geotécnicos realizados para conocer parámetros que ayuden al diseño de los muros de contención como capacidad portante y coeficiente de fricción interna del suelo, coeficientes de empuje pasivo, activo y en reposo, entre otros.

La observación: A través de visitas en sitio, se realizará un análisis de los lugares donde se ubicarán cada una de los muros de contención, previendo zonas de posible inundación, remoción de masa o riesgo de amenaza sísmica. Teniendo en cuenta parámetros como la estabilidad y altura del terreno, capacidad portante del suelo, etc., se escogerá el tipo de muro que represente mayor economía y estabilidad del talud.

La entrevista: Se llevará a cabo a través de diálogo directo con la comunidad, testimonios de las personas donde expresan la necesidad de construcción de muros de contención para poder solventar sus necesidades y evitar poner en riesgo sus vidas.

3.5 Metodología

Los procedimientos para el análisis de la información, utilizando las técnicas e instrumentos anteriormente descritos son de carácter cualitativo y cuantitativo.

Análisis cualitativo: El software SAP 2000 es una herramienta computacional que permite realizar la modelación de diferentes tipos de estructuras como puentes, edificios, cubiertas, muros, etc. con el propósito de que ayude al procesamiento y análisis de resultados que se verificarán de manera más rápida con las especificaciones de diseño mínimas exigidas en el reglamento. En el presente proyecto se realizará la modelación del muro en mampostería confinada que consta de elementos en concreto reforzado como columnas, vigas y zapatas, que confinan los muros en ladrillo macizo y estos a su vez ayudan a disminuir los costos de construcción. Por otro lado, la modelación de los muros en concreto reforzado obedece a un bloque de hormigón que trabajará en voladizo, y está constituido por la zarpa y el vástago, elementos estructurales que ayudan a soportar los empujes activos del terreno y a contrarrestar los posibles asentamientos del mismo.

Análisis cuantitativo: Se realizará la modelación estructural de dos tipos de muros de contención como son el de mampostería confinada y el de concreto reforzado en voladizo.

Capítulo 4. Desarrollo del proyecto

Para la elaboración de la guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada y concreto reforzado mediante el software SAP2000, se desarrollaron los diferentes objetivos específicos de acuerdo al diseño metodológico propuesto, que a mediante su desarrollo y cumplimiento se logró la ejecución del proyecto de investigación, cuyos resultados principales se indican a continuación:

4.1 Elaborar un diagnóstico técnico y normativo sobre los criterios de diseños de muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo a partir de la NSR-10.

Dentro de los aspectos considerados en el Título H de las NSR-10 se considera la estabilidad de laderas ya sean naturales o intervenidas, estos aspectos deben ser tomados en consideración para el diseño de muros de contención, ya sea que estos se realicen en mampostería confinada o en concreto reforzado en voladizo.

Inicialmente, siempre que se proyecte una edificación cuya implantación se realice en forma parcial o total sobre una ladera, un profesional a cargo, el cual en general debe ser un ingeniero geotecnista, debe realizar un análisis de la estabilidad de los taludes que representen una amenaza para las edificaciones y diseñar las obras y medidas necesarias para lograr un nivel de estabilidad aceptable.

4.1.1 Estabilidad de taludes.

Como parte de las consideraciones generales para los análisis de estabilidad de laderas naturales o intervenidas y taludes de excavación, se deben tener en cuenta la geometría del terreno antes y después de cualquier intervención constructiva, la distribución y características geomecánicas de los materiales del subsuelo que conforman el talud, las condiciones hidrogeológicas e hidráulica, las sobrecargas de las obras vecinas los sistemas y procesos constructivos y los movimientos sísmicos (NSR-10, 2010).

Para los análisis de estabilidad se requiere contar con un modelo geológico-geotécnico que contenga al menos una sección transversal del terreno que incluyendo la localización y características de la edificación, represente razonablemente la topografía de la superficie del talud, en dónde este sea más alto o más empinado, la distribución de los materiales en profundidad, las condiciones del agua subterránea y la localización de sobrecargas, que definan el o los mecanismos de falla que se deban considerar para los análisis de estabilidad. Cuando la irregularidad morfológica o litológica del terreno así lo indique, se requerirá contar con por lo menos una sección en cada zona homogénea definida en el modelo del área de estudio, en donde a criterio del ingeniero geotecnista, exista probabilidad cinemática de que se presenten procesos de inestabilidad (NSR-10, 2010).

Dentro del análisis y diseño de las estructuras de contención, se deben evaluar el efecto del agua en la disminución del esfuerzo efectivo del suelo y de la resistencia al corte, es decir, se

debe evaluar las presiones de poros. La cual se puede analizar con alguna de las siguientes metodologías:

- Red de flujo: necesaria en el caso en que la cabeza piezométrica no corresponde con la superficie del nivel freático.
- Nivel freático: En el caso en que la cabeza piezométrica corresponde con la superficie de la tabla de agua, por encontrarse esta última a presión atmosférica.
- Ru: Cociente entre la presión de poros y el esfuerzo vertical total. Este valor puede variar para el mismo material, dependiendo de su posición relativa respecto a la superficie de agua y a la superficie del terreno. Es por ello que se recomienda calcular tantos valores como sean necesarios de acuerdo con la complejidad del problema.

Para efectos del análisis y diseño debe considerarse también la aceleración máxima a_{max} del terreno, es decir se debe tomar en consideración el sismo de diseño. Esta aceleración es obtenida bien sea de un espectro de diseño para un periodo cero o por medio de análisis de amplificación de onda unidimensionales o bidimensionales, correspondiente a los movimientos sísmicos que se definen en el capítulo A.2 de la NSR-10.

4.1.2 Estructuras de contención.

Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables. Las estructuras de contención pueden ser autónomas, que

soporten directamente las solicitudes de los materiales por contener, o que involucren a dichos materiales con ayuda de refuerzos, para que éstos participen con sus propiedades a soportar dichas solicitudes en forma segura.

Las estructuras de contención pueden ser muros de gravedad (en mampostería, concreto ciclópeo, tierra reforzada, gaviones, o cribas), muros en voladizo (con o sin contrafuertes), tablestacas, pantallas atirantadas y estructuras entibadas (NSR-10, 2010).

4.1.2.1 Estados limite

Los estados Imite de falla que se deben considerar para un muro son la rotura estructural, las deformaciones de la estructura, el volteo. la falla por capacidad de carga, la pérdida de apoyo por erosión del terreno, el deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y en su caso la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

Por otro lado, cuando las deformaciones del sistema de contención afecten el funcionamiento de estructuras vecinas o generen procesos de falla en otras estructuras, se denomina estado límites de servicio (NSR-10, 2010).

4.1.2.2 Consideraciones de diseño

En el diseño de estructuras de contención se deben tener en cuenta las condiciones externas a que puede estar sometida, tales como las sobrecargas por otras estructuras, los procesos de construcción, las presiones hidrostáticas, las cargas de anclaje, las cargas de tráfico, las características del relleno, el sistema de drenaje, procesos de socavación o de oleaje (en vecindad de cuerpos de agua), efectos sísmicos y efectos de temperatura. También debe tenerse en cuenta el tempo de servicio esperado de la estructura.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones que se deben tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo que contiene, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evalúan en la forma indicada en capítulo H-5 (NSR-10, 2010).

Estas estructuras deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de material por contener y el método de colocación del mismo.

4.1.2.3 Presión de tierras

En La presión que las tierras ejercen sobre la estructura que las contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otro. Depende, en términos generales del desplazamiento del conjunto, así: en el estado natural sin deformaciones Laterales, se dice que la presión es la del reposo: si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra. La presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a La hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro. La distribución debe adoptar una forma curvilínea (NSR-10, 2010).

Los desplazamientos relativos se presentan en la figura 9, y se cuantifican en la tabla 8.

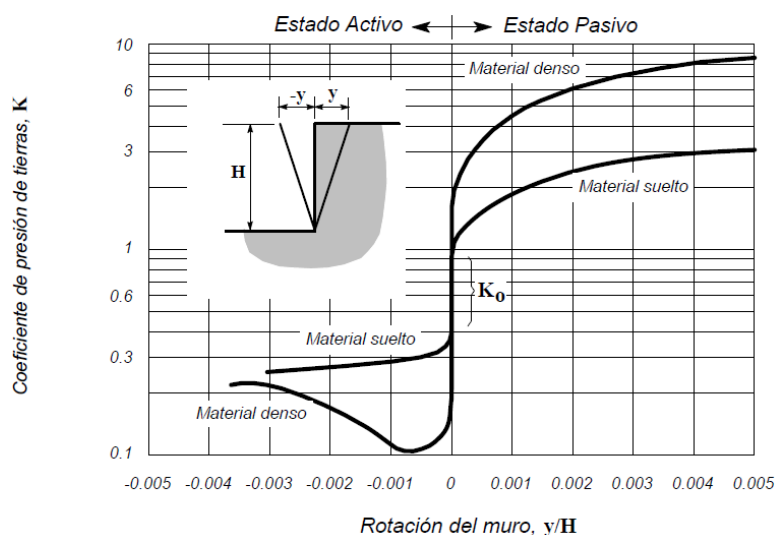


Figura 9 Desplazamientos relativos. (NSR, 2010)

Tabla 8

Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activos y pasivos.

Tipo de suelo	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	0.001 H	0.020 H
Granular Suelto	0.004 H	0.060 H
Cohesivo Firme	0.010 H	0.020 H
Cohesivo Blando	0.020 H	0.040 H

Fuente: Autores, 2020.

4.1.2.4 Coeficiente de presión lateral de tierras

Se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo, y se expresa de la siguiente forma:

$$K_h = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

4.1.2.5 Empuje lateral de tierras

Se define como la fuerza lateral ejercida por el suelo y se define como:

$$P'_h = \sum K_h \sigma'_v \Delta h$$

4.1.2.6 Estado en reposo

Corresponde al coeficiente de presión de tierras en reposo, definido como:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$$

4.1.2.7 Suelo normalmente consolidado

En este caso $K_{oh} = K_o$, lo cual quiere decir que la presión horizontal de tierras es igual a la presión en reposo.

4.1.2.8 Suelo preconsolidado

Cuando el suelo este pre consolidado este coeficiente debe evaluarse como se indica a continuación:

$$K_h = (1 - \sin \varphi') RSC^{\sin \varphi'}$$

4.1.2.9 Terreno inclinado

Cuando el terreno por contener no es horizontal sino que posee una inclinación β , este valor se convierte en

$$K_h = (1 - \sin \varphi') RSC^{\sin \varphi'} (1 + \sin \beta)$$

En el cual β debe tomar con su signo (+ hacia arriba y – hacia abajo) y valida para $|\beta| \leq \varphi'$

4.1.2.10 Estado activo

El estado activo se identifica con un desplazamiento menor del muro en el sentido contrario al del banco de tierra que contiene. El valor del coeficiente activo de presión de tierras es entonces K_A . Los empujes sobre muros de contención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base (por ejemplo gaviones). En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos (NSR-10, 2010).

4.1.2.11 Estado pasivo

El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando es empujado por el muro; al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El valor del coeficiente pasivo de presión de tierras es entonces K_p (NSR-10, 2010).

4.1.2.12 Otros métodos

En casos donde se requiera un estricto control de las deformaciones se permite el empleo, con el mejor criterio posible, de metodologías tales como elementos finitos, diferencias finitas o elementos de borde (NSR-10, 2010).

4.1.2.13 Estados de calculo

La selección de los estados activos, en reposo o pasivos, actuantes sobre la estructura de contención debe quedar plenamente justificada, teniendo en cuenta los procedimientos constructivos, posibilidad de deformación de la estructura de contención y las características propias del suelo por soportar.

4.1.3 Empujes debidos al agua.

Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando esto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras. Los muros de contención deberán siempre dotarse de un sistema de filtros y drenajes colocados atrás del muro. Estos dispositivos deberán diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para buscar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Cuando la permeabilidad de la estructura sea superior a 1 cm/s como en el caso de gaviones o criba, se puede emplear la propia estructura de contención para la captación y conducción del

agua, pero se debe evitar la erosión del suelo que soporta por medio de filtros y garantizar el desagüe. Se tomará en cuenta que. Aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo (NSR-10, 2010).

4.1.4 Empujes por cargas externas.

Los empujes resultantes de cargas externas, tales como sobrecargas en la parte superior del muro, cargas de compactación, cargas vivas temporales o permanentes, deben considerarse por separado de acuerdo con la incidencia sobre el muro que se calcula.

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidas, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor, contenido de agua y uso de colocación en altura de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa en la prueba Proctor estándar o en métodos especiales para materiales muy gruesos. Los rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño (NSR-10, 2010).

4.1.5 Criterios geotécnicos.

En los proyectos que involucren la construcción de sistemas de estabilización como muros de contención, se debe incluir un análisis de las condiciones físicas e hidromecánicas de los depósitos de suelos o macizos rocosos involucrados, considerados para cada uno de los escenarios de riesgo, dicho análisis debe incluir como mínimo lo siguiente:

Antes de la construcción: En este apartado se deberá incluir las condiciones de los geomateriales presentes en la obra, calculados mediante procedimientos y prácticas convencionales, y aquellas que se consideren dentro de la NSR-10. Se hace especial énfasis en el cálculo de las condiciones inalteradas y con cambios menores respecto de la variación de propiedades esfuerzo-deformación con relación a las determinadas en ensayos de laboratorio.

Durante la construcción: Se deben describir las condiciones que cambien o modifiquen las propiedades de los geomateriales, como cambios en el estado de esfuerzos como descargas, recargas, humedecimiento, secado. Los efectos debidos a perforación, vibraciones, ruidos, emisiones y manejo de lodos, y en general cualquier fuente de contaminación o cualquier alteración del subsuelo de apoyo, incluyendo variaciones en resistencia y rigidez debidas a la aplicación de cargas (NSR-10, 2010).

Después de la construcción: Se describen las condiciones en las que se esperan permanezcan los geomateriales durante la vida útil del muro de contención, para lo cual se debe

prever la necesidad de construir sistemas especiales de mantenimiento de la estructura, así como de elementos para el monitoreo de la posible variación de propiedades esfuerzo-deformación del suelo de apoyo, debidas a la modificación de la trayectoria de drenaje o inducción de presiones adicionales que aceleren o modifiquen las tasas de deformación.

4.1.6 Consideraciones de las excavaciones.

Como parte del análisis del diseño de muros de contención también deben considerarse las obras de excavación necesarias para la ejecución de las obras. En este sentido, cuando existan separaciones las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales, con una pendiente evaluada con los parámetros de análisis del capítulo H.6 de la NSR-10.

En el caso de no existir un espacio adecuado que permita la construcción de taludes perimetrales

4.1.6.1 Control del flujo de agua.

Como parte del diseño de muros de contención se deben considerar la construcción de las obras necesarias para controlar el flujo de agua en el subsuelo, tomando las precauciones necesarias para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se deberá escoger el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los tubos. Y del espesor y composición granulométrica del filtro. De igual forma se deben especificar la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diferentes etapas de la excavación (NSR-10, 2010).

En el caso de materiales compresibles y excavaciones importantes, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aíslen, de tal manera que se modifique lo menos posible el estado de esfuerzos efectivos e iniciales del terreno; para controlar esto es muy importante la instalación de piezómetros previo al inicio de la construcción. No se debe descartar la instalación de otros instrumentos como inclinómetros, extensómetros, etc.

4.1.6.2 Secuencias de excavación.

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta es el procedimiento que se deberá seguir para el proceso de excavación, de tal forma que no se rebasen los estados límites de servicio,

movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y la zona circundante.

De ser necesario la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalizando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos: estas precauciones se consignarán debidamente en los planos. Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fracción hincados previamente a la excavación y capaces de atender los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

4.1.7 Estructuras de contención.

Durante los procesos constructivos que involucran estructuras de contención, independientemente del tipo de estructura del cual se trate (cantiliver, de gravedad, con contrafuertes, apuntalada, etc.). Se deberá prever los cuidados necesarios para no inducir sobreesfuerzos que conlleven deformaciones sobre estas y que posteriormente puedan reducir la capacidad de soporte para la cual fueron diseñadas, bajo la condición de carga final de trabajo

Se debe incluir la secuencia completa de ejecución de actividades, de manera tal que se garantice que ni los suelos de cimentación ni aquellos que servirán de relleno a la estructura de contención, sufran variaciones importantes en su rigidez y resistencia, y de manera particular en la densidad del material a colocar en el trasdós del muro, toda vez que este factor puede inducir degradación prematura de la estructura de contención (NSR-10, 2010).

Los sistemas de drenaje preventivo deberán diseñarse e instalarse en la forma adecuada para buscar tanto la estabilidad de la estructura de contención como del material contenido y la menor variación posible de las trayectorias de drenaje naturales. Cuando se trate de estructuras de contención relacionadas con estabilidad de taludes o laderas producto de análisis en estudios de remoción en masa, se deberán tener en cuenta además de los requisitos contemplados en estas normas, aquellos prescritos por las normas que regulen ese tipo de estudios en cada zona geográfica del país.

4.1.8 Diseño de muros.

Los muros de contención en voladizo se diseñan de acuerdo a las disposiciones de diseño por flexión del capítulo C.10 de la NSR10 con un refuerzo horizontal mínimo de acuerdo al apartado C.14.3.3 (Cuantía mínima).

El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales deben basarse en las siguientes hipótesis y además deben satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformación (NSR-10, 2010):

- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro excepto para vigas de gran altura.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquiera otra forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.
- Un esfuerzo en el concreto de $0.85 f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

- La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para f'_c entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85 para f'_c superiores a 28 MPa, β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65.

La separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b de ala o cara de compresión. También debe tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

4.1.8.1 Refuerzos mínimos en elementos sometidos a flexión.

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Pero no menor a $1.4b_w d/f_y$

Para los elementos estáticamente determinados con el ala en tracción, $A_{s,min}$ no debe ser menor que el valor dado por la ecuación anterior, reemplazando b_w por $2b_w$ o el ancho del ala, el que sea menor (NSR-10, 2010).

4.1.9 Diseño de refuerzo para cortante en muros.

En todo muro se requiere de un refuerzo para el cortante, tanto a nivel vertical como horizontal. El refuerzo distribuido se identifica como estando orientado en el eje longitudinal o transversal del muro. Por lo tanto, para segmentos verticales del muro, la nomenclatura utilizada para describir la cuantía del refuerzo horizontal es ρ_t y la nomenclatura utilizada para describir la cuantía de refuerzo vertical distribuido es ρ_ℓ (NSR-10, 2010).

Donde V_u exceda ϕV_c , el refuerzo para cortante horizontal debe diseñarse para satisfacer las ecuaciones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculado mediante

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

Para el caso de los muros el V_s se debe calcular por medio de:

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

Donde A_v es el área del refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s , y d se determina de acuerdo con el numeral C.11.9.4 de la NSR10.

La cuantía de refuerzo horizontal para cortante, ρ_t , no debe ser menor que 0.0025 así mismo, el espaciamiento del refuerzo horizontal para cortante no debe exceder el menor de $\ell_w/5$, $3h$, o 450 mm, donde ℓ_w es la longitud total del muro (NSR-10, 2010).

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_t , no debe ser mayor que:

$$\rho_t = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_t - 0.0025)$$

El espaciamiento del refuerzo vertical para cortante no debe exceder el menor de $\ell_w/3$, $3h$, o 450 mm, donde ℓ_w es la longitud total del muro.

4.1.10 Disposiciones especiales para el diseño de cortante en muros.

El diseño de la fuerza cortante perpendicular al plano del muro, se realiza bajo las mismas consideraciones que para las losas. De manera alterna, se permite el diseño de muros con una altura no mayor al doble del largo del muro. El cortante en el plano del muro es principalmente importante en muros con una pequeña relación de altura vs longitud. Puesto que el diseño de muros altos, sobre todo aquellos con una distribución de refuerzo uniforme tienen controlada las consideraciones de flexión (NSR-10, 2010).

En cualquier sección horizontal del cortante del plano en el muro no debe tomarse un valor mayor que $0.83\sqrt{f'_c}hd$, donde h es el espesor del muro. Para el diseño de fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro, d , debe considerarse igual a $0.8\ell_w$. Se puede utilizar un valor

mayor de d , igual a la distancia de la fibra extrema en compresión a la resultante de las fuerzas de todo el refuerzo en tracción, cuando la ubicación de la resultante se determine por un análisis de compatibilidad de deformaciones.

Se permite que las secciones situadas más cerca de la base del muro que una distancia $\ell_w/2$ o la mitad de la altura del muro, la que sea menor, sean diseñadas para el mismo V_c calculado para una distancia $\ell_w/2$ o la mitad de la altura.

4.2 Realizar diseños para calibración de resultados a partir de la utilización del software SAP 2000 para la modelación de muro de contención en mampostería confinada y concreto reforzado en voladizo.

Los muros de contención dependen de las características físicas y mecánicas del terreno donde se implantará la estructura, así mismo su geometría y materiales de construcción están directamente relacionados con las fuerzas con la cual el suelo empuja la obra de contención. El presente estudio se desarrolla con los materiales que se encuentran en el municipio de Ocaña, que pertenecen a las dos formaciones geológicas del municipio, la formación Algodonal y el complejo ígneo intrusivo – extrusivo, según la metodología propuesta en este estudio se tomarán datos de taludes que ya hayan explorado en la ciudad para realizar los cálculos y diseños de muros de contención en voladizo y en mampostería confinada, dichos datos fueron obtenidos de trabajos de grado de estudiantes de la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña.

La formación Algodonal está presente en gran parte del municipio de Ocaña, por lo cual se tomó el talud analizado por (Conde y Álvarez, 2014) el cual se presentan varios estratos de suelo, pero para el análisis se tomó el estrato de arcilla, el cual tiene las características enunciadas en la tabla 9.

Tabla 9

Propiedad de un talud de la formación algodonal.

Estrato	Descripción	P.U gr/cm³	S.U.C.S	AASHTO	Φ	C
6	Arcilla	2.07	CL	A-7-6(12)	22.7	19.52

Fuente: Autores, 2020.

Una vez conocidas las características del terreno a implantar el muro se procede con el diseño de la geometría del muro, en primera instancia se predimensionará el muro voladizo, los parámetros a calcular son mostrados en la figura 10.

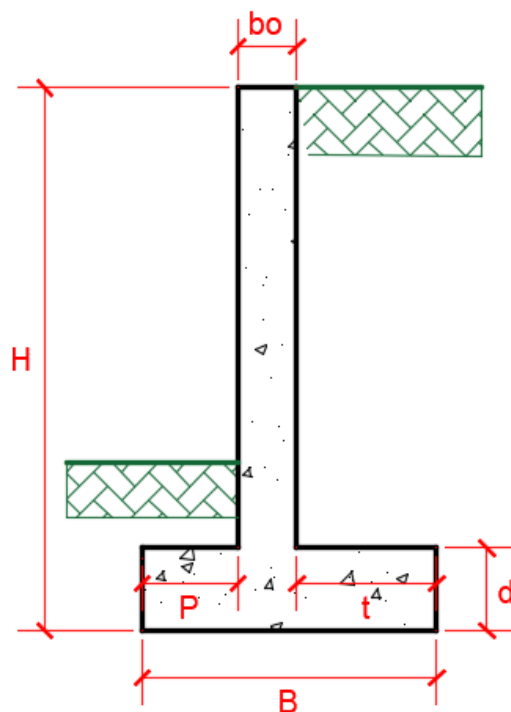


Figura 10 Elementos de un muro en voladizo. Autores (2020).

Los muros en voladizo generalmente tienen material de relleno en el trasdós de este, dicho material difiere del terreno natural y tiene propiedades específicas que están relacionadas con el peso específico del lleno, el ángulo de fricción interno de las partículas y el coeficiente de fricción, en la tabla 10 se muestra los materiales usados en los llenos.

Tabla 10

Materiales usados en los llenos.

Suelo del lleno	γ suelo (ton/m ³)	Φ	μ
Granular suelto	1.4	8°	4
Granular compactación	1.6	33°	0.45

media			
Granular bien compactado	1.7	38°	0.5
Granular muy compactado	1.9	45°	0.55

Fuente: Autores, 2020.

El cálculo del empuje de tierras está dado por el empuje activo y el empuje pasivo, el primero actúa paralelo al lleno y la configuración de presiones es triangular, por lo cual la resultante de esta fuerza está ubicada a H/3 de su base y se calcula con la siguiente ecuación:

$$E_a = K_a * \gamma_{suelo} * \frac{H^2}{2}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\Phi)}{1 + \text{sen}(\Phi)}$$

Así mismo se tiene el coeficiente de empuje pasivo y estado por la ecuación

$$E_p = K_p * \gamma_{suelo} * \frac{H^2}{2} \quad (\text{Ec. 3})$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \left(\frac{\Phi}{2}\right)\right) \quad (\text{Ec. 4})$$

Ahora bien, el predimensionamiento del muro de contención con una altura de 4 metros es el siguiente: B= 2.0 m; d= 0.40 m; P= B/3 = 0.70 m; bo= 0.30 m; t= 1.0 m; para el cual se tiene un coeficiente de empuje activo de tierras para un relleno bien compactado Ka de 0.237, por su parte el coeficiente de empuje pasivo está dado por el terreno natural con Kp de 2.256.

El análisis de estabilidad de muro se realiza con los factores de seguridad al volcamiento y al deslizamiento, considerando las cargas vivas y muertas que se encuentran en el título B de la norma NSR-10, el diagrama de presiones actuantes se muestra en la figura 11.

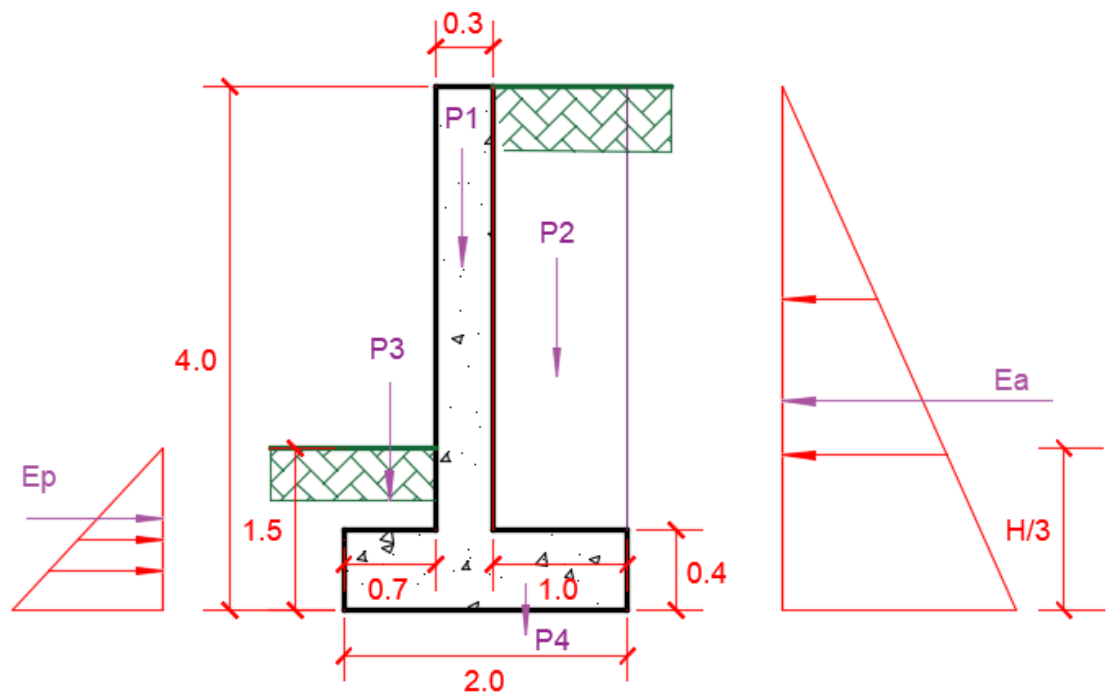


Figura 11 Predimensionamiento del muro en voladizo. Autores (2020)

La tabla 11 muestra el análisis de estabilidad con las fuerzas actuantes en el muro, el empuje pasivo no se considera puesto que se toma como un factor de seguridad, ya que puede ser retirado posteriormente del muro y ocasionar inestabilidad en este.

Tabla 11

Análisis de estabilidad.

	Fuerza, ton		X (m)	Mv	Mh
	F	V		H	ton-m
P1=1.2*0.3*3.6*2.4		3.11		0.85	2.644
P2=1.2*1.0*3.6*1.7		7.344		1.5	11.016
P3=1.2*0.7*1.5*2.07		2.608		0.35	0.91
P4=1.2*2*0.4*2.4		2.304		1	2.304
Ea=1.6*0.237*1.7*4 ² /2			5.15	1.333	6.866
Sumatoria		15.366	5.15	16.877	6.866

Fuente: Autores, 2020.

4.2.1 Factores de seguridad.

- Al Volcamiento. Según la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 3.0 y está dado por la siguiente ecuación

$$F.S.v = \frac{\sum Mv \text{ (fuerzas estabilizadoras)}}{\sum Mh \text{ (empuje de tierras)}}$$

$$F.S.v = \frac{16.877}{6.866} = 2.45 < 3.0 \text{ No cumple}$$

- Al Deslizamiento. Según la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 1.6 y está dado por la siguiente ecuación

$$F.S.d = \frac{\mu \sum V}{\sum H} \quad (\text{Ec.5})$$

$$F.S. d = \frac{0.47 * 15.366}{5.15} = 1.40 < 1.6 \text{ *No cumple*}$$

Debido a que los factores de seguridad no cumplen, se realizan cambios en el predimensionamiento de la estructura aumentando la base (B) a 2.3m, así mismo se aumenta el talón a 1.3 m, para cumplir los factores de seguridad, la tabla 12 muestra el nuevo análisis de estabilidad.

Tabla 12

Nuevo Análisis de estabilidad.

	Fuerza, ton			X (m)	Mv	Mh
	F	V	H		ton-m	ton-m
P1=1,2*0,3*3,6*2,4		3,110		0,850	2,644	
P2=1,2*1,3*3,6*1,7		9,547		1,650	15,753	
P3=1,2*0,7*1,5*2,07		2,608		0,350	0,913	
P4=1,2*2,3*0,4*2,4		2,650		1,150	3,047	
Ea=1,6*0,237*1,7*4^2/2			5,150	1,333		6,865
Sumatoria		17,915	5,150		22,357	6,865

Fuente: Autores, 2020.

