



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS, DISEÑO Y PRESUPUESTO DE UNA ESTRUCTURA DE
ESTABILIZACIÓN EN LA PARROQUIA SALINAS, CANTÓN IBARRA,
PROVINCIA DE IMBABURA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieros Civiles

AUTORES: César Ramiro Encalada Requené
Eddie Santiago Tello Chérrez

TUTORA: Jacqueline Vanessa Ochoa Román

Quito-Ecuador
2022

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Nosotros, César Ramiro Encalada Requené con documento de identificación N°1003998430 y Eddie Santiago Tello Chérrez con documento de identificación N°1722476734; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 15 de marzo del 2022

Atentamente,



César Ramiro Encalada Requené
1003998430



Eddie Santiago Tello Chérrez
1722476734

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, César Ramiro Encalada Requené con documento de identificación N°1003998430 y Eddie Santiago Tello Chérrez con documento de identificación N°1722476734; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Análisis, diseño y presupuesto de una Estructura de Estabilización en la Parroquia Salinas, Cantón Ibarra, Provincia de Imbabura”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 15 de marzo del 2022

Atentamente,



César Ramiro Encalada Requené
1003998430



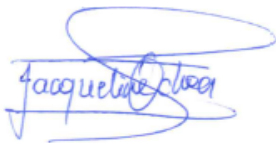
Eddie Santiago Tello Chérrez
1722476734

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jacqueline Vanessa Ochoa Román, con documento de identificación N°1720556446, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS, DISEÑO Y PRESUPUESTO DE UNA ESTRUCTURA DE ESTABILIZACIÓN EN LA PARROQUIA SALINAS, CANTÓN IBARRA, PROVINCIA DE IMBABURA, realizado por César Ramiro Encalada Requené con documento de identificación N°1003998430 y por Eddie Santiago Tello Chérrez con documento de identificación N°1722476734, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 15 de marzo del 2022

Atentamente,



Ing. Jacqueline Vanessa Ochoa Román, MSc.

1720556446

DEDICATORIA

Este proyecto lo dedicamos a Dios, por darnos vida, salud y las fuerzas para permitirnos culminar con éxito este proceso de formación profesional.

A nuestros queridos padres, Cecilia Requené y Ramiro Encalada; Rómulo Tello y Jacqueline Chérrez quienes con su paciencia y esfuerzo han sabido apoyarnos y brindarnos todo su amor y consejos en los momentos más difíciles y ser una luz en nuestras vidas, queremos que sepan que por ustedes estamos logrando una de nuestras metas ya que con su ejemplo nos enseñaron a ser hombres luchadores y creer en nuestras capacidades.

Y a todos nuestros profesores, familia y amigos que han sabido apoyarnos y motivarnos a perseverar para alcanzar la meta propuesta.

AGRADECIMIENTO

Queremos dar gracias a Dios por bendecirnos con la vida, por ser la guía en todo nuestro trayecto de carrera y por estar siempre presente en los momentos de dificultad y alegrías.

Gracias a nuestros padres: Ramiro y Cecilia; Rómulo y Jacqueline, por ser nuestros pilares de vida, por confiar y creer en nosotros, por los valores y principios que han inculcado en nosotros.

Asimismo, damos las gracias a todos los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica Salesiana sede Quito campus sur; por haber impartido todos sus conocimientos a lo largo de esta preparación profesional. Gracias por su paciencia, por compartir sus conocimientos de manera profesional e invaluable, por su dedicación perseverancia y tolerancia.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 SITIOS DE ESTUDIO.....	1
1.3 OBJETIVOS.....	3
1.3.1 Objetivo General.....	3
1.3.2 Objetivos Específicos.....	3
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	4
CAPÍTULO II	5
MARCO TEÓRICO	5
2.1 TEORÍAS DE PRESIÓN DE TIERRAS.....	5
2.1.1 PRESIÓN EN REPOSO.....	5
2.1.2 PRESIÓN ACTIVA.....	5
2.1.3 PRESIÓN PASIVA	5
2.2 MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	6
2.2.1 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	6
2.3 PRESIONES ESTÁTICAS	9
2.3.1 Análisis de presiones estáticas.....	9
2.3.1.1 Teoría de Rankine.....	9
2.4 PRESIONES INDUCIDAS POR EL SISMO.....	12

2.4.1	Método de Mononobe – Okabe (M–O)	12
2.5	SOLICITACIONES DEL MURO DE CONTENCIÓN.	14
2.5.1	SOBRECARGA.....	15
2.5.2	RELLENO	17
2.5.3	SISMO	17
2.6	ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN.	17
2.6.1	VERIFICACIÓN POR VUELCO.	17
2.6.2	VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO	18
2.7	TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	19
2.7.1	MUROS RÍGIDOS	20
2.7.1.1	Muros rígidos de Hormigón Simple	20
2.7.1.2	Muros rígidos de Hormigón Armado	21
2.7.1.2.1	Muros empotrados en voladizo.....	21
2.7.1.2.2	Muros con Contrafuertes	22
2.7.2	MUROS FLEXIBLES	24
2.7.2.1	Muros de Gaviones	24
2.7.3	MUROS ANCLADOS.....	25
2.8	JUNTAS DE DILATACIÓN	26
2.9	DRENAJE	26
2.10	BULBOS DE PRESIÓN	28
	CAPÍTULO III.....	30

ESTUDIOS DE SITIO.....	30
3.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	30
3.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....	30
3.2.1 TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO.	30
3.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS	30
3.2.2.1 Pozo N° 01	31
3.2.2.1.1 Estrato N° 1	31
3.2.2.2 Pozo N° 02	31
3.2.2.2.1 Estrato N° 1	31
3.2.2.3 Pozo N° 03	31
3.2.2.3.1 Estrato N° 1	31
3.2.3 CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE	32
3.2.4 COEFICIENTE DE BALASTO	32
3.2.5 COEFICIENTES SÍSMICOS	32
3.2.6 COTA DE CIMENTACIÓN	33
3.2.7 EMPUJE DE TIERRAS EN MUROS	33
3.2.8 ASENTAMIENTOS	34
3.2.9 RESUMEN GRÁFICO DE ENSAYOS	34
3.2.10 FORMULARIO DE ENSAYOS	34
CAPÍTULO IV	35
PROPUESTA DE ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN	35

4.1	ANÁLISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL TALUD	35
4.1.1	Estabilidad de Talud (Método de Bishop Simplificado).....	35
4.2	PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO EN VOLADIZO.....	50
4.3	PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO A – B	51
4.4	PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO B – C.....	52
4.5	PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO C – D	53
4.6	PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO D – E.....	55
4.7	PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO E - F.....	56
4.8	PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO F – G.....	57
CAPÍTULO V.....		59
DISEÑO DEFINITIVO, PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....		59
5.1	DISEÑO DEFINIVO	59
5.1.1	TRAMO A – B.....	59
5.1.1.1	Memoria de Cálculo	59
5.1.1.2	Factores de Seguridad obtenidos del software MIDAS GTS NX	80
5.1.1.3	Esquema de armado realizado con el software Autocad.	81
5.1.2	RESUMEN DE RESULTADOS	84
5.1.2.1	Memoria de Cálculo.	84
5.1.2.2	Factores de Seguridad obtenidos del software MIDAS GTS NX	85
5.2	PRESUPUESTO	86
5.3	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	102

CONCLUSIONES.....	134
RECOMENDACIONES	136
REFERENCIAS.....	137
ANEXOS.....	140

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Deformaciones del suelo por presión activa y pasiva en algunos tipos de suelo.....	6
Tabla 2. Valores nominales de sobrecargas	16
Tabla 3. Ventajas y desventajas de los muros flexibles	24
Tabla 4. Coeficientes sísmicos de la zona de estudio	32
Tabla 5. Parámetros del empuje de tierras	34
Tabla 6. Parámetros requeridos para la obtención del Factor de Seguridad.....	38
Tabla 7. Área y peso de cada dovela.....	39
Tabla 8. Fuerzas resistentes y actuantes de cada perfil.....	40
Tabla 9. Factor de seguridad de todos los perfiles transversales del proyecto	42
Tabla 10. Módulo de Elasticidad de diferentes tipos de suelo.....	43
Tabla 11. Factores de seguridad por el método de Bishop simplificado y MIDAS	50
Tabla 12. Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo A-B	51
Tabla 13. Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo B-C	52
Tabla 14. Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo C-D	54
Tabla 15. Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo D-E	55
Tabla 16. Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo E-F.....	56
Tabla 17. Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo F-G.....	57

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Lado Norte del talud afectado en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1.....	2
Figura 2. Lado Este del talud afectado en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1.....	2
Figura 3. Vista en planta del talud afectado en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1.....	3
Figura 4. Esquema de presión Activa.....	5
Figura 5. Esquema de presión Pasiva.....	6
Figura 6. Esquema de falla circular, dividido en dovelas.....	7
Figura 7. Esquema de fuerzas en dovela para el método de Bishop simplificado.....	7
Figura 8. Dimensiones de cada dovela por el método de Bishop.....	8
Figura 9. Distribución de presiones según Rankine para suelos sin cohesión con superficie horizontal de terreno. Presión Activa (a), Presión Activa (b).....	11
Figura 10. Fuerzas actuantes sobre la cuña Activa en el método (M-O).....	13
Figura 11. Solicitaciones a las que está expuesto el muro de contención.....	15
Figura 12. Presión sobre un muro de contención, debido a la sobrecarga uniformemente repartida (qs).....	15
Figura 13. Fuerzas volcadoras y estabilizadoras.....	18
Figura 14. Fuerzas actuantes en la verificación al Deslizamiento.....	19
Figura 15. Esquema de un muro de contención de hormigón simple.....	21
Figura 16. Esquema de un muro de contención en voladizo.....	22
Figura 17. Predimensionamiento de muros con contrafuerte.....	22
Figura 18. Ilustración de un muro de gaviones.....	25

Figura 19. Juntas de dilatación en cambios de dirección.....	26
Figura 20. Esquema típico de muro en voladizo con drenaje	27
Figura 21. Esquema típico de un muro de concreto armado con su sistema de drenaje filtrante	27
Figura 22. Bulbos de presión para una zapata con lado L infinito	28
Figura 23. Sobreechanco de mejoramiento	29
Figura 24. Nomenclatura de los perfiles transversales en el proyecto.....	36
Figura 25. Identificación de los taludes en el proyecto	36
Figura 26. Parámetros de entrada al software MIDAS GTS NX.....	43
Figura 27. Ejemplo de cuadrícula no Ortogonal.....	44
Figura 28. Esquema del método de línea tangencial	45
Figura 29. Esquema del método de línea tangencial en división de líneas rectas superior e inferior.....	45
Figura 30. Esquema de superficies de deslizamiento utilizando la línea tangente de una falla circular	46
Figura 31. Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil “A”	46
Figura 32. Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil “B”	47
Figura 33. Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil “C”	47
Figura 34. Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil “D”	48
Figura 35. Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil “E”	48
Figura 36. Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil “F”	49
Figura 37. Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil “G”	49

Figura 38. Dimensiones constructivas preliminares del tramo A-B.....	52
Figura 39. Dimensiones constructivas preliminares del tramo B-C.....	53
Figura 40. Dimensiones constructivas preliminares del tramo C-D.....	54
Figura 41. Dimensiones constructivas preliminares del tramo D-E.....	55
Figura 42. Dimensiones constructivas preliminares del tramo E-F.....	56
Figura 43. Dimensiones constructivas preliminares del tramo F-G.....	57
Figura 44. Esquema de armado en el tramo A-B.....	81
Figura 45. Esquema típico de tubería parcialmente llena	82
Figura 46. Esquema de distribución de lloraderos para muro de contención.....	83

RESUMEN

El presente proyecto técnico tiene por finalidad el análisis, diseño y presupuesto de una estructura de estabilización en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1, parroquia Salinas, cantón Ibarra, provincia de Imbabura. La problemática del proyecto se centra en el riesgo ante un posible desmoronamiento de los taludes que puede derivarse de fuertes lluvias o movimientos telúricos; y puede atentar contra la seguridad de la comunidad.

Para la selección de la estructura de estabilización, se requiere un análisis de la topografía del sitio con la cual se determina en función del desnivel a soportar y el espacio de construcción, una estructura adecuada que sea óptima y eficiente, siendo el muro de contención en voladizo la mejor opción tomando en cuenta el nivel de seguridad que se le quiere brindar a la Unidad Educativa, y que el máximo desnivel a cubrir en el proyecto es de 3,80 metros por lo que no es necesario colocar contrafuertes.

El Factor de seguridad del talud se calcula por el método Bishop y se lo compara con los resultados obtenidos del software MIDAS para los 7 perfiles existentes del proyecto.

Para el diseño, se realiza en primera instancia, un estudio de suelos que permita conocer sus características tales como tipo de suelo, ángulo de fricción interna, cohesión, capacidad portante del suelo entre otros, mismos que son de vital importancia para las respectivas verificaciones a realizar recomendadas en las normas NEC-15 y en la ACI 318-14 que establecen valores mínimos de factores de seguridad que se deben cumplir tanto en el diseño manual como en la verificación utilizando el software MIDAS.

El proyecto consta de 7 diseños para todos los tramos del muro de contención, los cuales incluyen planos del perfil transversal y armado, así como el análisis de precios unitarios, especificaciones técnicas, presupuesto y cronograma de actividades.

Palabras clave: Diseño y armado de muro en voladizo, presupuesto de muro en

voladizo, estabilización de taludes, método de Bishop, teoría de Rankine.

ABSTRACT

This technical project has the purpose to analyze, design and budget a stabilization structure for Salinas Block 1 Educational Unit; located in Salinas parish, Ibarra canton, Imbabura province. Project's problem centers on the risk of a possible collapse of the slopes caused by heavy rains or earthquakes. This can threaten the lives of people in the community.

For the selection of the stabilization structure, an analysis of the topography in the site is required to determine an adequate structure that is optimal and efficient based on the slope to be supported and the construction space. The cantilever retaining wall is the best option, taking into account the level of safety to be provided to the Educational Unit, and that the maximum slope to be covered in the project is 3.80 meters, so it is not necessary to place buttresses.

The Slope Factor of Safety is calculated by the Bishop method and compared with the results obtained from the MIDAS software for the 7 existing profiles in the project.

In the design stage, first a soil study is carried out to determine the soil characteristics such as: soil type, angle of internal friction, cohesion, bearing capacity of the soil, etc. This study is very important for the respective verifications to be carried out as recommended in the NEC-15 and ACI 318-14 standards that establish minimum values of safety factors that must be met both in the manual design and the verification using the MIDAS software.

The project consists of 7 designs for all sections of the retaining wall. The designs include transverse and reinforced profile drawings, unit price analysis, technical specifications, budget and schedule of activities.

Keywords: Cantilever wall design and reinforcement, cantilever wall quote, slope stabilization, Bishop method, Rankine theory.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES.

La Parroquia Salinas tiene lugar en la zona rural del Ecuador y pertenece al cantón Ibarra de la Provincia de Imbabura, se encuentra ubicada en la Sierra Norte del Ecuador, a 25.5 km al norte de la capital provincial. Esta parroquia cuenta con diferentes unidades educativas que actualmente se encuentran en condiciones precarias, lo que pone en riesgo la vida de los escolares y de transeúntes que circulan en los alrededores, como es el caso de la Unidad Educativa Salinas Bloque 1 en la calle Ángel Aguirre y en la calle transversal Jaime Roldós, donde los taludes de dos de sus linderos presentan desprendimientos y deslizamientos en ciertas zonas producto de las fuertes lluvias, por lo que la población afectada necesita urgentemente una solución que reduzca el riesgo, cuyo componente de peligro es la desestabilización total de estos taludes.

1.2 SITIOS DE ESTUDIO.

El proyecto planteado está ubicado en la Parroquia rural Salinas, ubicada a 25.5 km del Norte de Ibarra. Su superficie total es de 77.94 km² y la población actualmente es de 1741 habitantes, que componen 518 familias. En todo el territorio predomina el terreno montañoso (Cevallos, 2015).

El grupo objetivo que estará directamente beneficiado con la ejecución del presente proyecto está compuesto por estudiantes, docentes y demás personal que labora en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1, así como la comunidad en los alrededores, los peatones y automotores que circulen por el sector. Debido al crecimiento demográfico, este proyecto alcanza la transformación social y económica de las personas que habitan en la parroquia Salinas, asegurando el bienestar de sus habitantes.

En las figuras (1) y (2) quedan evidenciados los deslizamientos sobre la acera que

obstruyen el paso peatonal, obligando a los peatones a transitar por la vía, situación que pone en riesgo la vida de los transeúntes, es por ello que se implantará el muro de contención en todo el perímetro afectado de la Unidad Educativa Salinas tal y como se muestra en la figura (3).

Figura 1

Lado Norte del talud afectado en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1.



Nota: Se muestra el deslizamiento que afecta a la berma en la calle Jaime Roldós. Elaborado por: Los Autores

Figura 2

Lado Este del talud afectado en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1.



Nota: Se exhibe el deslizamiento a la berma y parte de la calzada en la calle Ángel Aguirre.

Elaborado por: Los Autores

Figura 3

Vista en planta del talud afectado en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1.



Nota: Se presenta una vista satelital y marcado con rojo desde donde se extiende el deslizamiento del talud. Elaborado por: Los Autores

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 Objetivo General

Diseñar una estructura de estabilización de taludes en la Parroquia Salinas de Ibarra, a través del cálculo estructural-geotécnico, aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, de tal forma que la propuesta garantice la seguridad de los usuarios y habitantes de la parroquia.

1.3.2 Objetivos Específicos

Realizar el estudio de suelos en la zona de los taludes afectados en las Calles Ángel Aguirre y Jaime Roldós, cálculo de presiones y factores de seguridad, para diseñar la estructura que mejor se adapte a las condiciones de sitio.

Realizar una comparación de los parámetros obtenidos mediante la aplicación de las teorías de empuje de tierras que mejor se ajusten al caso de estudio, con los obtenidos a través de la modelación numérica con el software computacional MIDAS GTS NX, con el fin de

verificar resultados y confrontarlos cuantitativamente estableciendo porcentajes de variación simple.

Realizar el diseño definitivo con los datos obtenidos del cálculo manual y la modelación en el software computacional MIDAS GTS NX, para generar planos de detalle de la estructura solución para la estabilización del talud.

Realizar un Análisis de Precios Unitarios usando los rendimientos que maneja el Gobierno Autónomo Descentralizado de Ibarra en su base de datos para obtener un presupuesto final, así como la elaboración de las especificaciones técnicas de cada rubro, y el correspondiente cronograma de actividades, los mismos que constarán como entregables para el GAD.

1.4 JUSTIFICACIÓN.

Con el desarrollo de este trabajo de titulación se pretende colaborar con la comunidad afectada en la Parroquia Salinas, planteando una solución técnica para el talud afectado en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1, que ayude a mitigar el riesgo al que están expuestos tanto los pobladores como las estructuras aledañas, debido a la posible pérdida en la estabilidad del terreno.

El GAD municipal de Ibarra ha propuesto apoyar un proyecto de obras públicas con la previa presentación de estudios técnicos y análisis presupuestal, razón por la cual se plantea la elaboración de dichos estudios en este trabajo. La estructura de estabilización será proyectada en la calle Ángel Aguirre, con una longitud alrededor de 77.0 m y en la calle transversal Jaime Roldós con una longitud de 56.9 m, aproximadamente. Ésta se diseñará de tal forma que cumpla con las normas y especificaciones vigentes en la NEC-15. Este trabajo es factible gracias al apoyo del mismo GAD municipal de Ibarra que proporcionará los estudios topográficos, en tanto que los estudios geotécnicos y el diseño estructural serán proporcionados por los autores.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 TEORÍAS DE PRESIÓN DE TIERRAS.

La Teoría de Presión de tierras está presente en todas las estructuras de contención cuya finalidad es soportar las cargas laterales en el plano horizontal provenientes del terreno, mismas que están representadas de forma triangular y cuya resultante se encuentra a $1/3$ de la distancia desde la base de la pantalla hacia la corona del muro de contención.

2.1.1 PRESIÓN EN REPOSO.

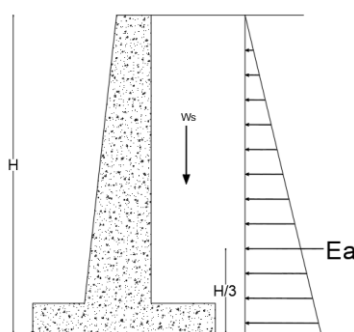
Es el estado del suelo en donde no se ha generado ningún movimiento tras el muro, por ende, el suelo no ha sufrido deformaciones de contracción ni de expansión.

2.1.2 PRESIÓN ACTIVA

En la figura 4 se representa la presión lateral resultante del terreno existente en la parte posterior del muro cuando la pantalla se desplaza hacia afuera para alcanzar un valor mínimo de deformación según el tipo de suelo como se indica en la Tabla (1).

Figura 4

Esquema de presión activa.



Nota: Se muestra la presión lateral que ejerce en el relleno. Fuente: (Suarez, 2012)

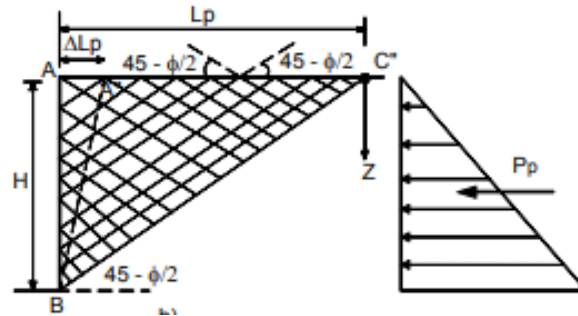
2.1.3 PRESIÓN PASIVA

En la Figura 5 se representa la presión lateral que actúa sobre la pantalla cuando la

estructura se desplaza hacia el terreno para alcanzar un valor máximo de deformación como indica la Tabla (1).

Figura 5

Esquema de presión Pasiva.



Nota: Se muestra la presión pasiva que ejerce en el relleno. Fuente: (Suarez, 2012)

Tabla 1

Deformaciones del suelo por presión activa y pasiva en algunos tipos de suelos.