Factores de seguridad

- Al Volcamiento.

$$F.S.v = \frac{22.357}{6.866} = 3.256 < 3.0 \text{ cumple}$$

- Al Deslizamiento.

$$F.S.d = \frac{0.47 * 17.915}{5.15} = 1.634 < 1.6 \text{ cumple}$$

El análisis de excentricidad se realiza de acuerdo a la tabla H.6.9-1 la cual establece en el sentido del momento (e/B) menor o igual a $1/6$ o 0.166 , entendiéndose la excentricidad como

$$e = \frac{B}{2} - X; X = \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V}; \text{ por lo tanto } X = \frac{22.357 - 6.865}{17.915} = 0.864m, \text{ y la excentricidad es}$$

$$e = \frac{2.3}{2} - 0.864 = 0.286m$$

Entonces $0.286 m \leq 0.388m$, con lo cual se cumple con la condición de excentricidad establecido en la NSR-10, cayendo la resultante en el primer tercio, lo cual ocasionara un diagrama trapezoidal de presiones de contacto con el suelo. La presión que se ejerce sobre el terreno está dada por la ecuación.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{17.915}{2.3} \left(1 + \frac{6 * 0.286}{2.3} \right) = 13.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{17.915}{2.3} \left(1 - \frac{6 * 0.286}{2.3} \right) = 1.977 \text{ ton/m}^2$$

4.2.2 Diseño en SAP 2000.

El diseño del muro en el programa CSI SAP 2000 se realizó bajo la hipótesis de carga desarrollado en el diseño anterior, el muro se realizó bajo una longitud de 8 metros, utilizando concreto de 28 MPa y las áreas del muro fueron distribuidas 50 cm, tanto en el eje y como en el eje x; la unión entre el muro y la zarpa se hizo por medio de link entre dos nodos, con el fin de que no se sumen las áreas de intersección del muro y la zarpa, las cargas aplicadas lateralmente se aplicaron de acuerdo al patrón triangular de la fuerza del suelo o empuje activo, así mismo se aplicó el Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler, este módulo de reacción del suelo fue obtenido de la tabla realizada por (Morrison, 1993), en la cual los valores del módulo de reacción del suelo dependen del esfuerzo admisible del suelo y son los utilizados para los software de CSI Latinoamérica, es decir SAFE, ETABS y SAP 2000, en la Figura 12, se muestra el coeficiente de Balasto para diferentes esfuerzos admisibles del suelo.

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figura 12 Modulo de reacción del suelo. Autores (2020).

El comportamiento de la deformada del muro se ven la Figura 13, en la cual se puede apreciar unos desplazamientos de alrededor de 5.4 mm en el eje X, producidos especialmente por el empuje activo del suelo.

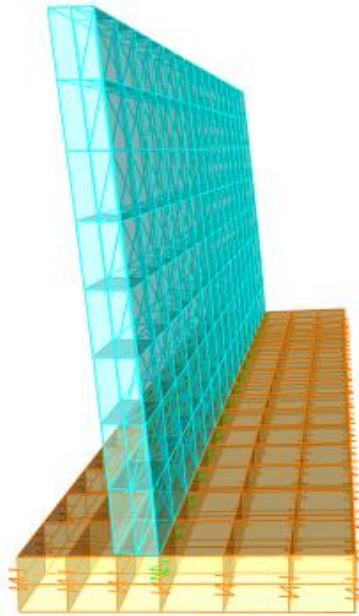


Figura 13 Deformada del muro de contención en voladizo. Autores 2020).

Por su parte el diagrama de cortante se muestra en la Figura 14, mostrando un comportamiento de alrededor de 50.282 KN en la base del muro.

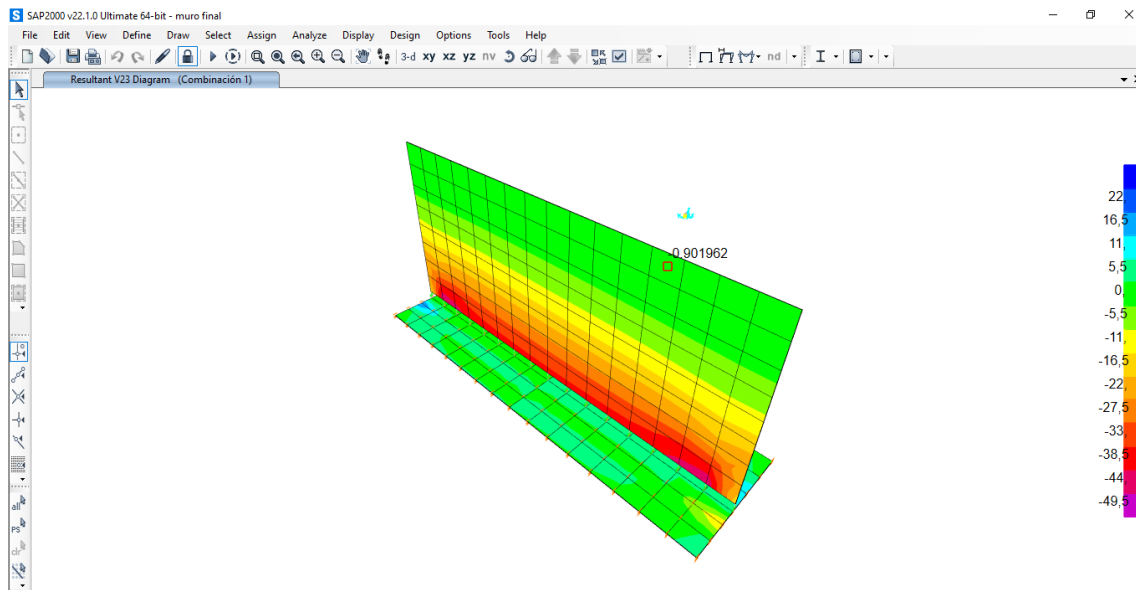


Figura 14 Diagrama de cortante del muro en voladizo. Autores (2020).

El diagrama de momento alrededor del eje Y o el eje longitudinal del muro se muestra en la figura 15, mostrando un momento máximo de alrededor de 60.137 KN*m en la base del muro., debido a este momento se está aplicando en el Y, la zarpa tiene baja demanda de este momento y no muestra un alto valor del mismo.

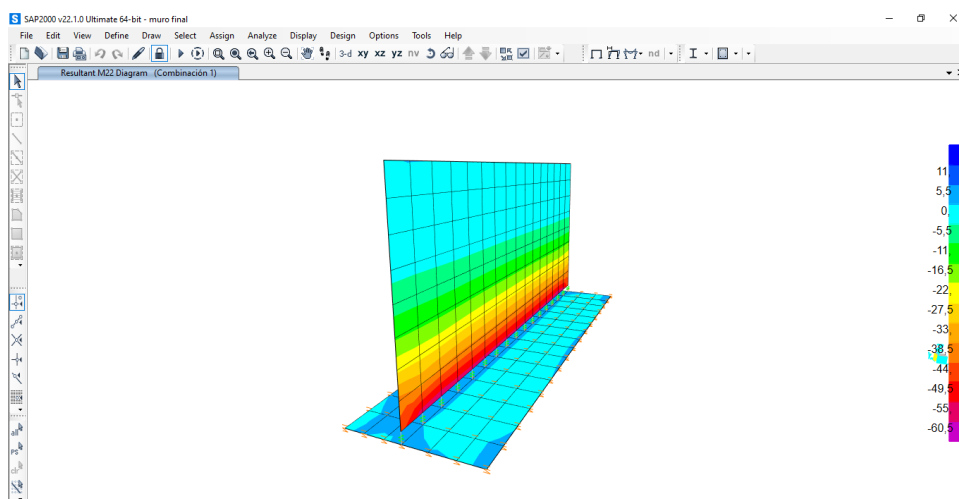


Figura 15 Diagrama de momento del muro en voladizo. Autores (2020).

La figura 16 muestra el diseño de concreto estructural dado por el software, el cual se basa en la demanda de acero en la cara del muro y zarpa, el cual se muestra como el área de acero en cm, dando una mayor demanda de A_s en la base del muro y en los extremos de la zarpa

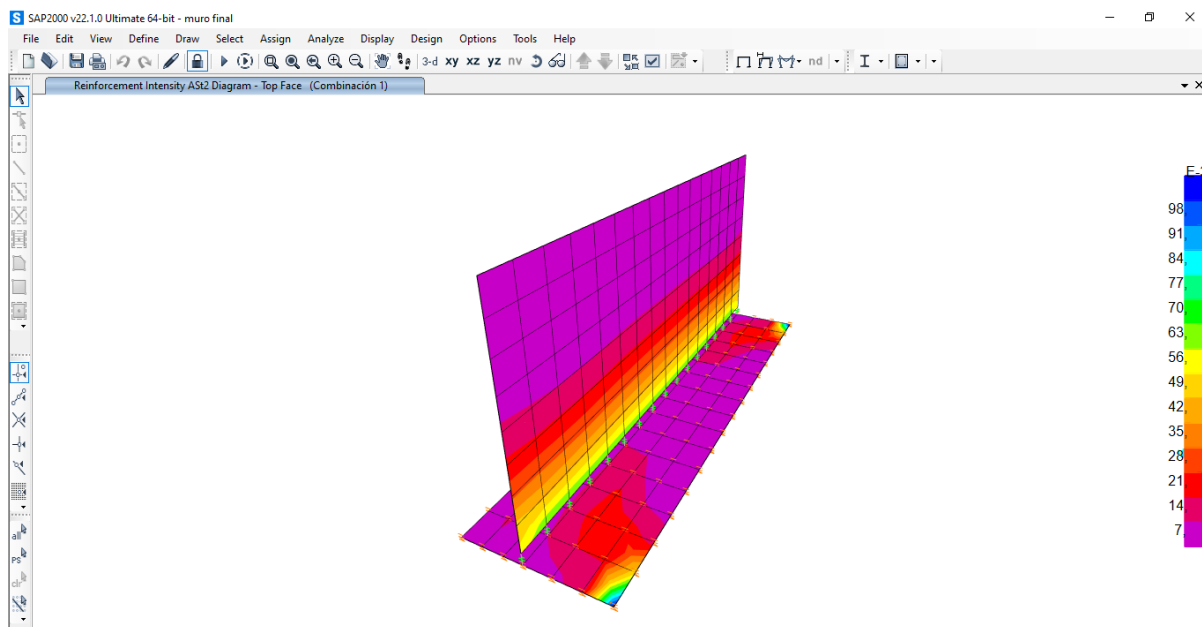


Figura 16 Demanda de acero en la cara y la zarpa del muro. Autores (2020)

Para el cálculo del acero en la cara del muro que se encuentra expuesta al talud (intradós) se obtiene el valor máximo, para lo cual se tiene que:

$$A_s = 0.06 \frac{cm^2}{cm} * 100 cm = 6 cm^2$$

Para acero de diámetro #4, la separación es: $Sep = \frac{1.29cm^2}{6cm^2} * 100cm = 21.5 cm$; lo que significa que se tienen acero de #4 cada 21 centímetros de separación, sin embargo la cuantía mínima para acero a flexión es de 0.00333, por lo cual es acero calculado debería ser $A_s =$

$0.0033 * 100 * (30 - 4 - 0.635) = 8.37045 \text{ cm}^2$, entonces la separación del acero queda determinada como $Sep = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{8.37045 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 15,41 \text{ cm}$, en conclusión las barras repartidas en el eje Y quedarían de este modo: ϕ #4 cada 15 cm; en la figura 17 se muestra la demanda de acero dada por el análisis en cm^2/cm .

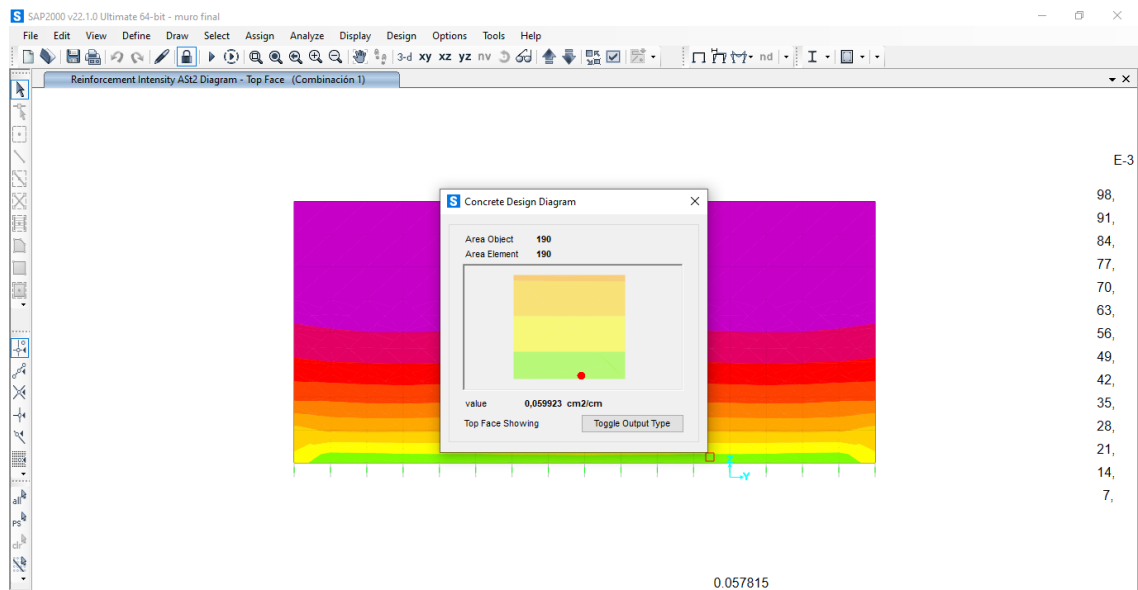


Figura 17 Acero suministrado en el muro por el análisis para el muro en el eje Y. Autores (2020)

En el caso del acero transversal, o el que está repartido en el Z del muro, ha dado una baja demanda de acero, y está por debajo del área de acero mínimo calculado anteriormente, por lo que se distribuye el acero a: ϕ #4 cada 15 cm, tal cual como se ve en la figura 18.

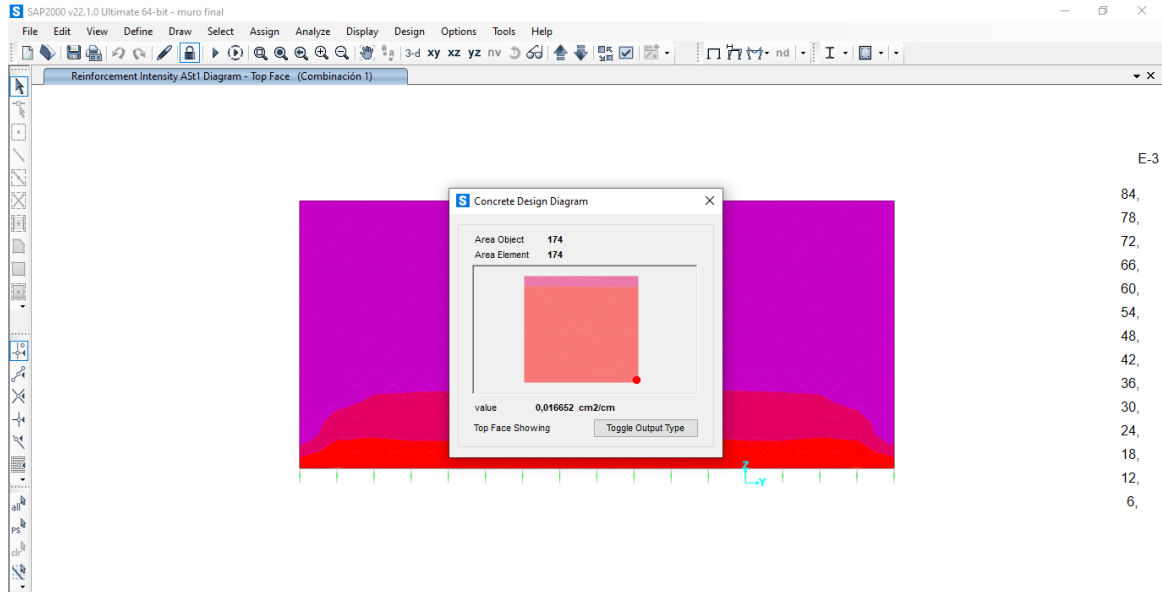


Figura 18 Acero suministrado en el muro por el análisis para el muro en el eje X. Autores (2020)

Para el caso de la zarpa se hace el análisis en los ejes X y Y, por lo cual se analiza primero en el eje X, tal como se ve en la figura #, el área de acero máximo que se presenta es de 8.9 cm² en la cara superior de la zarpa, sin embargo la cuantía mínima para la zarpa es de $A_s = 0.0033 \cdot 100 \cdot (40 - 7.5 - 0.794) = 10.558 \text{ cm}^2$, lo cual nos deja ϕ #5 cada 18 cm.

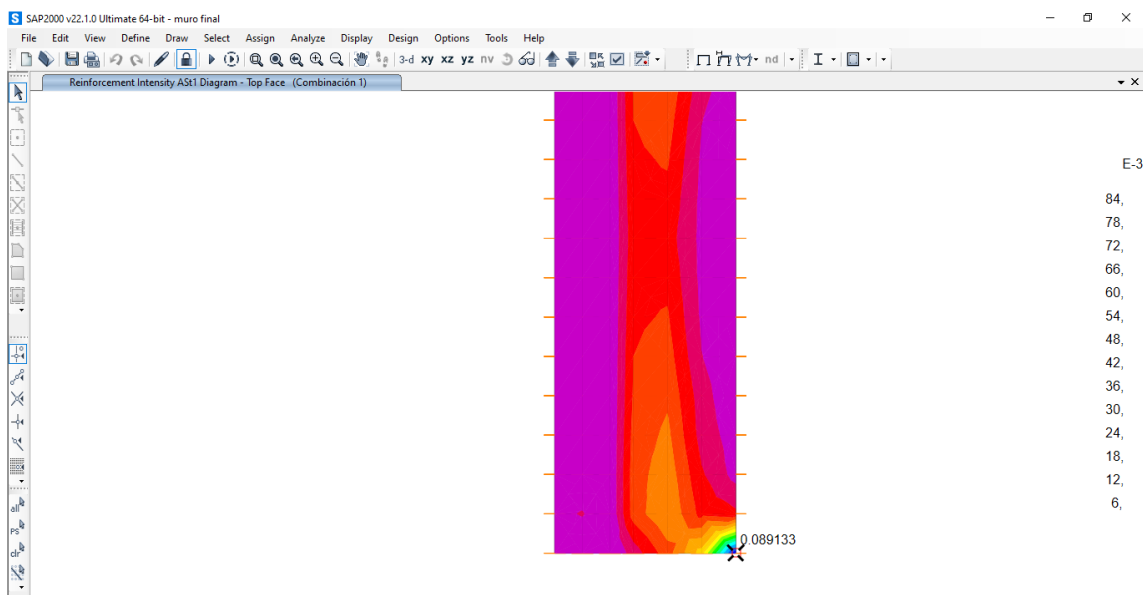


Figura 19 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje X. Autores (2020)

Para el caso del eje Y del análisis del acero en la zarpa en la cara superior, se tiene una demanda de acero de 0.1017 cm²/cm, sin embargo, es inferior a la cuantía mínima lo cual deja una separación de acero de 5/8 de pulgada de 18 cm en el longitudinal, en la figura 20 se muestra el análisis realizado.

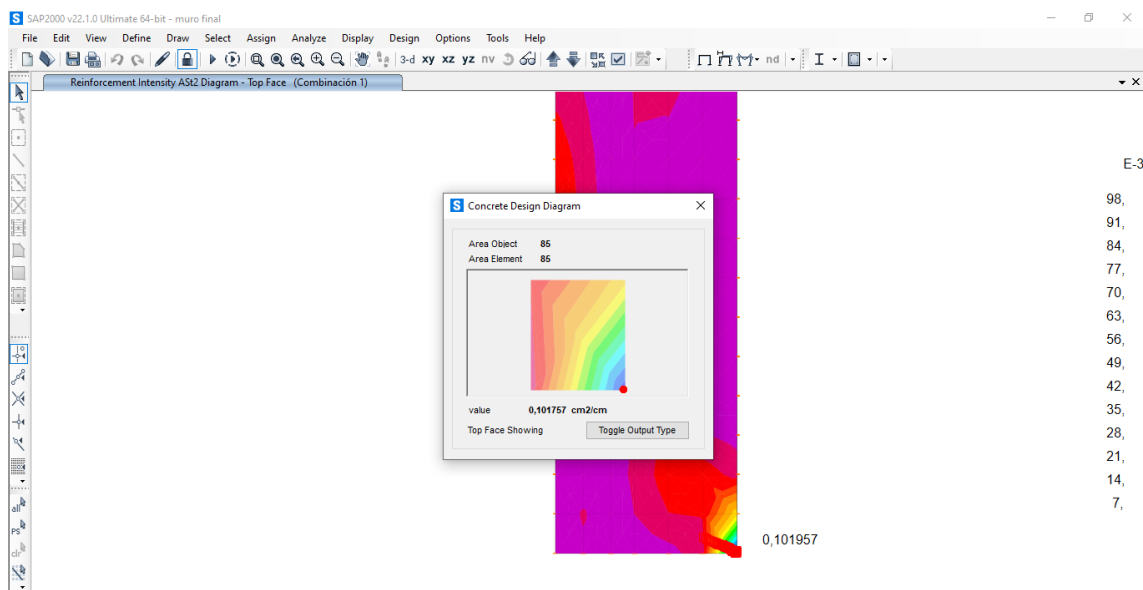


Figura 20 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje Y. Autores (2020).

El análisis de la parte inferior de la zarpa se realiza igual que la parte superior, y los resultados obtenidos de área de acero están por debajo de la cuantía mínima y por lo tanto se establece tanto para hacer longitudinal como transversal ϕ #5 cada 18 cm.

4.2.3 Altura de zapatas por longitud de anclajes.

El anclaje del acero de refuerzo longitudinal en muros de contención en voladizo puede ocasionar cuando no están hechos de la forma correcta un método de falla frágil, pues al no

trasmitir bien la presión a la zarpa, el muro puede fallar directamente en la base y podría haber un fenómeno de volcamiento, tal como ocurrió en el edificio Mercurio Durante el Terremoto de Chile en 2011 (Bondarenko H, García T, & Quintana, 2012).

Con lo cual para que los muros de contención o muros estructurales no sufran una falla frágil por deficiencia en la longitud de anclaje se debe terminar el acero de refuerzo con un gancho de 90°, aunado a esto se debe asegurar que la longitud de anclaje este con un mínimo de la longitud de desarrollo del acero, para que de este modo se asegure la trasferencia de carga al cimiento. (Bondarenko H, García T, & Quintana, 2012).

Ahora bien, la longitud de desarrollo se define según a la norma Sismo Resístete colombiana NSR-10 como: Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de preesforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica; en la sección C.12.2.2 de la presente norma se establece la longitud de desarrollo para barras de acero inferior o igual a 3/4” y barras de 7/8” o mayores. La fórmula para barras de 3/4” o menor es:

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) db$$

Y para barras de 7/8” o mayor se tiene:

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) db$$

Dónde:

f_y = Resistencia del acero

Ψ_t = Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo

- $\Psi_t = 1.3$ cuando para el acero horizontal se colocan más de 300 mm de concreto fresco debajo de l_d

- $\Psi_t = 1.0$ Otras situaciones

Ψ_s = Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el revestimiento del refuerzo

- $\Psi_e = 1.5$ Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de $3d$, de recubrimiento, o separación libre menor de $6d$

- $\Psi_e = 1.2$ Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico

- $\Psi_e = 1.0$ Refuerzo sin recubrimiento

λ = Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano y peso normal

- $\lambda = 0.85$ Concreto liviano

- $\lambda = 1.0$ Concreto normal

Teniendo en cuenta que los resultados obtenidos en los modelos de calibración arrojaron barras de No 6 y No 7. Las longitudes de desarrollo para estas barras son:

- Longitud de desarrollo para barras de No 6

$$l_d = \left(\frac{420 * 1.0 * 1.0}{2.1 * 1\sqrt{28}} \right) * 1.905 \text{ cm}$$

$$l_d = 72 \text{ cm}$$

Con lo cual teniendo un gancho de 20 cm se obtiene una longitud embebida en el concreto de forma vertical de 52 centímetros, teniendo una zarpa de altura de 60cm y de altura efectiva de 52,5 cm se cumple con la condición de longitud de anclaje.

4.2.4 Verificación y calibración del diseño del muro.

Se realizó el análisis para el diseño del muro en concreto, empleando métodos manuales para el cálculo. En este sentido el cálculo del empuje de tierras está dado por el empuje activo y el empuje pasivo, el primero actúa paralelo al lleno y la configuración de presiones es triangular, por lo cual la resultante de esta fuerza está ubicada a H/3 de su base y se calcula con la siguiente ecuación

$$E_a = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * \frac{H^2}{2}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\Phi)}{1 + \text{sen}(\Phi)}$$

Así mismo se tiene el coeficiente de empuje pasivo y estado por la ecuación

$$E_p = K_p * \gamma_{suelo} * \frac{H^2}{2}$$

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

Ahora bien, el pre dimensionamiento preliminar del muro de contención con una altura de 4 metros es el siguiente: $B= 2.0$ m; $d= 0.40$ m; $P= B/3 = 0.70$ m; $b_0= 0.30$ m; $t= 1.0$ m; para el cual se tiene un coeficiente de empuje activo de tierras para un relleno bien compactado K_a de 0.237, por su parte el coeficiente de empuje pasivo está dado por el terreno natural con K_p de 2.256.

El análisis de estabilidad de muro se realiza con los factores de seguridad al volcamiento y al deslizamiento, considerando las cargas vivas y muertas que se encuentran en el título B de la norma NSR-10, el diagrama de presiones actuantes se muestra en la figura 21

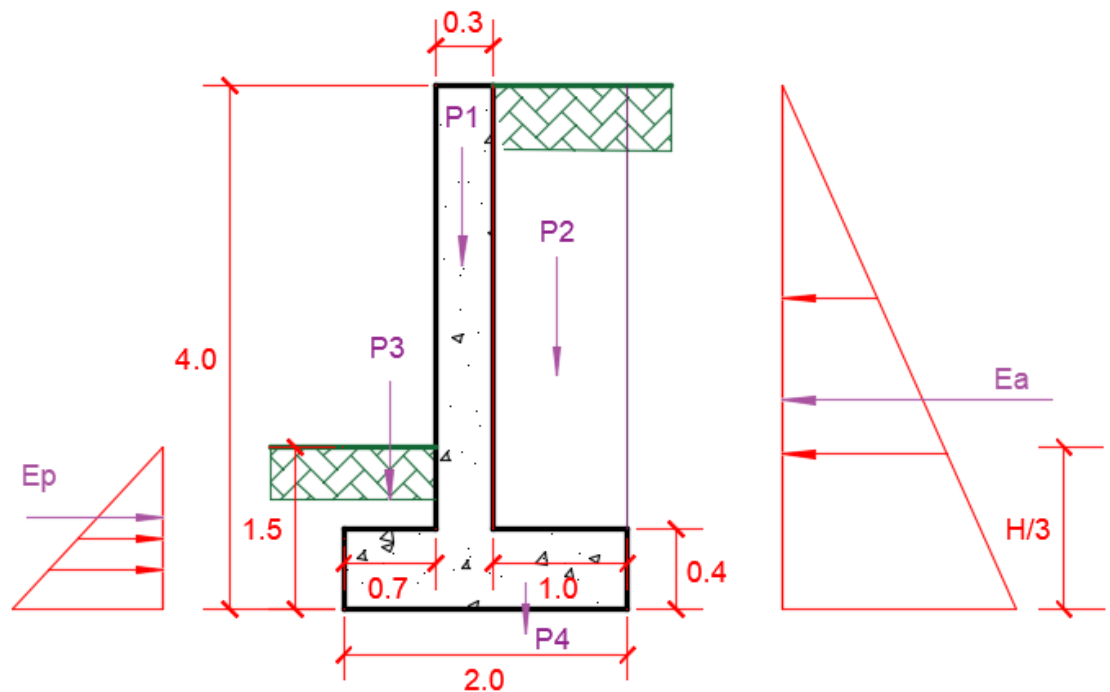


Figura 21 Predimensionamiento del muro en voladizo. Autores (2020)

La tabla 13 muestra el análisis de estabilidad con las fuerzas actuantes en el muro, el empuje activo no se considera puesto que se toma como un factor de seguridad, ya que puede ser retirado posteriormente del muro y ocasionar inestabilidad en este.

Tabla 13

Análisis de estabilidad.

	Fuerza, ton			X (m)	Mv Ton- m	Mh ton-m
	F	V	H			
P1=1.2*0.3*3.6*2.4	3.11			0.85	2.644	
P2=1.2*1.0*3.6*1.7	7.344			1.5	11.016	
P3=1.2*0.7*1.5*2.07	2.608			0.35	0.91	
P4=1.2*2*0.4*2.4	2.304			1	2.304	
Ea=1.6*0.237*1.7*4 ² /2			5.15	1.333		6.866
Sumatoria	15.366		5.15		16.877	6.866

Fuente: Autores, 2020.

Factores de seguridad

- Al Volcamiento. Según la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 3.0 y está dado por la siguiente ecuación

$$F.S.v = \frac{\sum Mv \text{ (fuerzas estabilizadoras)}}{\sum Mh \text{ (empuje de tierras)}} \quad (\text{Ec.4})$$

$$F.S.v = \frac{16.877}{6.866} = 2.45 < 3.0 \text{ No cumple}$$

- Al Deslizamiento. Según la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 1.6 y está dado por la siguiente ecuación

$$F.S.d = \frac{\mu \Sigma V}{\Sigma H} \quad (\text{Ec.5})$$

$$F.S.d = \frac{0.47 * 15.366}{5.15} = 1.40 < 31.6 \text{ **No cumple**}$$

Debido a que los factores de seguridad no cumplen, se realizan cambios en el predimensionamiento de la estructura aumentando la base (B) a 2.3m, así mismo se aumenta el talón a 1.3m, para cumplir los factores de seguridad, la tabla 14 muestra el nuevo análisis de estabilidad.

Tabla 14

Análisis de estabilidad.

	Fuerza, ton			X (m)	Mv	Mh
	F	V	H		ton-m	ton-m
P1=1,2*0,3*3,6*2,4		3,110		0,850	2,644	
P2=1,2*1,3*3,6*1,7		9,547		1,650	15,753	
P3=1,2*0,7*1,5*2,07		2,608		0,350	0,913	
P4=1,2*2,3*0,4*2,4		2,650		1,150	3,047	
Ea=1,6*0,237*1,7*4^2/2			5,150	1,333		6,865
Sumatoria		17,915	5,150		22,357	6,865

Fuente: Autores, 2020.