Tipo de suelo	Deformaciones para presión activa $\Delta L_a/H$	Deformaciones para presión pasiva $\Delta L_p/H$
Arena suelta	0,001-0,002	0,01
Arena densa	0,0005-0,001	0,005
Arena blanda	0,02	0,04
Arcilla dura	0,01	0,02

Nota: Son los distintos tipos de suelo con las respectivas deformaciones de presión activa y pasiva, con valores máximos, mínimos o promedio. Fuente: (Suarez, 2012)

2.2 MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.

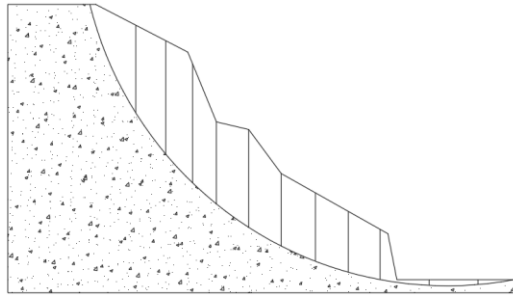
2.2.1 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Propuesto por Bishop en 1955; es el método más utilizado en la estabilidad de taludes y consiste en proyectar una falla circular que se encuentra fraccionada como se expone en la

Figura 6; y cada dovela está sometida a fuerzas internas y externas como indica la Figura 7.
(MIDUVI, 2016)

Figura 6

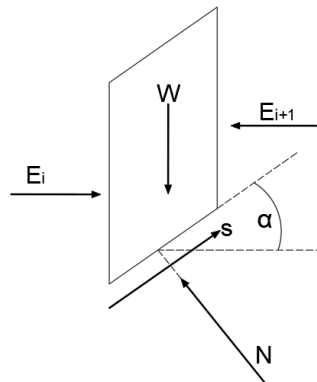
Esquema de falla circular, dividido en dovelas.



Nota: Se presenta la falla circular con la división de dovelas. Elaborado por: Los Autores.

Figura 7

Esquema de fuerzas en dovela para el método de Bishop simplificado .



Nota: Se presenta las fuerzas que actúan en las dovelas. Fuente: (MIDUVI, 2016)

Las fuerzas actuantes en los laterales de cada dovela se consideran horizontales por lo que no se presentan esfuerzos cortantes entre dovelas, la fuerza normal en la base de cada dovela proviene del equilibrio existente en las fuerzas verticales (MIDUVI, 2016). Analizando las fuerzas verticales en la Figura 6, se obtiene la siguiente ecuación (1) de equilibrio:

$$N \cos \alpha + S \sin \alpha - W = 0 \quad (1)$$

Donde:

N: Fuerza normal

S: Fuerza cortante en la base de la dovela

α : Ángulo de inclinación en la base de la dovela con respecto a la horizontal

W: Peso de la masa del suelo en la dovela

E: Fuerzas horizontales

En donde el peso de la masa del suelo en la dovela (W) puede calcularse con la ecuación (2):

$$W = \gamma hb \quad (2)$$

En la figura (8) se muestra el esquema de dimensiones para una dovela individual.

Donde:

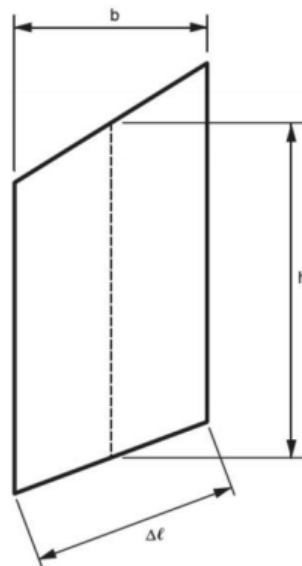
γ : Peso específico del suelo.

h: Altura en el centro de una dovela.

b: Ancho en una dovela.

Figura 8

Dimensiones de cada dovela por el método de Bishop.



Nota: Se muestra las medidas que se debe tomar en cuenta en una dovela individual. Fuente: (MIDUVI, 2016)

El inicio del procedimiento es asumir el Factor de Seguridad (FS) y se aplica el

método de aproximaciones sucesivas hasta que el valor asumido y el resultado del factor de seguridad sean iguales, para satisfacer el equilibrio de la dovela, utilizando la ecuación (3).

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l + (W - \mu \Delta l) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{FS}} \right]}{\sum W * \sin \alpha} \quad (3)$$

Donde:

c': Cohesión.

ϕ' : Ángulo de Fricción.

Δl : Longitud de la base de una dovela.

W: Peso de la masa del suelo en la dovela.

μ : Presión de agua.

$\sum W$: Sumatoria de todos pesos de las dovelas.

Para la realización de este proceso iterativo de Bishop es necesario iniciar el cálculo imponiéndose un factor de seguridad mayor o igual a uno (generalmente se asume un FS=1).

2.3 PRESIONES ESTÁTICAS

2.3.1 Análisis de presiones estáticas.

Se le conoce como presiones estáticas a aquellas fuerzas provenientes del terreno en ambos lados del muro y que estarán presentes durante toda su vida útil, para poder calcular la presión activa y presión pasiva, se aplica la teoría de Rankine.

2.3.1.1 Teoría de Rankine

La teoría de Rankine, publicada en 1857, establece el principio de los estados de esfuerzos. Esta teoría se usó para establecer un método que estime las presiones laterales generadas por el suelo a un muro de contención.

Las presiones laterales que describe Rankine son la presión activa y presión pasiva,

fuerzas producidas por el relleno en condiciones normales. Para el cálculo de dichas presiones, Rankine desarrolló dos coeficientes (Kh_A coeficiente de presión activa, Kh_p coeficiente de presión pasiva) mismos que son usados para hallar la magnitud total del empuje de tierras producidas por el relleno, con las ecuaciones (4) y (5).

$$Kh_A = \cos\beta * \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (4)$$

$$Kh_{hp} = \cos\beta * \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (5)$$

En donde:

Kh_A : Coeficiente de presión activa

Kh_p : Coeficiente de presión pasiva

β : Ángulo formado entre la superficie de suelo y la horizontal

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo

Así mismo, cuando la superficie del terreno es totalmente horizontal, es decir con ángulo $\beta = 0$, lo que los coeficientes se reducen a las siguientes ecuaciones (6) y (7):

$$Kh_A = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (6)$$

$$Kh_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (7)$$

“El empuje total de tierras (E) se obtiene asimilando éste al empuje hidrostático”

(Ordoñez, 1995) como se detalla con las ecuaciones (8 – 10), a continuación:

$$Ea = Kh_A \gamma H^2 \quad (8)$$

$$E_a = \frac{1}{2} Pa \quad (9)$$

$$E_a = \frac{1}{2} (Kh_A \gamma H^2) \quad (10)$$

Se aplica la misma teoría para hallar el empuje de presión pasiva con la ecuación (11).

$$E_p = \frac{1}{2} (K_h \gamma H^2) \quad (11)$$

Ea: Empuje del relleno asimilado al empuje hidrostático.

γ : Peso específico del Suelo.

H: Altura del muro

K_{hA} : Coeficiente de presión Activa.

K_{hp} : Coeficiente de presión Pasiva.

Ea: Empuje Activo total de tierras.

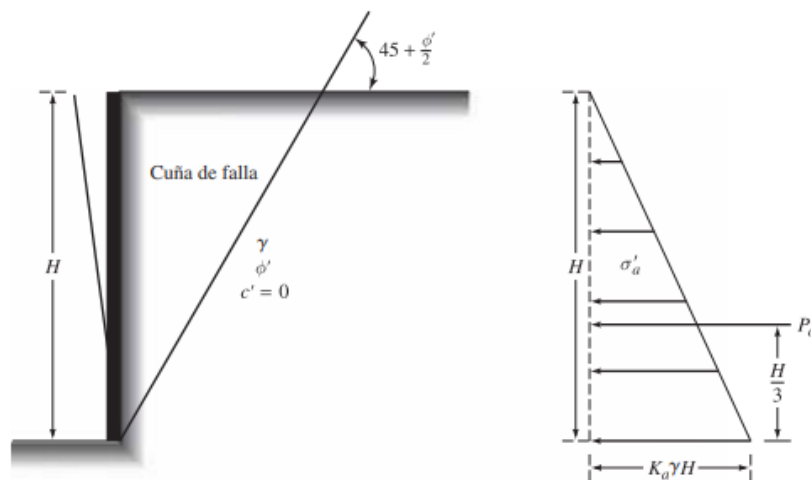
E_p : Empuje Pasivo de tierras.

El análisis se realiza para un ancho unitario, es decir, para 1 metro de muro. Cabe recalcar que la teoría de Rankine es válida solo para suelos no cohesivos como arenas y gravas, pero con los ajustes necesarios podría aplicarse para suelos arcillosos cohesivos.

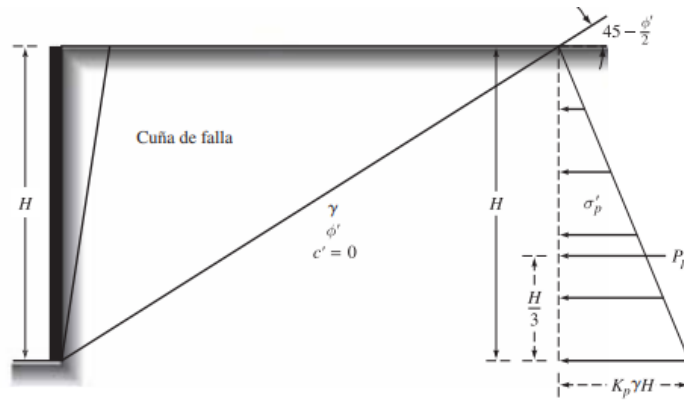
En la figura 9 se presenta la distribución de presión activa y pasiva para suelos no cohesivos en una superficie horizontal.

Figura 9

Distribución de Presiones según Rankine para suelos sin cohesión con superficie horizontal del terreno. Presión Activa (a), Presión Pasiva (b).



(a)



(b)

Nota: Se presenta los parámetros para poder determinar los empujes. Fuente: (Braja M. Das, 2015)

2.4 PRESIONES INDUCIDAS POR EL SISMO.

El análisis sísmico en muros de contención es aplicado para reducir en lo más mínimo los efectos catastróficos ante la presencia de un sismo, todo depende del empuje lateral de la masa de suelo que progresa durante el movimiento telúrico. Los empujes laterales se desarrollan antes y durante el sismo, por lo tanto, para el diseño final se debe tomar en cuenta las presiones estáticas que existen antes de ocurrir un sismo y a la vez las presiones dinámicas luego inducidas por el sismo. (García et al., 2013)

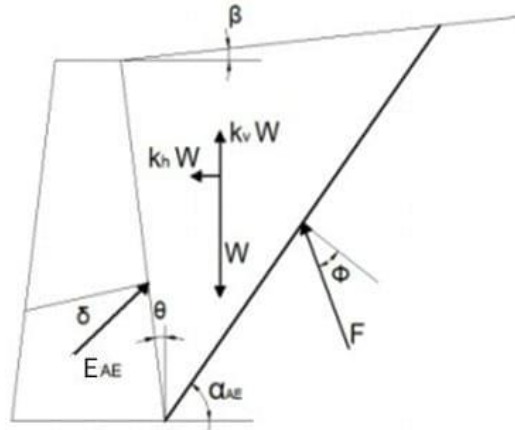
Para hallar las presiones inducidas por el sismo se utilizó el método de Mononobe-Okabe.

2.4.1 Método de Mononobe – Okabe (M–O)

Es un análisis pseudo estático el cual está desarrollado en el equilibrio de fuerzas estáticas y dinámicas se ilustra en la figura 10, con el fin de evaluar presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros y sus puntos de aplicación para poder definir los factores de seguridad al deslizamiento y vuelco. Este método utiliza la cuña activa de Coulomb, donde considera las aceleraciones pseudo estática, tanto verticales como horizontales.

Figura 10

Fuerzas actuando sobre la cuña activa en el análisis M-O.



Nota: Se fuerzas que actúan en relleno y en el muro de contención. Fuente: (García et al., 2013)

Para determinar el empuje de suelos pseudo estático es desde el equilibrio de la cuña, donde están actuando las fuerzas pseudo estáticas horizontales se calcula con la ecuación (12) y fuerzas pseudo estáticas verticales se calcula con la ecuación (13) ya que la masa de la cuña está relacionada con la aceleración pseudo estática:

$$\mathbf{a}_h = \mathbf{K}_h * \mathbf{g} \quad (12)$$

$$\mathbf{a}_v = \mathbf{K}_v * \mathbf{g} \quad (13)$$

Donde:

\mathbf{a}_h : Fuerza pseudo estática horizontales

\mathbf{a}_v : Fuerza pseudo estática vertical

\mathbf{K}_h : Aceleración sísmica horizontal

\mathbf{K}_v : Aceleración sísmica vertical

\mathbf{g} : Gravedad

Los coeficientes \mathbf{K}_h y \mathbf{K}_v son las aceleraciones sísmicas horizontales y verticales que sirven para hallar el empuje activo dinámico, mediante la ecuación (14).

$$E_{AD} = \frac{1}{2} K_{AD} \gamma H^2 (1 - K_v) \quad (14)$$

Donde:

K_{AD} : Coeficiente pseudo estático

γ = Peso específico del Suelo

K_v : Aceleración sísmica vertical

H : Altura del muro

Con la ecuación (15) se consigue determinar el coeficiente pseudo estático.

$$K_{AD} = \frac{\cos^2(\delta - \theta - \Psi)}{\cos\Psi * \cos^2(\delta + \theta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\delta - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (15)$$

El empuje estático total puede ser expresado como la suma del empuje estático (P_A) y el empuje pseudo estático (ΔP_{AE}), se expresa en la ecuación (16):

$$E_{AE} = E_A + \Delta E_{AE} \quad (16)$$

Con el método Mononobe – Okabe (M-O), considera que el componente estático actúa a una distancia $H/3$ de la base del muro, mientras que el componente dinámico se considera que actúa aproximadamente a $0.6H$.

El empuje activo total actuará a la altura (h) sobre la base del muro, que se halla con la ecuación (17):

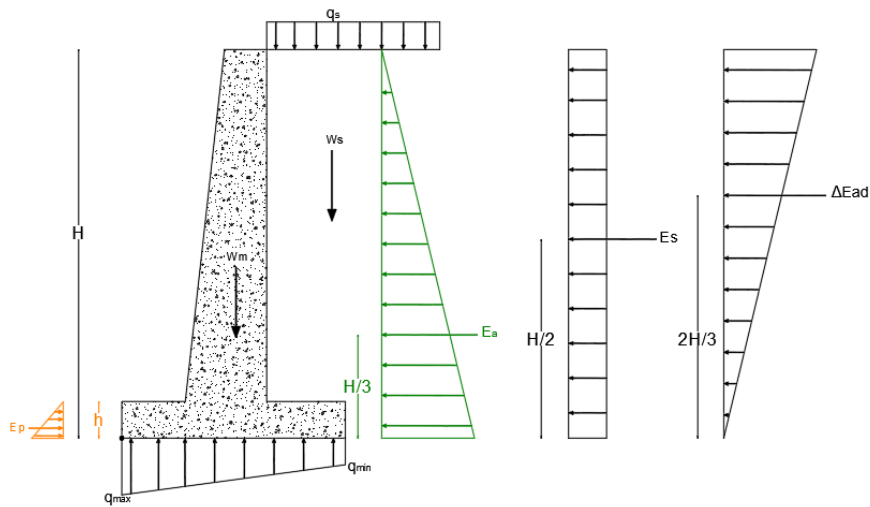
$$h = \frac{E_A * \frac{H}{3} + \Delta E_{AD} * (0.6H)}{E_{AD}} \quad (17)$$

2.5 SOLICITACIONES DEL MURO DE CONTENCIÓN.

Existen varias fuerzas que actúan sobre la estructura del muro, presiones activas y pasivas, las presiones por sobrecarga, de empuje de suelos y el empuje de sismo, dichas fuerzas están representadas en la Figura 11 expuesta a continuación.

Figura 11

Solicitaciones a las que está expuesto un muro de contención.



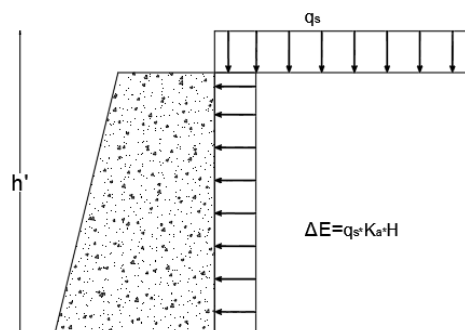
Nota: Se fuerzas estáticas y dinámicas que actúan en el muro de contención. Elaborado por: Los Autores.

2.5.1 SOBRECARGA

La sobrecarga está representada por una carga distribuida uniforme en la parte superior del relleno colindante al muro y se debe tomar en cuenta cuando existe presencia de vehículos o rodillos de compactación en la parte del relleno, y para efectos de diseño, se debe hallar una altura equivalente que servirá para encontrar las presiones producidas por dicha carga uniforme como se expone en la Figura 12.

Figura 12

Presión sobre un muro de contención, debido a la sobrecarga uniformemente repartida (q_s).



Nota: Se muestra fuerzas estáticas en el muro de contención. Fuente: (Suarez, 2012)

Se debe transformar la sobrecarga uniforme en una porción de tierra equivalente a la altura (hs) usando las ecuaciones (18) y (19):

$$qs = \gamma * hs \quad (18)$$

$$Es = hs * \gamma * Kha * H \quad (19)$$

Dónde:

γ : Peso específico del Suelo

Es: Presión de tierras horizontal constante debida a la sobrecarga.

Kh_a : Coeficiente activo de presión de tierras.

q_s : Sobrecarga uniforme vertical aplicada sobre la superficie del terreno.

hs: Altura equivalente de la presión vertical constante por sobrecarga.

H: Altura total del muro de contención.

En la tabla 2 se indican cargas equivalentes uniformemente distribuidas según el tipo de sobrecarga al que estará expuesta la estructura en Kpa, para obtener estos valores de carga distribuida, se parte de una altura equivalente, la norma AASHTO 2002 recomienda que para la sobrecarga se usa frecuentemente una altura equivalente de 60 cm.

Tabla 2

Valores nominales de Sobrecargas

Edificios de cimentación somera	Carga equivalente uniformemente distribuida
Edificios con cimentación somera	10 Kpa por piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia
Peatonales	5 Kpa

Nota: Valores de cargas que se utilizan para edificaciones de cimentación somera. Fuente:

(Suarez, 2012)

2.5.2 RELLENO

Un muro de contención presenta dos tipos de empujes provenientes del relleno, el empuje activo y el empuje pasivo.

El empuje activo se calcula mediante la ecuación (10) expuesta en la teoría de Rankine del capítulo 2.3.1.2.

El empuje pasivo se calcula mediante la ecuación (11) expuesta en la teoría de Rankine del capítulo 2.3.1.2.

2.5.3 SISMO

Ante los efectos del sismo, el empuje se lo calcula mediante el método del Mononobe - Okabe usando la ecuación (14) expuesta en el capítulo 2.4.1.

2.6 ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN.

Para definir la estabilidad en muros es preciso determinar los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento del muro, a su vez los casos estáticos y dinámicos. Todos los factores mencionados están relacionados con la geometría de la estructura de contención y características mecánicas del suelo, las cargas, los empujes estáticos y sísmicos solicitantes, etc.(Braja M. Das, 2015)

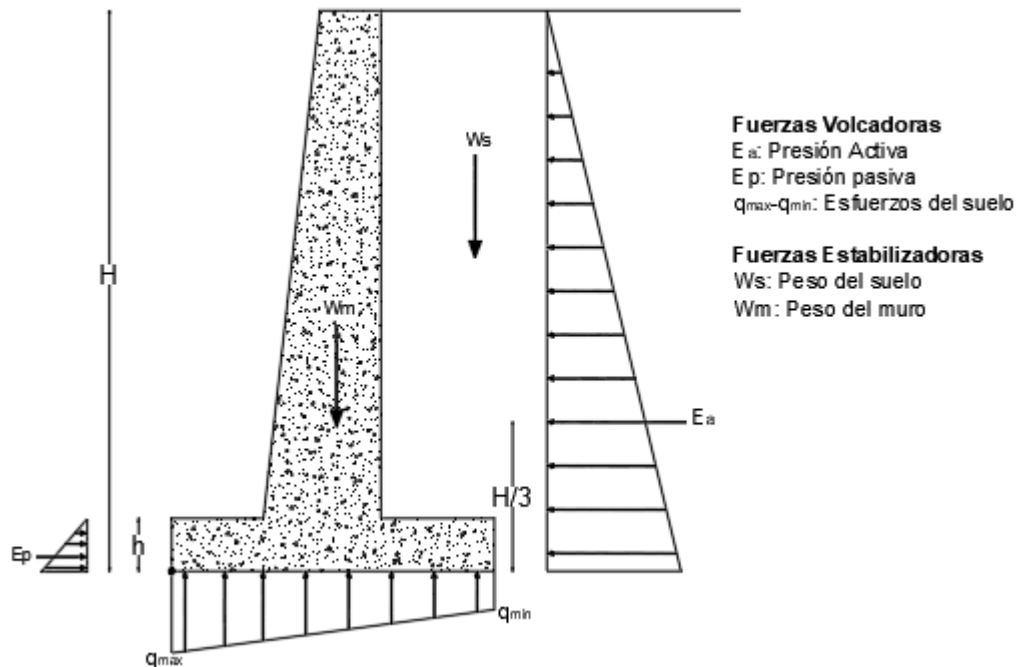
2.6.1 VERIFICACIÓN POR VUELCO.

Este tipo de verificación consiste en analizar un punto de giro necesario ubicado en los extremos de la base del muro, se comprueba que los momentos volcadores deben ser menores a los momentos estabilizadores, por lo que se sabrá si las dimensiones del muro son las correctas; ya que los momentos dependen de la geometría de la estructura de contención.

Las fuerzas volcadoras y estabilizadoras se detallan en la Figura 13.

Figura 13

Fuerzas volcadoras y estabilizadoras.



Nota: Se muestra solicitaciones estáticas y la solicitación de suelos hacia el muro voladizo.

Elaborado por: Los Autores

Para poder determinar la verificación por vuelco es necesario conocer el peso del muro y del suelo, para poder hallar los momentos como se muestra en la figura 11 en el punto C, es necesario dividir el muro en secciones geométricas para así hallar los momentos en el punto C del muro, para determinar el factor de seguridad al volcamiento o verificación al volcamiento se realiza la relación de momentos estabilizadores y volcadores, donde el factor de seguridad debe estar entre valores de 1.5 a 2, por lo tanto, se calcula con la ecuación (20).

$$F.S.V. = \frac{\sum M_{ESTABILIZADORES}}{\sum M_{VOLCADORES}} \geq 1.5 \text{ a } 2 \quad (20)$$

2.6.2 VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO

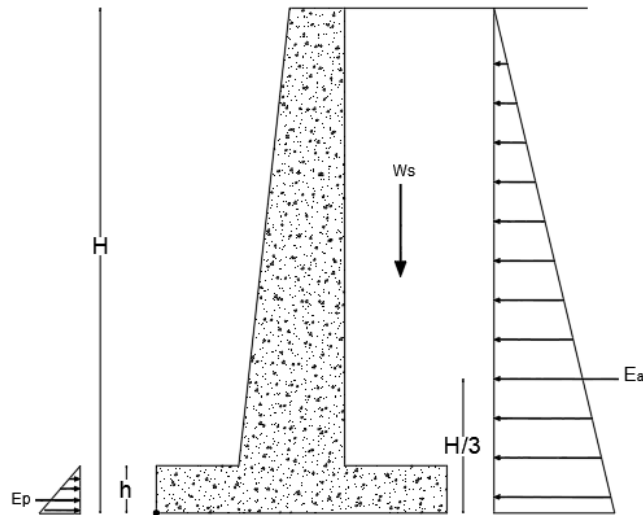
Luego de la anterior verificación se continúa con la verificación al deslizamiento y comprobar que el muro no falle por solicitaciones excesivas, se toma en cuenta que la

principal fuerza resistente es la fuerza de fricción que se genera entre la base del muro y el suelo.