Factores de seguridad

- Al Volcamiento.

$$F.S.v = \frac{22.357}{6.866} = 3.256 < 3.0 \text{ **cumple**}$$

- Al Deslizamiento.

$$F.S.d = \frac{0.47 * 17.915}{5.15} = 1.634 < 1.6 \text{ **cumple**}$$

El análisis de excentricidad se realiza de acuerdo a la tabla H.6.9-1 la cual establece en el sentido del momento (e/B) menor o igual a $1/6$ o 0.166 , entendiéndose la excentricidad como

$$e = \frac{B}{2} - X; X = \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V}; \text{ por lo tanto } X = \frac{22.357 - 6.865}{17.915} = 0.864m, \text{ y la excentricidad es}$$

$$e = \frac{2.3}{2} - 0.864 = 0.286m$$

Entonces $0.286 m \leq 0.388m$, con lo cual se cumple con la condición de excentricidad establecido en la NSR-10, cayendo la resultante en el primer tercio, lo cual ocasionara un diagrama trapezoidal de presiones de contacto con el suelo. La presión que se ejerce sobre el terreno está dada por:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (\text{Ec. 6})$$

$$\sigma_1 = \frac{17.915}{2.3} \left(1 + \frac{6 * 0.286}{2.3} \right) = 13.6 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{17.915}{2.3} \left(1 - \frac{6 * 0.286}{2.3} \right) = 1.977 \text{ ton/m}^2$$

Diseño estructural

Materiales: Concreto $f'_c = 28$ Mpa; Acero $f_y = 420$ Mpa

Diseño 1 (Muro)

La sección crítica se presenta en la base del muro, con lo cual el momento efectuado ahí será tomado como el máximo presentado; $b = 100$ cm, $h = 30$ cm, $d = 25.365$ cm; entonces el momento presentado es:

$$M_u = 1.6 * \left(0.238 * 1.7 * \frac{3.6^2}{2} \right) * \frac{3.6}{3} = 5.033 \text{ Ton} - m$$

Aplicando la ecuación de cuantía de acero

$$M_n \phi = \phi * \rho * f_y * b * d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho * f_y}{f'_c} \right)$$

Se tiene una cuantía de $\rho = 0.0021$; sin embargo la cuantía mínima para acero a flexión es de $\frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333$; por lo cual es acero calculado debería ser $A_s = 0.0033 * 100 *$

$(30 - 4 - 0.635) = 8.37045 \text{ cm}^2$, entonces la separación del acero queda determinada como

$$Sep = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{8.37045 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 15,41 \text{ cm}, \text{ quedarían de este modo: } \phi \#4 \text{ cada } 15 \text{ cm}.$$

Para el acero requerido en el eje horizontal se utilizar a la cuantía mínima, por lo que se tiene el mismo arreglo del eje anterior.

Diseño 2 (en la zarpa)

Para el pie: $B=100$ cm; $h=40$ cm; $d=31.706$ cm

En a zarpa se producen esfuerzos del suelo estos están desarrollados desde el talón hasta el pie en forma trapezoidal

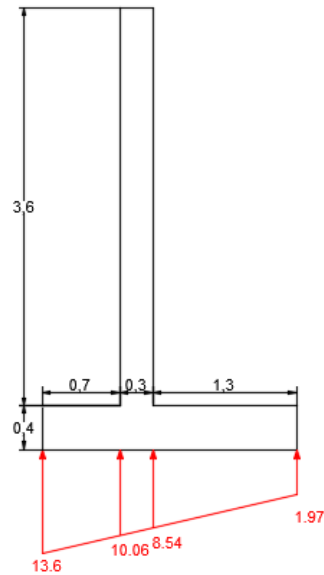


Figura 22 Esfuerzos producidos en la zarpa. Autores (2020).

Se muestra el componente de las fuerzas internas.

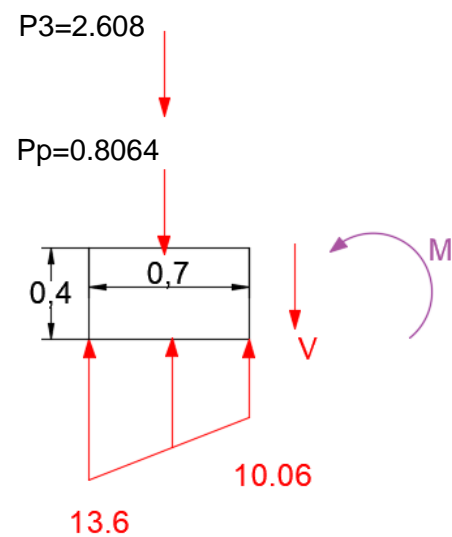


Figura 23 Diagrama de fuerzas internas del sistema. Autores (2020),

$$V = (13.6 + 10.06) * \frac{0.7}{2} - 2.603 - 0.94 = 4.738 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 0.17(\sqrt{28} * 1000 * 1 * 0.31 = 209.1 \text{ KN} = 21.32 \text{ Ton}$$

$$M = 10.06 * \frac{0.7^2}{2} + (13.6 - 10.06) * \frac{0.7}{2} * 2 * \frac{0.7}{3} - (2.603 + 0.8064) * 0.35 = 1.84 \text{ ton}$$

Aplicando la ecuación de cuantía de acero

$$M_n \phi = \phi * \rho * f_y * b * d^2 (1 - 0.59 * \frac{\rho * f_y}{f'_c})$$

Se tiene una cuantía de $\rho = 0.00048$; sin embargo la cuantía mínima para acero a flexión es

de $\frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333$; por lo cual es acero calculado debería ser $A_s = 0.0033 * 100 *$

$(30 - 4 - 0.635) = 8.37045 \text{ cm}^2$, entonces la separación del acero queda determinada como

$Sep = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{8.37045 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 15,41 \text{ cm}$, quedarían de este modo: $\phi \#4$ cada 15 cm

Para el talón

B=100 cm; h=40 cm; d=31.706 cm

Se muestra las componentes de fuerzas para calcular el cortante y momento

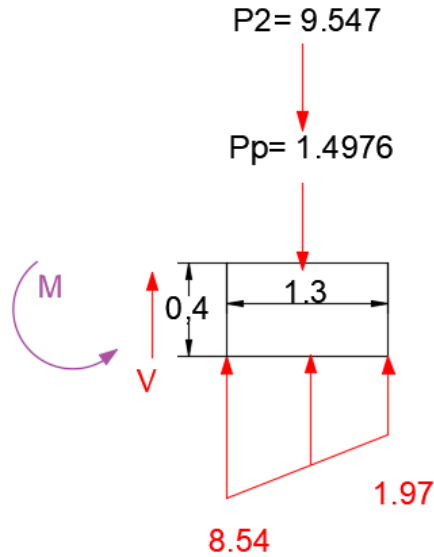


Figura 24 Diagrama de fuerzas internas del sistema. Autores (2020)

$$V = -(8.54 + 1.97) * \frac{1.3}{2} + 9.547 + 1.4976 = 4.21 \text{ ton} < \phi V_c = 21.32 \text{ ton}$$

$$M = -1.97 * \frac{1.3^2}{2} - (8.54 - 1.97) * \frac{1.3}{2} * 2 * \frac{1.3}{3} + (9.547 + 1.4976) * 0.65 = 1.81 \text{ ton}$$

Aplicando la ecuación de cuantía de acero

$$M_n \phi = \phi * \rho * f_y * b * d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho * f_y}{f'_c} \right)$$

Se tiene una cuantía de $\rho = 0.000478$; sin embargo la cuantía mínima para acero a flexión es de $\frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333$; por lo cual es acero calculado debería ser $A_s = 0.0033 * 100 *$

$(30 - 4 - 0.635) = 8.37045 \text{ cm}^2$, entonces la separación del acero queda determinada como

$$Sep = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{8.37045 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 15,41 \text{ cm}, \text{ quedarían de este modo: } \phi \#4 \text{ cada } 15 \text{ cm}$$

Ahora, una vez realizado el análisis en forma manual, también se realizó la búsqueda de manuales para el diseño de muros de contención, y el instituto INVIAS cuenta con un manual para el análisis y cálculo para muros de contención en concreto reforzado. El muro analizado corresponde a un muro de corona con relleno horizontal y sobrecarga viva, y es utilizado para contener una altura determinada de relleno. Este es un muro en voladizo de concreto reforzado, cuyo comportamiento estructural actúa como un voladizo empotrado en su base.

El muro se diseñó a partir de los métodos indicados en la Norma Colombiana de Diseño de Puente – LRFD – CCP 14, con alturas variables entre 2,0 y 7,0 m, con intervalos cada 0,5 m de altura. Otra de las consideraciones es que el nivel freático está por debajo del nivel de cimentación, y no se consideran presiones originadas por la infiltración de agua dentro del relleno soportado por el muro.

En la figura 25 se muestra la geometría del muro mencionado, el cual en conjunto con la tabla de la figura 26, indican las diferentes dimensiones seleccionadas en función de la altura del muro.

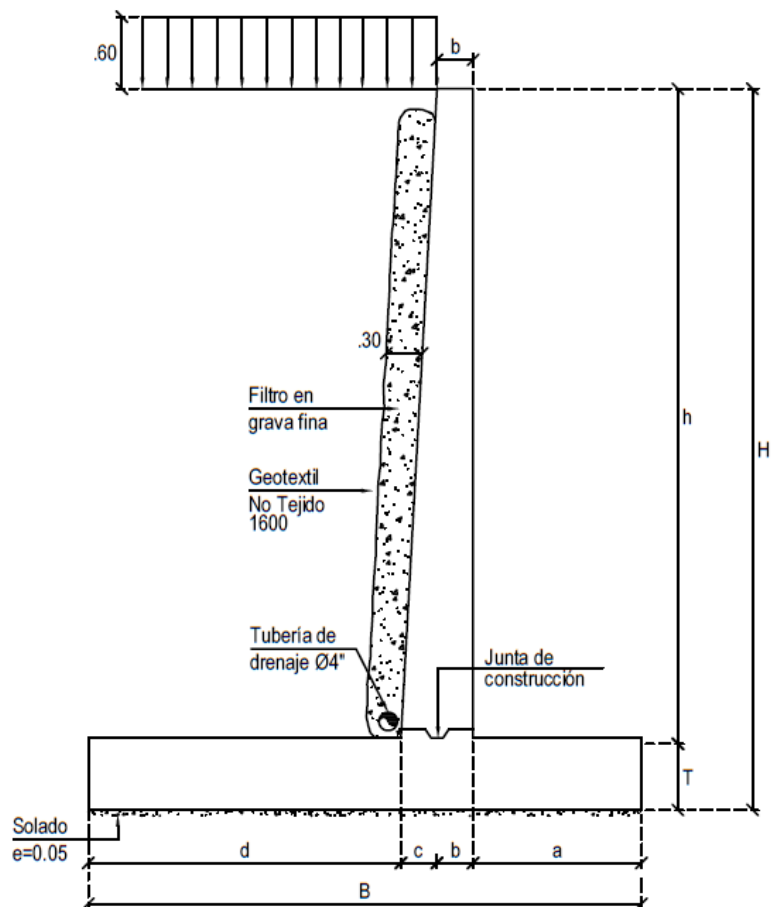


Figura 25 Geometría del muro de concreto en voladizo. INVIAS (2013).

DIMENSIONES

H (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	T (m)	h (m)	B (m)	Vol (m ³ /m)	σ suelo (MPa)	
									Estado Límite de Resistencia I	Estado Límite de evento extremo I
2.0	0.40	0.30	0.00	1.00	0.30	1.70	1.70	1.02	0.07	0.08
2.5	0.55	0.30	0.05	1.10	0.35	2.15	2.00	1.40	0.08	0.09
3.0	0.60	0.30	0.10	1.20	0.40	2.60	2.20	1.79	0.11	0.12
3.5	0.60	0.30	0.15	1.40	0.45	3.05	2.45	2.25	0.14	0.14
4.0	0.70	0.30	0.20	1.80	0.50	3.50	3.00	2.90	0.14	0.15
4.5	0.95	0.30	0.25	2.00	0.55	3.95	3.50	3.60	0.13	0.15
5.0	1.05	0.30	0.25	2.20	0.55	4.45	3.80	3.98	0.15	0.17
5.5	1.20	0.30	0.30	2.40	0.60	4.90	4.20	4.73	0.15	0.18
6.0	1.40	0.30	0.30	2.60	0.60	5.40	4.60	5.19	0.16	0.18
6.5	1.25	0.30	0.35	2.90	0.65	5.85	4.80	5.90	0.19	0.23
7.0	1.40	0.30	0.40	3.00	0.70	6.30	5.10	6.72	0.20	0.24

Figura 26 Dimensiones del muro en concreto en función de la altura. INVIAS (2013).

Como se puede apreciar en la figura 27, para un muro de concreto de 4 metros de altura existen valores mínimos para las secciones del muro, esto siguiendo los parámetros de diseño de la Norma Colombiana de Diseño de Puente – LRFD – CCP 14. En la tabla 15, se realiza una comparación entre las diferentes secciones del muro, como se puede apreciar, las dimensiones son similares el cálculo en SAP y el Manual de INVIAS, con un ligero incremento de la base, esto debido se debe a que pueden existir diferencias en las condiciones geotécnicas consideradas. El cálculo mediante procedimiento manual da un valor inferior de la base.

Tabla 15 *Comparación entre las secciones del muro calculadas.*

	H (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	T (m)	h (m)	B (m)
Calculo SAP	4,0	1,0	0,3	0,3	1,0	0,4	3,6	2,0
Calculo Manual	4,0	0,7	0,3	0,3	1,3	0,4	3,6	2,3
Manual INVIAS	4,0	0,7	0,3	0,2	1,8	0,5	3,5	3,0

Fuente: Autores, 2020.

Ahora, con respecto al refuerzo del muro, en forma similar el manual del INVIAS, establece ciertas dimensiones y tipos de acero recomendados para el muro en función de la altura del mismo. El detalle del refuerzo se aprecia en la figura 27, y en la figura 28, se indican los tipos de acero y las longitudes.

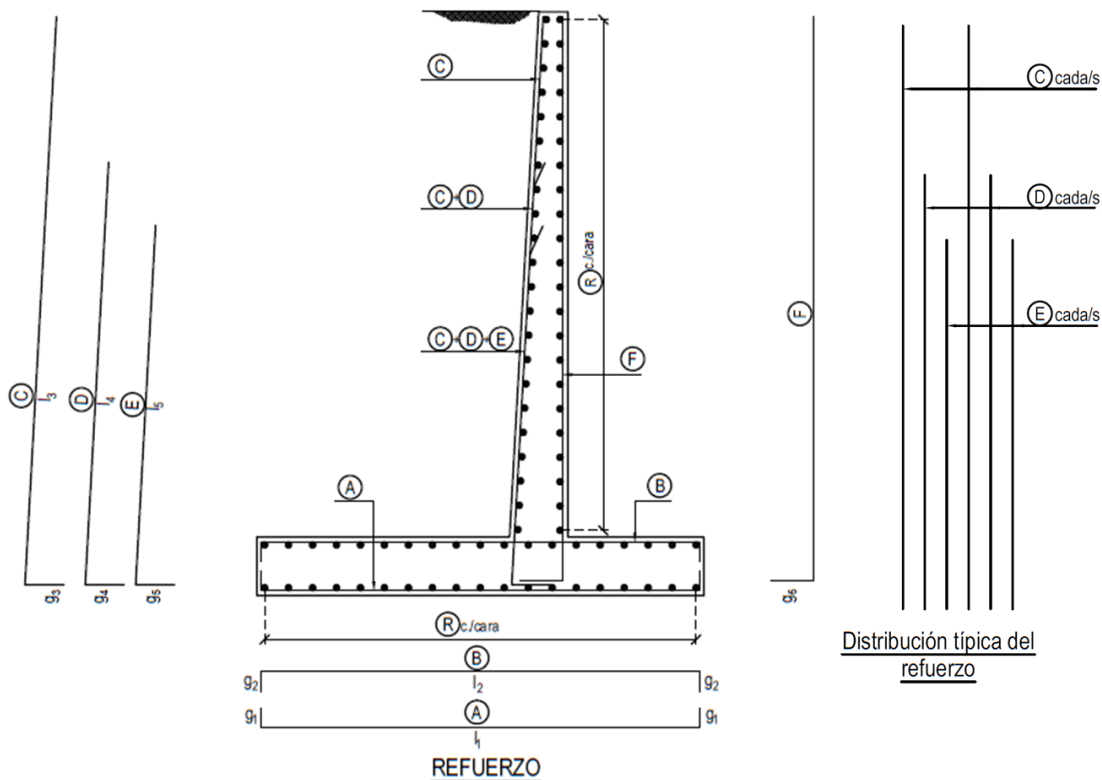


Figura 27 Acero de refuerzo del muro en concreto en función de la altura. INVIAS (2013).

REFUERZO																							TOTAL REFUERZO (kg)/m											
H (m)	Vanilla A					Vanilla B					Vanilla C					Vanilla D					Vanilla E					Vanilla F					Ref de reparación			
	Ø	s	l ₁	g ₁	LT	Ø	Separ	l ₂	g ₂	LT	Ø	Separ	l ₃	g ₃	LT	Ø	Separ	l ₄	g ₄	LT	Ø	Separ	l ₅	g ₅	LT	Ø	Separ	l ₆	g ₆	LT	Ø	s		
2.0	1/2"	0.35	1.60	0.20	2.00	1/2"	0.35	1.60	0.20	2.00	1/2"	0.35	1.90	0.20	2.10												1/2"	0.35	1.90	0.20	2.10	1/2"	0.35	43.7
2.5	1/2"	0.30	1.90	0.20	2.30	1/2"	0.30	1.90	0.20	2.30	1/2"	0.25	2.40	0.20	2.60												1/2"	0.30	2.40	0.20	2.60	1/2"	0.30	62.7
3.0	1/2"	0.30	2.10	0.20	2.50	1/2"	0.20	2.10	0.20	2.50	1/2"	0.15	2.90	0.20	3.10												1/2"	0.30	2.90	0.20	3.10	1/2"	0.30	84.5
3.5	1/2"	0.25	2.35	0.20	2.75	1/2"	0.10	2.35	0.20	2.75	1/2"	0.20	3.40	0.20	3.60	1/2"	0.20	2.80	0.20	3.00							1/2"	0.30	3.40	0.20	3.60	1/2"	0.30	120.8
4.0	1/2"	0.25	2.90	0.20	3.30	1/2"	0.10	2.90	0.20	3.30	1/2"	0.20	3.90	0.20	4.10	1/2"	0.20	3.00	0.20	3.20							1/2"	0.30	3.90	0.20	4.10	1/2"	0.30	140.4
4.5	1/2"	0.15	3.40	0.20	3.80	5/8"	0.15	3.40	0.25	3.90	1/2"	0.20	4.40	0.20	4.60	1/2"	0.20	3.80	0.20	4.00							1/2"	0.30	4.40	0.20	4.60	1/2"	0.30	174.4
5.0	1/2"	0.10	3.70	0.20	4.10	5/8"	0.10	3.70	0.25	4.20	5/8"	0.30	4.85	0.25	5.10	5/8"	0.30	4.00	0.25	4.25	5/8"	0.30	3.00	0.25	3.25	1/2"	0.30	4.90	0.20	5.10	1/2"	0.25	254.8	
5.5	5/8"	0.15	4.10	0.25	4.60	3/4"	0.15	4.10	0.30	4.70	3/4"	0.45	5.35	0.30	5.65	3/4"	0.45	4.00	0.30	4.30	3/4"	0.45	3.60	0.30	3.90	1/2"	0.25	5.40	0.20	5.60	1/2"	0.25	282.3	
6.0	5/8"	0.125	4.50	0.25	5.00	3/4"	0.125	4.50	0.30	5.10	3/4"	0.36	5.90	0.30	6.20	3/4"	0.36	4.40	0.30	4.70	3/4"	0.36	3.70	0.30	4.00	1/2"	0.25	5.90	0.20	6.10	1/2"	0.25	351.0	
6.5	5/8"	0.125	4.70	0.25	5.20	7/8"	0.125	4.70	0.35	5.40	3/4"	0.30	6.35	0.30	6.65	3/4"	0.30	5.00	0.30	5.30	3/4"	0.30	4.50	0.30	4.80	1/2"	0.25	6.40	0.20	6.60	1/2"	0.25	433.0	
7.0	3/4"	0.15	5.00	0.30	5.60	7/8"	0.10	5.00	0.35	5.70	7/8"	0.30	6.85	0.35	7.20	7/8"	0.30	5.65	0.35	6.00	7/8"	0.30	4.65	0.35	5.00	1/2"	0.25	6.90	0.20	7.10	1/2"	0.25	561.6	

Figura 28 Descripción y Tipo de Acero en función de la altura. INVIAS (2013).

En la tabla 16, se realiza una comparación del refuerzo para el muro de contención en concreto, a diferencia de la geometría del muro, el refuerzo si tiene una diferencia considerable principalmente en la Zarpa entre el modelo en SAP los cálculos manuales y el manual de INVIAS, esto se debe principalmente a las condiciones de diseño, en el caso del manual, las

condiciones del terreno son ideales, con un perfil de suelo tipo C, en cambio, el muro diseñado en SAP, considera las condiciones del terreno de la ciudad de Ocaña, con un perfil de suelo tipo D, y como se observó anteriormente fue necesario aumentar las secciones para cumplir con los factores de seguridad, además la cargas que soportaría el muro son mayores, por ende la demanda de acero es mayor.

Tabla 16

Comparación entre el refuerzo calculado a partir del modelo en SAP y los manuales.

	Tipo de Acero	ϕ	S	L1	g	LT
	A / B	½"	0,15	4,9	0,2	5,1
Calculo	C	½"	0,15	4,9	0,2	5,25
Manual	D	½"	0,15	2,8	0,2	3,0
	F	½"	0,15	4,9	0,2	5,25
	A / B	½"	0,25	2,9	0,2	3,30
Manual	C	½"	0,20	3,9	0,2	4,10
INVIAS	D	½"	0,20	3,0	0,2	3,20
	F	½"	0,20	3,9	0,2	4,10
	A / B	5/8"	0,18	3,45	0,2	3,85
Calculo	C	½"	0,15	4,9	0,2	5,25
SAP	D	½"	0,15	2,8	0,2	3,0
	F	½"	0,15	4,9	0,2	5,25

Fuente: Autores, 2020.

4.2.5 Muro de contención en voladizo con sobrecarga.

El análisis para el complejo ígneo se realizó de acuerdo un estudio de suelo realizado en el corregimiento de Pueblo Nuevo, el cual se encuentra ubicado en la formación Ortoneis (pDo), con suelos residuales constituidos por pizarras altamente alertadas de color café amarillento. Las características del suelo, son mostradas en la tabla 17.

Tabla 17

Propiedades del terreno presente en formación Ortoneis (pDo).

Estrato	Descripción	P.U gr/cm³	S.U.C.S	Carga Admisible (Qad) T/m²	Φ	Coef. De Balasto Kg/cm³
SD-1	Subrasante areno arcilloso con algunas gravillas de color café amarillento con vetas grises de consistencia blanda a media e índice de expansividad medio, de pobres a regulares características como suelo de soporte.	1.633	CL	11.07	25.92	1.403

Fuente: Autores, 2020.

Al igual que en el análisis de la formación algodonal, se procede a realizar el pre dimensionamiento del muro, pero esta vez añadiendo más factores al diseño, como lo es la pendiente en la cara opuesta al talud del muro (trasdós) y añadiendo una sobrecarga que se encuentra en la parte superior de talud, concerniente a alguna edificación, el cual es de 0,9 ton/m.

Ahora bien, el pre dimensionamiento preliminar del muro de contención con una altura de 5 metros es el siguiente: $B= 2.6$ m; $d= 0.40$ m; $P = 0.70$ m; $bo= 0.30$ m; bo inferior = 0.6 m; $t= 1.3$ m; para el cual se tiene un coeficiente de empuje activo de tierras para un relleno bien compactado K_a de 0.237 , por su parte el coeficiente de empuje pasivo está dado por el terreno natural con K_p de 2.55

El análisis de estabilidad de muro se realiza con los factores de seguridad al volcamiento y al deslizamiento, considerando las cargas vivas y muertas que se encuentran en el título B de la norma NSR-10, el diagrama de presiones actuantes se muestra en la figura 29.

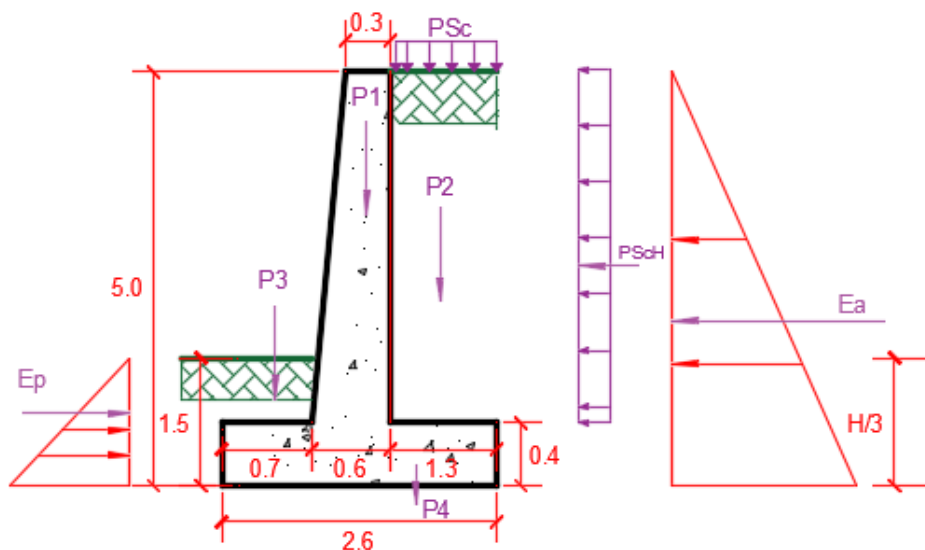


Figura 29 Predimensionamiento del muro en voladizo. Autores (2020).

La tabla 18 muestra el análisis de estabilidad con las fuerzas actuantes en el muro, el empuje pasivo no se considera puesto que se toma como un factor de seguridad, ya que puede ser retirado posteriormente del muro y ocasionar inestabilidad en este.

Tabla 18

Análisis de estabilidad.

F	Fuerza, ton V	H	X (m)	Mv ton-m	Mh ton-m
P1=1.2*4.6*(0.6+0.3)/2*2.4	5.961		1.075	6.408	
P2=1.2*1.3*4.6*1.7	12.199		1.95	23.78	
P3=1.2*0.7*1.5*1.633	2.057		0.35	0.71	
P4=1.2*2.6*0.4*2.4	2.995		1.3	3.893	
Ea=1.6*0.237*1.7*5^2/2		8.058	1.667		13.432
PscH= 1.6*0.237*4.6*0.9		1.56	2.3		3.61
Sumatoria	23.212	10.046		34.791	17.042

Fuente: Autores, 2020.

Factores de seguridad

Al Volcamiento. Según la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 3.0 y está dado por la siguiente ecuación

$$F.S.v = \frac{\sum Mv \text{ (fuerzas estabilizadoras)}}{\sum Mh \text{ (empuje de tierras)}}$$

$$F.S.v = \frac{34.791}{17.402} = 2.0 < 3.0 \text{ No cumple}$$

Al Deslizamiento. Según la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 1.6 y está dado por la siguiente ecuación

$$F.S.d = \frac{\mu \sum V}{\sum H} \quad (\text{Ec.5})$$

$$F.S.d = \frac{0.47 * 23.212}{10.046} = 1.085 < 1.6 \text{ No cumple}$$

Debido a que los factores de seguridad no cumplen, se realizan cambios en el predimensionamiento de la estructura aumentando la base (B) a 3.6 m, así mismo se aumenta el talón a 2 m, el pie a 1.0 m y la altura de la zarpa a 0.6m, para cumplir los factores de seguridad, la tabla 19 muestra el nuevo análisis de estabilidad.

Tabla 19

Análisis de estabilidad.

F	Fuerza, ton	V	H	X (m)	Mv ton-m	Mh ton-m
P1=1.2*4.*(0.6+0.3)/2*2.4	5.702			1.375	7,841	
P2=1.2*2.0*4.4*1.7	17.952			2.6	46,675	
P3=1.2*1.0*1.5*1.633	2.939			0.5	1,470	
P4=1.2*3.6*0.6*2.4	6.221			1.8	11,197	
Ea=1.6*0.237*1.7*5 ² /2			8.058	1.667		13.432
PscH= 1.6*0.237*4.6*0.9			1.5	2.2		3.3
Sumatoria	23.212		10.046		67.182	16.778

Fuente: Autores, 2020.

Factores de seguridad

Al Volcamiento.

$$F.S.v = \frac{67.183}{16.778} = 4.00 < 3.0 \text{ *cumple*}$$

Al deslizamiento

$$F.S.d = \frac{0.47 * 32.815}{9.585} = 1.609 < 1.6 \text{ *cumple*}$$

El análisis de excentricidad se realiza de acuerdo a la tabla H.6.9-1 la cual establece en el sentido del momento (e/B) menor o igual a 1/6 o 0.166, entendiéndose la excentricidad como

$e = \frac{B}{2} - X; X = \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V}$; por lo tanto $X = \frac{67.183 - 16.778}{32.815} = 1.536m$, y la excentricidad es

$$e = \frac{3.6}{2} - 1.536 = 0.263m$$

Entonces $0.263 m \leq 0.6m$, con lo cual se cumple con la condición de excentricidad establecido en la NSR-10, cayendo la resultante en el primer tercio, lo cual ocasionara un diagrama trapezoidal de presiones de contacto con el suelo. La presión que se ejerce sobre el terreno está dada por la siguiente ecuación.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{32.815}{3.6} \left(1 + \frac{6 * 0.263}{3.6} \right) = 13.11 \text{ ton}/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{32.815}{3.6} \left(1 - \frac{6 * 0.263}{3.6} \right) = 5.11 \text{ ton}/m^2$$

El análisis en SAP 2000 se desarrolló igual que en el ejemplo anterior, pero en este caso se utilizó el coeficiente de balasto del suelo dado en el estudio geotécnico y un concreto de resistencia de 28 MPa, se analizó la hipótesis de carga del empuje activo, la presión de sobrecarga aplicada horizontalmente en el talud, el peso del relleno en la zarpa y el peso muerto de la estructura, en la figura 30 se muestra la deformada con aplicación de la combinación de carga dada.

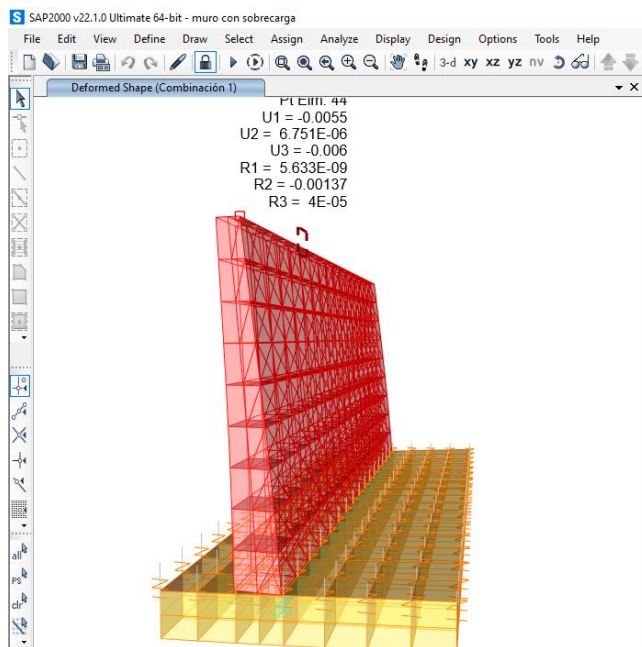


Figura 30 Deformada de muro en voladizo con sobrecarga. Autores (2020).

El diagrama de cortante a lo largo de eje longitudinal del muro muestra un cortante máximo de 92.437 kN que se encuentra ubicado en la base del muro, la figura 31 muestra el comportamiento del cortante en el muro.

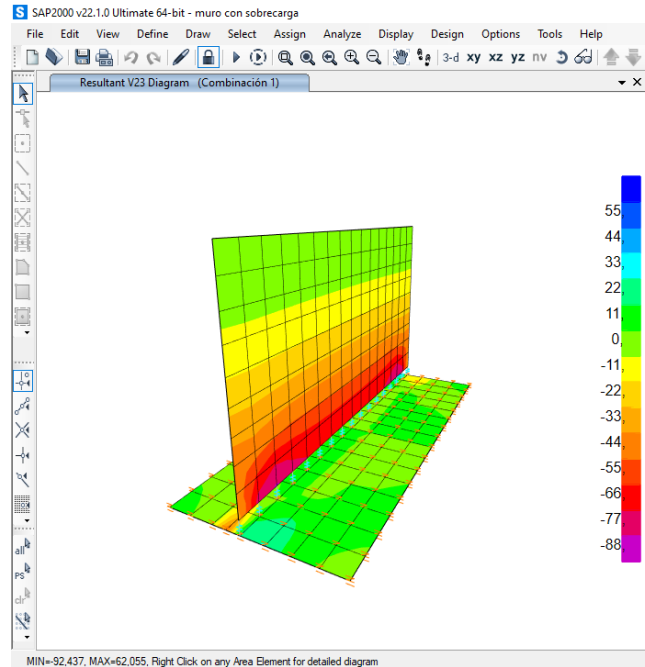


Figura 31 Diagrama de cortante del muro en voladizo con sobrecarga. Autores (2020).

El diagrama de momento del muro tiene un momento máximo de $142.185 \text{ KN}\cdot\text{m}$, que se encuentra en la base del muro y esta aplicado en el eje longitudinal del muro, lo que significa que la mayor demanda de acero se va encontrar en esta zona, tal como ve en la figura 32.

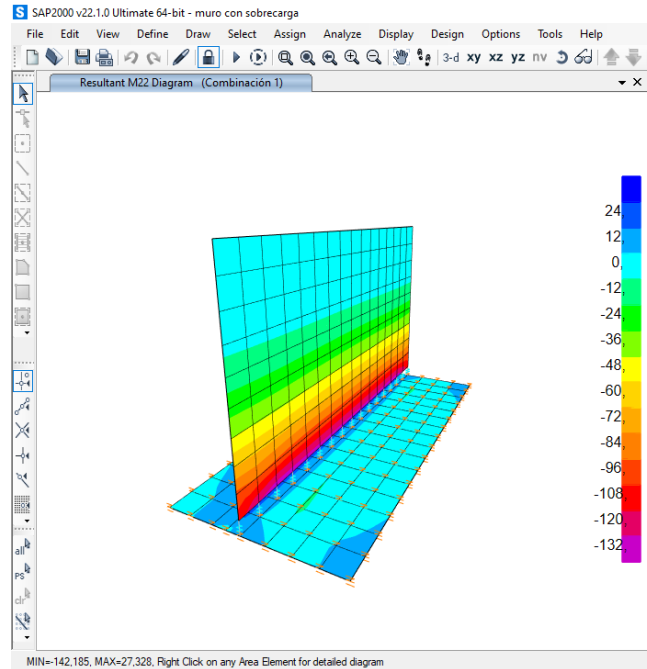


Figura 32 Diagrama de cortante del muro en voladizo con sobrecarga. Autores (2020).

La demanda de área de acero en el muro se muestra en la figura 33, en ella se puede apreciar que la mayor cantidad de acero requerido se encuentra en la base del muro y en las esquinas de a zarpa.

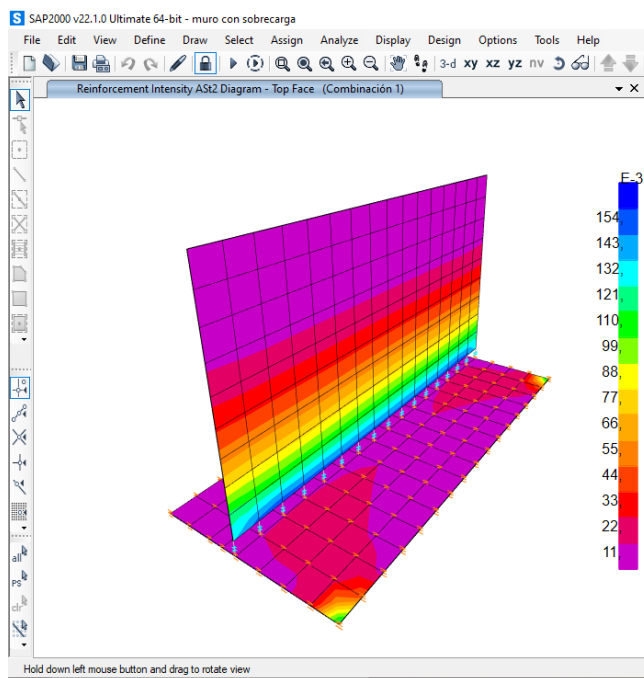


Figura 33 Demanda de acero del muro en voladizo con sobrecarga. Autores (2020).

El área de acero requerido para el muro en la cara de contacto con el terreno y en el eje Y o longitudinal del muro es de $15.3 \text{ cm}^2/\text{m}$ en la parte inferior de este, mientras que la zarpa requiere un área de acero en los bordes de $11.9 \text{ cm}^2/\text{m}$, ahora bien, el área de acero mínimo requerido es de $A_{smin} = 0.0033 * 100 * (60 - 4 - 0.995) = 18.334 \text{ cm}^2$, para el muro y para la zarpa de $A_{smin} = 0.0033 * 100 * (60 - 7.5 - 0.995) = 17.16 \text{ cm}^2$, lo cual deja todo el acero por la cuantía mínima, y se tendrá de separación utilizando barras #6: $Sep =$

$$\frac{2.84 \text{ cm}^2}{18.334 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 15.49 \text{ cm}, \text{ para el caso del muro y para la zarpa se tiene una separación}$$

utilizando barras #6: $Sep = \frac{2.84 \text{ cm}^2}{17.16 \text{ cm}^2} * 100 \text{ cm} = 16.55 \text{ cm}$. Entonces se tiene para el muro acero en la distribución longitudinal de barras #6 cada 15 cm y para la zarpa en la distribución del eje longitudinal de barras #6 cada 15 cm, en la figura 34 se muestra el acero requerido por cada parte del muro.

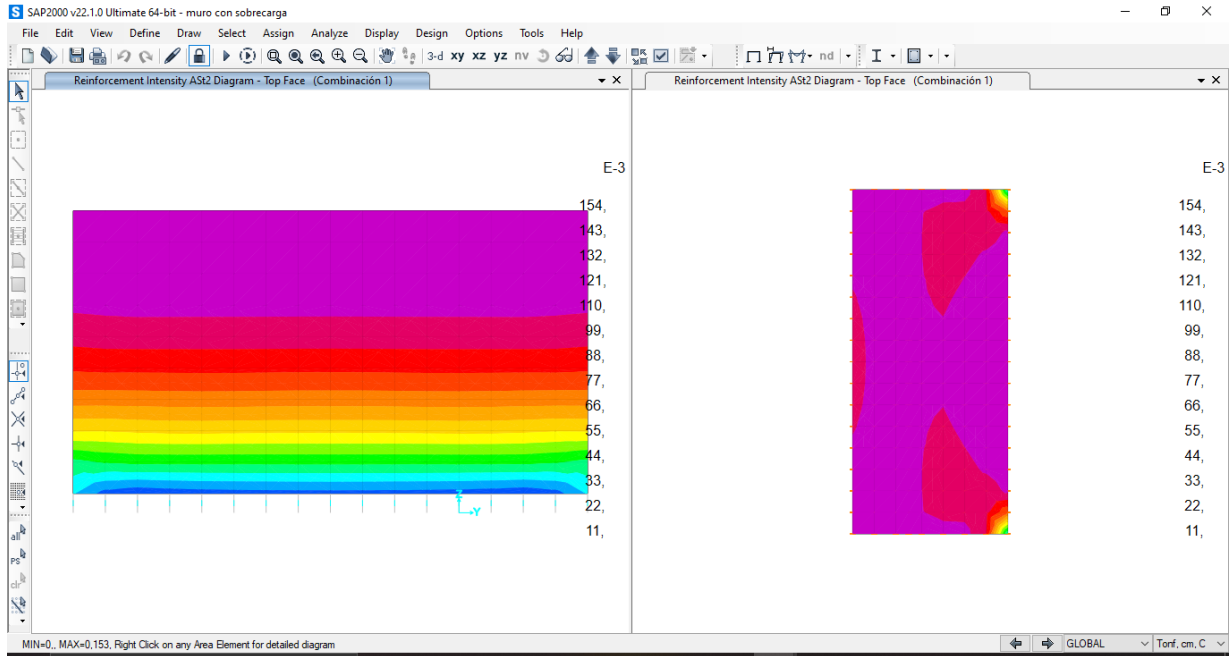


Figura 34 Acero requerido por el muro y la zarpa en el eje longitudinal del muro de contención en voladizo con sobre carga. Autores (2020).

Por su parte en el eje transversal los esfuerzos son menores en el muro con respecto al eje longitudinal, lo que nos arroja un acero calculo con base en la cuantía mínima, mientras que la zarpa tiene una mayor demanda de acero con respecto al eje longitudinal, sin embargo, no supera la cuantía mínima, por lo que el acero para el transversal del muro queda para el muro de la siguiente manera: barras #6 cada 15 cm; y para la zarpa barras #6 cada 16 cm. Por otra parte, la cara inferior de la zarpa y la cara opuesta al terreno del muro no sobrepasan el área de acero mínimo y tendrían la misma distribución de acero de refuerzo que la cara cara expuesta al terreno. En la figura 35 se muestra el acero requerido por el muro de contención en el eje transversal. Adicionalmente en la Figura 36, se detalle el plano del muro con la geometría y refuerzo calculado.

4.2.5.1 Muro de contención en mampostería confinada.

Los muros de contención en mampostería confinada se caracterizan por tener un vástago en mampostería de ladrillo de arcilla y está confinado por vigas t columnas de concreto estructural, este tipo de muros suelen ser más económicos que los muros en concreto reforzado, al utilizar menor volumen de concreto, sin embargo, no resisten grandes magnitudes de carga, en el presente estudio se analizó un talud con las características del suelo del ejemplo anterior, para lo cual se hizo el análisis de estabilidad y el diseño en el software SAP 2000.

Los datos del terreno son los establecidos en la tabla 13, con lo cual se tiene un talud de 4 metros de altura, con un ancho de 25 cm, puesto que se tiene mampostería doble en posición de tizón; por su parte la hipótesis de carga está basada en el empuje activo del suelo, la presión del relleno y la sobrecarga actuante, que es de 0.9 Ton/m, la figura 37 muestra el predimensionamiento del muro de contención en mampostería confinada.

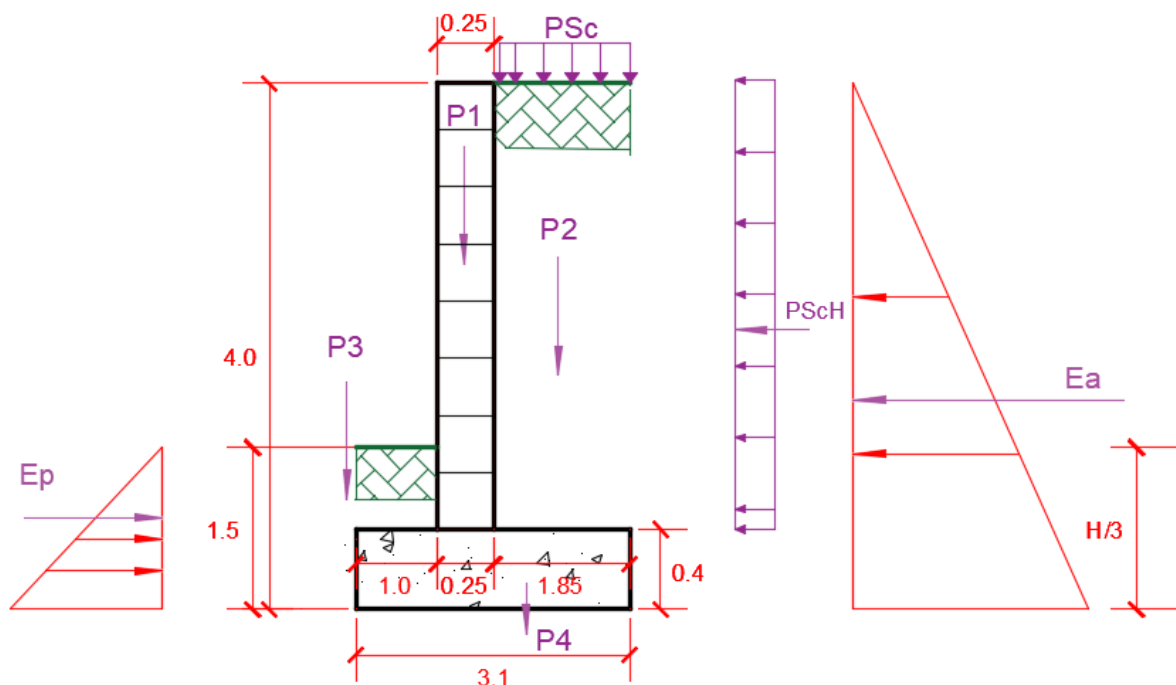


Figura 37 Predimensionamiento de muro de contención en mampostería confinada. Autores (2020).

Debido a que los datos del terreno son los mismo del ejemplo anterior, donde se analiza un talud ubicado en la formación Ortoneis, el coeficiente de empuje activo y pasivo son iguales, es decir K_a de 0.237, por su parte el coeficiente de empuje pasivo está dado por el terreno natural con K_p de 2.55.

Análisis de estabilidad.

La tabla 20 muestra el análisis de estabilidad con las fuerzas actuantes en el muro, el empuje pasivo no se considera puesto que se toma como un factor de seguridad, ya que puede ser retirado posteriormente del muro y ocasionar inestabilidad en este.

Tabla 20

Análisis de estabilidad.

F	Fuerza, ton		X (m)	Mv ton-m	Mh ton-m
	V	H			
P1=1.2*3.6*0.25*1.85	1.998		1.125	2.248	
P2=1.2*1.85*3.6*1.7	13.586		2.175	29.550	
P3=1.2*1.0*1.5*1.633	2.939		0.350	1.029	
P4=1.2*3.1*0.4*2.4	3.571		1.550	5.535	
Ea=1.6*0.237*1.7*4 ² /2			5.157	1.333	6.876
PscH= 1.6*0.237*3.6*0.9			1.229	1.800	2.211
Sumatoria	22.095		6.386	38.362	9.088

Fuente: Autores, 2020.

Factores de seguridad

Al Volcamiento. Según la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 3.0 y está dado por la siguiente ecuación

$$F.S.v = \frac{\sum Mv \text{ (fuerzas estabilizadoras)}}{\sum Mh \text{ (empuje de tierras)}}$$

$$F.S.v = \frac{37.632}{9.088} = 4.22 < 3.0 \text{ **Cumple**}$$

Al Deslizamiento. Según la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 1.6 y está dado por la siguiente ecuación

$$F.S.d = \frac{\mu \sum V}{\sum H}$$

$$F.S.d = \frac{0.47 * 22.095}{6.86} = 1.626 < 1.6 \text{ **Cumple**}$$

El análisis de excentricidad se realiza de acuerdo a la tabla H.6.9-1 la cual establece en el sentido del momento (e/B) menor o igual a $1/6$ o 0.166 , entendiéndose la excentricidad como

$$e = \frac{B}{2} - X; X = \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V}; \text{ por lo tanto } X = \frac{38.362 - 9.088}{22.095} = 1.324 \text{ m, y la excentricidad es}$$

$$e = \frac{3.1}{2} - 1.324 = 0.225 \text{ m}$$

Entonces $0.225 \text{ m} \leq 0.51 \text{ m}$, con lo cual se cumple con la condición de excentricidad establecido en la NSR-10, cayendo la resultante en el primer tercio, lo cual ocasionara un diagrama trapezoidal de presiones de contacto con el suelo. La presión que se ejerce sobre el terreno está dada por la siguiente ecuación.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{22.095}{3.1} \left(1 + \frac{6 * 0.225}{3.1} \right) = 10.231 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{22.095}{3.1} \left(1 - \frac{6 * 0.225}{3.1} \right) = 4.023 \text{ ton/m}^2$$

El análisis en el software SAP 2000 se realiza de acuerdo a las hipótesis de carga descritas anteriormente, utilizando un concreto para las columnas y vigas de 28 MPa , en cuanto a las dimensiones de las mismas, la Norma Sismo Resistente Colombiana en el apartado E.4.3.2 y E.4.4.2.1 establece que el ancho mínimo de las vigas y columnas de amarre debe ser igual al espesor del muro, con un área transversal mínima de 200 cm^2 , en tal sentido se tiene columnas y vigas de 25 cm de lado con una altura de pórtico de 1.8 metros de eje y separa 1.5 metros en el

eje longitudinal. La figura 38 muestra la vista extruida del muro de contención en mampostería confinada.

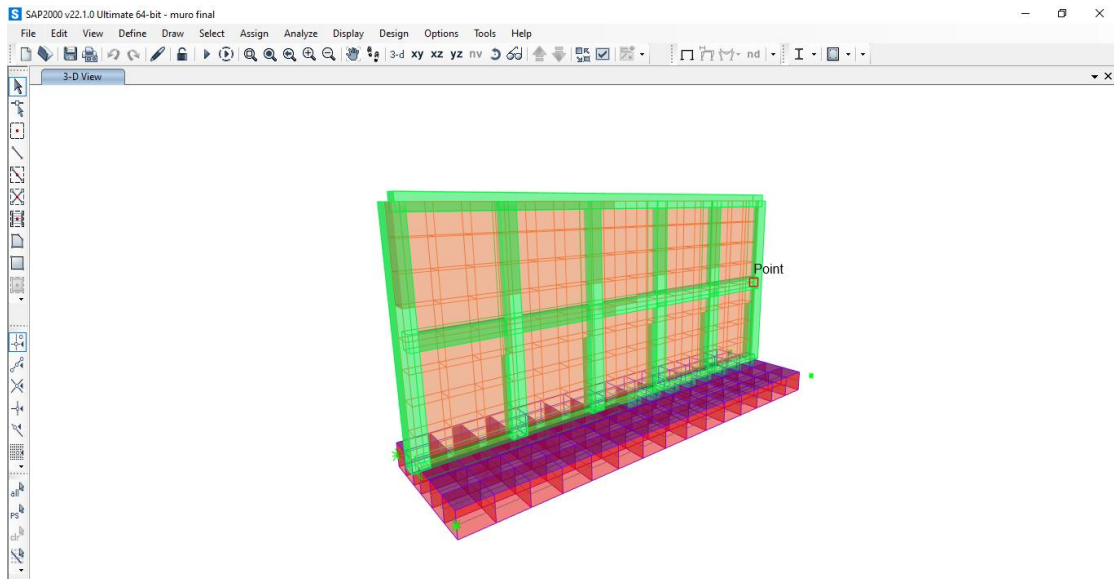


Figura 38 Vista extruida del muro en mampostería confinada. Autores (2020).

La figura 39 muestra el diagrama de momento de las vigas y columnas del pórtico de muro y el diagrama de momento de la zarpa.

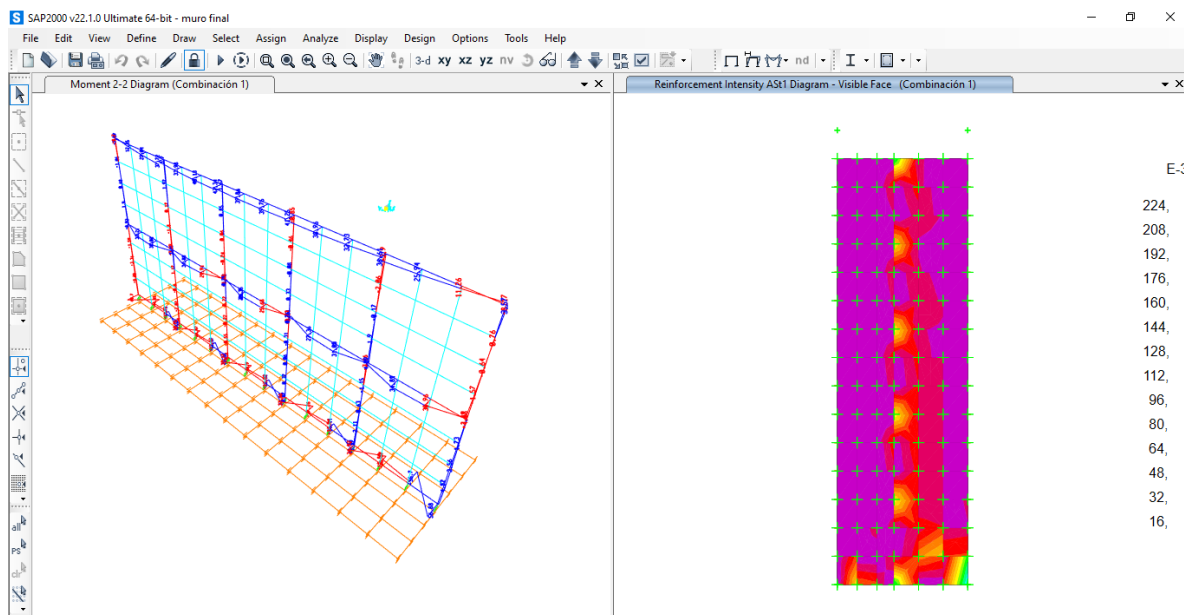


Figura 39 Diagrama de momento del muro de contención en mampostería confinada. Autores (2020).

El momento máximo presentado en las vigas del muro se presenta en 6.7232 KN-m, lo cual deja una cuantía de 0.0018, es decir, que se encuentra por debajo de la cuantía mínima para acero a flexión por lo cual se toma 0.0033, y un área de acero de 1,65 cm² (figura 40), en cuanto a las columnas, el momento máximo es de 93,1656 KN-m, lo que daría como resultado una cuantía del 0,03632 o 3.3632%, es decir 4 barras de pulgada en la sección transversal (figura 41).

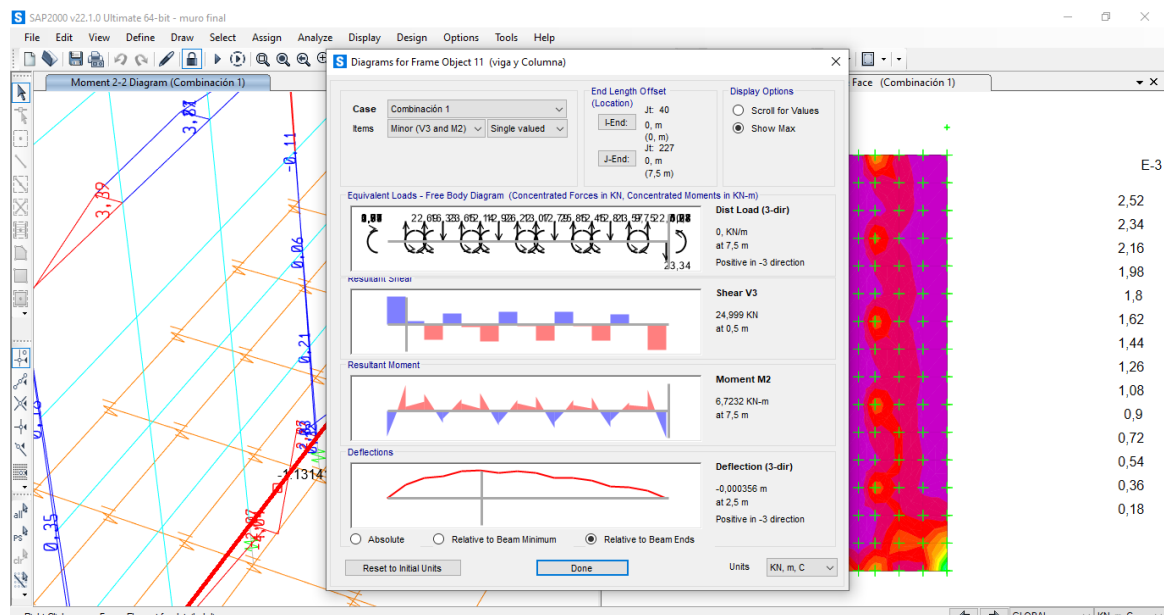


Figura 40 Momento máximo de viga de muro de contención en mampostería confinada. Autores (2020).

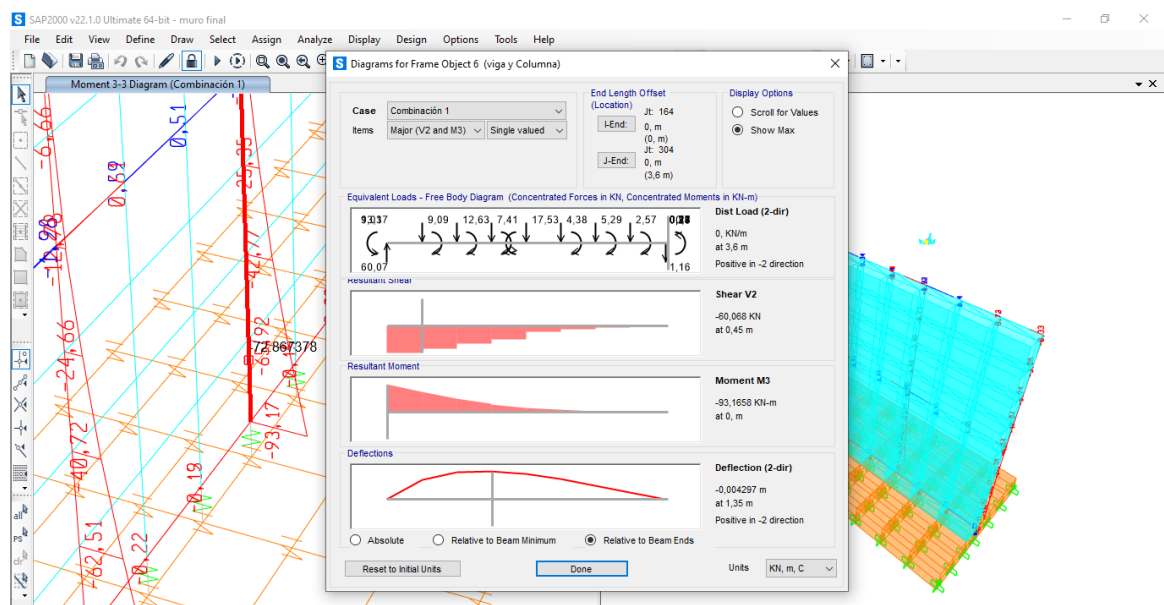


Figura 41 Momento máximo de columna de muro de contención en mampostería confinada. Autores (2020).

Con respecto a la zarpa se tiene un momento un área máxima de demanda de acero de 26,6 cm^2/m , lo que equivale a una separación para barras #7 de $Sep = \frac{3.88\text{cm}^2}{26.6\text{cm}^2} * 100\text{cm} = 14.58\text{ cm}$, es decir barras #7 cada 14 cm, tal como se ve en la figura 42.

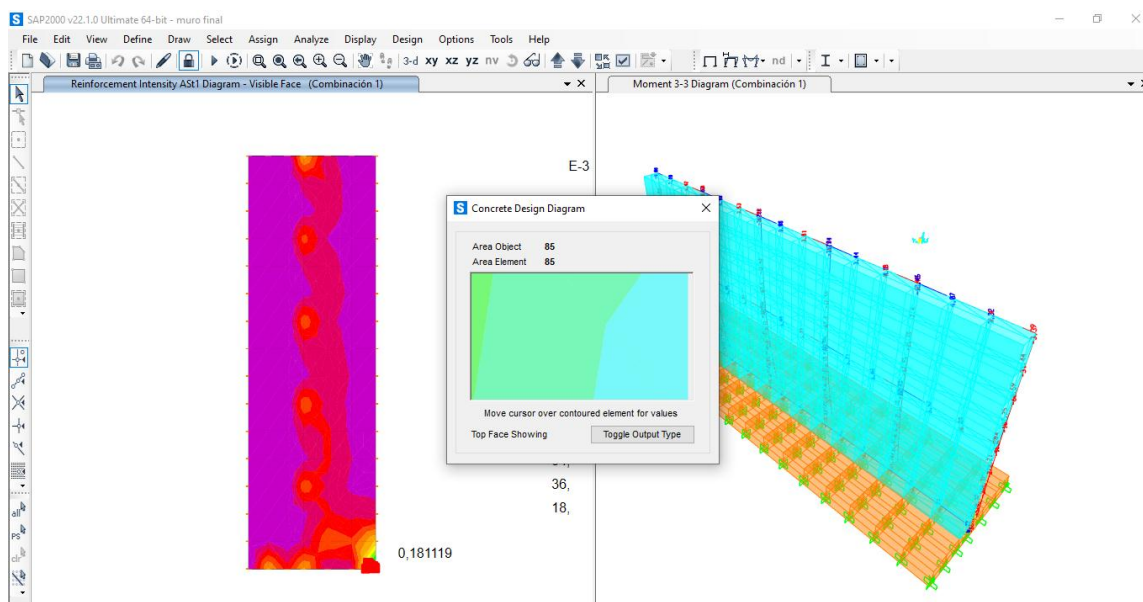


Figura 42 Demanda de acero para la zarpa del muro de contención en mampostería confinada. Autores (2020).

4.3 Realizar un análisis comparativo en costos entre los sistemas de contención en mampostería confinada y concreto reforzado respecto a la altura del muro.

De los diferentes diseños y configuraciones de muros planteados se realizó un detallado presupuesto, con el fin de establecer el costo real de la construcción de cada uno de las alternativas planteadas, los diferentes APU se detallan en el apéndice 2 del presente documento.