En la figura 14 se ilustra las fuerzas que actúan en la verificación por deslizamiento.

Figura 14

Fuerzas actuantes en la verificación al deslizamiento.



Nota: Se muestra solicitaciones estáticas en el muro voladizo. Elaborado por: Los Autores

Se procede a calcular el factor de seguridad al deslizamiento mediante la siguiente ecuación

(21):

$$F. S. D. = \frac{\sum M_{RESISTENTES}}{\sum M_{ACTUANTES}} \geq 1.5 \tag{21}$$

2.7 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.

Existen varios tipos de muros de contención cuya finalidad es brindar soporte lateral a un talud inestable contrarrestando las fuerzas empuje producidas por la masa de suelo principalmente usando su propio peso y el del suelo superpuesto sobre el dedo y el talón.(Córdova, 2017)

Entre los principales tipos de muros de contención se encuentran los siguientes:

2.7.1 MUROS RÍGIDOS

Los muros rígidos son aquellos que, generalmente, no admiten grandes deformaciones sin llegar a la falla. Para su diseño y construcción se puede usar hormigón simple, hormigón armado, hormigón ciclópeo, e incluso mampostería.

2.7.1.1 Muros rígidos de Hormigón Simple

Este tipo de muros tiene una condición de diseño muy importante: “Es primordial mantener el eje de compresión dentro del tercio central de la base”(Ayabaca Tigse & Salazar Ojeda, 2018)

Se utilizan en alturas moderadas de 3 a 3,5 m y en lugares amplios debido a sus dimensiones. No se recomienda su construcción para alturas mayores a 4 metros debido no solo al aumento de costos, sino también a la falta de resistencia por parte del hormigón simple ante fuerzas de flexo tensoras que pueden provocar roturas en la pantalla o cimentación.

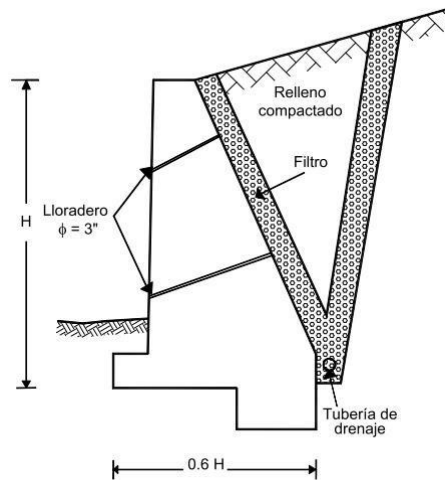
Consideraciones para el diseño de un muro de hormigón simple.

- Verificación de la estabilidad intrínseca del muro, el factor de seguridad al deslizamiento y la capacidad de soporte.
- Diseño de un sistema de drenaje para disminuir las presiones del agua.
- Construcción juntas de expansión o contracción a distancias no mayores a 10 metros.

En la figura (15) se presenta el esquema de un muro de hormigón simple con el detalle del drenaje, material filtrante y relleno.

Figura 15

Esquema de un muro de contención de hormigón simple.



Nota: Se presenta la conformación del muro de contención de hormigón simple.

Fuente: (Suarez, 2012)

2.7.1.2 Muros rígidos de Hormigón Armado

Este tipo de muros suelen ser esbeltos comparados con los muros de hormigón simple. Resisten los empujes principalmente gracias al relleno sobre su cimentación. Dentro de esta categoría se encuentran los muros empotrados o en voladizo y los muros con contrafuerte.

2.7.1.2.1 Muros empotrados en voladizo.

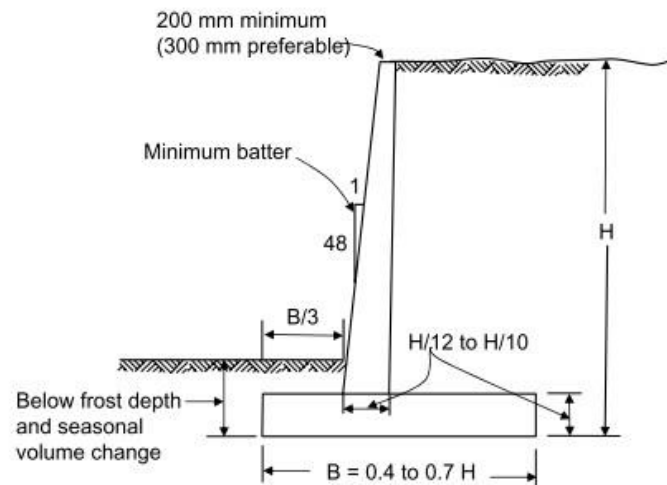
“Están hechos de concreto reforzado y consisten en un cuerpo o alzado delgado y una losa de base. Este tipo de muro es económico hasta una altura de aproximadamente ocho metros” (Córdova, 2017)

Este tipo de muros está construido con concreto reforzado para tener mayor tolerancia a los momentos y fuerzas cortantes que soportan. Son muros que se implantan en alturas mayores.

En la figura 16 se muestra las consideraciones para el pre-dimensionamiento de un muro en voladizo.

Figura 16

Esquema de un muro de contención en voladizo.



Nota: Se presenta los parámetros a considerar en el diseño del muro en voladizo.

Fuente: (Alva Hurtado, 2014)

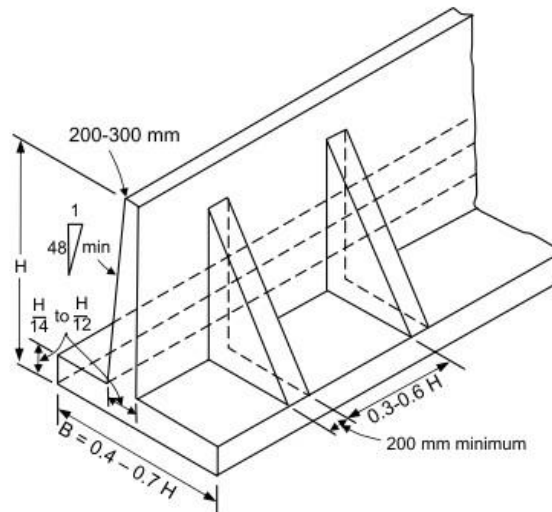
2.7.1.2.2 Muros con Contrafuertes

“Son similares a los muros en volado. Sin embargo, a intervalos regulares tienen losas de concreto vertical delgadas conocidas como contrafuertes, que anclan entre sí el muro y la base.”.(Alva Hurtado, 2014) Los contrafuertes son losas reforzadas verticales con una separación entre sí, y que están conectados a la pantalla y a la cimentación formando un ángulo de 90° entre ellos. El propósito es aligerar un muro de hormigón simple eliminando material en las zonas que colaboran muy poco en el efecto estabilizador.

En la figura 17 se presenta las consideraciones para el pre-dimensionamiento de muros con contrafuerte.

Figura 17

Pre-dimensionamiento de muros con contrafuerte.



Nota: Se presenta consideraciones para el diseño del muro con contrafuerte. Fuente: (Alva Hurtado, 2014)

Consideraciones para el diseño de un muro de hormigón reforzado.

- Garantizar la estabilidad del muro para contrarrestar las fuerzas de volcamiento o deslizamiento.
- Las secciones deben ser diseñadas de tal forma que puedan soportar fuerzas cortantes y momentos actuando sobre toda la estructura del muro.
- Para el análisis estructural, la pantalla se supone como empotrada en la cimentación.
- En la mayoría de los casos es recomendable un dentellón para contrarrestar las fuerzas que provocan el deslizamiento.
- Es considerado económico para alturas alrededor de 8 metros. Para alturas mayores, es recomendable utilizar los muros con contrafuertes.
- Al igual que los muros de hormigón simple, éstos deben poseer un sistema de drenaje para evitar el empuje del agua en la parte posterior del muro.
- Construir juntas estructurales para evitar fisuras o grietas, consecuencia del cambio de temperatura, a distancias no mayores a 10 metros, aunque en suelos estables podrían llegar hasta los 20 metros.

2.7.2 MUROS FLEXIBLES

Los muros flexibles son aquellos con más tendencia a sufrir deformaciones debido a las presiones del terreno, esto se debe a que su estructura no posee elementos rígidos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar importantes deformaciones antes de llegar a la falla. Ejemplos de esta categoría son los muros de gaviones, los muros de tierra con llantas usadas, entre otros.

2.7.2.1 Muros de Gaviones

Este tipo de muro este compuesto por cajas de hexagonales, elaboradas por alambre galvanizado que están rellenas de diversos tamaños de rocas, para formar barreras de contención.(Caminos Naturales, 2010)

En la tabla 3, se exponen las ventajas y desventajas de los muros flexibles.

Tabla 3

Ventajas y Desventajas de los muros flexibles.

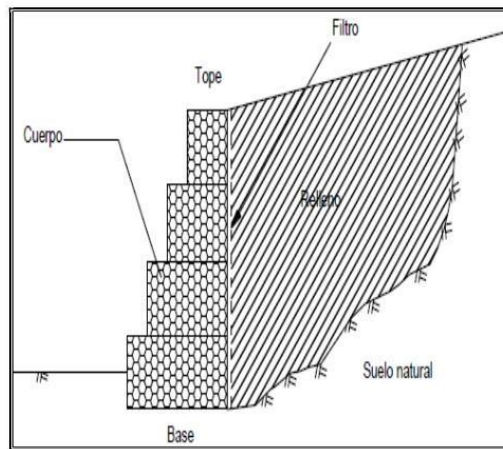
VENTAJAS	DESVENTAJAS
No precisan cimentación.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes húmedos. Los bloques de roca no necesariamente están disponibles en todos los sitios y pueden condicionar el costo de obra. Al ser muros de gravedad, su espesor aumenta proporcionalmente con la altura por lo que aumenta el volumen de piedra de tal forma que hace antieconómica la solución.
Adaptación al terreno.	
Fácil diseño y rápida construcción.	
Mano de obra no especializada.	
Trabajan a gravedad.	
Condiciones de drenaje y durabilidad excelentes.	
Utilización de materiales de la zona.	
Bajo costo.	

Nota: Se presenta las ventajas y desventajas de los muros de gaviones para tener en cuenta en la realización de proyectos. Fuente: (Caminos Naturales, 2010)

En la figura 18 se muestra el esquema de conformación un muro de gaviones.

Figura 18

Ilustración de un muro de gaviones.



Nota: Se presenta claramente la conformación de un muro de gaviones. Fuente: (Yacchirema Chimbo, 2013)

2.7.3 MUROS ANCLADOS

Son estructuras de armaduras metálicas, que están sujetas a anclajes pretensados desde el talud y cementadas, estos muros trabajan a tracción por ende estabilizan al talud; una de las fuerzas que actúan es contraria al movimiento deslizante, fuerzas tensionales normales que actúan en la superficie de rotura por lo que genera un aumento de resistencia al deslizamiento en la superficie. (Rojas, 2009)

Existen varios tipos de muros anclados:

- **Muros a gravedad o semigravedad:** Son muros de concreto armado, aquellos que se les adiciona anclas pre-tensadas a varios niveles de altura. (Suarez, 2012)
- **Pantallas:** Son pantallas delgadas de concreto proyectado, las pantallas de concreto se colocan en hileras en diferentes niveles o pre-excavadas utilizando el sistema de “slurry Wall” (Suarez, 2012)
- **Tablestacas:** Estructuras metálicas delgadas o de concreto armado en donde están atracados en la parte superior, los pilotes que se encuentran

tangentes/secantes.(Suarez, 2012)

2.8 JUNTAS DE DILATACIÓN

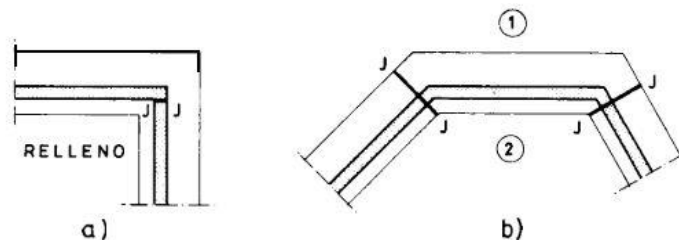
Según (J. Calavera,1989) las juntas de dilatación deben disponerse como indican los siguientes criterios:

- a) Cada 20 metros como máximo en zonas de temperaturas externas.
- b) Cada 30 metros como máximo en zonas de temperaturas moderadas.
- c) Donde cambie la altura del muro.
- d) Donde cambie la profundidad del plano de cimentación.
- e) En todo cambio de dirección en planta, salvo que se estudie estructuralmente la continuidad.

Las juntas de dilatación deben ir obligatoriamente en los cambios de dirección en planta del muro de contención, tal y como se indica en la figura 19.

Figura 19

Juntas de dilatación en cambios de dirección.



Nota: En la ilustración se puede observar cómo se deben instalar las juntas de dilatación obligatoriamente en los cambios de sección. Fuente: (Calavera, 1987)

2.9 DRENAJE

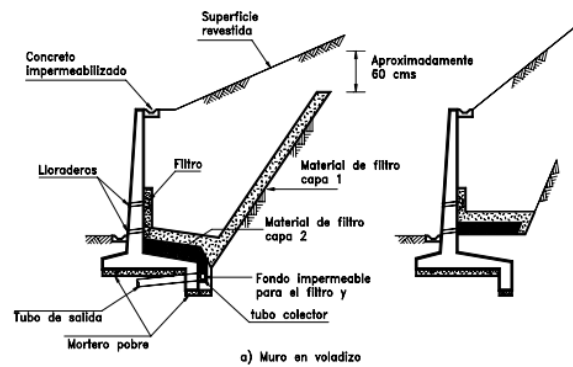
Para estructuras de contención es necesario la colocación de drenes ubicados adecuadamente para evacuar el agua de la parte interior del muro de contención a la parte exterior estos deben utilizarse con el fin de prevenir la presión hidrostática para evitar que aparezca la humedad provocada por la saturación del suelo del suelo con el muro.

Para que pueda funcionar el drenaje es necesario colocar material granular para que pueda facilitar un rápido filtrado y evitar saturación en el suelo de relleno.

Para que se lleve a cabo el proceso de drenaje de manera adecuada se deben construir huecos drenantes o lloraderos, como se ilustra en las figuras 20 y 21, los cuales serán de material PVC de diámetro de 3” en todas las secciones, los cuales se colocarán horizontalmente no mayor a 1.5 metros y a 1 metro verticalmente. (J.Suarez, 1998)

Figura 20

Esquema típico de muro en voladizo con drenaje



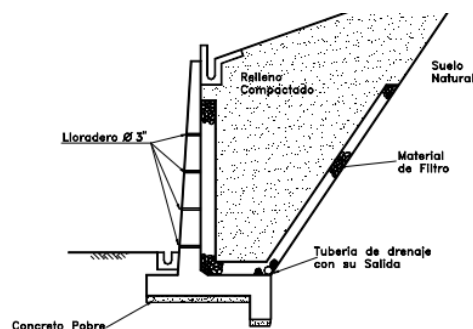
Nota: En la ilustración presenta la ubicación de diferentes drenajes en el muro en voladizo.

Fuente: (J.Suarez, 1998)

Es conveniente utilizar drenes en geotextil como elemento filtrante para que no haya pérdidas de material granular y a su vez impida el paso de partículas de suelo, permitiendo el flujo de agua.

Figura 21

Esquema típico de un muro de concreto armado con su sistema de drenaje filtrante.



Nota: En la ilustración presenta la ubicación de lloraderos y el material filtrante.

Fuente:(J.Suarez, 1998)

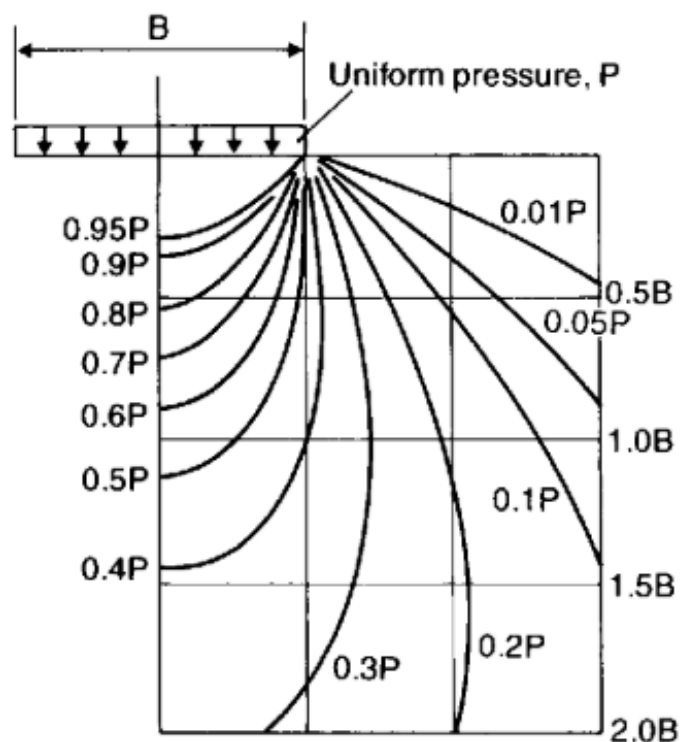
2.10 BULBOS DE PRESIÓN

Se conoce como bulbo de presión a las Isóbaras de esfuerzos bajo la cimentación, y son representadas mediante un conjunto de puntos que forman líneas alargadas y redondeadas, en donde cada coordenada indica una presión vertical a cierta profundidad, y los puntos que conforman una isóbara tienen el mismo esfuerzo en toda su extensión, siendo el esfuerzo y la profundidad inversamente proporcionales, a mayor profundidad, menor esfuerzo.(Contreras & Quiñones, 2020)

La figura 22 indica la distribución de bulbos de presión bajo una zapata infinitamente larga, en la cual L (Largo de la zapata) $>$ $5 B$ (Ancho de la zapata).

Figura 22

Bulbos de presión para una zapata con lado L infinito.



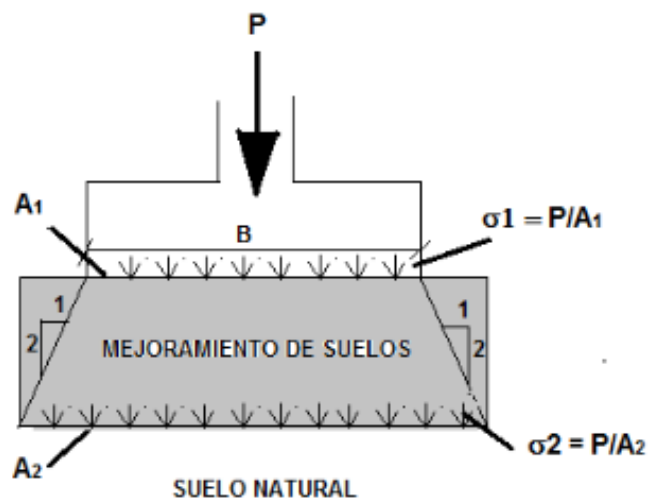
Nota: Se exhibe la distribución de bulbos de presión para una zapata infinita.

Fuente: (Borselli, 2022)

Al realizar un mejoramiento de suelos, por efecto de los bulbos de presión bajo la zapata, se debe implementar un sobrecancho de mejoramiento, lo que generalmente se considera de pendiente la relación 2V:1H tal y como se indica en la figura 23.

Figura 23

Sobrecancho de mejoramiento.



Nota: Se muestra la relación para poder determinar el ancho del mejoramiento del suelo.

Fuente:(Ruz, 2016)

CAPÍTULO III

ESTUDIOS DE SITIO

3.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

El levantamiento topográfico es la intervención de instrumentos de precisión para la implantación de cualquier obra civil, donde su resultado es la percepción gráfica del terreno. Por ende, se obtiene una representación del terreno de exactitud aceptable.

Por la información entregada por parte del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de San Miguel de Ibarra, la información topográfica es para verificar las cotas de nivel del terreno y la distancia horizontal que tendrá el elemento de contención, para posterior construcción del muro de contención en la Unidad Educativa Salinas, ver en ANEXO 1.

3.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.

El estudio es conocer las características geotécnicas del sitio de estudio en donde se realizaron 3 perforaciones al pie del deslizamiento con el instrumental para el ensayo S.P.T. (Standard Penetration Test).

3.2.1 TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO.

“El trabajo realizado en el campo consistió en tres perforaciones S.P.T., ubicadas conforme se indica en el ANEXO 2.

En las perforaciones se hizo un ensayo de penetración estándar cada 0,5 m y se recuperó muestras alteradas con la misma frecuencia.

Los trabajos de Laboratorio consistieron en humedad natural y clasificación manual - visual de todas las muestras recuperadas; límites de Atterberg y granulometrías en las muestras que se consideraron representativas de cada estrato” (Rubio Gálvez, 2021)

3.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS

“Los resultados del estudio se consignan en los anexos adjuntos que contienen: la

descripción estratigráfica del subsuelo, las curvas de resistencia a la penetración, la humedad natural de las capas atravesadas y los ensayos adicionales de límites de Atterberg y granulometría.

En general los suelos detectados corresponden a limos arenosos, en la parte superficial se tiene material sedimentario menos compacto.

A continuación, se describe los estratos encontrados en la presente investigación.

3.2.2.1 Pozo N° 01

3.2.2.1.1 Estrato N° 1

El primer y único estrato llega hasta 6.00 m de profundidad, es un limo arenoso, inorgánico de baja compresibilidad, color café a café claro, plasticidad baja a media, consistencia baja a media y humedad media. El número de golpes en el ensayo de penetración estándar, NSPT varía entre 4 y 44, la humedad entre 26 y 29 %. Clasificación ML. No se detecta agua de escurrimiento durante las operaciones de sondaje.

3.2.2.2 Pozo N° 02

3.2.2.2.1 Estrato N° 1

El primer y único estrato llega hasta 6.00 m de profundidad, es un limo arenoso, inorgánico de baja compresibilidad, color café a café claro, plasticidad baja a media, consistencia baja a media y humedad media. El número de golpes en el ensayo de penetración estándar, NSPT varía entre 3 y 20, la humedad entre 22 y 28 %. Clasificación ML. No se detecta agua de escurrimiento durante las operaciones de sondaje.