Con respecto al muro en concreto en voladizo el cual posee una altura de 4 metros se tiene como se muestra en la tabla 21 el presupuesto total de esta alternativa. En dicha tabla se han diferenciado los valores por concepto de preliminares, movimientos de tierra, Estructura de concreto, y obras para el manejo de aguas lluvias. El valor total de esta alternativa es de 356.706.837,00 pesos.

Tabla 21

Presupuesto de muro en concreto.

ITEM DE PAGO	DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1.0	PREMILINARES				
1.1	Cerramiento perimetral con tela verde y puntales en madera H=2,0 m cada 2	ml	42,00	\$ 18.533,00	\$ 778.386,00
1.2	Campamento en tabla ordinaria y cubierta en zinc A= 24 M2	und	1,00	\$ 2.893.834,00	\$ 2.893.834,00
1.3	Instalaciones provisionales hidráulicas y eléctricas	und	1,00	\$ 1.082.647,00	\$ 1.082.647,00
1.4	Desmonte y descapote manual	m2	48,00	\$ 9.274,00	\$ 445.152,00
					\$ 5.200.019,00
2,0	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
2,1	Excavación manual en material conglomerado	m3	436,00	\$ 72.892,00	\$ 31.780.912,00
2,2	Retiro de material de corte y excavación (incluye acarreo interno, cargue, transporte y descargue hasta la escombrera municipal)	m3	545,00	\$ 73.216,00	\$ 39.902.720,00
2,3	Relleno con material de préstamo, compactado al 95% del proctor modificado, en capas de 20 cm de espesor con equipo mecánico (ver especificaciones técnicas)	m3	272,00	\$ 107.704,00	\$ 29.295.488,00
					\$ 100.979.120,00
3,0	ESTRUCTURAS EN CONCRETO				
3,1	Concreto Ciclopeo para mejoramiento	m3	65,00	\$ 838.943,00	\$ 54.531.295,00

3,2	Acero de refuerzo para tacón, zarpa y cuerpo muro en voladizo tipo 1	kg	5.954,00	\$	8.843,00	\$ 52.651.222,00
3,3	Concreto de 28 MPa para tacón, zarpa y cuerpo muro en voladizo tipo 1 (incluye preparación, transporte, vaciado, vibrado y curado)	m3	109,00	\$	1.204.905,00	\$ 131.334.645,00
3,4	Junta de construcción zarpa-cuerpo muro de contención en material elástico de sellado	ml	16,00	\$	141.911,00	\$ 2.270.576,00
						\$ 240.787.738,00
4,0	OBRAS PARA MANEJO DE AGUAS LLUVIAS					
4,1	Suministro e instalación capa de arena gruesa de río de ancho 0,40 m sobre cara interna de muro	m3	41,00	\$	107.790,00	\$ 4.419.390,00
4,2	Canal en concreto simple paralelo a la base del muro de $f'c=21$ MPa e= 0,10 m con área hidráulica de 0,15 x 0,20 m (incluye rejilla metálica con borde en ángulo de 1" x 1/8" y varilla de 5/8" cada 0,15m	ml	16,00	\$	271.648,00	\$ 4.346.368,00
4,3	Lloraderos en tubería de 2" PVC cada 1 m en sentido vertical y horizontal de 0,60 me de longitud	und	51,00	\$	19.102,00	\$ 974.202,00
						\$ 9.739.960,00
					TOTAL	\$ 356.706.837,00

Fuente: Autores, 2020.

En forma similar al análisis de costos anterior, se realizó nuevamente el desglose de los costos necesarios para la construcción de un muro esta vez en mampostería confinada. Como se aprecia en la tabla 22, se consideraron aspectos como las actividades preliminares, el movimiento de tierra, estructura en concreto, mampostería, y obras para manejo de aguas lluvias. La suma total de esta alternativa es de 200.021.321,00 pesos.

Tabla 22

Presupuesto de muro en mampostería confinada.

ITEM DE PAGO	DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1.0 PRELIMINARES					
1.1	Cerramiento perimetral con tela verde y puntales en madera H=2,0 m cada 2	ml	42,00	\$ 18.533,00	\$ 778.386,00
1.2	Campamento en tabla ordinaria y cubierta en zinc A= 24 M2	und	1,00	\$ 2.893.834,00	\$ 2.893.834,00
1.3	Instalaciones provisionales hidráulicas y eléctricas	und	1,00	\$ 1.082.647,00	\$ 1.082.647,00
1.4	Desmonte y descapote manual	m2	48,00	\$ 9.274,00	\$ 445.152,00
					\$ 5.200.019,00
2.0 MOVIMIENTO DE TIERRAS					
2.1	Excavación manual en material conglomerado	m3	436,00	\$ 72.892,00	\$ 31.780.912,00
2.2	Retiro de material de corte y excavación (incluye acarreo interno, cargue, transporte y descargue hasta la escombrera municipal)	m3	545,00	\$ 73.216,00	\$ 39.902.720,00
2.3	Relleno con material de préstamo, compactado al 95% del proctor modificado, en capas de 20 cm de espesor con equipo mecánico (ver especificaciones técnicas)	m3	272,00	\$ 107.704,00	\$ 29.295.488,00
					\$ 100.979.120,00
3.0 ESTRUCTURAS EN CONCRETO					
3.1	Concreto Ciclópeo para mejoramiento	m3	65,00	\$ 838.943,00	\$ 54.531.295,00
3.2	Viga de amarre en concreto 3000 PSI	m3	1,68	\$ 1.204.905,00	\$ 2.024.240,40
3.3	Viga de aérea en concreto 3000 PSI	m3	2,88	\$ 1.204.905,00	\$ 3.470.126,40
3.4	Columneta concreto 3000 PSI	m3	2,10	\$ 1.204.905,00	\$ 2.530.300,50
3.5	Acero de refuerzo 6000 PSI	kg	2.083,90	\$ 8.843,00	\$ 18.427.927,70
					\$ 80.983.890,00
4.0 MAMPOSTERIA					
4.1	Ladrillo tolete común e.15m	und	2.685,00	\$ 400,00	\$ 1.074.000,00
4.2	mortero 1:4	m3	2,07	\$ 987.600,00	\$ 2.044.332,00
					\$ 3.118.332,00

5,0 OBRAS PARA MANEJO DE AGUAS LLUVIAS						
5,1	Suministro e instalación capa de arena gruesa de río de ancho 0,40 m sobre cara interna de muro	m3	41,00	\$	107.790,00	\$ 4.419.390,00
5,2	Canal en concreto simple paralelo a la base del muro de $f'c=21$ MPa $e= 0,10$ m con área hidráulica de 0,15 x 0,20 m (incluye rejilla metálica con borde en ángulo de 1" x 1/8" y varilla de 5/8" cada 0,15m	ml	16,00	\$	271.648,00	\$ 4.346.368,00
5,3	Lloraderos en tubería de 2" PVC cada 1 m en sentido vertical y horizontal de 0,60 m de longitud	und	51,00	\$	19.102,00	\$ 974.202,00
						\$ 9.739.960,00
						\$ 200.021.321,00

Fuente: Autores, 2020.

La diferencia entre ambas alternativas es evidente, el costo de construir un muro en concreto estructural supera hasta en un 40% el valor del muro en mampostería, y es precisamente la razón del porque se emplean los muros en mampostería estructural, puesto que logran un comportamiento adecuado conteniendo las cargas generadas por un talud, y a su vez, representan una menor inversión en su construcción.

4.3.1 Análisis de regresión de los costos de un muro de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo respecto a la altura del muro.

A partir del análisis de costos el cual se puede apreciar en el apéndice 2, se han analizado ahora los costos respecto a la altura, es decir, como parte del análisis, se ha variado la altura del muro para intentar establecer una correlación entre el valor del muro y la altura del mismo. Este análisis se resume en la tabla 23.

Tabla 23

Costo total del tipo de muro según la altura

Tipo de Muro	Altura	Costo total
Mampostería	4	\$ 200.021.321,00
	6	\$ 218.927.859,10
	8	\$ 231.083.242,40
concreto	4	\$ 356.706.837,00
	6	\$ 421.367.913,50
	8	\$ 527.952.582,00

Fuente: Autores, 2020.

Como se supone existe un incremento progresivo para los costos totales de cada tipo de muro, en el caso del muro de mampostería este aumento es en promedio de \$ 15.530.960,70 pesos. Y en el caso de la alternativa del muro en concreto dicho incremento es en promedio de \$ 85.622.872,50 pesos.

Ahora bien, como parte del análisis realizado se observa que existe un incremento gradual, el cual se analizó para determinar la correlación que existe entre dicho incremento. Por lo cual, como se aprecia en la figura 43, se hizo el respectivo cálculo de las ecuaciones de correlación.

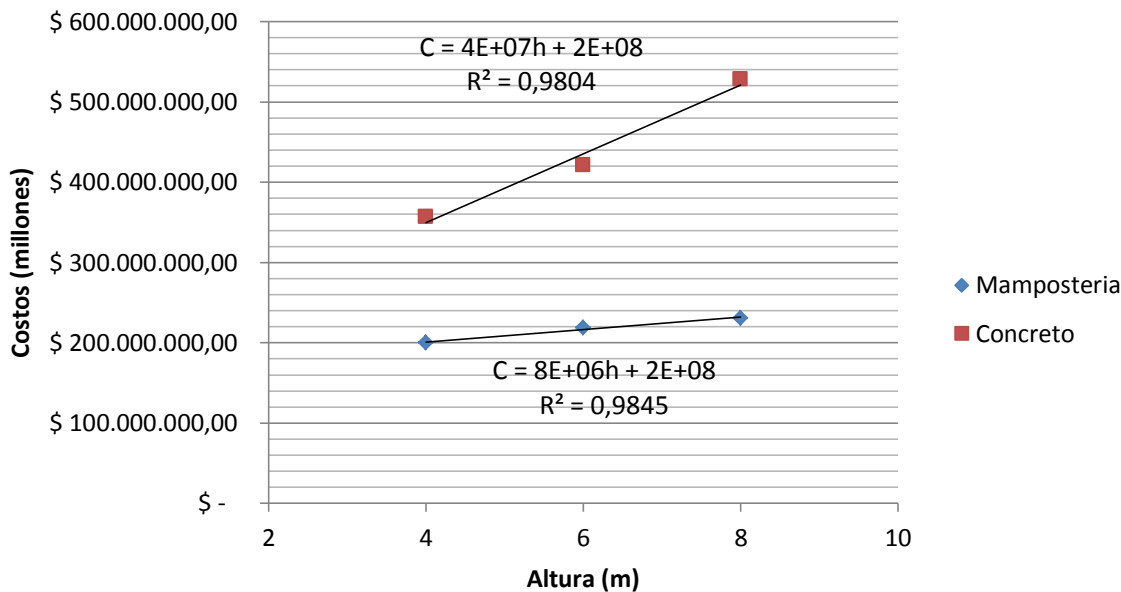


Figura 43 Correlación entre las alternativas de muro. Autores (2020).

Inicialmente se observó que hay un aumento gradual positivo respecto a las variables de Costo vs Altura, así mismo este aumento es lineal, o se ajusta bastante bien a una línea recta, cuya ecuación está dada por $C = (4E+07h) + (2E+08)$ en el caso del concreto y $C = (8E+06h) + (2E+08)$ para la mampostería, donde C representa el Costo y h la altura. Adicionalmente el factor de correlación es de 0,9804 y 0,9845 respectivamente. Estos valores indican que los diferentes puntos se ajustan bastante bien a una curva lineal. Por ende, las ecuaciones de correlación adoptadas satisfacen el modelo.

4.4 Determinar los controles técnicos necesarios para la construcción de los muros de contención en mampostería confinada y en concreto reforzado en voladizo.

Un muro de contención es un elemento con el cual es posible mantener diferentes cotas en el terreno a un lado y otro de dicho elemento, con pendientes superiores a las que permitiría el terreno natural. Estas estructuras de contención deben diseñarse en forma adecuada en forma tal que permita el equilibrio de los empujes presentes en el terreno.

4.4.1 Muros de contención en concreto reforzado.

- *Geometría*

Se debe verificar que la geometría del muro corresponda con lo que se establece en los planos estructurales.

- *Concreto*

Respecto al mezclado, transporte, colocación y curado del concreto este debe cumplir con lo indicado en la NTC 550. Así mismo para la toma de muestras de concreto fresco se deben seguir con las indicaciones de la NTC 454. Otras normas de referencia necesarias son las NTC 110, 174, 321, 396.

Las características propias para los diferentes elementos que conforman el muro, como la dosificación, la relación a/c, fluidez, la resistencia, el porcentaje de aditivos, y demás información relevante, debe estar contenida en el plano estructural del proyecto.

- *Materiales*

En el caso del cemento se debe cumplir con las normas técnicas NTC 121 y NTC 321, dicho cemento debe corresponder al especificado en el diseño de mezclas y no se permite realizar la mezcla de diferentes tipos de cemento. El almacenamiento del cemento debe realizarse por encima del nivel del piso, un mínimo de 10 cm, y en lugares protegidos de agentes atmosféricos, evitando la humedad y agentes contaminantes. El cemento debe estar empacado en bolsas de buena calidad, donde se identifique en forma clara el fabricante, la marca y el peso neto.

Es recomendable que las pilas no superen los diez sacos, evitando la compactación superior del contenido, debe existir un mínimo de 50 cm entre hileras, para asegurar una adecuada ventilación. Además no se deben colocar bolsas en contacto directo con las paredes, y el tiempo de almacenamiento no debe superar los 30 días. Y aquellos cementos que hayan iniciado un fraguado en falso no se deben utilizar,

El almacenamiento del agua debe realizarse en tanques limpios y libres de impurezas, como sales, aceites, materia orgánica o cualquier otra sustancia nociva para el concreto o el refuerzo. Dicha agua debe cumplir con las disposiciones de la NTC 3459.

En el caso de los agregados, su almacenamiento también debe garantizar que permanezcan en un lugar seco y libre de otros materiales que puedan contaminarlos, en lo posible deben ser cubiertos con plásticos u otro material que evite la exposición a agentes contaminantes provenientes del aire. Se debe evitar la segregación del material cuando se arrume. El agregado debe cumplir con las disposiciones de la NTC 174 y NTC 4045.

- *Diseño de mezclas*

El diseño de mezclas correspondiente debe obedecer a las especificaciones indicadas en los planos, o a lo indicado por el ingeniero estructural, debe cumplir con los parámetros de asentamiento establecidos en la NTC 396, y se deben tomar muestras para verificar la resistencia del diseño en laboratorio. Cualquier cambio o ajuste en el diseño debe indicarse por escrito por parte del responsable del diseño estructural.

- *Mezclado del concreto*

Para el mezclado se deben cumplir los criterios del capítulo C.5 de la NSR-10 y la norma NTC 3318. Los concreto producidos en la obra deben ser producto de mezclado mecánico y el equipo empleado debe ser capaz de combinar dos componente en forma uniforme, con un tiempo y velocidad determinada sin que dé lugar a segregaciones. La mezcladora debe girar a una velocidad uniforme y no debe ser operada a velocidades ni capacidad mayor a la recomendada por el fabricante, y su contenido debe vaciarse completamente antes de iniciar un nuevo ciclo de mezclado.

Cuando se empleen concretos preparados y mezclados en planta, estos deberán cumplir con los requisitos exigidos en los diseños y las normas mencionadas, tanto en resistencia, manejabilidad, impermeabilidad y durabilidad. Al momento de recibir la mezcla en obra se debe verificar lo siguiente:

- Nombre de la empresa que suministra

- Numero consecutivo de la remisión
- Nombre de la empresa compradora
- Fecha y hora
- Volumen de la mezcla enviada
- Resistencia y tipo de mezcla
- Revisar el asentamiento (NTC 396) y temperatura (NTC 3359)
- Realizar toma de muestras

No se deben recibir mezclas con más de 30 minutos de preparadas, excepto aquellas que para efectos de diseño haya incorporado algún tipo de retardante, o que dicho tiempo haya transcurrido en un vehículo mezclador en movimiento. Así mismo no se permite la adición de agua pasado los 30 minutos en reposo.

- *Vaciado del concreto*

Al momento de iniciar las labores de vaciado los equipos de transporte deben estar limpio, así mismo el refuerzo no debe presentar óxidos o grasas, los encofrados deben estar recubiertos con desmoldante y no debe haber represamientos de agua. En el caso de que existan superficies de concreto colocados anteriormente, se debe realizar un tratamiento de juntas específico.

El concreto no debe colocarse sobre superficies con lodo, aceites, o terrenos no compactados. En el caso de las cimentaciones, el terreno debe estar limpio y sin empozamientos y preferiblemente se debe instalar un solado previamente. La consistencia del concreto debe ser

tal que permita su colocación sobre todas las esquinas y ángulos de la formaleta, además de rodear el refuerzo y cualquier otro elemento embebido, sin que se presente segregación.

La colocación del concreto debe hacerse lo antes posible, y nunca después de los 30 minutos de preparada la mezcla, a menos que se haya hecho uso de retardantes. La altura máxima para dejar caer el concreto en forma vertical es de 1,20 m, a menos que se empleen aditivos que eviten la segregación.

- *Acero de refuerzo*

El refuerzo para muros de contención debe cumplir con las especificaciones NTC 159, 161, 1920, 1925, 2142, 2289 y 2310. Los recubrimientos, los diámetros mínimos, longitudes de traslapo, ganchos, y demás detalles de figuración debe estar especificado en el plano estructural del muro.

La barra debe estar fija al momento del vaciado y vibración del concreto, para evitar desplazamientos, así mismo se deben emplear alambre adecuados para la fijación de las barras ortogonales y para los estribos.

- *Encofrado y desencofrado*

El almacenamiento de los elementos de encofrado debe realizarse en un lugar cubierto y seco, dispuestos en forma vertical y con una ligera inclinación, así como elevados del piso. Aquellos elementos defectuosos deben ser reparados o si es el caso reemplazados.

En el caso de los encofrados con cimbra, esta debe ser impregnada con un lubricante a fin de evitar que se adhiera el concreto a la superficie de la formaleta. De igual forma se debe evitar el excesivo escurrimiento entre las juntas de las tapas del encofrado.

Al armar los encofrados para definir la geometría del muro, estos deben estar apuntalados en forma segura, garantizando cierta estabilidad y que puedan resistir las cargas durante la ejecución, hasta que el concreto alcance la resistencia de trabajo. En todo caso, antes de realizar el retiro de las formaletas, es necesario verificar que el concreto haya alcanzado dicha resistencia, esto se realiza mediante los testigos de concreto.

Una vez se ha realizado el desencofrado, sin que este haya afectado el funcionamiento de la estructura, se debe comenzar con el proceso de curado.

- *Juntas*

Es necesario que el muro cuente con juntas expansión y contracción o de aislamiento, estos deben estar indicados en los planos estructurales del mismo. El objetivo de estas juntas es compensar las deformaciones y esfuerzos causados por cambios en el volumen o en la geometría debido a cambios de temperatura, retracción por fraguado o asentamientos diferenciales. Adicionalmente se debe contar con juntas de construcción según se indique en los planos, con las separaciones y detalles que allí se representen.

- *Curado*

Pasado un día después del proceso de vaciado, se debe dar inicio al curado del muro, este proceso debe prolongarse durante una semana y realizarse al menos tres veces al día, esto con el fin de evitar la aparición de grietas.

- *Compactación del relleno*

En general se debe evitar el uso de suelos finos (Arcillosos o limosos) para el relleno del muro, en cualquier caso y de requerirse su uso, este debe estar avalado por un ingeniero geotecnista. El proceso de compactación debe realizarse con precaución y haciendo uso de medios “ligeros” con el fin de generar sobreesfuerzos en el terreno que conlleven a un aumento del empuje lateral sobre el muro.

- *Terreno de cimentación*

El material de apoyo del muro debe contar con una resistencia y capacidad tal que, se puedan transmitir en forma adecuada los esfuerzos del muro y el relleno. Si es el caso se debe realizar la construcción de un solado el cual debe especificarse en los planos, este se realiza en concreto simple. Como método alternativo también se puede emplear un mejoramiento del suelo de cimentación, esto será determinado por el ingeniero geotecnista.

- *Drenaje*

Sin importar el tipo de muro, siempre se debe proporcionar un drenaje adecuado mediante lloraderos o tubos perforados, cuyos diámetros y distribución se especifican en los planos. Dependiendo del material del relleno, las partículas finas pueden ser arrastradas por el flujo de

agua, por lo cual se recomienda el uso de filtros alrededor de los tubos, estos pueden ser geotextiles que sirven para dicho fin.

- Área de trabajo

Las excavaciones previas al proceso de construcción del muro de contención deben considerar las áreas necesarias para realizar labores de armado de acero, proceso de encofrado y vaciado. Como mínimo es recomendable un espacio de 0,5 m entre el borde del muro hasta el inicio del corte para tener un espacio de maniobra.

4.4.2 Muros de contención en mampostería confinada.

Los muros de contención en mampostería confinada consisten en la configuración de piezas de mampostería unidas por medio de mortero, reforzadas de manera principal con elementos de concreto reforzado construidos alrededor del muro, confinándolo y que cumple los requisitos del capítulo D.10 de la NSR 10. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente, como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico (DMO).

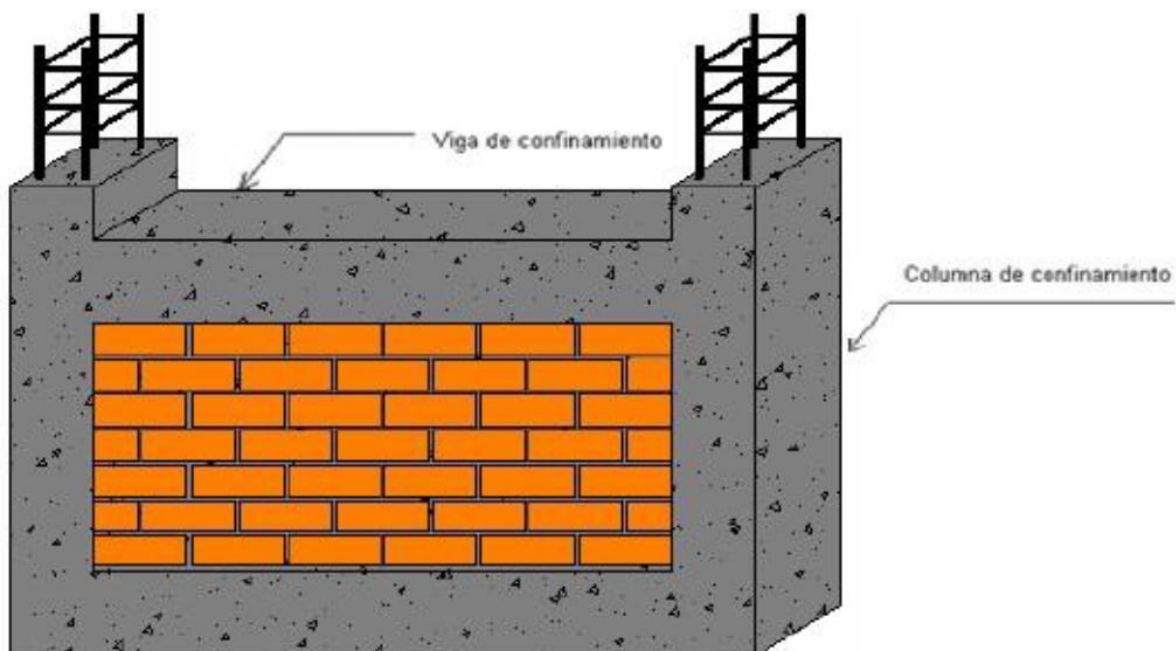


Figura 44 Elementos mampostería estructural. Autores (2020).

4.4.2.1 Materiales

- Unidades de mampostería

Las unidades de mampostería utilizadas en la construcción de muros generalmente son elaboradas de cerámica (arcilla cocida), concreto, sílico.-calcáreas o de piedra. Según su tamaño, las unidades son denominadas Ladrillos y Bloques. Los ladrillos son aquellos que pueden ser manipulados y asentados con una sola mano; y los bloques, cuando por su peso y dimensiones, tienen que ser manipulados con ambas manos.

Unidades de arcilla: Las unidades de arcilla, son aquellas piezas que se obtienen a partir de la extracción, mezclado, moldeado, quemado y posterior secado de las materias primas y minerales que conforman la arcilla, como lo son las arcillas calcáreas. Las unidades de arcilla

que se utilizan en el diseño y construcción de mampostería, deben cumplir con lo establecido en el numeral D.3.6.2.2 de la NSR-10.

Unidades de concreto: Las unidades de concreto son aquellas fabricadas a partir de la mezcla de cemento, arena, agua y agregados; que luego se vierte en moldes según disponga su uso y el fabricante. El moldeado de la mezcla luego es curado con calor en cámaras especiales, lo que le otorga al bloque las características requeridas para su uso.

Unidades sílico-calcáreas: Las unidades sílico-calcáreas son aquellas que su materia prima consiste en un 10% de cal hidratada y arena con un 75% de sílice. Igual que las piezas de concreto, La mezcla de las materias primas es vertida en moldes especiales, para su respectivo secado y curado. El proceso de moldeo de estas unidades se realiza con prensas mecánicas o hidráulicas. Las unidades sílico-calcáreas deben cumplir con las normas y especificaciones dispuestas en D.3.6.2.3 de la NSR-10.

- *Clasificación Física:*

Las unidades de mampostería pueden clasificarse en tres grupos principales. Unidad bloque (con perforaciones horizontales y verticales) y unidad tolete (ya sean macizos o con perforaciones menores al 25% del volumen del elemento). Según la NTC 4205, los tres tipos de mampostería son:

Unidades de mampostería de perforación vertical (UPV). Llamadas ladrillos: son aquellas que tienen celdas o perforaciones perpendiculares a la cara o superficie que se asienta en

el muro. Debe tener un área neta de celdas medida en cualquier dirección a sus ejes no mayor del 65% de área bruta en esa misma sección.

Unidades de mampostería de perforación horizontal (UPH), llamadas bloques: Son aquellas con celdas paralelas a la cara que se asienta en el muro.

Unidades de mampostería maciza (UM), llamadas ladrillos: son aquellos mampuestos aligerados con pequeñas perforaciones menores del 25% del volumen, o que no tengan ninguna perforación.

- Morteros

La definición más adecuada de un mortero de pega es la siguiente: Mezcla de un material aglutinante (Cemento Portland y/o otros cementantes), un material de relleno (agregado fino o arena), agua y eventualmente aditivos, que al endurecerse presenta propiedades químicas, físicas y mecánicas similares a las del concreto y es ampliamente utilizado para pegar unidades de mampostería en la construcción de muros.

El mortero es un elemento esencial de la mampostería estructural, que consiste en una mezcla fluida de agregados y material cementante, capaz de penetrar en todas las cavidades del muro sin sufrir segregación.

- Componentes

Cemento y cal

Cualquier sustancia que aglutine materiales puede considerarse como cemento. Hay muchos tipos de cementos, pero en construcción el término “cementos” se refiere a agentes que se mezclan con agua u otro líquido, o con ambos, para obtener una pasta aglutinante. Inicialmente, una masa de partículas cubierta con la pasta está en estado plástico y puede conformarse, o modelarse, en varias formas. Esta mezcla puede tenerse por material cementoso porque puede aglutinar otros materiales.

El cemento utilizado en la elaboración del mortero de pega debe estar en condiciones apropiadas y debe corresponder en su tipo y clase a aquel sobre el cual se basan las dosificaciones. Si se usa cal en la preparación del mortero, ésta debe ser cal hidratada y debe verificarse que no sea perjudicial a ninguna de las propiedades específicas del mortero.

Las normas que deben cumplir tanto la cal como el cemento son las siguientes:

Cemento portland: NTC 121 y NTC 321 (ASTM C150)

Cemento para Albañilería: NTC 4050 (ASTM C91)

Cal viva: NTC 4046 (ASTM C5)

Cal hidratada: NTC 4019 (ASTM C270)

Agregados

La arena utilizada en el mortero de pega debe estar limpia y bien gradada. Su selección depende de la disponibilidad de ella en la zona (depósitos aluviales, cantera, etc.). Como al mortero de pega se le exige que tenga la propiedad de retener el agua, se necesita una arena con

una granulometría especial. Esta granulometría está basada según el tipo de arena, natural o de trituración. Por lo general las arenas naturales (depósitos sedimentarios o aluviales) producen morteros de resistencias más altas que las arenas de trituración (de peña o cantera). Esto se debe principalmente a que las arenas de peña tienen un alto contenido de arcilla.

La arcilla le da a la arena la capacidad de retener agua y cohesión. y es por esta razón que su uso es bastante apreciado por los mamposteros. Sin embargo. La arcilla es inconveniente para el buen comportamiento del cemento, ya que por el tamaño de sus partículas puede bloquear la acción entre dos partículas de cemento, con lo cual la pasta pierde resistencia. Por otro lado la arcilla puede sufrir grandes cambios volumétricos con la variación en su contenido de humedad, lo cual perjudica el mortero.

La arena para mortero de pega debe cumplir con la norma NTC 2240 o en su defecto con la norma ASTM 144, debe estar libre de materiales contaminantes o deleznable que puedan deteriorar las propiedades del mortero.

Agua

El agua en su definición básica, es una sustancia líquida inodora e incolora que se encuentra generalmente en los cuerpos de agua superficiales terrestres. El agua que se utiliza para la mezcla de mortero de pega o relleno debe ser limpia y libre de material particulado que afecte desfavorablemente las propiedades físicas y mecánicas de los morteros, incluso su color. El agua utilizada debe cumplir con los requisitos establecidos en la NTC 3459.

Aditivos

Los aditivos son sustancias químicas fabricadas especialmente y cuyo fin es mejorar las propiedades físicas o mecánicas de las mezclas de concreto o morteros. Se recomienda que se utilicen aditivos que mejores propiedades como la retención de humedad ya que como se ha descrito con anterioridad en las propiedades físicas, el agua infiltrada puede afectar las propiedades de los bloques de mampostería y por consiguiente la integridad física del muro podría verse afectada.

Aunque no es frecuente, los aditivos se pueden utilizar aditivos convencionales, como los fabricados a partir de productos naturales como la celulosa. Los aditivos deben desempeñar su función sin alterar ninguna otra de las características y propiedades del mortero ni afectar desfavorablemente otros elementos del sistema como el refuerzo, que en algunos casos puede causarle corrosión.

Acero de refuerzo.

El refuerzo más común en la mampostería estructural es el de barras de acero, las cuales deben cumplir con la normativa técnica exigida. Al ser la mampostería estructural desde el punto de vista geométrico uno de sus elementos, el refuerzo que se haya de utilizar estará colocado en las dos direcciones principales de los planos, vertical y horizontal.

El refuerzo forma parte importante de la mampostería y se requiere en múltiples casos y para diversidad de condiciones, por lo cual debe ser definido por el diseñador, tanto en el tipo como en la cantidad. Por lo general, se colocan dos tipos de refuerzo: de funcionamiento y

solicitud. El primero hace posible el funcionamiento del sistema como tal (conexiones entre muros o en los elementos de bloque sin trazo, etc); el segundo tiene la función estructural de absorber los esfuerzos de tracción, compresión y cortante, entre otras.