3.2.2.3 Pozo N° 03

3.2.2.3.1 Estrato N° 1

El primer y único estrato llega hasta 6.00 m de profundidad, es un limo arenoso,

inorgánico de baja compresibilidad, color café a café claro, plasticidad baja a media, consistencia baja a media y humedad media. El número de golpes en el ensayo de penetración estándar, NSPT varía entre 4 y 25, la humedad entre 19 y 31 %. Clasificación ML. No se detecta agua de escurrimiento durante las operaciones de sondaje. (Rubio Gálvez, 2021)

3.2.3 CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

“Tiene un valor de 1,20 kg/cm² y deberá ser mayor o cuando más igual al esfuerzo de trabajo determinado según lo sugerido en el numeral 3.3” (Rubio Gálvez, 2021)

3.2.4 COEFICIENTE DE BALASTO

Para determinar el coeficiente de balasto se utiliza la ecuación (22).

$$K_s = FS * 12 * q_a \quad (22)$$

$$K_s = 944,47 T/m^3$$

Dónde:

K_s : Coeficiente de Balasto

FS : Factor de seguridad empleado para minorar la tensión admisible

q_a : Capacidad portante admisible

3.2.5 COEFICIENTES SÍSMICOS

En la tabla 4 se presentan los coeficientes sísmicos de la zona de estudio de la parroquia Salinas de la provincia de Imbabura.

Tabla 4

Coefficientes sísmicos de la zona de estudio.

Zona sísmica	V
Factor Z	0,4
Perfil de suelo	D

Coeficiente Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto)	1,00
Coeficiente Fd (Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca)	1,60
Coeficiente Fs (Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos)	1,90

Nota: Estos parámetros expuestos son en función de la zona sísmica de la provincia y sector de estudio. Fuente: (Rubio Gálvez, 2021)

3.2.6 COTA DE CIMENTACIÓN

“El cimiento de la estructura se desplantará al nivel -1,50 m, medido con respecto al nivel +0.00 m, de la superficie del terreno, (ver ANEXO 2).

Previo al desplante del cimiento, se tiene que hacer un mejoramiento de suelo, es decir se deberá excavar hasta el nivel - 2,50 m, medido con respecto al nivel +0,00 m, de la superficie del terreno. La altura del suelo de mejoramiento será de 1,00 m, el mismo que consistirá en material granular bien graduado (tipo sub-base clase III) y cuyo diámetro de partícula mayor no exceda las 3 pulgadas, el material de mejoramiento se colocará en capas de 20 cm y se deberá compactar con equipo mecánico (plancha vibro compactadora, sapo, rodillo, etc.) con una energía de compactación equivalente al proctor modificado y cuyo porcentaje de compactación mínimo a alcanzar será el 100 %, el material de mejoramiento se colocará también desde las caras laterales del cimiento, una distancia mínima de 0.20 m” (Rubio Gálvez, 2021).

3.2.7 EMPUJE DE TIERRAS EN MUROS

Con los datos de la tabla 5 se utilizarán para el cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento:

Tabla 5

Parámetros del empuje de tierras.

Peso unitario del suelo (γ)	1,40 T/m ³
Angulo de fricción (ϕ)	25°
Cohesión residual (c')	0,50 T/m ²

Nota: Parámetros obtenidos por los ensayos de laboratorio. Fuente: (Rubio Gálvez, 2021)

3.2.8 ASENTAMIENTOS

“Se estima que los asentamientos totales, no excederán los 2,5 cm y los diferenciales no serán mayores a 1,5 cm” (Rubio Gálvez, 2021).

3.2.9 RESUMEN GRÁFICO DE ENSAYOS

Ver en ANEXO 3.

3.2.10 FORMULARIO DE ENSAYOS

Ver en ANEXO 4

CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN

Por la presencia de deslizamiento, se consideró dos alternativas muro en voladizo y muro con contrafuerte. El muro con contrafuerte es utilizado para alturas superiores a 8 m, este tipo de muro presenta pantalla y contrafuertes conectados a la losa de fundación, este tipo de estructura es muy costosa y extravagante para una altura menor a los 8 m y, teniendo en cuenta que la parte frontal del muro colinda con el paso peatonal de la calle aledaña, el espacio no es adecuado para los contrafuertes.

Debido a las consideraciones del terreno y altura, al presentar una altura menor a 8 m, se consideró el diseño de muro en voladizo, este tipo de muro es más económico y adecuado para el espacio del proyecto.

4.1 ANÁLISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD DEL TALUD

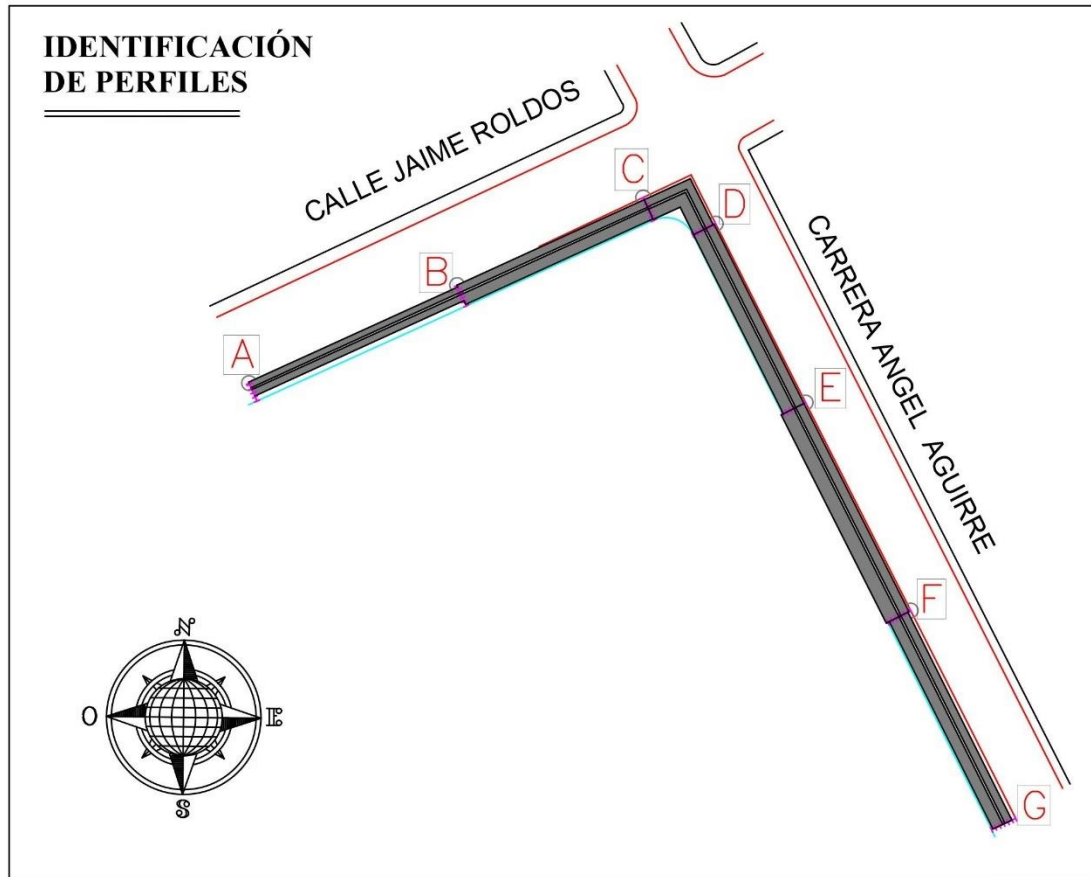
En el presente proyecto, se analiza el factor de seguridad del talud mediante el método de Bishop detallado en el numeral 2.2.1 y se lo compara con el factor de seguridad obtenido mediante el software MIDAS GTS NX para así tener mayor confiabilidad en los resultados. El método de Bishop es utilizado con frecuencia en fallas circulares por dividir la superficie de falla en una infinidad de dovelas para así estimar las fuerzas que actúan, ya que los factores de seguridad son similares a los resultados obtenidos matemáticamente; por ello, este método es utilizado para la estabilidad de taludes.

4.1.1 Estabilidad de Talud (Método de Bishop Simplificado)

Antes de proceder con la estabilidad de talud de la Unidad Educativa Salinas Bloque 1 por el método de Bishop simplificado, a continuación, en la figura 24 se identifica la nomenclatura para cada uno de los perfiles presentes en el proyecto.

Figura 24

Nomenclatura de los perfiles presentes en el proyecto.



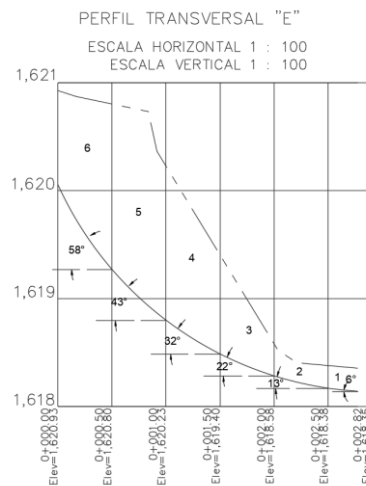
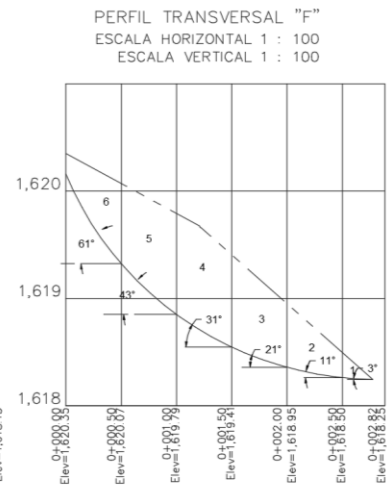
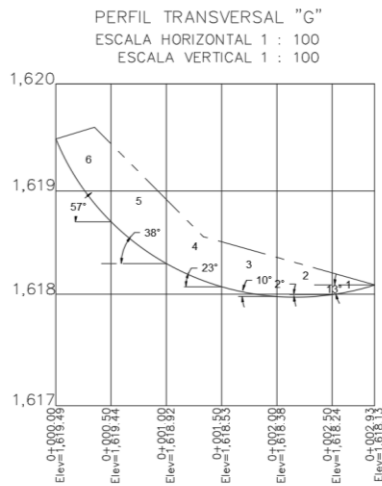
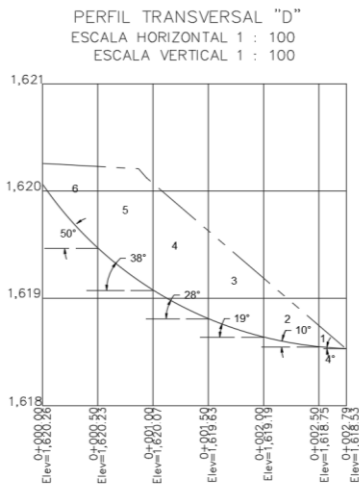
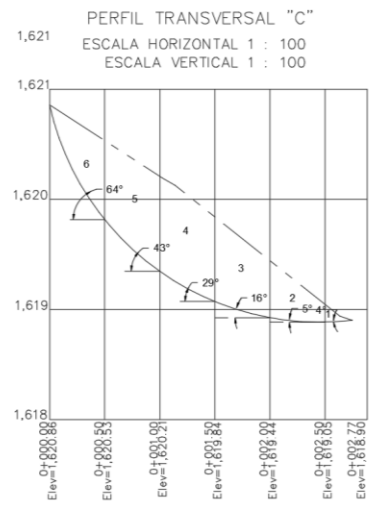
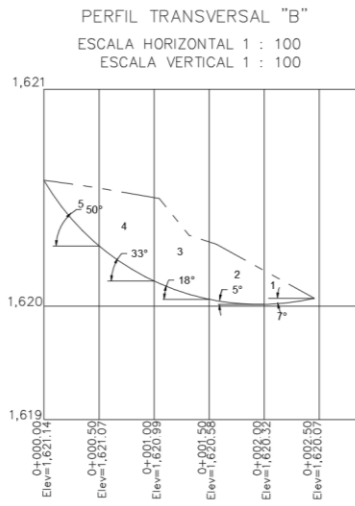
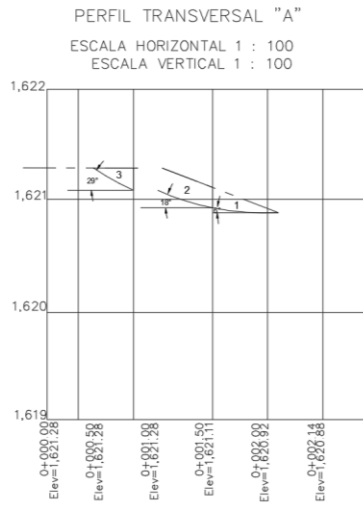
Nota: Se muestra vista en plata de la conformación de los muros en cada tramo. Elaborado por: Los Autores

- **PERFILES TRANSVERSALES DE LA UNIDAD EDUCATIVA SALINAS**

En la figura 25 se detallan los perfiles transversales de cada uno de los taludes de la Unidad Educativa Salinas Bloque 1.

Figura 25

Identificación de los taludes en el proyecto.



Nota: Se muestra los perfiles transversales del talud en cada uno de los tramos. Elaborado por: GAD Ibarra (2021).

- **Cálculo del factor de seguridad (FS)**

Los datos requeridos para el cálculo del Factor de seguridad se detallan en la Tabla 6 y 7.

De acuerdo con la sección 2.2.1 en la figura 6 y 7, es primordial determinar “ α ” (Ángulo de inclinación en la base de la dovela con respecto a la horizontal) y “b” (Ancho en una dovela) correspondiente a la geometría de las dovelas.

Tabla 6

Parámetros requeridos para la obtención del Factor de Seguridad.

Datos Generales							
	Perfil "A"	Perfil "B"	Perfil "C"	Perfil "D"	Perfil "E"	Perfil "F"	Perfil "G"
γ (T/m ³)	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
C' (T/m ²)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
\emptyset	25	25	25	25	25	25	25
μ	-	-	-	-	-	-	-
hw (m)	-	-	-	-	-	-	-
H (m)	0,45	1,10	1,10	2,10	1,90	1,90	1,80
γ_w (T/m ³)	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
α (°) 1	6	-7	-4	4	3	3	-13
α (°) 2	18	5	5	10	11	11	-2
α (°) 3	29	18	16	19	21	21	10
α (°) 4	-	33	29	28	31	31	23
α (°) 5	-	50	43	38	43	43	38
α (°) 6	-	-	64	50	61	61	57
b 1 (m)	0,6	0,46	0,25	0,243	0,273	0,275	0,385
b 2 (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
b 3 (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
b 4 (m)	-	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
b 5 (m)	-	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
b 6 (m)	-	-	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Nota: Datos generales y geometría de las dovelas de los perfiles a utilizar para obtener FS.

Elaborado por: Los Autores

Dónde:

γ : Peso específico del Suelo.

c' : Cohesión.

\emptyset : Coeficiente activo de presión de tierras.

α : Ángulo de inclinación en la base de la dovela con respecto a la horizontal.

b: Ancho en una dovela.

hw: Altura de nivel freático.

H: Altura del talud.

γ_w : Peso específico del agua.

μ : Presión de agua.

Tabla 7

Área y peso de cada dovela.

	Perfil "A"		Perfil "B"		Perfil "C"	
N° Dovelas	Área (m ²)	Peso (T)	Área (m ²)	Peso (T)	Área (m ²)	Peso (T)
1	0,062	0,087	0,074	0,104	0,017	0,024
2	0,11	0,154	0,21	0,294	0,17	0,238
3	0,04	0,056	0,31	0,434	0,33	0,462
4	-	-	0,33	0,462	0,42	0,588
5	-	-	0,15	0,21	0,41	0,574
6	-	-	-	-	0,23	0,322
	Perfil "D"		Perfil "E"		Perfil "F"	
N° Dovelas	Área (m ²)	Peso (T)	Área (m ²)	Peso (T)	Área (m ²)	Peso (T)
1	0,0245	0,034	0,06	0,084	0,033	0,046
2	0,19	0,266	0,11	0,154	0,21	0,294
3	0,35	0,49	0,31	0,434	0,37	0,518
4	0,46	0,644	0,59	0,826	0,47	0,658
5	0,47	0,658	0,82	1,148	0,43	0,602
6	0,25	0,35	1,06	1,484	0,26	0,364
	Perfil "G"					
N° Dovelas	Área (m ²)	Peso (T)				
1	0,0409	0,05726				
2	0,146	0,2044				
3	0,2	0,28				
4	0,24	0,336				
5	0,34	0,476				
6	0,245	0,343				

Nota: Valores significativos a utilizar en la obtención del FS. Elaborado por: Los Autores

Se realiza un proceso iterativo para poder determinar el Factor de Seguridad (FS),

hasta llegar a la convergencia.

- **Fuerza resistente (Fr)**

Para cálculo de la fuerza resistente (Fr) se utiliza la ecuación (23).

$$Fr = \frac{c' \Delta l + (W - \mu \Delta l) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{FS}} \quad (23)$$

- **Fuerza actuante (Fac)**

Para cálculo de la fuerza actuante (Fac) se utiliza la ecuación (24).

$$Fac = \sum W * \sin \alpha \quad (24)$$

En la tabla 8 se muestra los resultados obtenidos de fuerza resistente y fuerza actuante para obtener la convergencia de los factores de seguridad de cada uno de los perfiles.

Tabla 8.

Fuerzas resistentes y actuantes de cada perfil.

Perfil "A"					
N° Dovelas	l (m)	Wn (T)	$\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{FS}$	F resistente (T)	F actuante (T)
1	0,603	0,845	1,012	0,691	0,088
2	0,526	0,736	1,003	0,605	0,227
3	0,572	0,800	0,955	0,676	0,388
4	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
			Σ	1,973	0,704
Perfil "B"					
1	0,463	0,649	0,968	0,544	-0,079
2	0,502	0,703	1,014	0,574	0,061
3	0,526	0,736	1,014	0,601	0,227
4	0,596	0,835	0,949	0,708	0,455
5	0,778	1,089	0,798	1,025	0,834
			Σ	3,453	1,498
Perfil "C"					
1	0,251	0,351	0,978	0,293	-0,024
2	0,502	0,703	1,020	0,572	0,061
3	0,520	0,728	1,037	0,588	0,201
4	0,572	0,800	1,008	0,656	0,388
5	0,684	0,957	0,918	0,828	0,653
6	1,141	1,597	0,685	1,657	1,435
			Σ	4,594	2,713

Perfil "D"					
N° Dovelas	l (m)	Wn (T)	$\cos \alpha + \frac{\tan \varnothing' \sin \alpha}{FS}$	F resistente (T)	F actuante (T)
1	0,244	0,341	1,016	0,278	0,024
2	0,508	0,711	1,030	0,576	0,123
3	0,529	0,740	1,030	0,600	0,241
4	0,566	0,793	1,005	0,651	0,372
5	0,635	0,888	0,948	0,754	0,547
6	0,778	1,089	0,841	0,993	0,834
			Σ	3,852	2,142
Perfil "E"					
1	0,2734	0,3827	1,0139	0,3127	0,0200
2	0,5094	0,7131	1,0372	0,5753	0,1361
3	0,5356	0,7498	1,0380	0,6046	0,2687
4	0,5833	0,8166	1,0073	0,6697	0,4206
5	0,6837	0,9571	0,9301	0,8217	0,6528
6	1,0313	1,4439	0,7397	1,4259	1,2628
			Σ	4,4099	2,7610
Perfil "F"					
1	0,275	0,386	1,014	0,315	0,020
2	0,509	0,713	1,037	0,575	0,136
3	0,536	0,750	1,038	0,605	0,269
4	0,583	0,817	1,007	0,670	0,421
5	0,684	0,957	0,930	0,822	0,653
6	1,031	1,444	0,740	1,426	1,263
			Σ	4,412	2,761
Perfil "G"					
1	0,395	0,553	0,929	0,475	-0,124
2	0,500	0,700	0,992	0,579	-0,024
3	0,508	0,711	1,020	0,579	0,123
4	0,543	0,760	1,000	0,626	0,297
5	0,635	0,888	0,913	0,771	0,547
6	0,918	1,285	0,715	1,298	1,078
			Σ	4,328	1,896

Nota: Resultados de cada dovela en cada perfil con los resultados de fuerzas resistentes y actuantes. Elaborado por: Los Autores

- **Factores de Seguridad (FS)**

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l + (W - \mu \Delta l) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{FS}} \right]}{\sum W * \sin \alpha}$$

$$FS = \frac{\sum Fr}{\sum Fac} \quad (25)$$

Utilizando la ecuación (25) se calculan los factores de seguridad para cada perfil obteniendo los siguientes resultados en la tabla 9:

Tabla 9

Factor de seguridad de todos los perfiles transversales del proyecto.

Factor de Seguridad (FS)	
Perfil "A"	2,8
Perfil "B"	2,3
Perfil "C"	1,7
Perfil "D"	1,8
Perfil "E"	1,6
Perfil "F"	1,6
Perfil "G"	2,3

Nota: Resultados de todos los perfiles por el método de Bishop. Elaborado por: Los Autores.

ANÁLISIS MEDIANTE EL SOFTWARE MIDAS GTS NX

El programa utilizado es un software de elementos finitos, orientado en resolver problemas 2D y 3D de geotecnia, como: estabilidad de taludes, diseño de terraplenes, fundaciones profundas, excavaciones y análisis dinámicos.

El método utilizado con este software es el Método de Análisis de Tensión, SAM (*Stress Analysis Method*), es un estudio de tensión que permite calcular los factores de seguridad para un número de superficies de deslizamiento, está basado en el método de equilibrio límite.(MIDAS, 2017b)

El parámetro fundamental es escoger el tipo de modelación a realizar, el que se ha utilizado

es MORH – COULOMB, por lo que se puede utilizar los resultados del ensayo S.P.T.

De acuerdo con los requisitos del programa es necesario ingresar el módulo de elasticidad (E) del tipo de suelo obtenido en el estudio de suelos, ya que es un limo arenoso (ML) y el valor utilizado es de 15 MPa, como se encuentra marcado en la tabla 10.

Tabla 10

Módulo de elasticidad de diferentes tipos de suelo

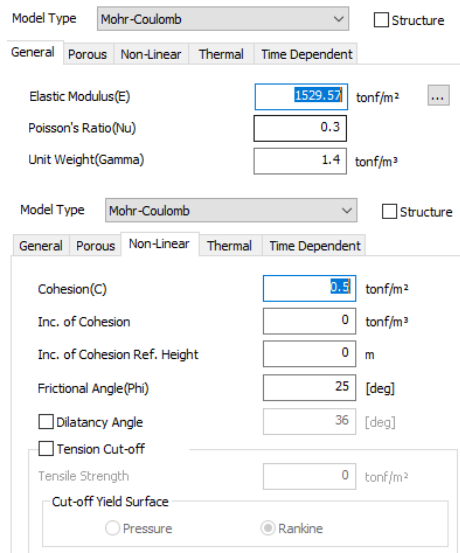
Tipo de Suelo	Módulo de Elasticidad (E) (MPa)	ν
Arena Suelta	10.5 - 24.0	0.20 - 0.40
Arena Media	17.0 - 27.0	0.25 - 0.40
Arena Densa	34.5 - 55.0	0.30 - 0.45
Arena Muy Densa	> 60.0	0.30 - 0.45
Limo Arenoso	10.5 - 17.5	0.20 - 0.40
Arena y Grava	69.0 - 175.0	0.15 - 0.35
Arcilla Blanda	2.0 - 5.0	
Arcilla Media	5.0 - 10.0	0.20 - 0.50
Arcilla Rígida	10.0 - 24.0	

Nota: Cada tipo de suelo presenta rangos de valores de módulos de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (ν). Fuente: (Onainor, 2019)

A continuación, se deben ingresar los primeros datos al MIDAS, tales como son: Módulo de Elasticidad, coeficiente de Poisson, Peso unitario del suelo, cohesión, ángulo de fricción y el modelo escogido que en este caso es el de Mohr-Coulomb, tal como se detalla en la figura 26.

Figura 26

Parámetros de entrada al software MIDAS GTS NX.

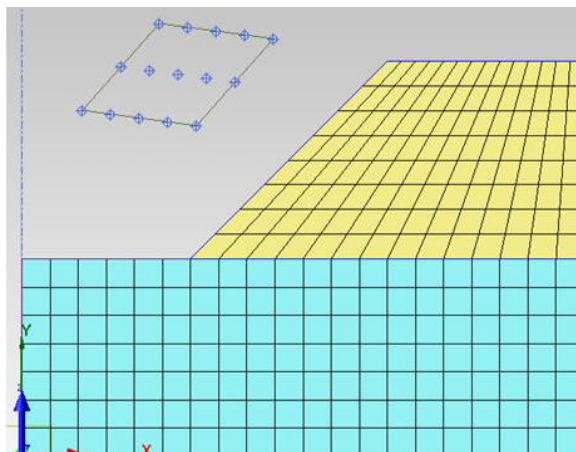


Nota: Se exhibe los datos a ingresar en el software MIDAS GTS NX. Elaborado por: Los autores

MIDAS GTS NX tiene la función de definir la superficie de deslizamiento en términos de centro y radios. Se define mediante la utilización de “Slip circular surface”, una cuadrícula no ortogonal de puntos centrales, como se muestra en la figura 27.

Figura 27

Ejemplo de cuadrícula no ortogonal.



Nota: Se presenta cuadrícula no ortogonal que se realiza en el software MIDAS GTS NX.

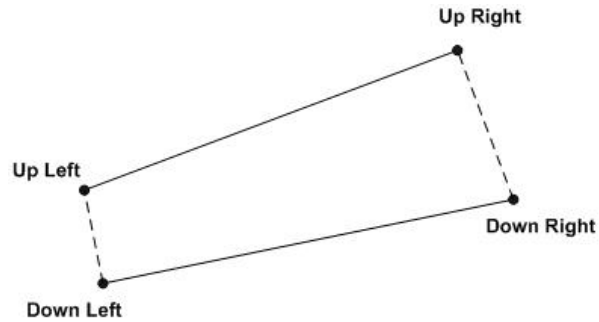
Fuente: (MIDAS, 2017a)

Se utiliza el método de la línea tangencial, consiste en la definición de líneas tangentes extremas, como se muestra en la figura 28.

“El número de incremento de radios (number of radius increments)” define el número de líneas rectas que serán creadas adicionalmente por división de distancias entre la línea recta superior y línea recta inferior, como indica la figura 29.

Figura 28

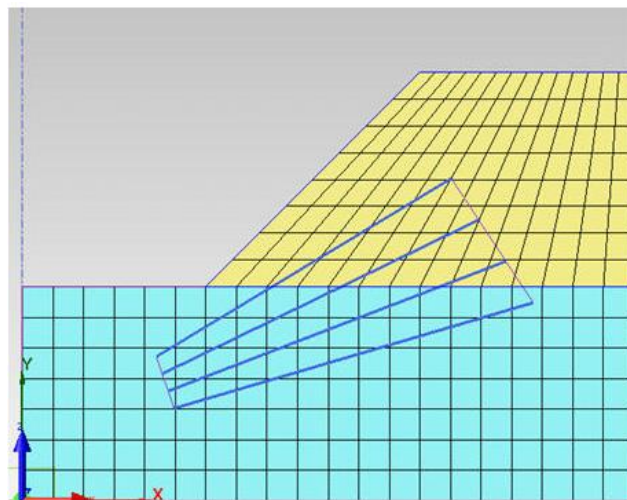
Esquema del método de línea tangencial.



Nota: Se presenta líneas tangenciales al realizar en el software MIDAS GTS NX. Fuente: (MIDAS, 2017a)

Figura 29

Esquema del método de línea tangencial en división de líneas rectas superior e inferior.

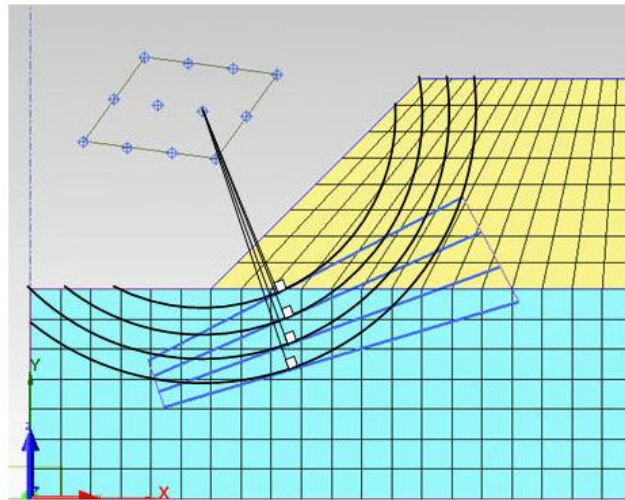


Nota: Se presenta líneas tangenciales divididas en segmentos al realizar en el software MIDAS GTS NX. Fuente: (MIDAS, 2017a)

La distancia del radio se define como la distancia más corta entre el punto central considerado de la cuadrícula y la línea tangente como se observa en la figura 30.

Figura 30

Esquema de superficies de deslizamiento utilizando la línea tangente de una falla circular.

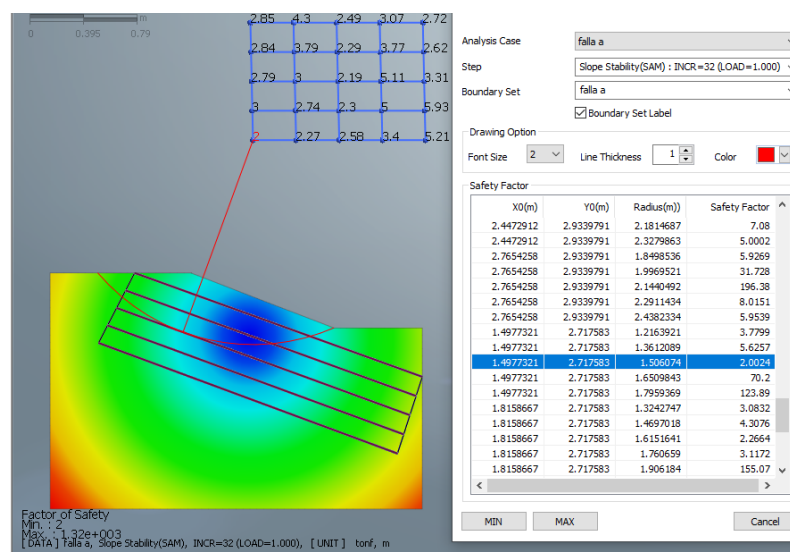


Nota: Se presenta superficies de deslizamientos utilizando las líneas tangentes con el software MIDAS GTS NX. Fuente: (MIDAS, 2017a)

Con MIDAS GTS NX se verificó la estabilidad de taludes de cada uno de los perfiles cumpla con $FS > 1$, al utilizar el programa se obtendrá varias variaciones con los resultados obtenidos matemáticamente, como se muestra en las siguientes figuras (31 – 37).

Figura 31

Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil “A”.



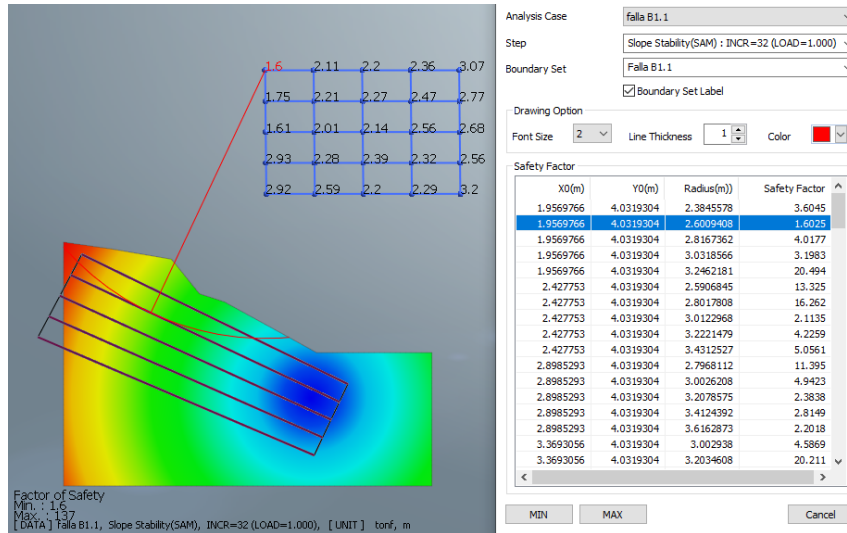
Nota: Se presenta el factor de seguridad mínimo del perfil “A” con el software MIDAS GTS

NX. Elaborado por: Los autores.

$$FS_{min} = 2,00$$

Figura 32

Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil "B".

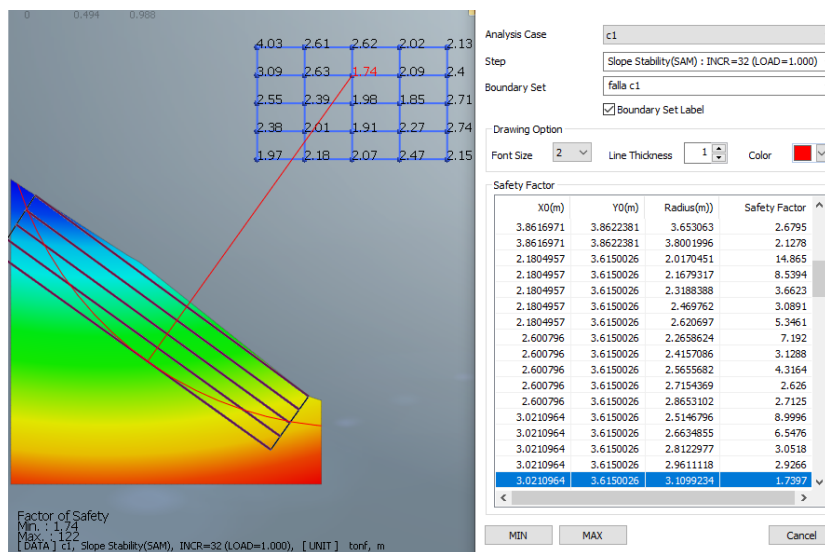


Nota: Se presenta el factor de seguridad mínimo del perfil "B" con el software MIDAS GTS NX. Elaborado por: Los autores.

$$FS_{min} = 1,60$$

Figura 33.

Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil "C".



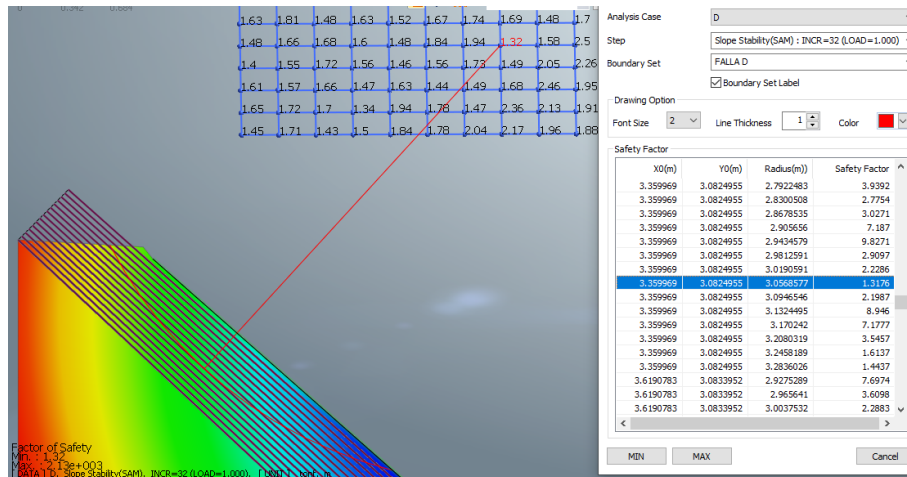
Nota: Se presenta el factor de seguridad mínimo del perfil "C" con el software MIDAS GTS

NX. Elaborado por: Los autores.

$$FS_{min} = 1,74$$

Figura 34

Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil "D".



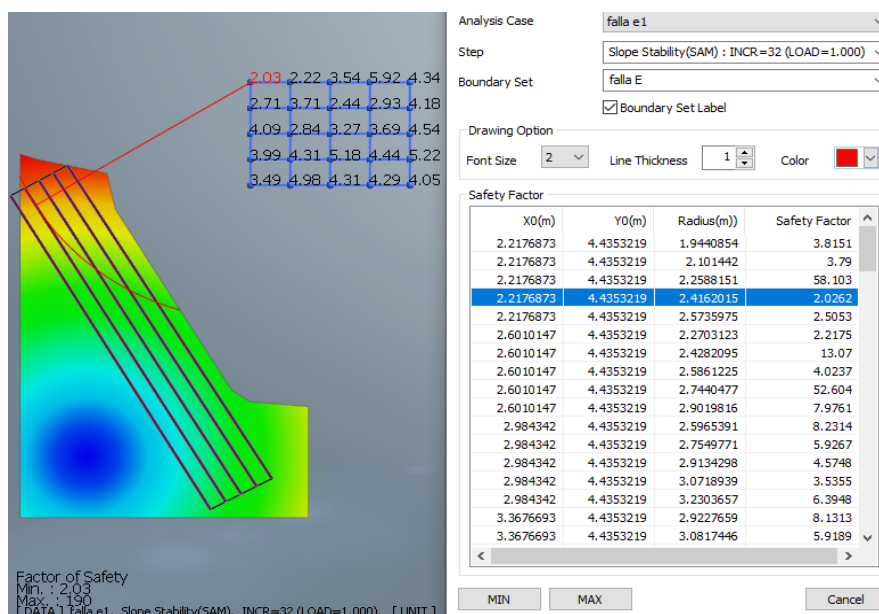
Nota: Se presenta el factor de seguridad mínimo del perfil "D" con el software MIDAS GTS

NX. Elaborado por: Los autores.

$$FS_{min} = 1,32$$

Figura 35

Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil "E".



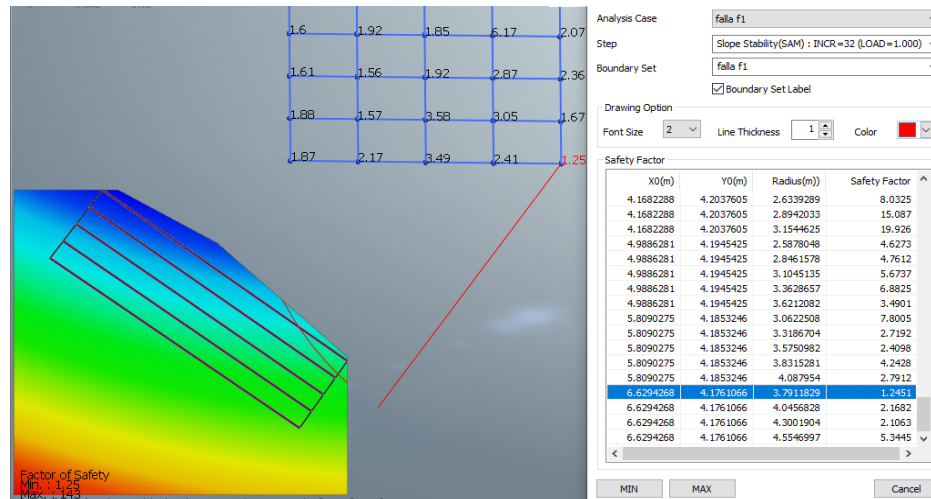
Nota: Se presenta el factor de seguridad mínimo del perfil "E" con el software MIDAS GTS

NX. Elaborado por: Los autores.

$$FS_{min} = 2,03$$

Figura 36

Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil "F".

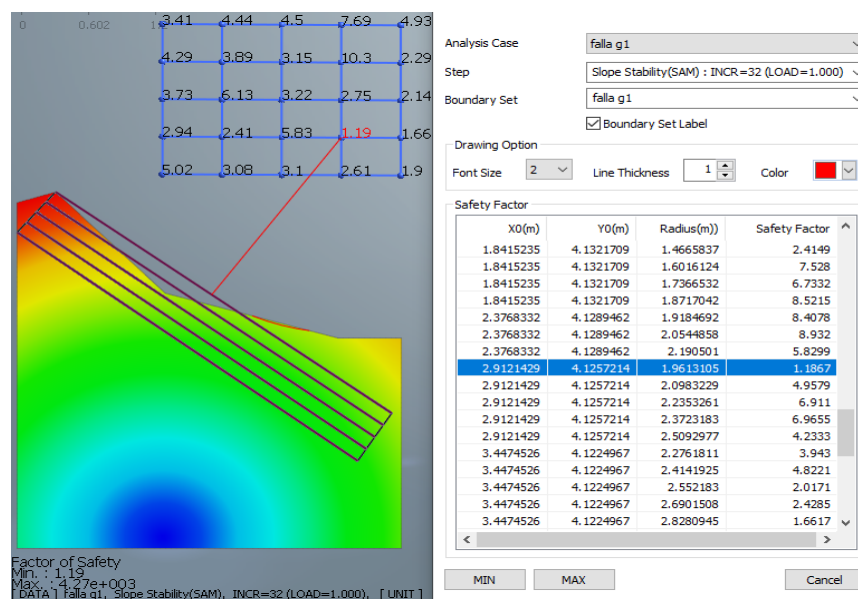


Nota: Se presenta el factor de seguridad mínimo del perfil "F" con el software MIDAS GTS NX. Elaborado por: Los autores.

$$FS_{min} = 1,24$$

Figura 37

Factor de seguridad mínimo obtenido en MIDAS GTS NX, Perfil "G".



Nota: Se presenta el factor de seguridad mínimo del perfil "G" con el software MIDAS GTS NX. Elaborado por: Los autores.

NX. Elaborado por: Los autores.

$$FS_{min} = 1,19$$

MIDAS GTS NX realiza un análisis de estabilidad de taludes, el método SAM (*Stress Analysis Method*) analiza múltiples variaciones posibles de deslizamiento virtual y determina el factor de seguridad de cada una de ellas, el resultado que predomina es el factor de seguridad mínimo (FS_{min}), aquella superficie potencial de falla que presente el mínimo factor de seguridad, como se muestra en la tabla 11.

Tabla 11

Factores de Seguridad por el Método de Bishop simplificado y MIDAS GTS NX.

Perfiles	Factor de Seguridad (FS)	
	Método Bishop Simplificado	MIDAS GTS NX (FS min)
A	2,8	2,00
B	2,3	1,60
C	1,7	1,74
D	1,8	1,32
E	1,6	2,03
F	1,6	1,24
G	2,3	1,19

Nota: Cuadro comparativo del factor de seguridad por el método Bishop simplificado y usando el software MIDAS GTS NX.. Elaborado por: Los autores

4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO EN VOLADIZO

El dimensionamiento de un muro de contención es un proceso iterativo en donde las dimensiones deben irse modificando con la finalidad de cumplir con las respectivas verificaciones que propone la NEC (Normativa Ecuatoriana de la Construcción).

Las dimensiones iniciales con las que se debe iniciar el proceso iterativo responden a los siguientes criterios que están en función de la altura total del muro.

- El espesor de la zapata corrida debe variar entre los valores $(H/12 - H/10)$ siendo H la altura total del Muro.
- La coronación del muro será igual a $(H/21)$, siendo el valor mínimo 25 cm.
- El ancho total de la zapata se deberá considerar entre los valores $(0,4 H - 0,7 H)$.
- El ancho de la pantalla en la base debe variar entre los valores $(H/12 - H/10)$ siendo H la altura total del Muro.
- El ancho del dedo de la zapata será igual a la Base de la zapata dividida entre 3 $(B/3)$.
- El ancho del talón de la zapata será igual a la base de la zapata menos el dedo y menos el ancho de la pantalla en la base.

Tomando en cuenta los parámetros anteriores, se proponen las siguientes dimensiones del muro de contención para cada tramo, tomando en cuenta que estas dimensiones estarán sometidas a un proceso iterativo en donde se verificará que se cumplan las respectivas condiciones de seguridad al deslizamiento y al volcamiento.

4.3 PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO A – B

Tomando en cuenta las consideraciones de diseño iniciales descritas en el numeral 4.2 se establecen las dimensiones preliminares del muro de contención en la tabla 12 y se representan gráficamente en la figura 38.

Tabla 12

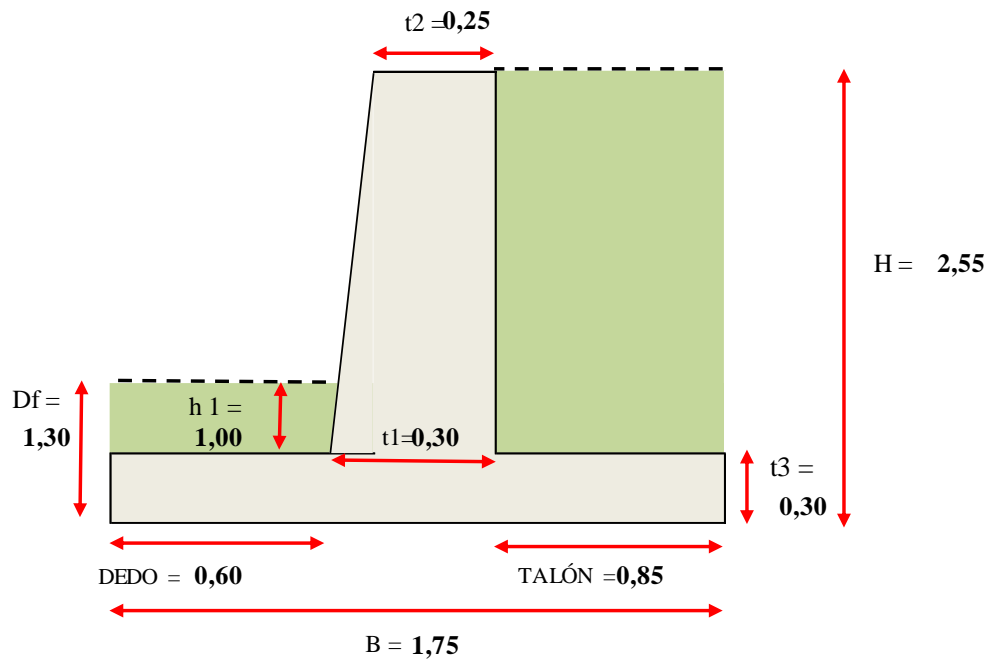
Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo A-B.