El refuerzo más corriente en la mampostería estructural es el de barras de acero, las cuales deben cumplir con las siguientes NTC: 161, 248, 423, 1907, 2289, 4004 y 4013; o con las normas ASTM A 884 o A 934.

4.5 Estructurar la guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada o en concreto en voladizo implementando el software SAP 2000.

Con el desarrollo de este objetivo se espera brindar una herramienta que oriente al lector en el modelamiento y diseño de muros de contención mediante el uso del software SAP 2000, el desarrollo de la guía se encuentra en el apéndice 1 de este documento.

Conclusiones

Dentro de los aspectos técnicos y normativos considerados en la normativa colombiana, principalmente descritos en las Normas Técnicas Colombianas (NTC) y la NSR-10 en los títulos C y H se brindan los parámetros mínimos necesarios para realizar el diseño y cálculo de muros de contención. La revisión de estas normas permitió establecer los parámetros para definir la geometría del muro, así como el análisis de los estados límites de falla, al volteo y el desplazamiento del muro, que en consecuencia permiten desarrollar el análisis estructural y plantear las cuantías mínimas, espesores y demás condiciones necesarias para resistir los esfuerzos de cortante y de momento.

Del análisis de los 3 muros de contención diseñados se concluyó que las dimensiones planteadas en los dos muros de concreto no se cumplía con los factores de seguridad, tanto al volteo como al deslizamiento, por lo cual fue necesario aumentar las secciones y realizar un nuevo análisis de estabilidad, finalmente se obtuvieron dos muros con un $H = 4.0$ m, $b_o = 0.3$ m, $B = 2.3$ m, $P = 0.7$ m, $t = 1.3$ m y $d = 0.4$ m, para el caso del muro sin sobrecarga y un $H = 5.0$ m, $b_o = 0.3$ m, $B = 3.6$ m, $P = 1.0$ m, $t = 2.0$ m y $d = 0.6$ m, para el muro con sobrecarga, debido al incremento que general la sobrecarga en el segundo muro, las dimensiones de este deben ser mayores para poder resistir los esfuerzo producidos. En el caso del muro en mampostería las dimensiones fueron de $H = 4.0$ m, $b_o = 0.25$ m, $B = 3.1$ m, $P = 1.0$ m, $t = 1.85$ m y $d = 0.4$ m, con las cuales se cumplieron con los factores de seguridad.

Ahora bien, una vez definidas las dimensiones del muro, se realizó el respectivo análisis mediante el software SAP 2000, Con lo cual se concluyó que el cortante máximo para el muro sin sobre carga fue de 50.25 kN en la base, en cambio el muro con sobre carga fue de 92.44 kN, así mismo el momento máximo fue de 60.14 kN*m y 142.19. kN*m para cada muro respectivamente. Es evidente que el muro con sobre carga requiere una mayor cantidad de refuerzo para resistir los esfuerzo producidos, por ende, la demanda de acero del muro con sobre carga respecto al muro sin sobre carga fue un 46% mayor en la cara del muro y un 38% en la Zarpa.

A partir del análisis de costos se concluyó que para el muro en mampostería el costo fue de 200.021.321,00 pesos y el de concreto fue de 356.706.837,00 pesos, la diferencia de uno respecto al otro es del 40%, y es por ello que generalmente se opta por utilizar muros de mampostería, debido a su bajo costo. No obstante, el factor económico no debe ser el único criterio para analizar ambas alternativas, puesto que el comportamiento estructural de uno respecto al otro también varía en función de los materiales que se emplean.

Adicionalmente como parte del análisis realizado se aplicó un método de correlación para determinar el valor promedio de cada alternativa con respecto a la altura del muro, se observó que el comportamiento de las variables indica una relación directamente proporcional, es decir, el costo del muro, ya sea en concreto o en mampostería, se aumenta proporcionalmente con la altura del mismo, en promedio un total de 2.468.201,66 pesos para el muro en mampostería y 4.695.807,66 pesos para el muro en concreto por cada metro adicional de muro. Este mismo análisis también permitió establecer una ecuación de correlación para cuantificar los costos de

cada alternativa en función de la altura del muro, los coeficientes de correlación obtenidos fueron 0,9804 y 0,9845 respectivamente para el muro en concreto y mampostería, estos coeficientes indican que la ecuación tienen un bajo porcentaje de incertidumbre y los resultados que se obtengan con su utilización pueden considerarse aceptables y cercanos a los valores totales de cada muro.

En el caso de los controles técnicos, se hizo una revisión de las especificaciones técnicas y demás requisitos tanto para el diseño como para la construcción, incluyendo los materiales e insumos, Se puede observar que las especificaciones y normas técnicas colombiana son muy explícitas en cuanto al tipo de materiales que son empleados y las condiciones en que deben estar para poder ser empleados en obra. La calidad y estabilidad de los muros depende en gran medida del cumplimiento de cada uno de los requisitos y parámetros exigidos, y en función de los ingenieros a cargo del proyecto garantizar que estos se cumplan.

Finalmente, se elaboró la guía para el cálculo y diseño de los muros de contención, la cual sumada al desarrollo de los demás capítulos del presente documento, brindan un amplio panorama para el desarrollo de muros de contención, considerando aspectos de diseño, seguimientos y controles necesarios, calidad de material y especificaciones de los mismos, así mismo se muestra un paso a paso de los parámetros que se ingresan al software SAP 2000 para el modelamiento de los muros.

Recomendaciones

Realizar un análisis estructural de los muros calculados empleando otros software de análisis como por ejemplo ETABS.

Desarrollar un análisis exhaustivo de costos abarcando las diferentes etapas del proyecto, desde el estudio de prefactibilidad y demás estudios previos, adicionalmente emplear valores de rendimientos precisos de la ciudad de Ocaña.

Desarrollar un trabajo complementario que detalle el paso a paso del proceso constructivo de los muros de contención, tanto en mampostería confinada como en concreto estructural.

Referencias

- Asociación Colombiana de Productores de Concreto – Asocreto. (08 de 04 de 2014). Blog 360° en concreto. Obtenido de <http://blog.360gradosenconcreto.com/disenode-pavimentos-de-concreto-metodo-aashto/>
- Awad, R. R. (1998). *Hormigón Reforzado (Segunda Parte)*. Bogotá D.C.
- Belandria, R. A. (2003). *Análisis y Diseño Muros de Contención*. Merida, Venezuela: Universidad de los Andes.
- Calavera, D. J. (1987). *Muros de Contención y Muros de Sotanos*. Madrid, España: Instituto Técnico de Materiales y Construcción.
- Canal Construcción. (06 de Julio de 2017). Pavimentos Flexibles. Obtenido de <http://www.urbanismo.com/pavimentos-flexibles/>
- Eadic. (27 de Julio de 2015). SAP 2000: software aplicado al cálculo de estructuras. Obtenido de <https://www.eadic.com/sap-2000-software-aplicado-calculo-estructuras/>
- empresarial., C. d. (2012). *Informe de estructuras de contención*. Bogotá D.C.
- Franco, J. I. (2011). *Estructuras de Concreto I (Séptima edición)*. Bogotá D.C: Universidad Nacional de Colombia.
- INVIAS. (2008). Manual de diseño geométrico de vías. Jorge Hernan Florez Galvez; Nelson Rivas Muñoz ; Nixon Alexander Correa Muñoz.
- INVIAS. (2009). *Manual de drenaje para carreteras*. Jorge Hernán Florez Gálvez; Adriana Bolaños Mora.
- INVIAS. (2015). *Manual de señalización vial*. Gerardo Avila Rodriguez.
- James Cardenas Grisales. (2013). *Diseño geométrico de carreteras (Segunda edición)*. Bogotá: Ecoe.

John Jairo Agudelo Ospina. (2002). Diseño geométrico de vías.

MacGregor, J. G., & Wight, J. K. (2011). Reinforced Concrete (Mechanics and Design) .

E.E.U.U: Prentice Hall.

Ministerio de Ambiente, V. y. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción

Sismoresistente. Bogota D.C.

Sarmiento, S. F. (27 de 04 de 2009). *Obras Civiles*. Obtenido de

<http://udesobrasciviles.blogspot.com.co/2009/04/pavimentos-articulados.html>

Suarez, J. (2009). *Deslizamientos; Técnicas de Remediación*. Bucaramanga, Santander:

Universidad Industrial del Santander.

Valenzuela Rodríguez, J. (s.f.). Actualización de coeficientes de daño para el diseño de

pavimentos flexibles. Obtenido de

<http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/2944/Capitulo2.pdf>

ANEXOS

**Apéndice 1. Guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de
contención en mampostería confinada y concreto reforzado mediante el
software SAP 2000**

GUÍA PRÁCTICA PARA EL CÁLCULO, DISEÑO Y CONTROL DE MUROS DE
CONTENCIÓN EN MAMPOSTERÍA CONFINADA Y EN CONCRETO EN VOLADIZO
IMPLEMENTANDO EL SOFTWARE SAP 2000.

AUTORES

MARIA LAURA OCHOA CATAÑO

KAREL NATHALIA QUIÑONES CHINCHILLA

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

Ocaña, Colombia

Agosto de 2020

Presentación

Los muros de contención se diseñan con el propósito de resistir los diferentes empujes o presiones laterales que producen el material que contienen, la estabilidad de dichos muros se logra principalmente con el peso propio de los muros y el peso que aporta el material sobre su cimentación, haciendo que los muros se comporten prácticamente como voladizos con empotramiento en la base. Este tipo de estructuras son ampliamente utilizados en el ejercicio de la ingeniería, puesto que son alternativas altamente efectivas para estabilizar terrenos donde se desee construir.

En este sentido, la presente guía brinda un detallado análisis para el cálculo y diseño de muros de contención, así mismo también se ilustra el proceso que se lleva a cabo en el modelamiento en el software SAP 2000, el cual permite análisis el comportamiento estructural del muro, y así mismo establecer las demandas de acero a partir de los diagramas de cortante y momento.

1. Objetivo

Establecer el procedimiento para el cálculo de muros de contención, considerando los diferentes empujes del terreno, los factores de seguridad y las excentricidades generadas, así mismo, se plantea el procedimiento ilustrativo para el modelamiento del muro calculado en el software SAP 2000.

2. Parámetros iniciales

El diseño de taludes depende estrechamente de las características y condiciones tanto físicas como mecánicas del terreno que se desea contener y donde se implantara la estructura. De igual forma, la geometría y los materiales que lo componen se relacionan con las fuerzas actuantes que se aplicaran al muro. Para efectos de este instructivo se realizará un análisis de un muro de contención en concreto el cual se analizará para un talud de 4 metros de altura presente en la formación algodonada, cuyas características geotécnicas se especifican en la tabla 24. Adicionalmente en la figura 45 se indica el proceso lógico ilustrado mediante un cuadro de las diferentes etapas y pasos en el diseño de muros.

Tabla 24

Características geotécnicas de un talud de la formación algodonal.

Estrato	Descripción	P.U gr/cm ³	S.U.C.S	AASHTO	Φ	C
6	Arcilla	2.07	CL	A-7-6(12)	22.7	19.52

Fuente: Autores, 2020.

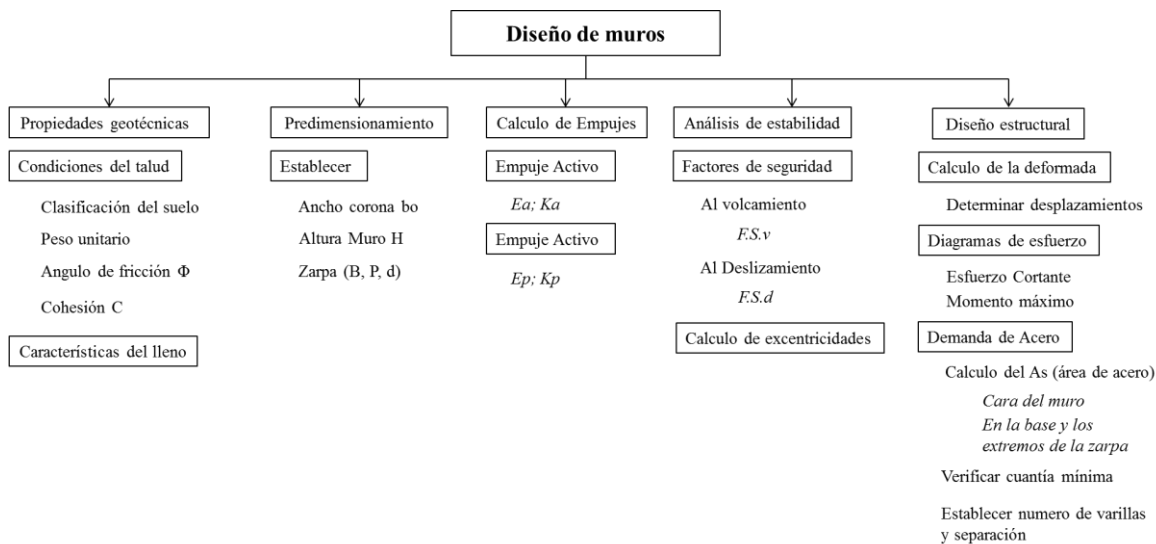


Figura 45 Diagrama del proceso de diseño de muros. Autores (2020).

Una vez que se han definido las características del terreno, se puede proceder a realizar el predimensionamiento del muro, para lo cual es necesario establecer las variables que se indican en la figura 46.

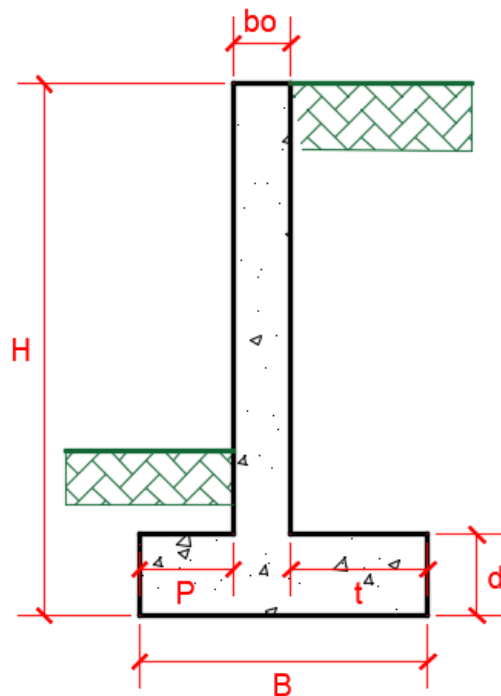


Figura 46 Predimensionamiento. Autores (2020).

Donde bo representa el espesor de la pantalla, H la altura de la pantalla, B el ancho de la zarpa, P la distancia de la cara externa de la pantalla hasta el borde de la zarpa, t la distancia de la cara interna del muro hasta el borde de la zarpa y d el espesor de la zarpa.

Los muros en voladizo poseen en general un material llenante, el cual es diferente del material *insitú* y que tiene propiedades específicas, como lo son el ángulo de fricción interno, el peso específico y el coeficiente de fricción. Dependiendo de cuál sea el tipo, en la tabla 25 se indican algunos valores de referencia sobre el material de lleno.

Tabla 25

Características geotécnicas de algunos materiales de lleno

Suelo del lleno	γ suelo (ton/m ³)	Φ	μ
Granular suelto	1.4	28°	0.4
Granular compactación media	1.6	33°	0.45
Granular bien compactado	1.7	38°	0.5
Granular muy compactado	1.9	45°	0.55

Fuente: Autores, 2020.

2.1. Calculo de empujes

El empuje de tierras está determinado por dos tipos de empuje, el activo y el pasivo, el primero de ellos actúa en forma paralela al lleno y la configuración de las cargas tiene forma triangular, por ende la resultante de dicha fuerza corresponde a la ubicación de H/3 donde H es la altura del área del material de lleno con la cara del muro. Su cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$E_a = K_a * \gamma \text{ suelo} * \frac{H^2}{2}$$

Donde

 E_a = Empuje Activo K_a = Coeficiente del empuje activo $\gamma \text{ suelo}$ = Peso específico del suelo H = Altura del relleno

$$E_p = K_p * \gamma \text{ suelo} * \frac{H^2}{2}$$

Donde

E_p = Empuje pasivo

K_p = Coeficiente del empuje pasivo

γ_{suelo} = Peso específico del suelo

H = Altura de área del empuje

Inicialmente, como parte del análisis es necesario establecer unos valores iniciales para el predimensionamiento, para lo cual, en un muro de 4 m de altura, se estableció lo siguiente

- $B = 2.0$ m;
- $d = 0.40$ m;
- $P = B/3 = 0.70$ m;
- $b_o = 0.30$ m;
- $t = 1.0$ m

Así mismo, el coeficiente K_a de un relleno bien compactado será de 0.237 y por su parte el K_p para un terreno natural será de 2.256 respectivamente. El análisis de estabilidad debe considerar además los factores de seguridad al volcamiento y al deslizamiento, considerando a su vez las cargas vivas y muertas que se relacionan en el título B de la NSR10. En la figura 47 se realiza el diagrama de presiones con los valores iniciales del predimensionamiento.

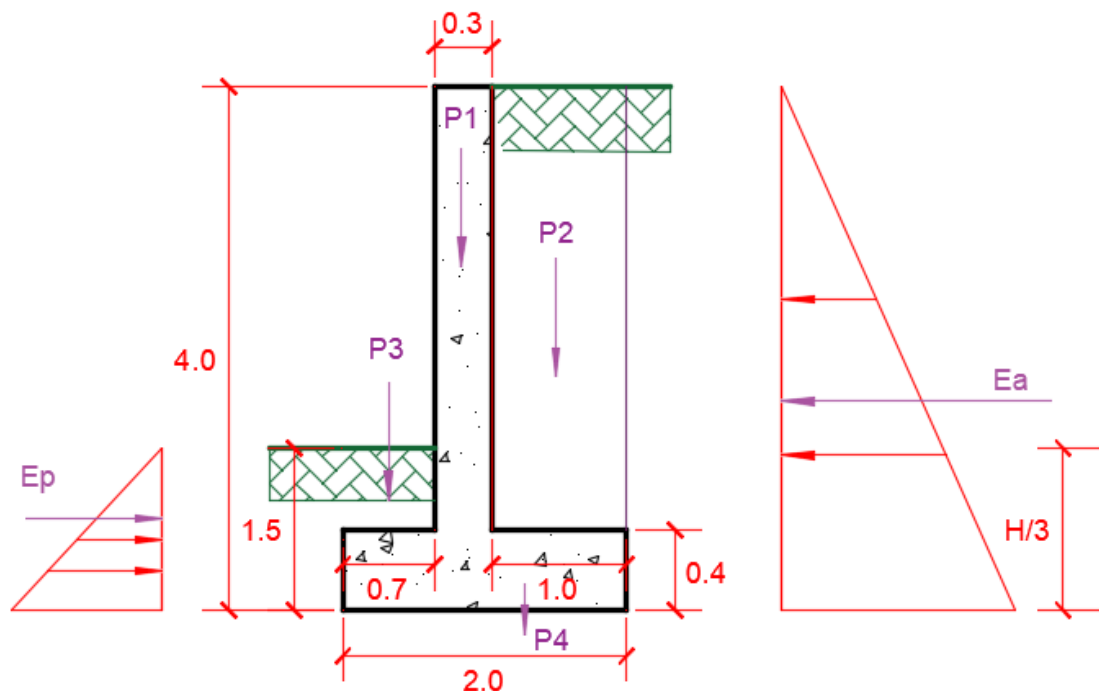


Figura 47 Diagrama de presiones. Autores (2020).

El análisis de estabilidad se realiza con las fuerzas actuantes en el muro, como se indica en la tabla 26, en este análisis no se ha considerado el empuje pasivo, puesto que se tomó como un factor de seguridad, ya que puede ser retirado posteriormente del muro y ocasionar inestabilidad en este.

Tabla 26

Análisis de estabilidad

F	Fuerza, ton		X (m)	Mv	Mh
	V	H		ton-m	ton-m
$P1=1.2*0.3*3.6*2.4$	3.11		0.85	2.644	
$P2=1.2*1.0*3.6*1.7$	7.344		1.5	11.016	
$P3=1.2*0.7*1.5*2.07$	2.608		0.35	0.91	
$P4=1.2*2*0.4*2.4$	2.304		1	2.304	
$Ea=1.6*0.237*1.7*4^2/2$		5.15	1.333		6.866
Sumatoria	15.366	5.15		16.877	6.866

Fuente: Autores, 2020.

2.2. Factores de seguridad

Continuando con el análisis realizado, se debe hacer la verificación de los factores de seguridad como se indica a continuación:

- Al volcamiento: En la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 se expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el volcamiento en construcción es de 3.0 y está dado por la siguiente ecuación:

$$F.S.v = \frac{\sum Mv \text{ (fuerzas estabilizadoras)}}{\sum Mh \text{ (empuje de tierras)}}$$

Resolviendo se tiene que:

$$F.S.v = \frac{16.877}{6.866} = 2.45 < 3.0 \text{ **No cumple**}$$

- Al deslizamiento: En la misma tabla H.6.9-1 de la NSR-10 se expresa que el factor mínimo de seguridad indirecto para el deslizamiento en construcción es de 1.6 y está dado por la siguiente ecuación:

$$F.S.d = \frac{\mu \sum V}{\sum H}$$

Resolviendo se tiene que:

$$F.S.d = \frac{0.47 * 15.366}{5.15} = 1.40 < 31.6 \text{ **No cumple**}$$

Como se puede observar, los diferentes factores de seguridad no cumplen con el chequeo, por lo tanto es necesario replantear el predimensionamiento del muro. Se optó por aumentar la base (B) a 2,3 m así se aumenta el talón hasta 1,3 m, para cumplir con los factores de seguridad. En la tabla 27 se realiza nuevamente el análisis.

Tabla 27

Análisis de estabilidad

F	Fuerza, ton		X (m)	Mv ton-m	Mh ton-m
	V	H			
P1=1,2*0,3*3,6*2,4	3,110		0,850	2,644	
P2=1,2*1,3*3,6*1,7	9,547		1,650	15,753	
P3=1,2*0,7*1,5*2,07	2,608		0,350	0,913	
P4=1,2*2,3*0,4*2,4	2,650		1,150	3,047	
Ea=1,6*0,237*1,7*4 ² /2		5,150	1,333		6,865
Sumatoria	17,915	5,150		22,357	6,865

Fuente: Autores, 2020.

Realizando nuevamente el cálculo y verificación de los factores de seguridad se tiene que:

- Al Volcamiento.

$$F.S.v = \frac{22.357}{6.866} = 3.256 < 3.0 \text{ cumple}$$

- Al Deslizamiento.

$$F.S.d = \frac{0.47 * 17.915}{5.15} = 1.634 < 1.6 \text{ cumple}$$

2.3. Excentricidades

El cálculo de las excentricidades se realiza de acuerdo con la tabla H.6.9-1 de la NSR-10 la cual establece el sentido del momento (e/b) menor o igual 1/6 o 0.166, la excentricidad corresponde a:

$$e = \frac{B}{2} - X; X = \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V}$$

Resolviendo se tiene que:

$$X = \frac{22.357 - 6.865}{17.915} = 0.864m$$

Y la excentricidad corresponde a

$$e = \frac{2.3}{2} - 0.864 = 0.286m$$

Entonces, vemos que $0.286 \text{ m} \leq 0.388\text{m}$, con lo cual se cumple con la condición de excentricidad establecido en la NSR-10, cayendo la resultante en el primer tercio, lo cual ocasionara un diagrama trapezoidal de presiones de contacto con el suelo. La presión que se ejerce sobre el terreno está dada por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Resolviendo se tiene que:

$$\sigma_1 = \frac{17.915}{2.3} \left(1 + \frac{6 * 0.286}{2.3} \right) = 13.6 \text{ ton}/m^2$$

y,

$$\sigma_2 = \frac{17.915}{2.3} \left(1 - \frac{6 * 0.286}{2.3} \right) = 1.977 \text{ ton}/m^2$$

3. Diseño en SAP2000

El diseño del muro en el programa CSI Sap 2000 se realizó bajo la hipótesis de carga desarrollado en el diseño anterior, el muro se realizó bajo una longitud de 8 metros, utilizando concreto de 28 MPa y las áreas del muro fueron distribuidas 50 cm, tanto en el eje y como en el eje x; la unión entre el muro y la zarpa se hizo por medio de link entre dos nodos, con el fin de que no se sumen las áreas de intersección del muro y la zarpa, las cargas aplicadas lateralmente

se aplicaron de acuerdo al patrón triangular de la fuerza del suelo o empuje activo, así mismo se aplicó el Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler, este módulo de reacción del suelo fue obtenido de la tabla realizada por (Morrison, 1993), en la cual los valores del módulo de reacción del suelo dependen del esfuerzo admisible del suelo, en la figura 48 se ilustra el proceso que es llevado a cabo para el modelamiento en SAP 2000.

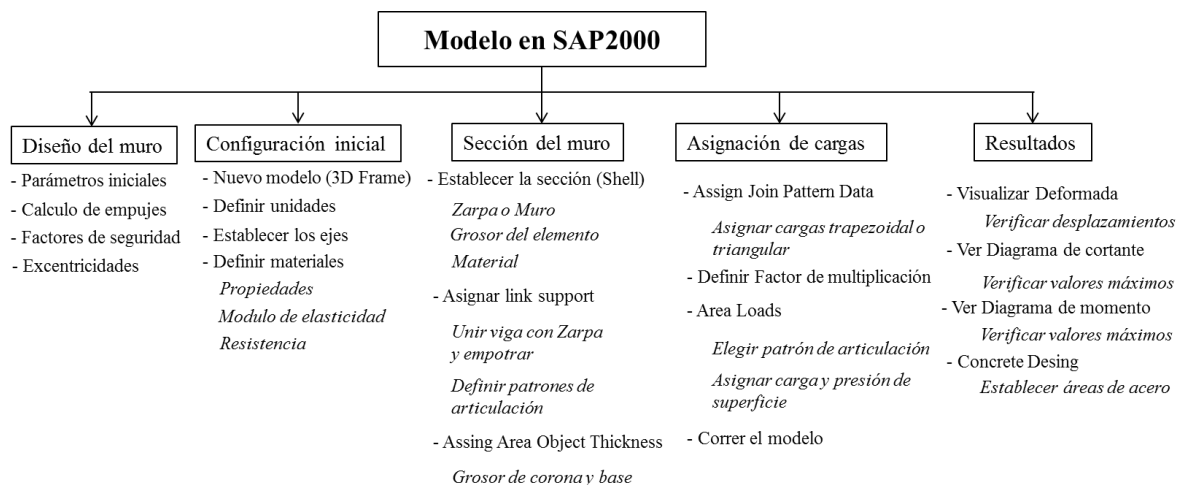


Figura 48 Diagrama de modelamiento en SAP 2000. Autores (2020).

El software SAP 2000 presenta una gama de opciones para el diseño de estructuras tanto en 2D como en 3D, como se muestra en la figura 49, la primera opción a elegir en el programa es el tipo de plantilla (3D Frame) y las unidades a utilizar, en este caso se hará uso de la versión 22 del programa.

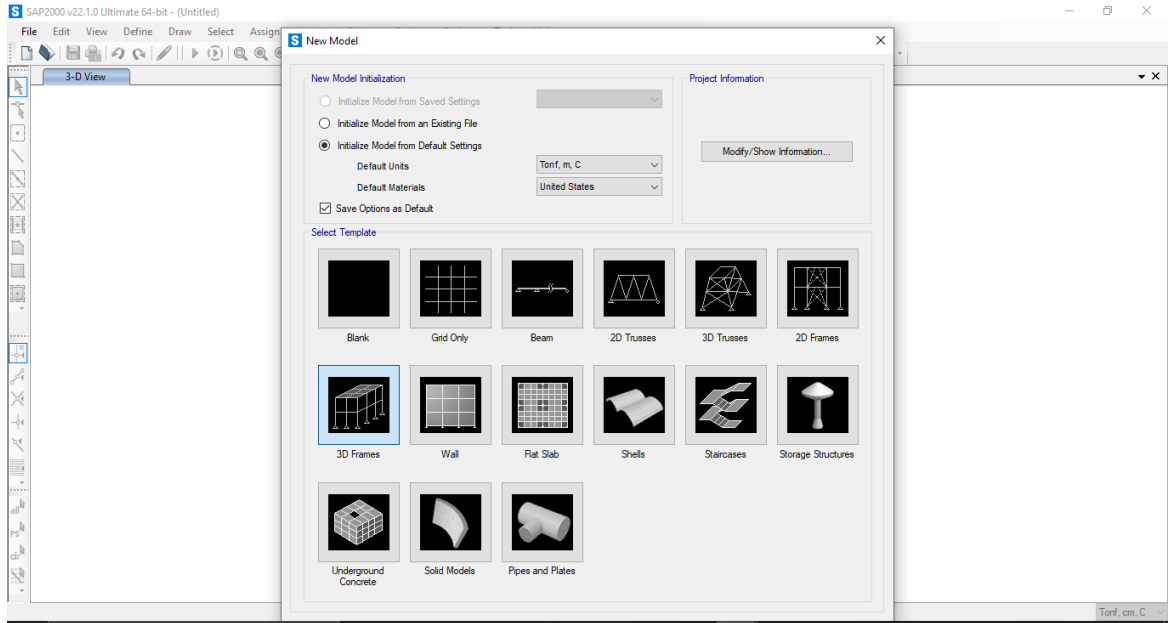


Figura 49 Elección de la plantilla, SAP 2000. Autores (2020).

En la grilla de ejes se ubican los ejes x, y, z, con las medidas en las cuales hay geometría, se puede hacer de forma ordenada o espaciada.