RECOMENDACIONES		
1,02 ≤	B (m)	≤ 1,785
B =	1,75	m
t1 =	0,26	m
t2 =	0,12	m
t3 =	0,255	m
Dedo =	0,58	m

Nota: Cuadro de dimensiones del muro de contención en el tramo A-B. Elaborado por: Los Autores

Figura 38

Dimensiones constructivas preliminares del Tramo A - B.



Nota: Se ilustra las dimensiones del tramo A-B. Elaborado por: Los autores.

Estas dimensiones son el punto de partida para el diseño del presente tramo, se realiza un proceso de iteración hasta que se cumplan las condiciones de diseño mostradas en el numeral 5.1.1.

4.4 PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO B – C

Tomando en cuenta las consideraciones de diseño iniciales descritas en el numeral 4.2 se establecen las dimensiones preliminares del muro de contención en la tabla 13 y se representan gráficamente en la figura 39.

Tabla 13

Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo B-C.

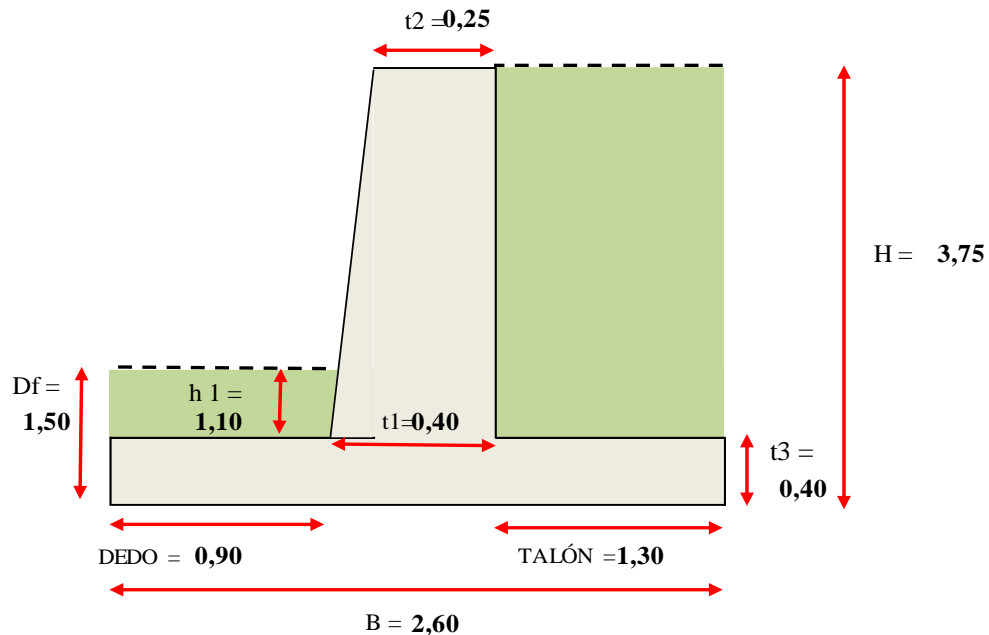
RECOMENDACIONES		
$1,5 \leq$	B (m)	$\leq 2,625$
B =	2,60	m
t1 =	0,38	m
t2 =	0,18	m
t3 =	0,375	m
Dedo =	0,87	m

Nota: Cuadro de dimensiones del muro de contención en el tramo B-C. Elaborado por: Los

Autores

Figura 39

Dimensiones constructivas preliminares del Tramo B - C.



Nota: Se ilustra las dimensiones del tramo B-C. Elaborado por: Los autores.

Estas dimensiones son el punto de partida para el diseño del presente tramo, se realiza un proceso de iteración hasta que se cumplan las condiciones de diseño.

4.5 PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO C – D

Tomando en cuenta las consideraciones de diseño iniciales descritas en el numeral 4.2 se establecen las dimensiones preliminares del muro de contención en la tabla 14 y se representan gráficamente en la figura 40.

Tabla 14

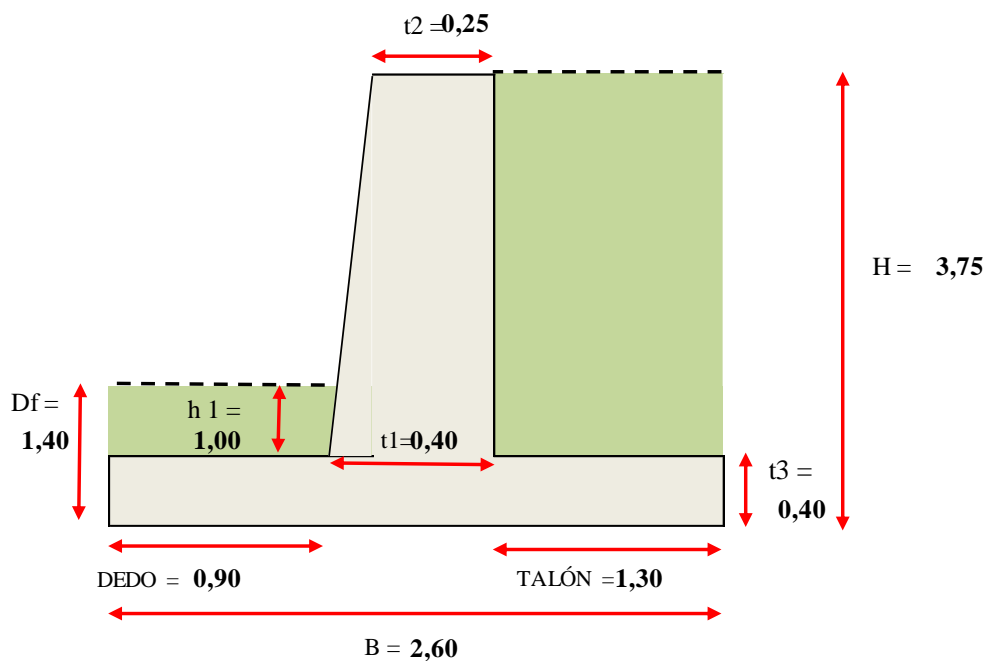
Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo C-D.

RECOMENDACIONES		
$1,5 \leq B \text{ (m)} \leq 2,625$		
B =	2,60	m
t1 =	0,38	m
t2 =	0,18	m
t3 =	0,375	m
Dedo =	0,87	m

Nota: Cuadro de dimensiones del muro de contención en el tramo C-D. Elaborado por: Los Autores

Figura 40

Dimensiones constructivas preliminares del Tramo C - D.



Nota: Se ilustra las dimensiones del tramo C-D. Elaborado por: Los autores.

Estas dimensiones son el punto de partida para el diseño del presente tramo, se realiza un proceso de iteración hasta que se cumplan las condiciones de diseño.

4.6 PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO D – E

Tomando en cuenta las consideraciones de diseño iniciales descritas en el numeral 4.2 se establecen las dimensiones preliminares del muro de contención en la tabla 15 y se representan gráficamente en la figura 41.

Tabla 15

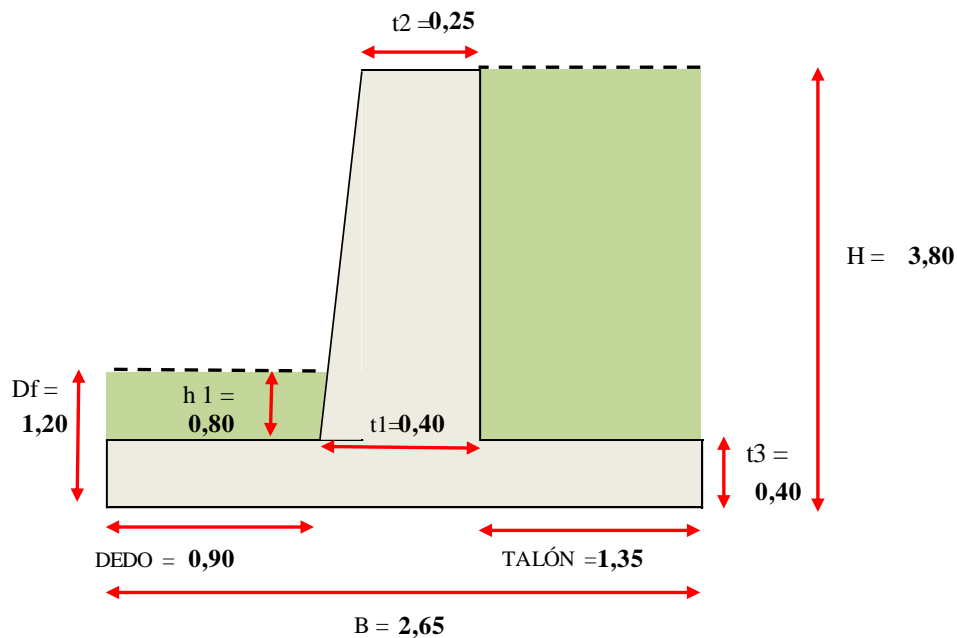
Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo D-E.

RECOMENDACIONES		
$1,52 \leq B \text{ (m)} \leq 2,66$		
B =	2,65	m
t1 =	0,38	m
t2 =	0,18	m
t3 =	0,38	m
Dedo =	0,88	m

Nota: Cuadro de dimensiones del muro de contención en el tramo D-E. Elaborado por: Los Autores

Figura 41

Dimensiones constructivas preliminares del Tramo D-E.



Nota: Se ilustra las dimensiones del tramo D-E. Elaborado por: Los autores.

Estas dimensiones son el punto de partida para el diseño del presente tramo, se realiza un

proceso de iteración hasta que se cumplan las condiciones de diseño.

4.7 PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO E - F

Tomando en cuenta las consideraciones de diseño iniciales descritas en el numeral 4.2 se establecen las dimensiones preliminares del muro de contención en la tabla 16 y se representan gráficamente en la figura 42.

Tabla 16.

Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo E-F.

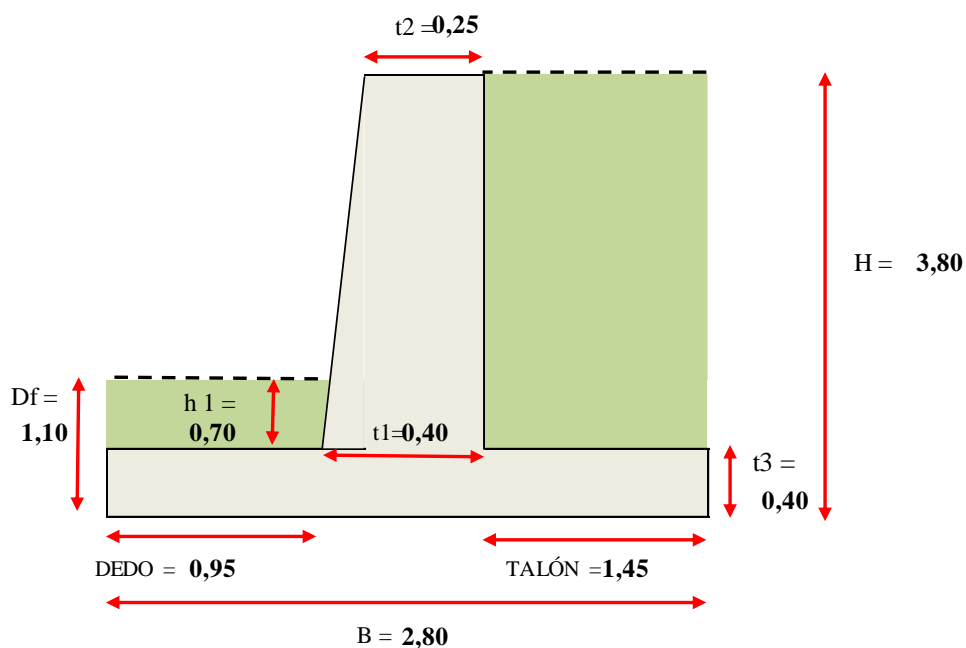
RECOMENDACIONES		
$1,52 \leq$	B (m)	$\leq 2,66$
B =	2,80	m
t1 =	0,38	m
t2 =	0,18	m
t3 =	0,38	m
Dedo =	0,93	m

Nota: Cuadro de dimensiones del muro de contención en el tramo E-F. Elaborado por: Los

Autores

Figura 42

Dimensiones constructivas preliminares del Tramo E - F.



Nota: Se ilustra las dimensiones del tramo E-F. Elaborado por: Los autores.

Estas dimensiones son el punto de partida para el diseño del presente tramo, se realiza un proceso de iteración hasta que se cumplan las condiciones de diseño.

4.8 PRE-DIMENSIONAMIENTO TRAMO F – G

Tomando en cuenta las consideraciones de diseño iniciales descritas en el numeral 4.2 se establecen las dimensiones preliminares del muro de contención en la tabla 17 y se representan gráficamente en la figura 43.

Tabla 17

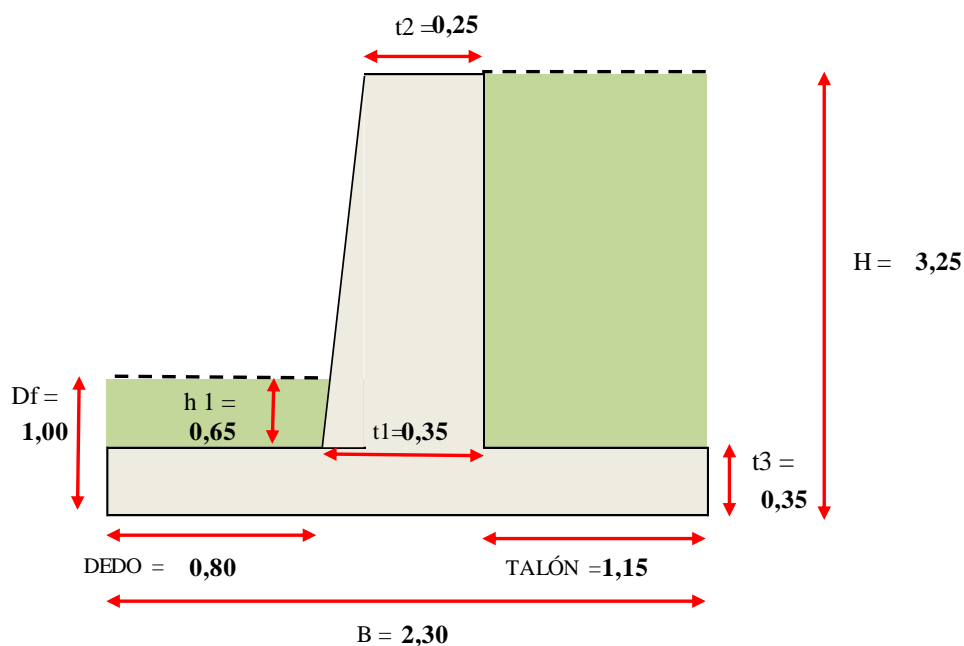
Dimensiones recomendadas del muro de contención para el tramo F-G.

RECOMENDACIONES		
$1,3 \leq B \text{ (m)} \leq 2,275$		
B =	2,30	m
t1 =	0,33	m
t2 =	0,15	m
t3 =	0,325	m
Dedo =	0,77	m

Nota: Cuadro de dimensiones del muro de contención en el tramo F-G. Elaborado por: Los Autores

Figura 43

Dimensiones constructivas preliminares del Tramo F-G.



Nota: Se ilustra las dimensiones del tramo F-G. Elaborado por: Los autores.

Estas dimensiones son el punto de partida para el diseño del presente tramo, se realiza un proceso de iteración hasta que se cumplan las condiciones de diseño.

CAPÍTULO V

DISEÑO DEFINITIVO, PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

5.1 DISEÑO DEFINIVO

5.1.1 TRAMO A – B

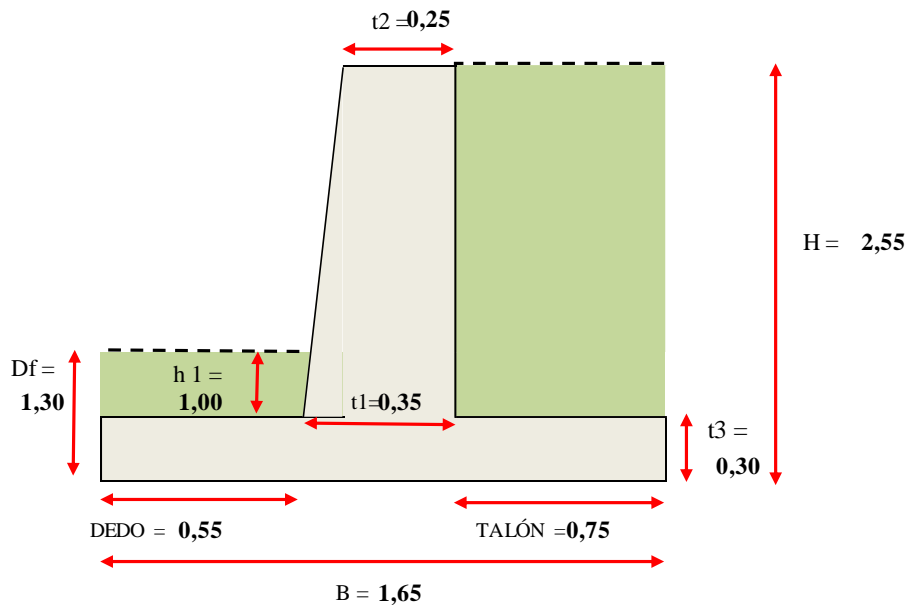
5.1.1.1 Memoria de Cálculo

CALCULO DE MURO EN VOLADIZO			
TRAMO A-B			
		Altura total del muro	H = 2,55 m
SUELO	Tipo de Suelo		Limo Arenoso
	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40 T/m ³
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00 °
	Capacidad Portante Admisible	$q_{\text{adm}} =$	12,00 T/m ²
	Desplante	$D_f =$	1,30 m
MATERIALES DEL MURO	Resistencia del concreto a la compresión	$f_c =$	240,00 kg/cm ²
	Resistencia del Acero	$f_y =$	4200,00 kg/cm ²
	Peso específico del concreto	$\gamma_{\text{concreto}} =$	2,40 T/m ³
		Recubrim. =	0,075 m
SUELO DE RELLENO	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40 T/m ³
	Angulo de talud		0,00 °
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00 °
	Coefficiente de fricción	$u =$	0,466
CONDICIONES Y VERIFICACIONES	Zona Sísmica	$Z =$	0,40
	Altura Equivalente	$H_s =$	0,60 m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,50
	Factor de Seguridad al Volcamiento	FSV =	2,00 ACI 318-14

Con los parámetros iniciales descritos anteriormente, se procede a realizar una serie de iteraciones con distintas geometrías del muro de contención, hasta que ciertas condiciones y verificaciones que se explicarán más adelante en el cálculo se cumplan satisfactoriamente, las dimensiones adoptadas son las siguientes:

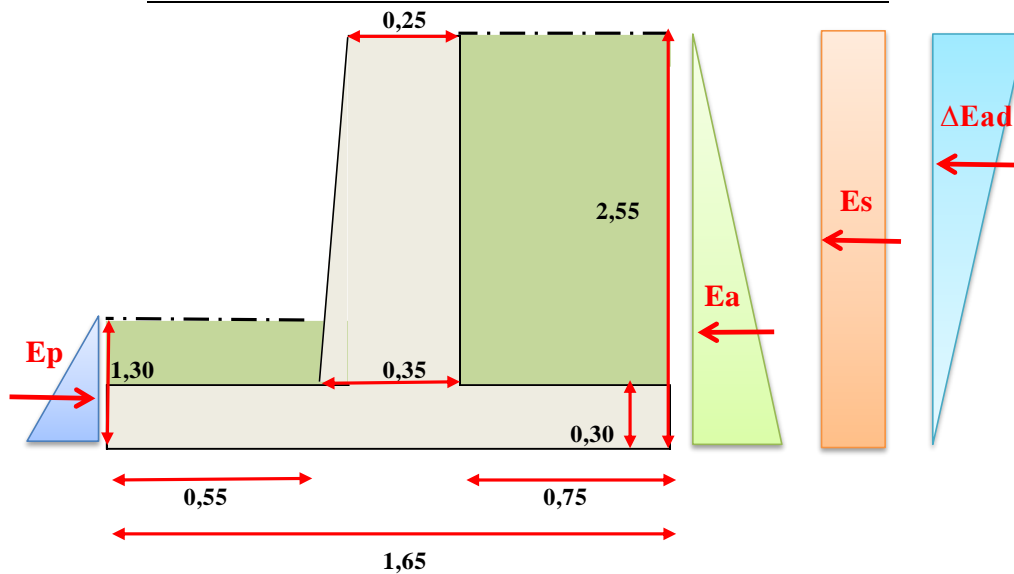
PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO

DIMENSIONES ADOPTADAS		
B =	1,65	m
t1 =	0,35	m
t2 =	0,25	m
t3 =	0,30	m
Dedo =	0,55	m
Talón =	0,75	m



A continuación, se procede a realizar el cálculo de empujes, en los que intervienen fuerzas de presión Activa y presión pasiva provenientes del relleno en ambos lados del muro, presión por sobrecarga, donde se ha tomado en cuenta la maquinaria para compactación y la circulación peatonal en la parte superior del relleno y el empuje activo dinámico proveniente de las fuerzas sísmicas; en el siguiente esquema se detallan gráficamente todos los empujes:

CÁLCULO DE EMPUJES



Los coeficientes de Presión Activa (K_h_A) y de presión Pasiva (K_h_p) se calculan mediante las ecuaciones (6) y (7) expresadas en el numeral 2.3.1.1 y están en función del ángulo de fricción interno del terreno.

$$\text{Ec. (6): } K_{h_A} = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$\text{Ec. (7): } K_{h_p} = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

Con los coeficientes de Presión activa y pasiva se procede a calcular la presión horizontal en la base del muro utilizando la ecuación (8) para ambos casos:

$$\text{Ec. (8): } P_a = K_{h_A} \gamma H^2$$

El empuje activo y pasivo se calculan mediante las ecuaciones (10) y (11) respectivamente.

$$\text{Ec. (10): } E_a = \frac{1}{2} (K_{h_A} \gamma H^2)$$

$$\text{Ec. (11): } E_p = \frac{1}{2} (K_{h_p} \gamma H^2)$$

Y finalmente el Momento Volcador se obtiene de la multiplicación entre el Empuje y el brazo de palanca como se detalla en la siguiente ecuación (26):

$$M_v = E_a * y \tag{26}$$

EMPUJE ACTIVO	Coeficiente de Presión Activa	$K_{ha} = 0,406$
	Presión horizontal en la base del muro	$p_a = 1,449 \text{ T/m}^2$
	Empuje Activo del Relleno	$E_a = 1,847 \text{ T/m}$
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y = 0,85 \text{ m}$
MOMENTO VOLCADOR		$M_v = 1,57 \text{ T}^*\text{m/m}$

EMPUJE PASIVO	Coeficiente de Presión Pasiva	$K_{hp} = 2,464$
	Presión horizontal en la base del muro	$p_p = 4,484 \text{ T/m}^2$
	Empuje Pasivo del Relleno	$E_p = 2,915 \text{ T/m}$
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y = 0,43 \text{ m}$
MOMENTO VOLCADOR		$M_v = 1,26 \text{ T}^*\text{m/m}$

Para hallar el empuje por sobrecarga, se usa el coeficiente de presión activa citado en la Ec. (6) multiplicado por la altura equivalente (h_s), por el peso unitario volumétrico del suelo (γ) y por la altura del muro (H) tal y como lo cita la ecuación (19):

$$\text{Ec. (19):} \quad Ps = h_s * \gamma * K_{ha} * H$$

EMPUJE SOBRECARGA	Coeficiente de Presión Activa	$K_{ha} = 0,406$
	Altura Equivalente	$H_s = 0,60 \text{ m}$
	Presión Resultante de la Sobrecarga	$p_s = 0,341 \text{ T/m}^2$
	Empuje de la Sobrecarga	$E_s = 0,869 \text{ T/m}$
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y = 1,28 \text{ m}$
MOMENTO VOLCADOR		$M_v = 1,11 \text{ T}^*\text{m/m}$

Para calcular el empuje activo dinámico producto de las fuerzas sísmicas, se usan las siguientes fórmulas:

- **Coeficiente sísmico horizontal (K_h):**

Con la ecuación (27) se puede obtener el coeficiente sísmico horizontal (K_h)

$$K_h = 0,5 * Z \quad (27)$$

- **Coeficiente sísmico vertical (K_v):**

Con la ecuación (28) se puede obtener el coeficiente sísmico horizontal (K_v)

$$K_h = 0,5 * Z \quad (28)$$

- **Ángulo de fricción en el contacto del muro con el suelo (δ):**

Con la ecuación (29) se puede obtener el ángulo de fricción en el contacto del muro con el suelo (δ).

$$\delta = \frac{2}{3} \phi \quad (29)$$

- **Distancia horizontal del paramento del muro de contención (d):**

Para obtener la distancia del muro de contención (d) se calcula con la ecuación (30).

$$d = t1 - t2 \quad (30)$$

- **Altura de la pantalla (h_v):**

Para obtener la altura de la pantalla (h_v) se calcula con la ecuación (31).

$$h_v = H - t3 \quad (31)$$

- **Ángulo de inclinación del paramento interior del estribo (β):**

Para obtener el ángulo de inclinación del paramento interior del estribo (β) se calcula con la ecuación (32), con la ecuación (33) se calcula el ángulo psi (Ψ).

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{d}{h_v}\right) \quad (32)$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi - \theta - i)}{\text{Cos}(\delta + \theta + \beta) * \text{Cos}(i - \beta)}} \right]^2 \quad (33)$$

- **Coefficiente de empuje activo dinámico (K_{ad}):**

Para obtener el coeficiente de empuje activo dinámico (K_{ad}) se calcula con la ecuación (34).

$$K_{ad} = \frac{\text{Cos}^2(\phi - \theta - \beta)}{\Psi * \text{Cos}\theta * \text{Cos}^2\beta * \text{Cos}(\delta + \theta + \beta)} \quad (34)$$

- **Empuje activo dinámico (E_{ad}):**

Para obtener el empuje activo dinámico (E_{ad}) se calcula con la ecuación (35).

$$E_{ad} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * (1 - K_v) * K_{ad} \quad (35)$$

- **Incremento dinámico de empuje (E_{ad}):**

Para obtener el incremento dinámico de empuje (E_{ad}) se calcula con la ecuación (36).

$$\Delta E_{ad} = E_{ad} - E_a \quad (36)$$

EMPUJE ACTIVO DINÁMICO (MONONOBE- OKABE)	Coeficiente Sísmico Horizontal	$K_h =$	0,20	
	Coeficiente Sísmico Vertical	$K_v =$	0,10	
	Ángulo de inclinación del terreno	$i =$	0,00	rad
	Ángulo de fricción en el contacto del muro con el suelo	$\delta =$	0,29	rad
	Angulo de inclinación del paramento interior del estribo.	$\beta =$	0,044	rad
	Angulo de fricción interna.	$\phi =$	0,436	rad
		$\theta =$	0,219	rad
		$\psi =$	1,991	
	Coeficiente de empuje activo dinámico.	$K_{ad} =$	0,578	
	Empuje activo dinámico	$E_{ad} =$	2,367	T/m
	Incremento dinámico de empuje.	$\Delta E_{ad} =$	0,520	T/m
	Distancia entre la base y la Resultante	$y =$	1,70	m
MOMENTO VOLCADOR	$M_v =$	0,88	T*m/m	

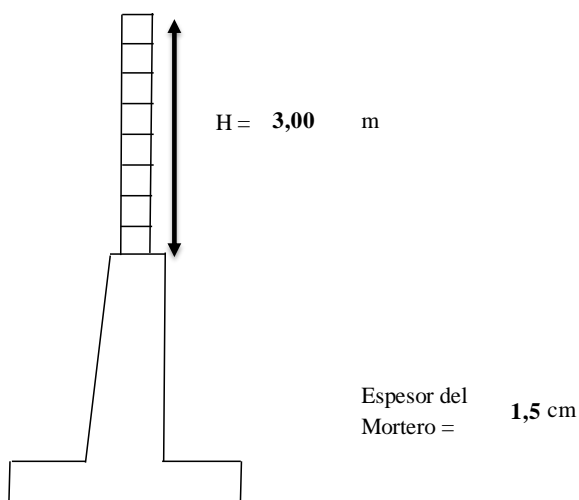
El muro de contención se ha calculado de tal manera que cumpla con las condiciones de diseño tomando en cuenta que, a futuro, el GAD implementará una mampostería de bloques de hormigón hueco sobre el muro de contención en todo el perímetro de la escuela, la carga de dicha mampostería se calcula de la siguiente forma:

MAMPOSTERÍA DE BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN

Dimensione del bloque hueco de hormigón: 0,2 x 0,2 x 0,4 metros.

γ (bloque hueco de hormigón) =	12 KN/m³	NEC-SE-CG
	1,223	T/m ³
γ (Mortero relación 1:4) =	20 KN/m³	NEC-SE-CG
	2,039	T/m ³
Ancho =	1,00	m
Altura =	3,00	m
Área =	3,00	m ² /m
Volumen =	0,60	m ³ /m

La carga de la mampostería se calcula para cada metro lineal del muro de contención.



Se calcula la cantidad de bloques existentes en un metro cuadrado de mampostería y luego se multiplica por el área que correspondería a un metro de ancho y la altura correspondiente de cada tramo, por lo que se calcula con la ecuación (37).

$$\text{Bloques/m}^2 = \frac{1}{(b + J) * (h + J)} \quad (37)$$

Dónde:

- h** = Altura del bloque
- b** = Largo del bloque
- J** = Espesor del mortero

BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN	Nº Bloques / m ² =	11,21	
	Nº Bloques Total =	34	U
	Peso Bloques =	0,67	T
MORTERO 1:4	Volumen pared =	0,60	m ³
	Volumen ladrillos =	0,54	m ³
	Volumen mortero =	0,06	m ³
	Peso Mortero =	0,11	T
Peso Total Mampostería/metro =		0,78	T

El siguiente paso en el cálculo es verificar que los valores de estabilidad al deslizamiento y al volcamiento sean iguales o mayores a los recomendados por la NEC (Normativa Ecuatoriana de la Construcción) y para ello se realiza una sumatoria de momentos medidos desde la esquina inferior izquierda tal y como se muestra en el siguiente esquema.

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

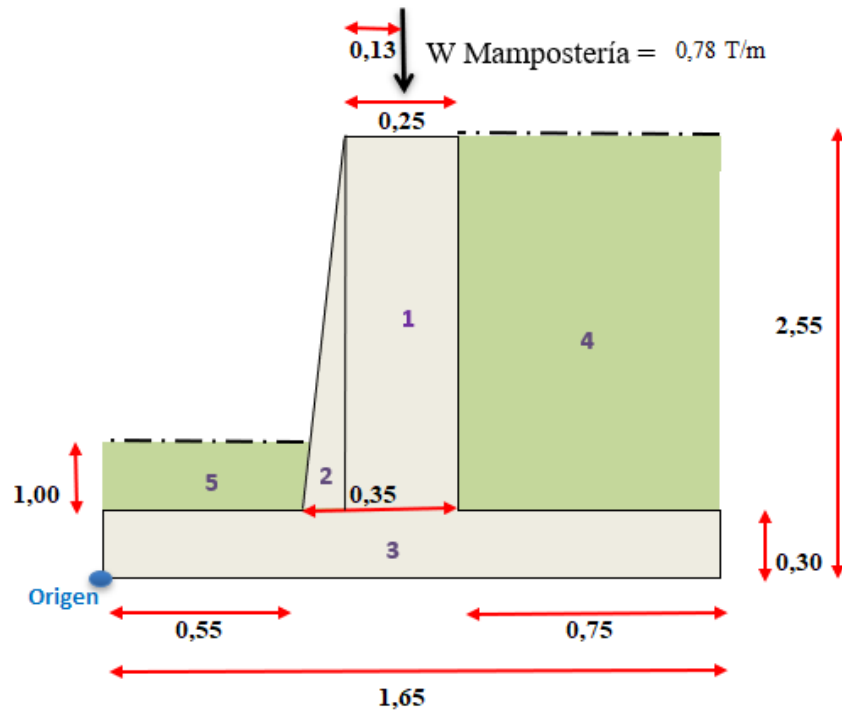


FIGURA	ÁREA (m ²)	PESO VOL. (T/m ³)	PESO (T/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (T*m)/m
1	0,563	2,40	1,35	0,78	1,05
2	0,113	2,40	0,27	0,62	0,17
3	0,495	2,40	1,19	0,83	0,98
4	1,688	1,40	2,36	1,28	3,01
5	0,572	1,40	0,801	0,56	0,45
Mampostería			0,78	0,78	0,60
			6,75		6,26

CASO: RELLENO + SOBRECARGA + SISMO

El factor de seguridad al Volcamiento se calcula mediante la Ecuación (20):

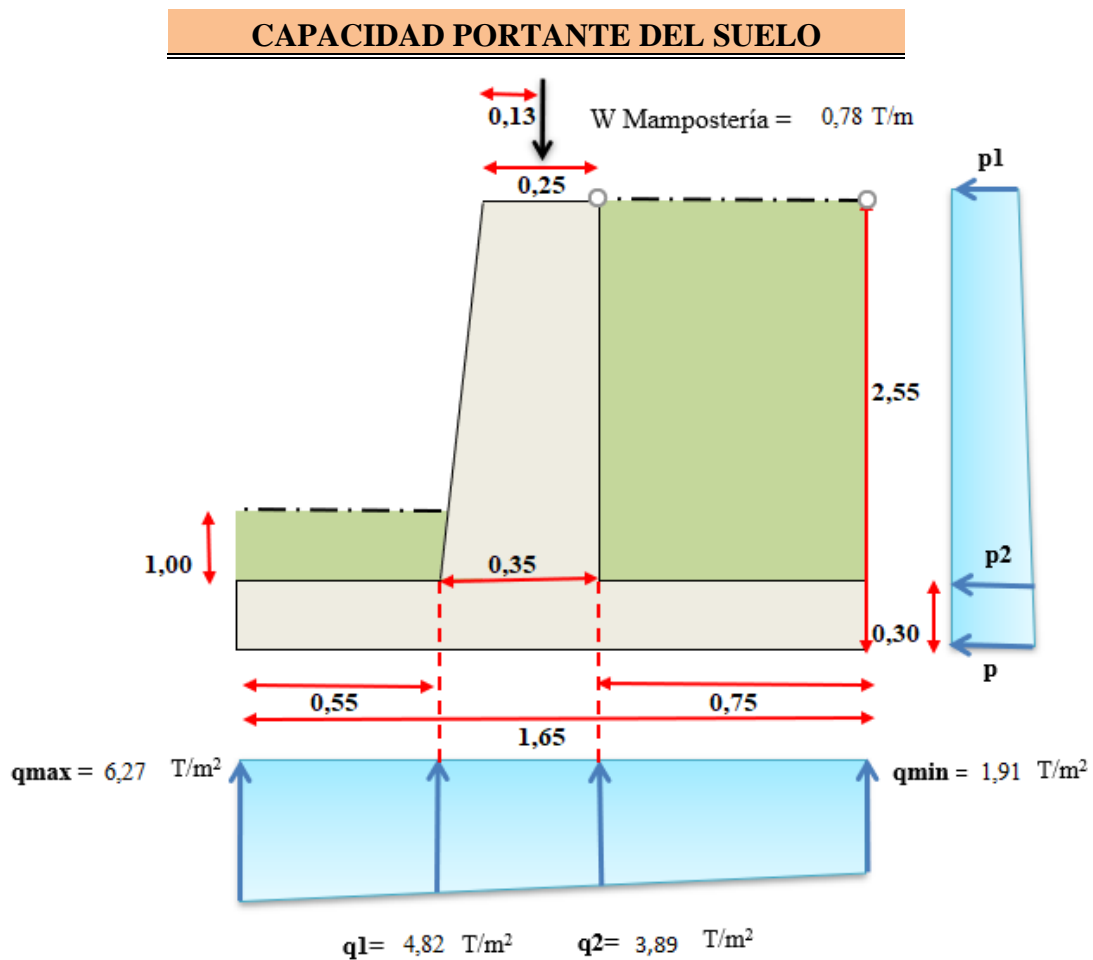
$$\text{Ec. (20): } F.S.V. = \frac{\sum M_{ESTABILIZADORES}}{\sum M_{VOLCADORES}} \geq 1.5 \text{ a } 2$$

FSV ≥ 2,00	Momento Estabilizador	Mest =	6,26	T*m/m
	Momento Volcador	Mv =	2,30	T*m/m
	Factor de seguridad al Volcamiento	FSV =	2,72	
CUMPLE				

El factor de seguridad al Deslizamiento se calcula mediante la Ecuación (21):

$$\text{Ec. (21): } F.S.D. = \frac{\sum M_{RESISTENTES}}{\sum M_{ACTUANTES}} \geq 1.5$$

FSD ≥ 1,50	Coeficiente de fricción	u =	0,466	
	Peso Total de las fuerzas Estabilizantes	$\sum W_t =$	6,75	T/m
	Sumatoria de fuerzas Horizontales	$\sum F_h =$	0,322	T/m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	9,78	
CUMPLE				



Una condición importante que debe cumplir la cimentación es la ausencia de fuerzas de tracción en el terreno y se debe comprobar en ambos extremos inferiores de la zapata, de igual forma se debe verificar que las cargas actuantes del muro de contención sobre el terreno no superen la capacidad portante admisible del suelo que es de 12 T/m².

- **Centro de gravedad (X):**

Con la ecuación (38) se determina el centro de gravedad (X).

$$X(m) = \frac{\sum M}{\sum W} \quad (38)$$

- **Centroide del muro (\bar{x}):**

Con la ecuación (39) se determina el centroide del muro (\bar{x}).

$$\bar{x} (m) = \frac{\sum(\text{Area} * \text{Brazo de Palanca})}{\sum \text{Area}} \quad (39)$$

- **Excentricidad (e):**

Con la ecuación (40) se determina la excentricidad (e).

$$e (m) = X - \bar{x} \quad (40)$$

- **Carga mínima del terreno (q min):**

Con la ecuación (41) se determina la carga mínima del terreno (q min).

$$q \text{ min} = \frac{Q}{B * L} \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) \quad (41)$$

- **Carga máxima del terreno (q max):**

Con la ecuación (42) se determina la carga máxima del terreno (q max).

$$q \text{ max} = \frac{Q}{B * L} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \quad (42)$$

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	Centro de gravedad	X =	0,93	m	
	Centroide del muro	\bar{x} =	0,78	m	
	Excentricidad	e =	0,15	m	
	B/6 > e Distribución trapezoidal de fuerzas	B/6 =	0,28	m	
	NO EXISTEN FUERZAS DE TRACCIÓN EN EL TERRENO				
	Carga del Terreno	Q =	4,09	T/m ²	
	Condición $q_{adm} \geq Q$	q_{adm} =	12,00	T/m ²	
	CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE				
	Carga máxima del terreno	q max =	6,27	T/m ²	
	Carga mínima del terreno	q min =	1,91	T/m ²	
	q max CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE				
	q min CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE				

A continuación, se verifica que el espesor de la pantalla tenga el peralte suficiente para resistir el momento volcador, así como la resistencia al cortante del hormigón debe ser mayor a la fuerza cortante proveniente de las fuerzas externas.

- **Factor de Mayoración (FM):**

$$FM = 1,6 \text{ (NEC 15) (ACI 318-14)}$$

- **Momento Volcador Último (Mvu):**

Para poder determinar el momento volcador último (Mvu) se calcula con la ecuación (43).

$$Mvu = 1,6 * Mv \quad (43)$$

- **Cuantía Balanceada (ρ_b):**

Para poder determinar la cuantía balanceada (ρ_b) se calcula con la ecuación (44).

$$\rho_b = 0,85 * \beta * f'c * \frac{6300}{fy * (6300 + fy)} \quad (44)$$

- **Cuantía máxima (ρ_{max}):**

Para poder determinar la cuantía máxima (ρ_{max}) se calcula con la ecuación (45).

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b \quad (45)$$

$$Ru = \rho_{max} * fy * (1 - (0,59 * \rho_{max} * \frac{fy}{f'c})) \quad (46)$$

- **Peralte efectivo Calculado (d):**

Para poder determinar el peralte efectivo calculado (d) se calcula con la ecuación (47).

$$d = \sqrt{\frac{Muv}{0,85 * Ru * b}} \quad (47)$$

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR "t1"	Presión en la corona el muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla	p =	1,79	T/m ²
	Empuje Activo	Ea =	2,72	T/m
	Distancia de la base del muro a la resultante	y =	0,99	m
	Momento Volcador	Mv =	2,30	T*m
	Momento Volcador Último	Mvu =	3,68	T*m
	Cuantía balanceada	ρb =	0,025	
	Cuantía máxima	ρ max =	0,012	
	Peralte efectivo Calculado	Ru =	45,37	kg/cm ²
	Peralte efectivo sumado al Recubrimiento	d =	0,09	m
	t1 Calculado =	0,17	m	
CUMPLE				

- **Resistencia al corte del Hormigón (Vc):**

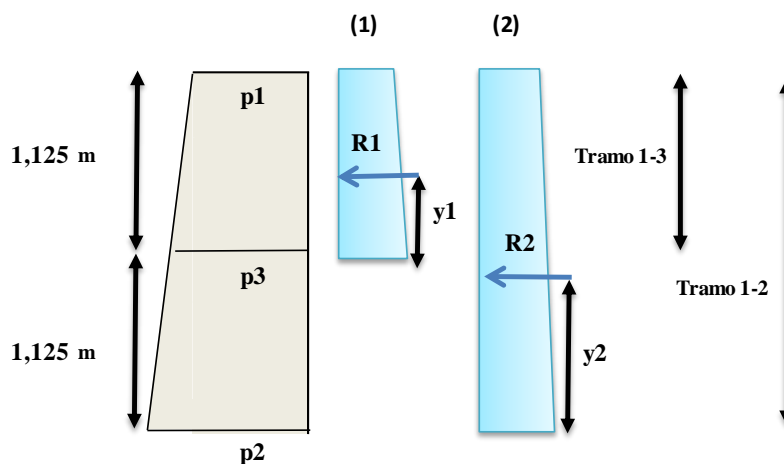
Con la ecuación (48) se calcula la resistencia al corte del hormigón (Vc).

$$Vc(\text{MPa}) = 0,17 * \sqrt{f'c (\text{Mpa})} \quad (48)$$

VERIFICACIÓN AL CORTANTE DEL ESPESOR "t1"	Altura de la pantalla	h pantalla =	2,25	m
	Presión en la corona del muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la parte inferior de la pantalla	p2 =	1,62	T/m ²
	Empuje Activo en la pantalla	Ea' =	2,21	T/m
	Empuje Activo Mayorado en la pantalla	Eau' =	3,53	T/m
	Peralte efectivo en la base de la pantalla	d =	0,28	m
	Fuerza cortante	Vu =	1,51	kg/cm ²
	Resistencia al corte del Hormigón	Vc =	8,41	kg/cm ²
	CUMPLE			

DISEÑO DE PANTALLA

Para el diseño, se divide la pantalla en dos secciones con el fin de evitar diámetros excesivos en el armado que puedan encarecer y dificultar el manejo de la obra.



DISEÑO DE LA PANTALLA	Presión en la corona del muro (p1)	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la mitad de la pantalla(p3)	p3 =	0,98	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla (p2)	p2 =	1,62	T/m ²
	Resultante de Fuerzas en la Franja 1	R1 =	1,26	T/m
	Resultante de Fuerzas en la Franja 2	R2 =	3,75	T/m
	Brazo de Palanca en la franja 1	y1 =	0,47	m
	Brazo de Palanca en la franja 2	y2 =	0,88	m
	Momento último en la Franja 1	M1 =	0,95	T*m/m
	Momento último en la Franja 2	M2 =	5,28	T*m/m
	Peralte efectivo en la franja 1	d1 =	22,50	cm
	Peralte efectivo en la franja 2	d2 =	27,50	cm

- **Acero mínimo (As min):**

Para determinar el acero mínimo se determina con la ecuación (49).