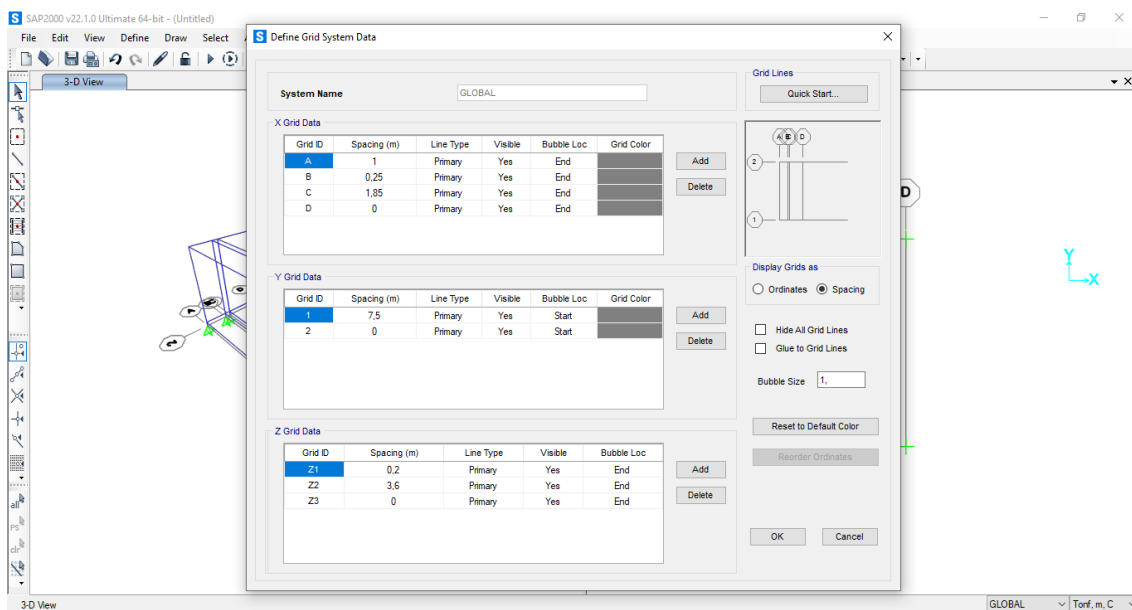


Figura 50 Ubicación de ejes. Autores (2020).

Una vez realizado el paso anterior, se definen los materiales, es decir el concreto reforzado.

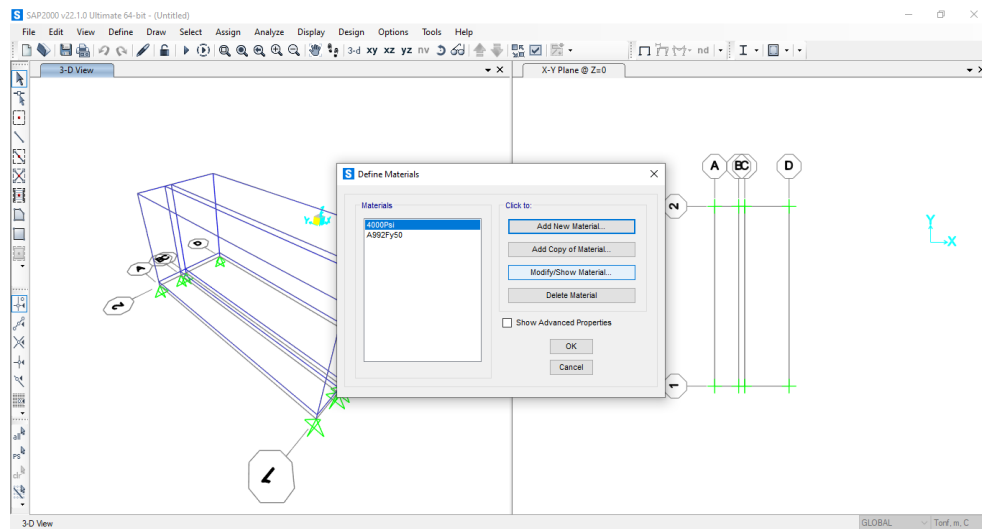


Figura 51 Definición de materiales. Autores (2020).

Las propiedades se establecen en el siguiente cuadro de dialogo, en cual se ingresa el peso específico, el módulo de elasticidad, la resistencia a compresión y otras características del material.

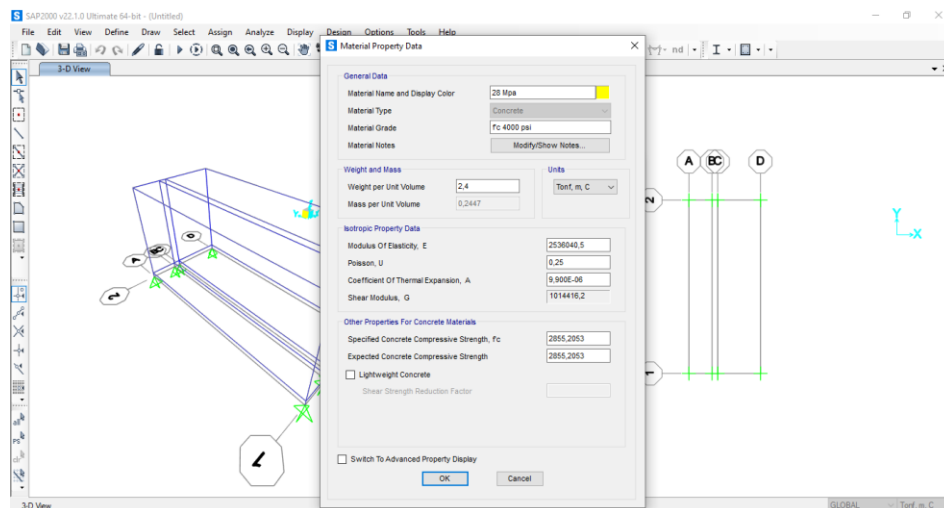


Figura 52 Definición de propiedades de los materiales. Autores (2020).

Luego se establece la sección del muro, es decir la zarpa y el muro, en el apartado Shell, colocando el grosor del elemento y el material a utilizar.

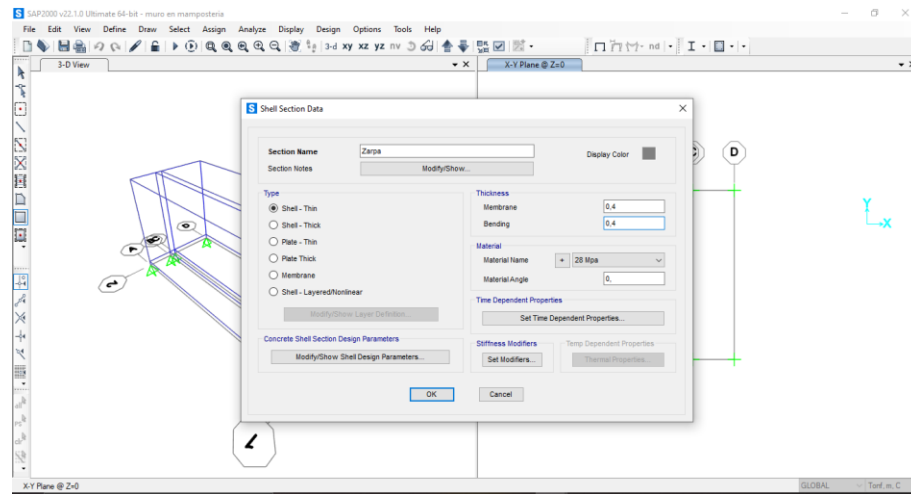


Figura 53 Definición de secciones. Autores (2020).

Se dibujan las secciones del muro y zarpa, y se asignan los Link Support, que hacen unir la viga con la zarpa empotrando ambos elementos.

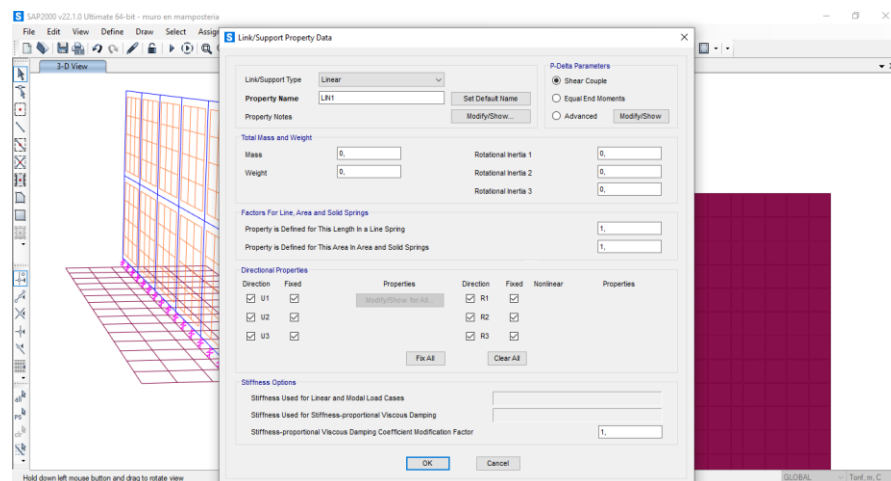


Figura 54 . Link Support. Autores (2020).

Con la herramienta Draw, se selecciona el Draw Joint link y se dibujan los link de soporte, posteriormente se replican a la distancia a la cual se dividieron las áreas, se definen los patrones de carga con los cuales se analizó la estructura para obtener el factor de seguridad.

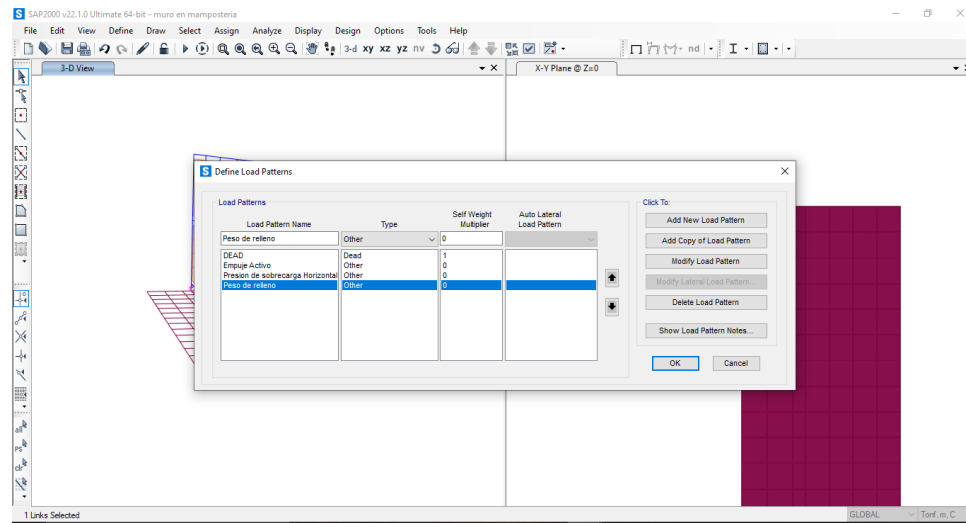


Figura 55 . Patrones de carga. Autores (2020).

Paso seguido se definen los patrones de articulación, para los tipos de carga aplicados

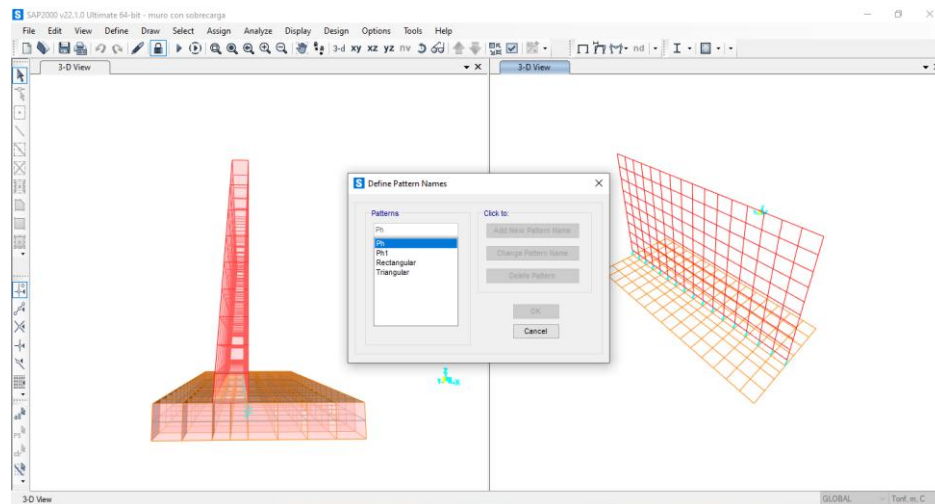


Figura 56 . Patrones de articulación. Autores (2020).

El paso siguiente es establecer el grosor inicial y final del muro, es decir en la corona y en la base de este, esto se hace con la opción Assign Area Object Thickness Overwrites Data.

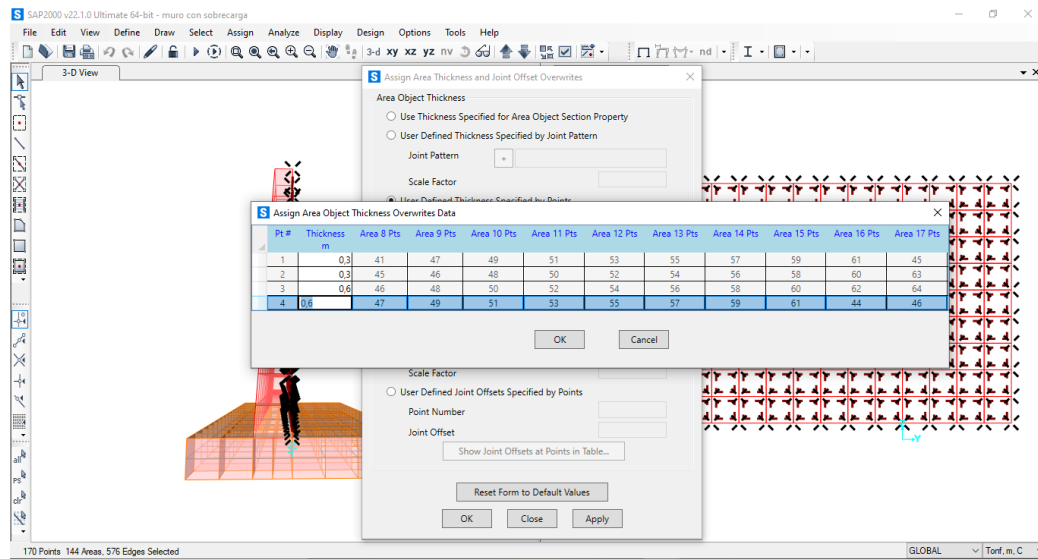


Figura 57 Assign Area Object Thickness Overwrites Data. Autores (2020).

La asignación de las cargas se realiza de acuerdo los patrones de articulación establecidos, es decir que si la carga esta aplicada en forma triangular, rectangular o trapezoidal, esto se hace por medio la ecuación $Valor\ de\ patrón = Ax + By + Cz + D$, siendo (x,y,z) los valores de cada uno de los ejes mencionados.

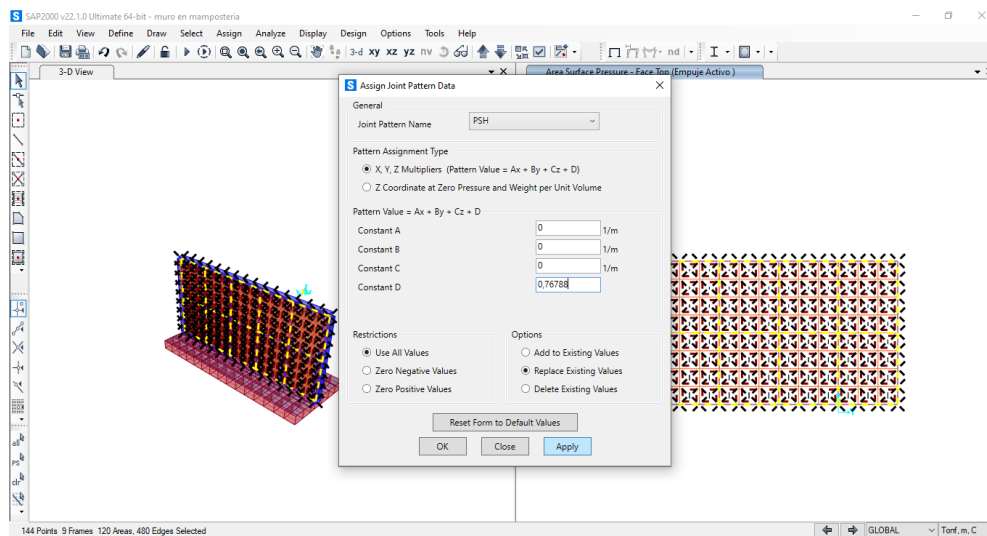


Figura 58 Asignación de cargas. Autores (2020).

La asignación de estas cargas se realiza en “Area Loads” y en presión de superficie, con lo cual se elige el patrón de articulación establecido en el paso anterior y se asigna un factor multiplicar de 1, teniendo en cuenta que esta asignación debe hacerse sobre el patrón de carga correcto.

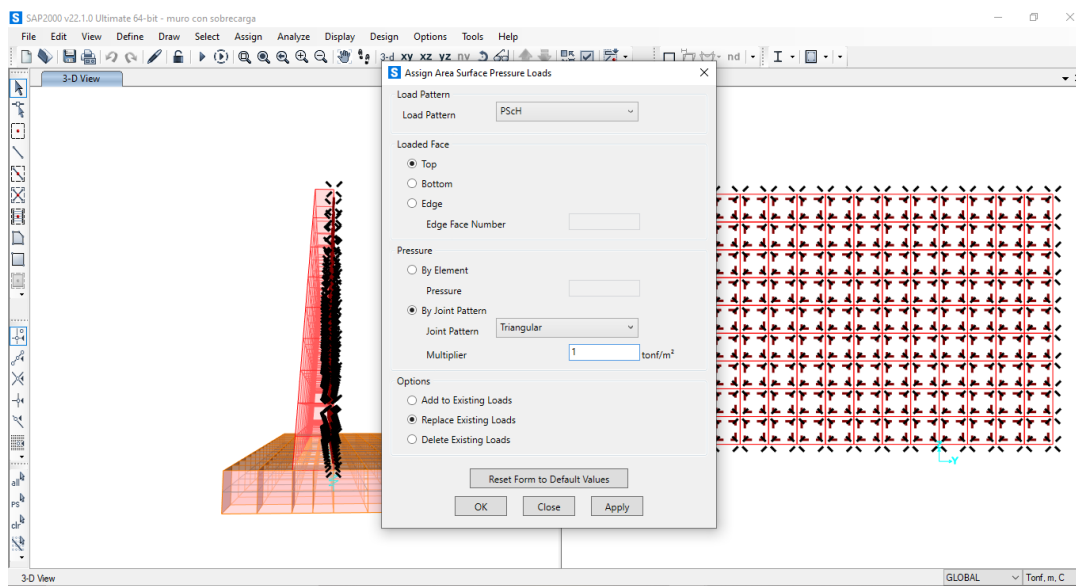


Figura 59 Asignación de cargas. Autores (2020).

Finalmente se pone en marcha el modelo, corriendo todos los casos de carga establecidos, sin embargo, el “Load Case Modal” no se corre, puesto que puede interferir en los resultados.

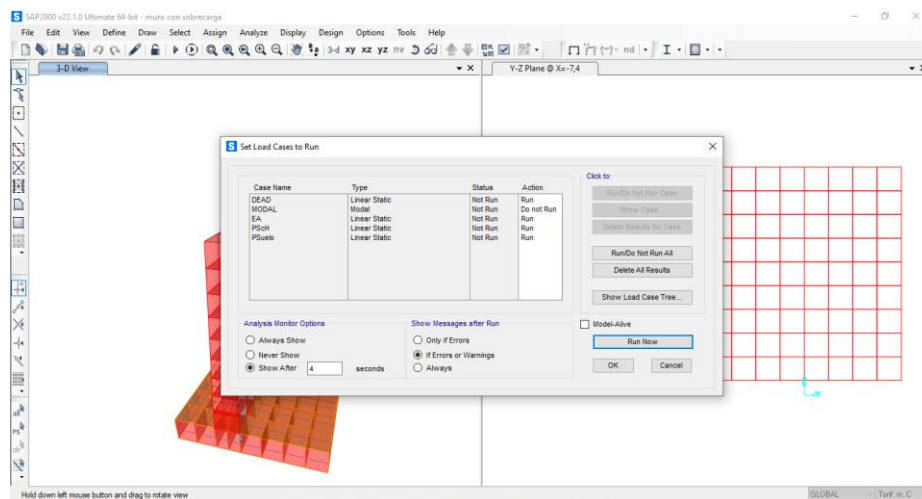


Figura 60 Asignación de cargas. Autores (2020).

Con Respecto a los resultados del ejercicio planteado, el comportamiento de la deformada del muro se ven la figura 61, en la cual se puede apreciar unos desplazamientos de alrededor de 5.4 mm en el eje X, producidos especialmente por el empuje activo del suelo.

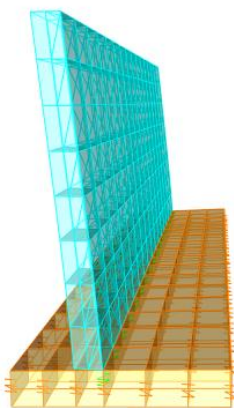


Figura 61 Deformada del muro de contención en voladizo. Autores (2020).

En el diagrama de cortante luego de correr el modelo, como se muestra en la figura 62, mostrando un comportamiento de alrededor de 50.282 KN en la base del muro.

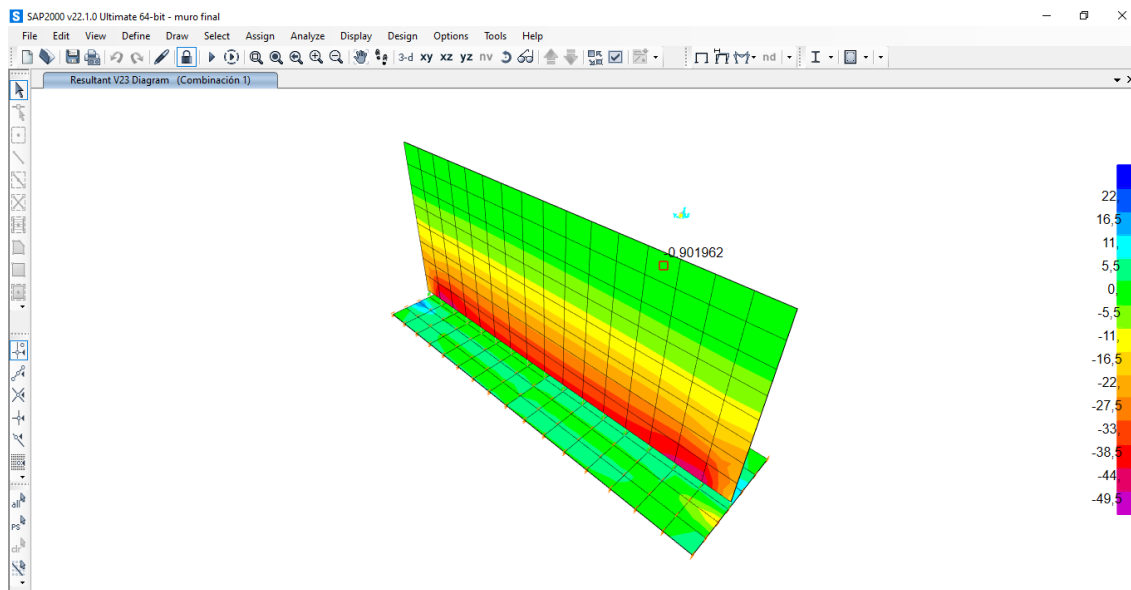


Figura 62 Diagrama de cortante del muro en voladizo. Autores (2020).

Ahora bien, también es posible visualizar el diagrama de momento alrededor del eje Y o el eje longitudinal del muro se muestra en la figura 63, mostrando un momento máximo de alrededor de 60.137 KN*m en la base del muro., debido a este momento se está aplicando en el Y, la zarpa tiene baja demanda de este momento y no muestra un alto valor del mismo.

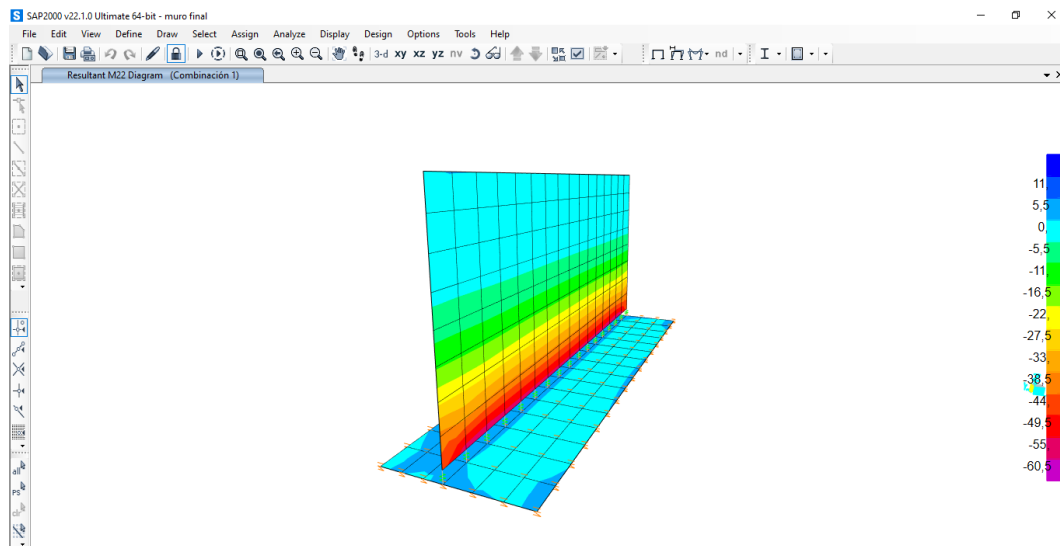


Figura 63 Diagrama de momento del muro en voladizo. Autores (2020).

Por su parte el diseño en concreto reforzado se puede ver al oprimir “Concrete Desing”, en se puede ver el “AS1” o “AS2”, es decir área de acero en el eje 1 o eje 2, para poder verlo de forma más práctica es recomendable pasar las unidades a cm, y de esta forma se tiene la demanda de acero en cm^2/cm .

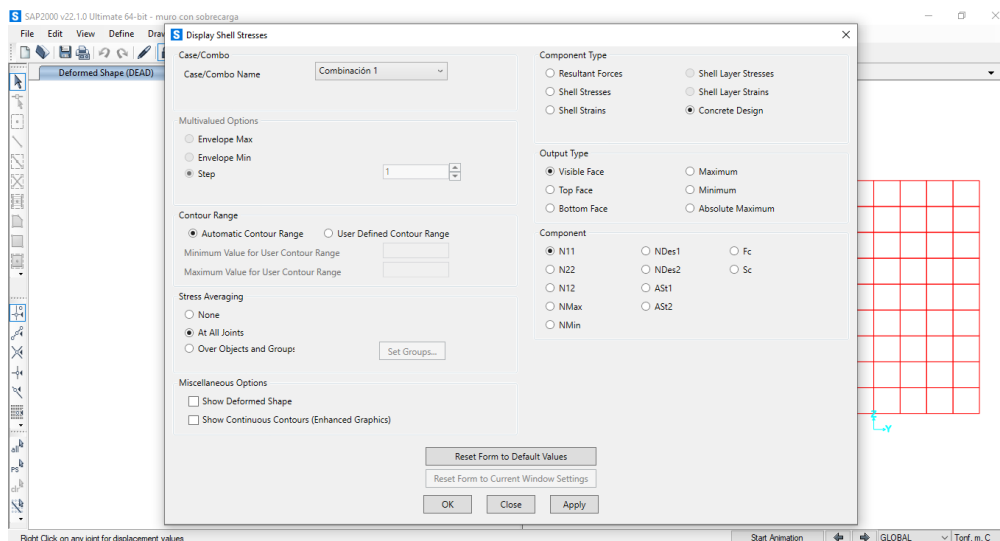


Figura 64 Display Shell Stresses. Autores (2020).

El software permite realizar el diseño estructural del muro, como se muestra en la figura 65, el cual se basa en la demanda de acero en la cara del muro y zarpa, el cual se muestra como el área de acero en cm, dando una mayor demanda de A_s en la base del muro y en los extremos de la zarpa

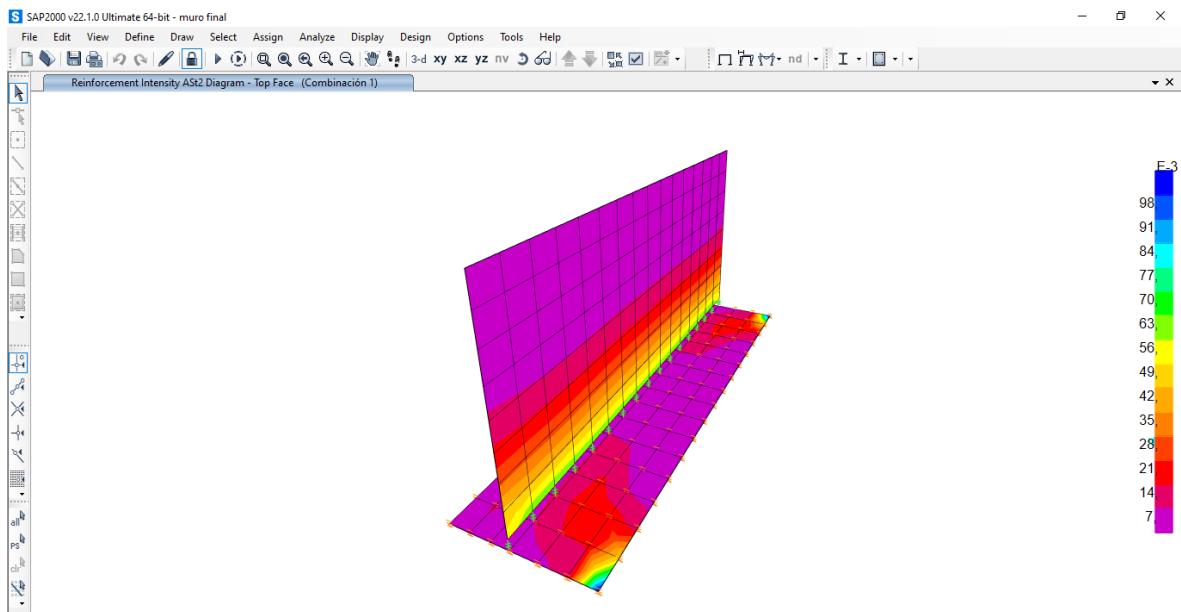


Figura 65 Demanda de acero en la cara y la zarpa del muro. Autores (2020).

Para establecer el acero necesario en la cara del muro que se encuentra expuesta al talud (intradós) se obtiene el valor máximo y se multiplica por 100, puesto que se está calculando el acero en cm^2 por metro de longitud, para lo cual se tiene que:

$$A_s = 0.06 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} * 100 \text{ cm} = 6 \text{ cm}^2$$

Para acero de diámetro #4, la separación es: $Sep = \frac{1.29cm^2}{6cm^2} * 100cm = 21.5 cm$; lo que significa que se tienen acero de #4 cada 21 centímetros de separación, sin embargo la cuantía mínima para acero a flexión es de 0.00333, por lo cual es acero calculado debería ser $A_s = 0.0033 * 100 * (30 - 4 - 0.635) = 8.37045cm^2$, entonces la separación del acero queda determinada como $Sep = \frac{1.29cm^2}{8.37045cm^2} * 100cm = 15,41 cm$, en conclusión las barras repartidas en el eje Y quedarían de este modo: ϕ #4 cada 15 cm; en la figura # se muestra la demanda de acero dada por el análisis en cm^2/cm .

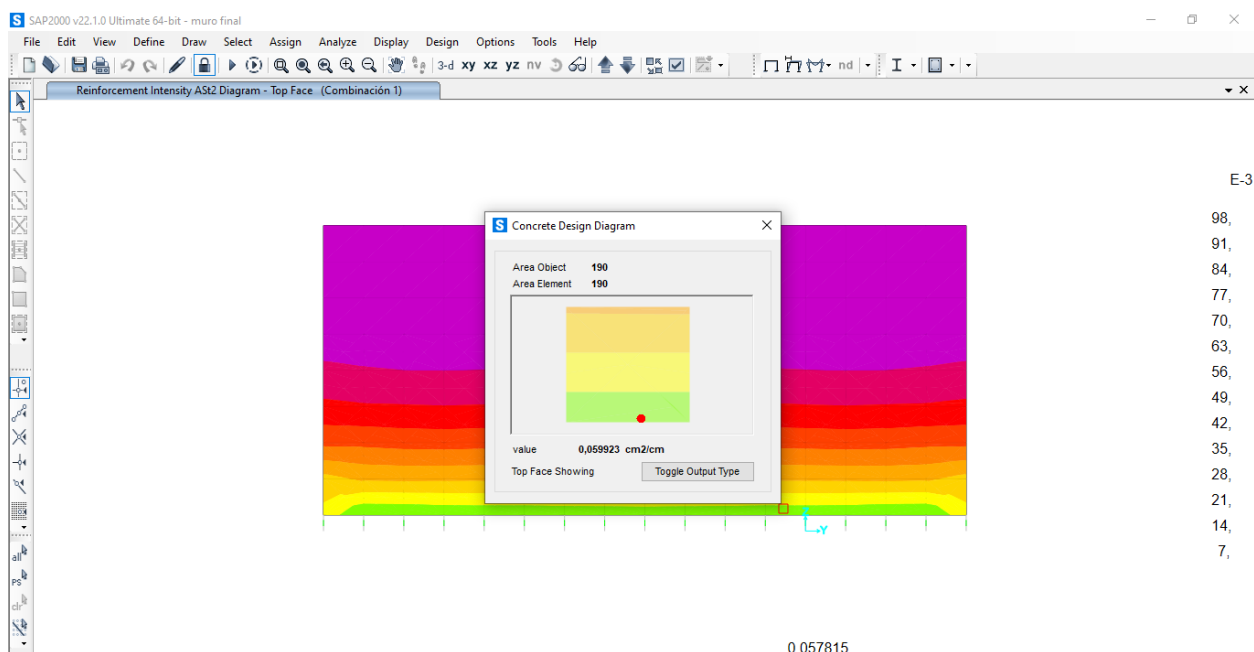


Figura 66 Acero suministrado en el muro por el análisis para el muro en el eje Y. Autores (2020).

Ahora bien, en el caso del acero transversal, o el que está repartido en el Z del muro, ha dado una baja demanda de acero, y está por debajo del área de acero mínimo calculado anteriormente, por lo que se distribuye el acero a: ϕ #4 cada 15 cm, tal cual como se ve en la figura 67.

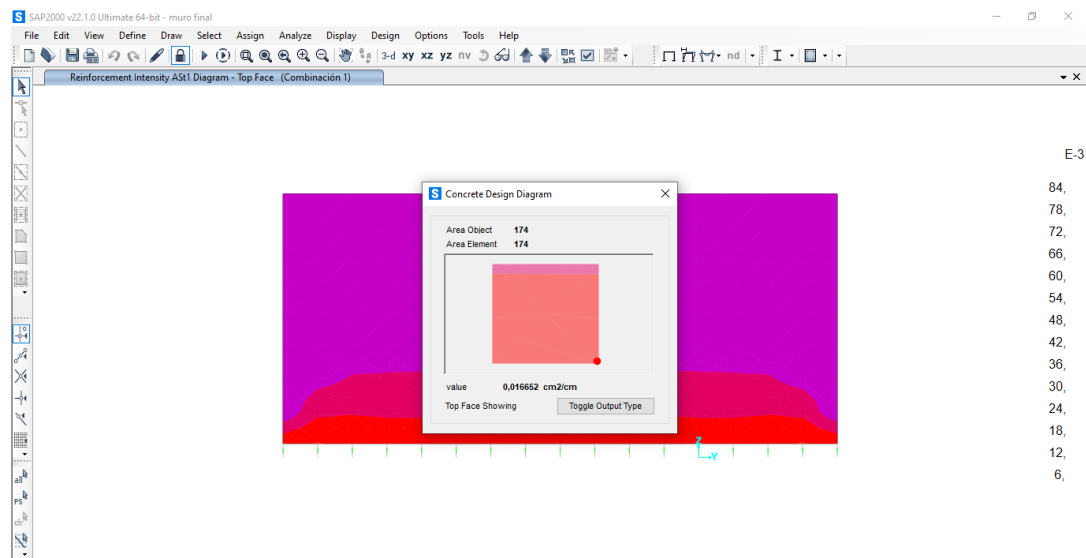


Figura 67 Acero suministrado en el muro por el análisis para el muro en el eje X. Autores (2020).

Para el caso de la zarpa se hace el análisis en los ejes X y Y, por lo cual se analiza primero en el eje X, tal como se ve en la figura #, el área de acero máximo que se presenta es de 8.9 cm^2 en la cara superior de la zarpa, sin embargo la cuantía mínima para la zarpa es de $A_s = 0.0033 * 100 * (40 - 7.5 - 0.794) = 10.558 \text{ cm}^2$, lo cual nos deja $\phi \#5$ cada 18 cm.

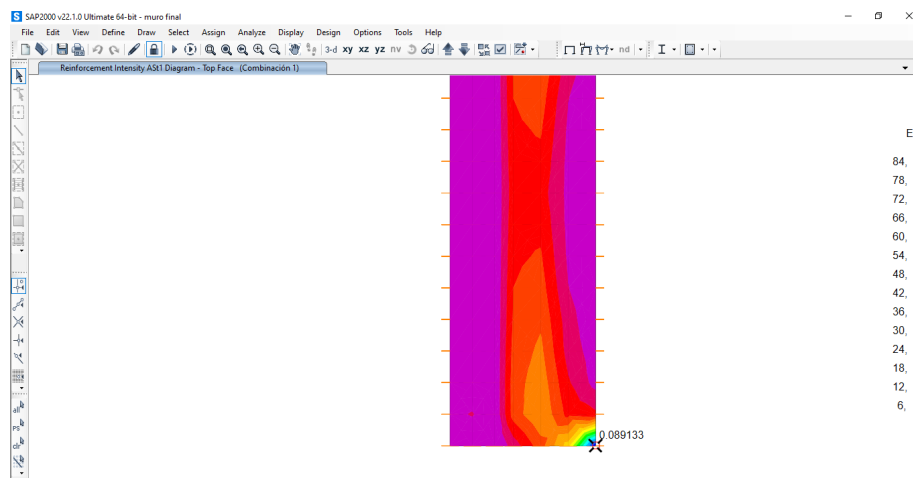


Figura 68 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje X. Autores (2020).

Para el caso del eje Y del análisis del acero en la zarpa en la cara superior, se tiene una demanda de acero de $0.1017 \text{ cm}^2/\text{cm}$, sin embargo, es inferior a la cuantía mínima lo cual deja una separación de acero de 5/8 de pulgada de 18 cm en el longitudinal, en la figura 69 se muestra el análisis realizado.

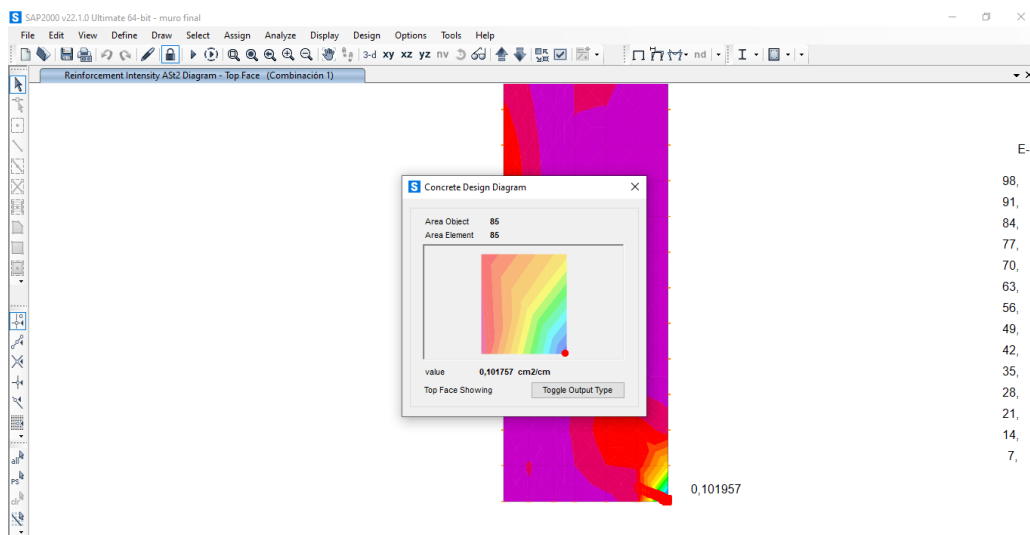


Figura 69 Acero suministrado en la zarpa por el análisis para el muro en el eje Y. Autores (2020).

El análisis de la parte inferior de la zarpa se realiza igual que la parte superior, y los resultados obtenidos de área de acero están por debajo de la cuantía mínima y por lo tanto se establece tanto para hacer longitudinal como transversal ϕ #5 cada 18 cm.

Finalmente, una vez definido el cálculo y diseño del muro es cuando se procede a la elaboración de los planos con las especificaciones necesarias para su construcción. En la figura 70, se indica el diagrama con los principales aspectos para el control técnicos en el proceso que

se lleva a cabo en las etapas antes, durante y después de la construcción, tanto de muros de mampostería como de concreto estructural.

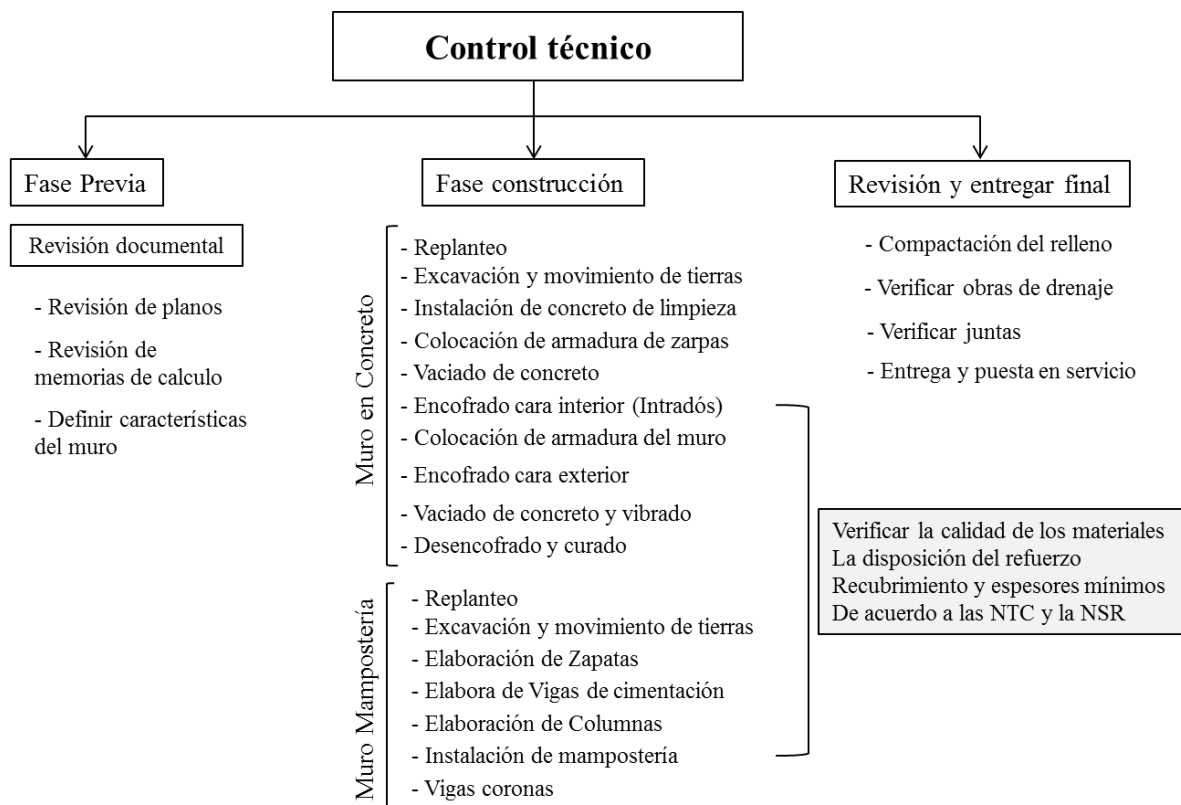



Figura 70 Diagrama del control técnico en la construcción de muros. Autores (2020).

Apéndice 2. Análisis de precios unitarios

 Universidad Francisco de Paula Santander <small>Vigilada Mineducación</small>	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS		
OBJETO:	CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN EN DE OCAÑA NORTE DE SANTANDER		
Cerramiento perimetral con tela verde y puntales en madera H=2,0 m cada 2	No. Item	Unidad	
	1.1	ml	

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Lona verde para cerramiento	ml	1,00	\$ 2.400,00	\$ 2.400,00
Listón de madera L=4,0m	und	0,55	\$ 13.000,00	\$ 7.150,00
Grapa de 1"	kg	0,25	\$ 3.600,00	\$ 900,00
SUBTOTAL				\$ 10.450,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 3.625,26	\$ 181,00
SUBTOTAL				\$ 181,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,03	\$ 50.000,00	\$ 2.248,92
Ayudante	1,00	1,71	0,03	\$ 30.600,00	\$ 1.376,34
SUBTOTAL					\$ 3.625,26

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
SUBTOTAL				\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 14.256,00**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 3.421,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 143,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 713,00
Costo total			\$ 18.533,00

Campamento en tabla ordinaria y cubierta en zinc A= 24 M2	No. Item	Unidad
	<u>1.2</u>	und

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Tabla de 1"x12"x3m	und	82	14500	1189000
Listón de madera L=4,0m	und	15	12500	187500
Lamina de zinc ondulada 3,66m	und	9	26000	234000
Puntillas 2" - 4"	Lb	2	2300	4600
SUBTOTAL				\$ 1.615.100,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	0,10	\$ 504.108,00	\$ 50.411,00
				\$ 0,00
SUBTOTAL				\$ 50.411,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	1,00	\$ 50.000,00	\$ 85.500,00
ayudante	8,00	1,71	1,00	\$ 30.600,00	\$ 418.608,00
SUBTOTAL					\$ 504.108,00

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
Transporte de materiales	1	0,03	\$ 1.615.100,00	\$ 56.408,00
SUBTOTAL				\$ 56.408,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 2.226.027,00**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 534.246,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 22.260,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 111.301,00
Costo total			\$ 2.893.834,00

Instalaciones provisionales hidráulicas y eléctricas	No. Item	Unidad
	<u>1.3</u>	und

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Llave de jardin no cromada liviana	und	5	17000	\$ 85.000,00
Tubo de pvc presión RDE 13.5 D=1/2"	ml	54	2800	\$ 151.200,00
Codo 90 pvc presión D=1/2"	und	10	450	\$ 4.500,00
Tee 90 pvc presión D=1/2"	und	7	700	\$ 4.900,00
Registro D=1/2" de corte	und	1	18000	\$ 18.000,00
Cable concéntrico n°2*10	ml	1	10500	\$ 10.500,00
Tubo Conduit D=3/4" L=3,0m	und	1	7000	\$ 7.000,00
Terminal pvc D=3/4"	und	2	700	\$ 1.400,00
SUBTOTAL				\$ 282.500,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	0,10	\$ 451.782,00	\$ 45.178,00
SUBTOTAL				\$ 45.178,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	1,00	\$ 50.000,00	\$ 85.500,00
ayudante	7,00	1,71	1,00	\$ 30.600,00	\$ 366.282,00
SUBTOTAL					\$ 451.782,00

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
Transporte de materiales	1	0,19	\$ 282.500,00	\$ 53.346,00

SUBTOTAL				\$ 53.346,00

COSTOS DIRECTOS	\$ 832.806,00
------------------------	----------------------

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 199.873,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 8.328,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 41.640,00
Costo total			\$ 1.082.647,00

Desmante y descapote manual	No. Item	Unidad
	1.4	m2

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
SUBTOTAL				\$ 0,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	0,04	\$ 6.891,30	\$ 243,00
SUBTOTAL				\$ 243,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,05	\$ 50.000,00	\$ 4.275,00
ayudante	1,00	1,71	0,05	\$ 30.600,00	\$ 2.616,30
SUBTOTAL					\$ 6.891,30

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
				\$ 0,00
SUBTOTAL				\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 7.134,30**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 1.712,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 71,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 357,00
Costo total			\$ 9.274,00

Demolición losa de pavimento en concreto rígido vía e= 0,15 m	No. Item	Unidad
	<u>2.1</u>	m2

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
SUBTOTAL				\$ 0,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	0,05	\$ 12.123,90	\$ 606,00
Compresor de aire dos Martillos	Hr	0,12	\$ 100.000,00	\$ 12.451,10
SUBTOTAL				\$ 13.057,10

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,05	\$ 50.000,00	\$ 4.275,00
ayudante	3,00	1,71	0,05	\$ 30.600,00	\$ 7.848,90
SUBTOTAL					\$ 12.123,90

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
				\$ 0,00
SUBTOTAL				\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 25.181,00**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 6.043,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 252,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 1.259,00

Costo total	\$ 32.735,00
-------------	--------------

Retiro de material de demolición (incluye acarreo interno, cargue, transporte y descargue hasta escombrera municipal)	No. Item	Unidad
	<u>2.2</u>	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
SUBTOTAL				\$ 0,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	0,10	\$ 13.736,08	\$ 1.374,00
Volqueta	Dia	0,06	\$ 400.000,00	\$ 22.660,00
SUBTOTAL				\$ 24.034,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,06	\$ 50.000,00	\$ 4.843,47
ayudante	3,00	1,71	0,06	\$ 30.600,00	\$ 8.892,61
SUBTOTAL					\$ 13.736,08

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
Transporte de materiales y derecho de botadero	1,25	10	10,00	\$ 1.500,00	\$ 18.750,00
SUBTOTAL					\$ 18.750,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 56.520,08**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 13.565,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 565,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 2.826,00
Costo total			\$ 73.476,00

Excavación manual en material conglomerado	No. Item	Unidad
	<u>3.1</u>	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
SUBTOTAL				\$ 0,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 53.400,00	\$ 2.670,00
SUBTOTAL				\$ 2.670,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,28	\$ 50.000,00	\$ 24.010,79
ayudante	2,00	1,71	0,28	\$ 30.600,00	\$ 29.389,21
SUBTOTAL					\$ 53.400,00

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
				\$ 0,00
SUBTOTAL				\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 56.070,00**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 13.457,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 561,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 2.804,00
Costo total			\$ 72.892,00

Retiro de material de corte y excavación (incluye acarreo interno, cargue, transporte y descargue hasta la escombrera municipal)	No. Item	Unidad
	<u>3.2</u>	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
-------------	------------	------	--------------	----------

SUBTOTAL				\$ 0,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	10%	\$ 44.013,84	\$ 4.401,00
SUBTOTAL				\$ 4.401,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71		\$ 50.000,00	\$ 0,00
ayudante	3,00	1,71	0,28	\$ 30.600,00	\$ 44.013,84
SUBTOTAL					\$ 44.013,84

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
Transporte interno materiales	m3	1,25	\$ 6.324,15	\$ 7.905,19
SUBTOTAL				\$ 7.905,19

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 56.320,03**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 13.517,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 563,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 2.816,00
Costo total			\$ 73.216,00

	No. Item	Unidad
Relleno con material de préstamo, compactado al 95% del proctor modificado, en capas de 20 cm de espesor con equipo mecánico (ver especificaciones técnicas)	3.3	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Material de recebo	m3	1,25	28.907	36.133,80

SUBTOTAL				\$ 36.133,80

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 19.015,20	\$ 951,00
Vibrocompactador tipo rana	Dia	10%	\$ 80.000,00	\$ 8.000,00
SUBTOTAL				\$ 8.951,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,10	\$ 50.000,00	\$ 8.550,00
ayudante	2,00	1,71	0,10	\$ 30.600,00	\$ 10.465,20
SUBTOTAL					\$ 19.015,20

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
Transporte de materiales y derecho de botadero	1,25	10	10,00	\$ 1.500,00	\$ 18.750,00
					\$ 0,00
SUBTOTAL					\$ 18.750,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 82.850,00**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 19.884,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 828,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 4.142,00
Costo total			\$ 107.704,00

	No. Item	Unidad
CONCRETO DE 3.000 PSI	-	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Cemento	Kg	360	\$ 450,00	\$ 162.000,00
Arena	m3	0,56	\$ 40.000,00	\$ 22.400,00
Triturado	m3	0,84	\$ 69.863,10	\$ 58.685,00
Agua	lt	200	\$ 70,00	\$ 14.000,00

	SUBTOTAL	\$ 243.085,00
--	-----------------	---------------

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDAD	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	0,05	\$ 190.152,00	\$ 9.508,00
Mezcladora 1 bulto	Día	0,25	\$ 55.000,00	\$ 13.750,00
SUBTOTAL				\$ 23.258,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	1,00	\$ 50.000,00	\$ 85.500,00
ayudante	2,00	1,71	1,00	\$ 30.600,00	\$ 104.652,00
SUBTOTAL					\$ 190.152,00

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distancia	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
Arena	0,56	15	15	1500	12600
Triturado	0,84	15	15	1500	18900
SUBTOTAL					\$ 31.500,00

COSTOS DIRECTOS \$ 487.995,00

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 117.119,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 4.880,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 24.400,00
Costo total			\$ 634.394,00

	No. Item	Unidad
Concreto Ciclopeo para mejoramiento	4.1	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Concreto de 3.000 PSI	m3	0,60	\$ 487.995,00	\$ 292.797,00
Piedra Rajon	m3	0,40	\$ 85.000,00	\$ 34.000,00

	SUBTOTAL	\$ 326.797,00
--	-----------------	---------------

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDAD	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 294.804,00	\$ 14.740,00
SUBTOTAL				\$ 14.740,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	1,00	\$ 50.000,00	\$ 85.500,00
ayudante	4,00	1,71	1,00	\$ 30.600,00	\$ 209.304,00
SUBTOTAL					\$ 294.804,00

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distancia	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
Piedra rajon	0,40	15	15,00	\$ 1.500,00	\$ 9.000,00
SUBTOTAL					\$ 9.000,00

COSTOS DIRECTOS \$ 645.341,00

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 154.882,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 6.453,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 32.267,00
Costo total			\$ 838.943,00

	No. Item	Unidad
Acero de refuerzo para tacón, zarpa y cuerpo muro en voladizo tipo 1	4.2	kg

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Acero de Refuerzo	kg	1	\$ 3.932,41	\$ 3.932,41
Alambre Negro CAL 18	kg	0,1	\$ 3.932,41	\$ 393,24
SUBTOTAL				\$ 4.325,65

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 2.358,79	\$ 118,00
SUBTOTAL				\$ 118,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,008	\$ 50.000,00	\$ 684,10
ayudante	4,00	1,71	0,0080	\$ 30.600,00	\$ 1.674,68
SUBTOTAL					\$ 2.358,79

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
SUBTOTAL				

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 6.802,44**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 1.633,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 68,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 340,00
Costo total			\$ 8.843,00

	No. Item	Unidad
CONCRETO DE 4.000 PSI	-	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Cemento	Kg	500	\$ 450,00	\$ 225.000,00
Arena	m3	0,7	\$ 40.000,00	\$ 28.000,00
Triturado	m3	0,7	\$ 69.863,10	\$ 48.904,17
Agua	lt	200	\$ 70,00	\$ 14.000,00
	SUBTOTAL			\$ 301.904,17

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	0,05	\$ 190.152,00	\$ 9.508,00
Mezcladora 1 bulto	Día	0,25	\$ 55.000,00	\$ 13.750,00

SUBTOTAL					\$ 23.258,00
-----------------	--	--	--	--	--------------

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	1,00	\$ 50.000,00	\$ 85.500,00
ayudante	2,00	1,71	1,00	\$ 30.600,00	\$ 104.652,00
SUBTOTAL					\$ 190.152,00

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
Arena	0,7	15	15	1500	15750
Triturado	0,7	15	15	1500	15750
SUBTOTAL					\$ 31.500,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 546.814,17**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 131.235,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 5.468,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 27.341,00
Costo total			\$ 710.858,00

	No. Item	Unidad
Concreto de 28 MPa para tacón, zarpa y cuerpo muro en voladizo tipo 1 (incluye preparación, transporte, vaciado, vibrado y curado)	4.3	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Concreto de 4.000 PSI	m3	1,05	\$ 546.814,17	\$ 574.056,00
SUBTOTAL				\$ 574.056,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 294.804,00	\$ 14.740,00
Formaleta	Día	1,25	\$ 25.000,00	\$ 31.250,00

Vibrador de concreto electrico	Dia	0,20	\$ 60.000,00	\$ 12.000,00
SUBTOTAL				\$ 57.990,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	1,00	\$ 50.000,00	\$ 85.500,00
ayudante	4,00	1,71	1,00	\$ 30.600,00	\$ 209.304,00
SUBTOTAL					\$ 294.804,00

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
					\$ 0,00
SUBTOTAL					\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 926.850,00**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 222.444,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 9.268,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 46.343,00
Costo total			\$ 1.204.905,00

	No. Item	Unidad
Junta de construcción zarpa-cuerpo muro de contención en material elástico de sellado	4.4	ml

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Cinta Sika PVC O-22 o similar	ml	2,10	\$ 38.199,43	\$ 80.218,80
SUBTOTAL				\$ 80.218,80

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 27.565,20	\$ 1.378,00

SUBTOTAL

\$ 1.378,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,20	\$ 50.000,00	\$ 17.100,00
ayudante	1,00	1,71	0,20	\$ 30.600,00	\$ 10.465,20
SUBTOTAL					\$ 27.565,20

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
					\$ 0,00
SUBTOTAL					\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS**

\$ 109.162,00

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 26.199,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 1.092,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 5.458,00
Costo total			\$ 141.911,00

	No. Item	Unidad
Suministro e instalación capa de arena gruesa de río de ancho 0,40 m sobre cara interna de muro	5.1	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Arena gruesa de río	m3	1,05	\$ 44.510,00	\$ 46.735,50
SUBTOTAL				\$ 46.735,50

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 34.456,50	\$ 1.723,00
SUBTOTAL				\$ 1.723,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,25	\$ 50.000,00	\$ 21.375,00
ayudante	1,00	1,71	0,25	\$ 30.600,00	\$ 13.081,50
SUBTOTAL					\$ 34.456,50

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
					\$ 0,00
SUBTOTAL					\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 82.915,00**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 19.900,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 829,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 4.146,00
Costo total			\$ 107.790,00

Canal en concreto simple paralelo a la base del muro de $f'_c=21$ MPa e= 0,10 m con área hidráulica de 0,15 x 0,20 m (incluye rejilla metálica con borde en ángulo de 1" x 1/8" y varilla de 5/8" cada 0,15m	No. Item	Unidad
	<u>5.2</u>	ml

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Concreto de 3.000 PSI	m3	0,11	\$ 487.995,00	\$ 54.072,60
Rejilla metálica con borde en ángulo de 1" x 1/8" y varilla de 5/8" cada 0,15m	ml	1	\$ 80.000,00	\$ 80.000,00
SUBTOTAL				\$ 134.072,60

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 55.130,40	\$ 2.757,00
Formaleta	Día	0,2	\$ 25.000,00	\$ 5.000,00
Vibrador de concreto electrico	Dia	0,2	\$ 60.000,00	\$ 12.000,00
SUBTOTAL				\$ 19.757,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,40	\$ 50.000,00	\$ 34.200,00
ayudante	1,00	1,71	0,40	\$ 30.600,00	\$ 20.930,40
SUBTOTAL					\$ 55.130,40

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
					\$ 0,00
SUBTOTAL					\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 208.960,00**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 50.150,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 2.090,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 10.448,00
Costo total			\$ 271.648,00

	No. Item	Unidad
Lloraderos en tubería de 2" PVC cada 1 m en sentido vertical y horizontal de 0,60 me de longitud	5.3	und

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Tubería PVC 2" para lloraderos	ml	0,4	\$ 18.643,00	\$ 7.457,20
SUBTOTAL				\$ 7.457,20

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 6.891,30	\$ 345,00
SUBTOTAL				\$ 345,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
Oficial	1,00	1,71	0,05	\$ 50.000,00	\$ 4.275,00
ayudante	1,00	1,71	0,05	\$ 30.600,00	\$ 2.616,30
SUBTOTAL					\$ 6.891,30

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
					\$ 0,00
SUBTOTAL					\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS****\$ 14.693,50**

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 3.526,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 147,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 735,00
Costo total			\$ 19.102,00

	No. Item	Unidad
Suministro e instalación de concreto de 21MPa para nivelación de cresta de muro	6.1	m3

A. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDA D	CANT	V.R UNITARIO	VR.TOTAL
Concreto de 3.000 PSI	m3	1,05	\$ 487.995,00	512766
SUBTOTAL				\$ 512.766,00

B. EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	UNIDA D	REND	VR. UNITARIO	VR.TOTAL
Herramienta menor	(%)mo	5%	\$ 242.478,00	\$ 12.124,00
Formaleta	Día	0,17	\$ 25.000,00	\$ 4.250,00
Vibrador de concreto electrico	Dia	0,17	\$ 60.000,00	\$ 10.200,00
SUBTOTAL				\$ 26.574,00

C. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANT	F.P	REND	SALARIO	SUB TOTAL
-------------	------	-----	------	---------	-----------

Oficial	1,00	1,71	1,00	\$ 50.000,00	\$ 85.500,00
ayudante	3,00	1,71	1,00	\$ 30.600,00	\$ 156.978,00
SUBTOTAL					\$ 242.478,00

D. TRANSPORTE

DESCRIPCION	Vol - peso ó Cantidad	Distanci a	M3-Km	PRECIO UNITARIO	SUB TOTAL
					\$ 0,00
SUBTOTAL					\$ 0,00

**COSTOS
DIRECTOS**

\$ 781.818,00

ADMINISTRACION	A=	24%	\$ 187.636,00
IMPREVISTO	I=	1%	\$ 7.818,00
UTILIDAD	U=	5%	\$ 39.091,00
Costo total			\$ 1.016.363,00