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad (49)$$

- **Acero calculado (As cal):**

Para determinar el acero calculado se determina con la ecuación (50).

$$As_{calculado} = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0,85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right) \quad (50)$$

Dónde: $\phi = 0,9$

REFURZO LONGITUDINAL

b = 100 cm

ACERO CALCULADO

As1 =	1,13	cm ² /m
As2 =	5,18	cm ² /m

ACERO MÍNIMO

As1 =	7,50	cm ² /m
As2 =	9,17	cm ² /m

ACERO ADOPTADO

As1 =	7,50	cm ² /m
As2 =	9,17	cm ² /m

As1 Adoptado

Separación:	25f	cm
As/barra:	1,875	cm ²

As1 Colocado

φ (mm):	16	→ 2,011 cm ²
# Varillas:	4	
Area total:	8,04	cm ²

1 φ 16 @ 25

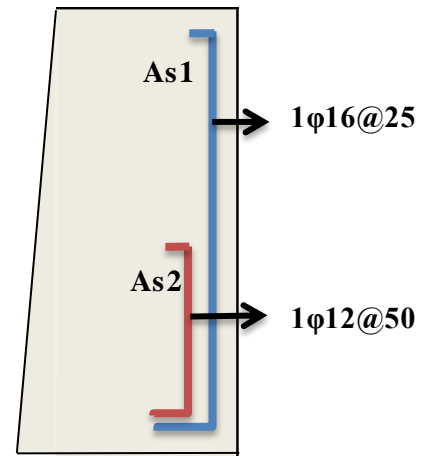
As2 Adoptado

Separación:	50	cm
As/barra:	0,833	cm ²

As2 Colocado

φ (mm):	12	→ 1,131 cm ²
# Varillas:	2	
Área total:	2,26	cm ²

1 φ 12 @ 50




REFUERZO TRANSVERSAL EN LA PANTALLA
b = 100 cm


TRAMO 1-3

As temperatura = 0,0018 * B * d
As temp = **4,05** cm²

TRAMO 1-2

As temperatura = 0,0018 * B * d
As temp = **4,95** cm²

 2/3 As temperatura

 1/3 As temperatura

As1 Adoptado

Separación: **35** cm
As/barra: **0,675** cm²

As1 Colocado

φ (mm): **12** 1,131
Varillas: **4**
Area total: **4,52** cm²

1 φ 12 @ 35

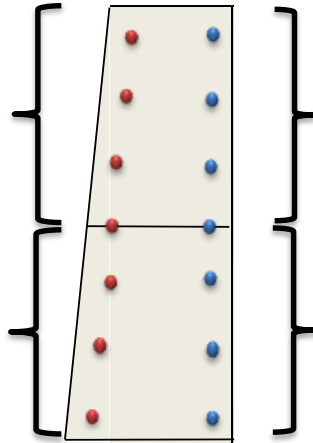
As2 Adoptado

Separación: **35** cm
As/barra: **0,150** cm²

As2 Colocado

φ (mm): **12** 1,131
Varillas: **4**
Area total: **4,52** cm²

1 φ 12 @ 35



As1 Adoptado

Separación: **35** cm
As/barra: **0,338** cm²

As1 Colocado

φ (mm): **12** 1,131
Varillas: **4**
Area total: **4,52** cm²

1 φ 12 @ 35

As2 Adoptado

Separación: **35** cm
As/barra: **0,075** cm²

As2 Colocado

φ (mm): **12** 1,131
Varillas: **4**
Area total: **4,52** cm²

1 φ 12 @ 35

LONGITUD DE DESARROLLO

FACTORES DE LONGITUD DE DESARROLLO (ACI 318-14)		
FACTOR	VALOR	DESCRIPCIÓN
Ψ_t	1,3	Barras Altas (>30 cm de Concreto por debajo)
	1,0	Barras Normales
Ψ_e	1,5	Barras con revestimiento epóxico y/o zinc y recubrimiento de no menos de 3 db o separación libre entre barras menor a 6 db.
	1,2	Barras con recubrimiento zinc y/o epóxico con las demás condiciones.
	1,0	Para barras sin recubrimiento de zinc o epóxico
λ	0,7	Concreto liviano
	1,0	Concreto Normal

A fin de determinar la longitud de desarrollo (L_d) se lo realiza con la ecuación (51).

$$L_d = \frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \lambda}{1,4 * \sqrt{f_c}} * db \quad (51)$$

f_y (Mpa)

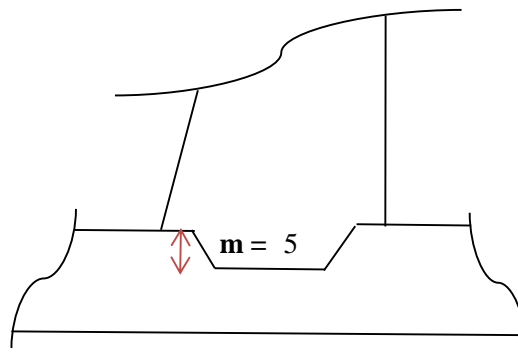
f_c (Mpa)

db (m)

LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t = 1$
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e = 1$
	Factor del Hormigón	$\lambda = 1$
As1	Diámetro del refuerzo	$db = 0,016$ m
	Longitud de desarrollo	$L_d = 0,97$ m
		1,00 m

LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t = 1$
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e = 1$
	Factor del Hormigón	$\lambda = 1$
As2	Diámetro del refuerzo	$db = 0,012$ m
	Longitud de desarrollo	$L_d = 0,73$ m
		0,75 m

LLAVE DE CORTE



- **Fuerza de aplastamiento (fa):**

Con el fin de determinar la fuerza de aplastamiento (fa) se lo realiza con la ecuación (52).

$$f_a = \frac{1,70 * R_2}{\varpi * b * m} \quad (52)$$

Dónde:

$$\varpi = 0,70$$

- **Fuerza admisible (f adm):**

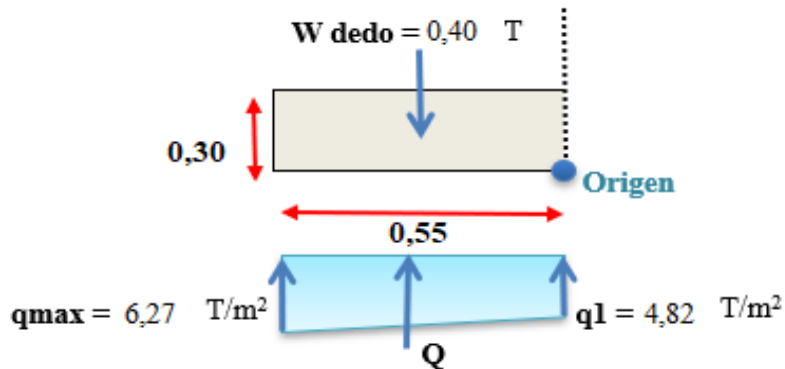
Con el fin de determinar la fuerza de admisible (f adm) se lo realiza con la ecuación (53).

$$f_{adm} = 0,85 * \varpi * f'_c \quad (53)$$

VERIFICACIÓN DE APLASTAMIENTO	Fuerza de aplastamiento	fa =	18,21	kg/cm ²
	Fuerza admisible	f adm =	142,8	kg/cm ²
	Condición: fa adm > fa		CUMPLE	

LONGITUD LLAVE DE CORTANTE	Resistencia del Hormigón al cortante	Vc=	8,21	kg/cm ²
	Longitud de llave	L =	11,09	cm
	La llave de corte deberá tener por lo menos		12,00	cm

DISEÑO DEL DEDO

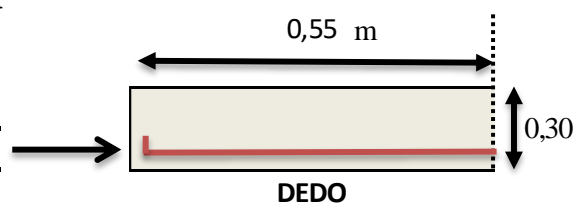


- Carga resultante de esfuerzos en el terreno (Q):

$$Q = \frac{L_{dedo} * (q_{max} - q_1) * 1m}{2} + (q_1 * L_{dedo} * 1m) \quad (54)$$

CARGAS ULTIMAS	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	Q =	3,05	T
	Carga resultante Mayorada	Qu =	4,88	T
NEC-SE-CG 3.4.3	Peso propio del dedo	Wdedo =	0,40	T
	Carga Mayorada del dedo	Wu =	0,55	T
	Momento Último	Mu =	1,25	T*m/m

As Adoptado			
Separación:	20	cm	
As/barra:	1,500	cm ²	
As Colocado			
φ (mm):	14	→ 1,539	cm ²
# Varillas:	5		
Area total:	7,70	cm ²	
1 φ 14 @ 20			

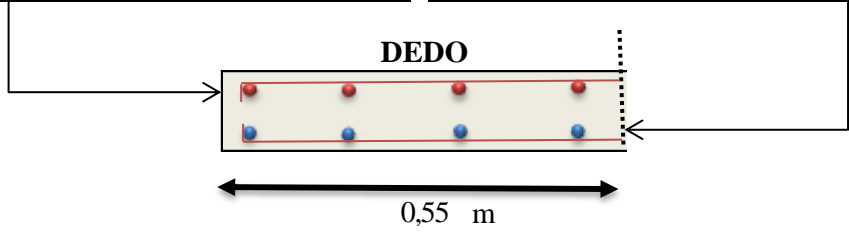


LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	Ψt =	1	
	Factor relativo al revestimiento	Ψe =	1	
	Factor del Hormigón	λ =	1	
	Diámetro del refuerzo	db =	0,014	m
	Longitud de desarrollo	Ld =	0,85	m
			0,85	m

REFUERZO TRANSVERSAL	$As_{temperatura} = 0,0018 * B * d$ $As_{temp} = 4,05 \text{ cm}^2$
-----------------------------	------------------------------------------------------------------------

El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.

As Cara Superior		As Cara Inferior	
Separación:	23 cm	Separación:	23 cm
AsCara Sup:	2,025 cm ²	AsCara Inf:	2,025 cm ²
As Cara Superior		As Cara Inferior	
φ (mm):	12 → 1,131 cm ²	φ (mm):	12 → 1,131 cm ²
# Varillas:	2	# Varillas:	2
Area:	2,26 cm ²	Area:	2,26 cm ²
1	φ 12 @ 23	1	φ 12 @ 23



- Fuerza cortante (Vu):**

A fin de obtener la fuerza cortante (Vu) se lo debe realizar con la ecuación (55).

$$Vu = Qu - Wu \tag{55}$$

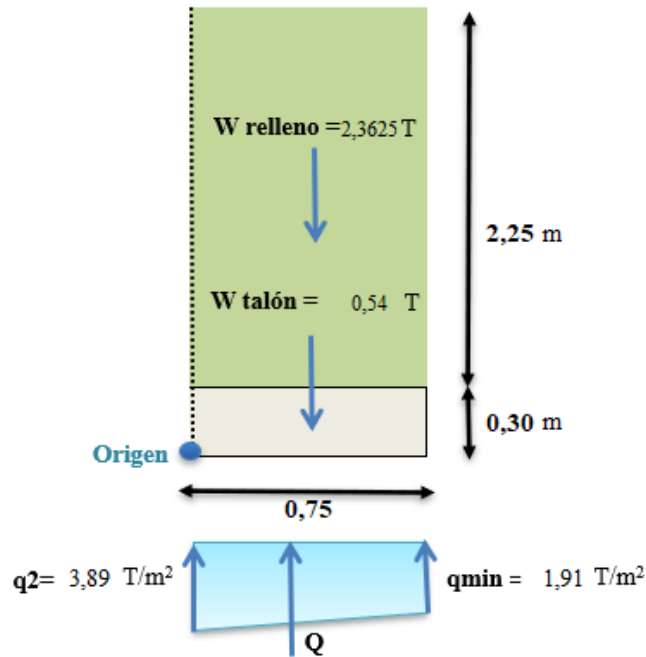
- Fuerza cortante última (vu):**

A fin de obtener la fuerza última (vu) se lo debe realizar con la ecuación (56).

$$vu = \frac{Vu}{0,85 * B * d} \tag{56}$$

CHEQUEO POR CORTE Condición: Vc > vu	Fuerza Cortante	Vu =	4,326	T
	Fuerza Cortante Última	vu =	22,617	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	Vc =	25,965	T/m ²
CUMPLE				

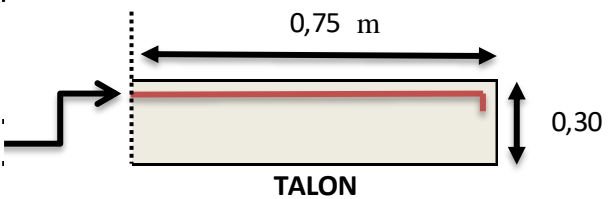
DISEÑO DEL TALÓN



CARGAS ULTIMAS NEC-SE-CG 3.4.3	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	Q =	2,18	T
	Carga resultante Mayorada	Qu =	3,48	T
	Peso propio del relleno	W relleno =	2,36	T
	Peso propio del dedo	Wtalón =	0,54	T
	Carga Mayorada del dedo	Wu =	4,06	T
	Momento Último	Mu =	0,37	T*m/m

REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	As calculado =	0,432	cm ² /m
	Área de acero mínimo	As mínimo =	7,500	cm ² /m
	Área de acero adoptado	As adoptado =	7,500	cm ² /m

As Adoptado			
Separación:	20	cm	
As/barra:	1,500	cm ²	
As Colocado			
φ (mm):	14	→	1,539 cm ²
# Varillas:	5		
Área total:	7,70	cm ²	
1	φ	14	@ 20

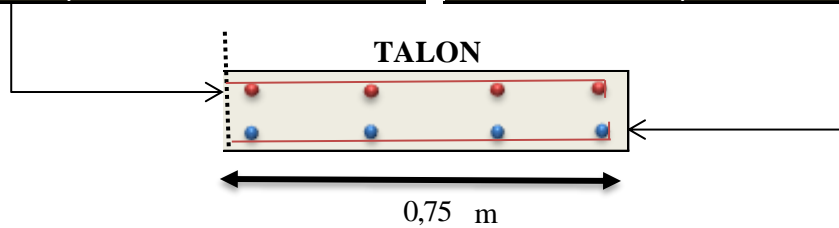


LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1	
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1	
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1	
	Diámetro del refuerzo	$d_b =$	0,014	m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	0,85	m
			0,85	m

REFUERZO TRANSVERSAL	$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 * B * d$ $A_s \text{ temp} = \mathbf{4,05} \text{ cm}^2$
-----------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------

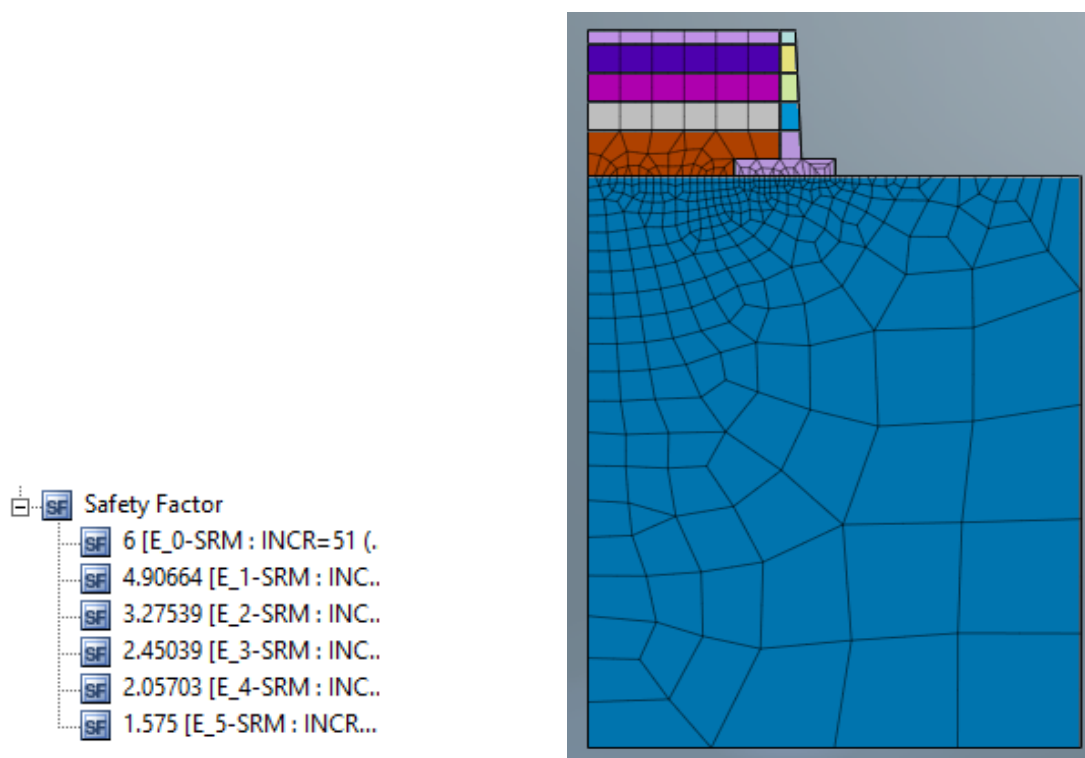
El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.

As Cara Superior		As Cara Inferior	
Separación:	35 cm	Separación:	35 cm
AsCara Sup:	2,025 cm ²	AsCara Inf:	2,025 cm ²
As Cara Superior		As Cara Inferior	
ϕ (mm):	12 → 1,131 cm ²	ϕ (mm):	12 → 1,131 cm ²
# Varillas:	2	# Varillas:	2
Area:	2,26 cm ²	Area:	2,26 cm ²
1 ϕ 12 @ 35		1 ϕ 12 @ 35	



CHEQUEO POR CORTE Condición: $V_c > v_u$	Fuerza Cortante	$V_u =$	4,326	T
	Fuerza Cortante Última	$v_u =$	22,617	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	$V_c =$	25,965	T/m ²
CUMPLE				

5.1.1.2 Factores de Seguridad obtenidos del software MIDAS GTS NX



Verificación de Factores de Seguridad

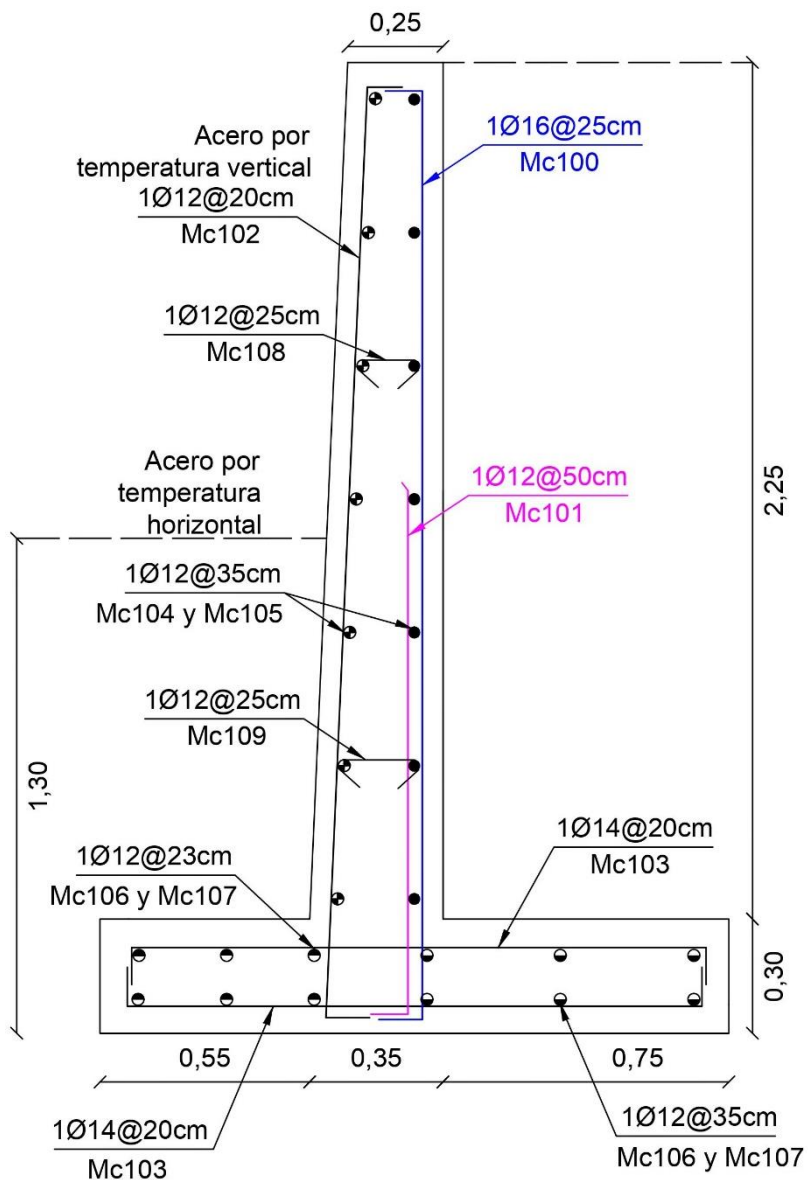
F.S. Deslizamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Deslizamiento (Método Analítico)
1.57	9.78
F.S. Volcamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Volcamiento (Método Analítico)
2.45	2.72

El Factor de Seguridad al Deslizamiento en el presente tramo dio por resultado 9.78, un valor significativamente alto, esto se debe a que el tramo A-B tiene la menor altura total del muro (2.55 m.) y la segunda profundidad de desplante más alta de todo el proyecto (1.30 m.), esto provoca que la presión activa sea la menor de todos los tramos y la presión pasiva la segunda mayor dando como resultado un factor de seguridad al deslizamiento alto. El valor que ha seleccionado el software MIDAS GTS NX es mucho menor debido a que el programa en mención selecciona el factor de seguridad mínimo.

5.1.1.3 Esquema de armado realizado con el software Autocad.

Figura 44

Esquema de armado en el tramo A-B.



Nota. Se muestra la distribución de los aceros en el muro en voladizo. Elaborador por: Los autores.

Ver detalle del perfil transversal en ANEXO 15

Ver detalle de armado en ANEXO 16

Ver planilla de hierros en ANEXO 17

Vista en planta en ANEXO 18

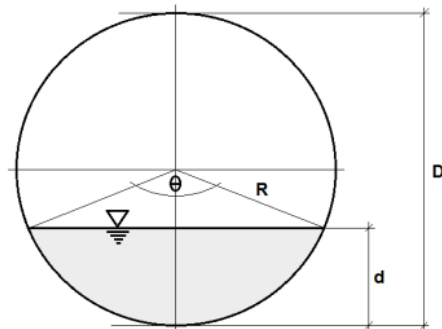
- **Cálculo para determinar el caudal que transita en los lloraderos:**

- **Sección parcialmente llena**

En la figura 45 se presenta una sección parcialmente llena ya que al momento de presentarse precipitaciones no se llenará totalmente.

Figura 45

Esquema típico de tubería parcialmente llena.



Nota. En el esquema se muestra la sección circular parcialmente llena con sus dimensiones.

Elaborador por: (Armijos, 2018)

$$Q_h = \left(\frac{\pi\theta}{360}\right) \cdot \left(1 - \frac{180 \sin \theta}{\pi\theta}\right) \cdot \left(\frac{1}{4^{\frac{3}{5}}}\right) \cdot \frac{1}{n} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot i_s^{\frac{1}{2}}; \theta = \text{Grados} \quad (57)$$

Dónde:

Q_h : Caudal del fluido en sección parcialmente llena (m³/s)

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

D : Diámetro (m)

i_s : Pendiente (m/m)

Datos	
D (m)	0,0762
n (PVC)	0,009
i_s (m/m)	0,10
θ (°)	128

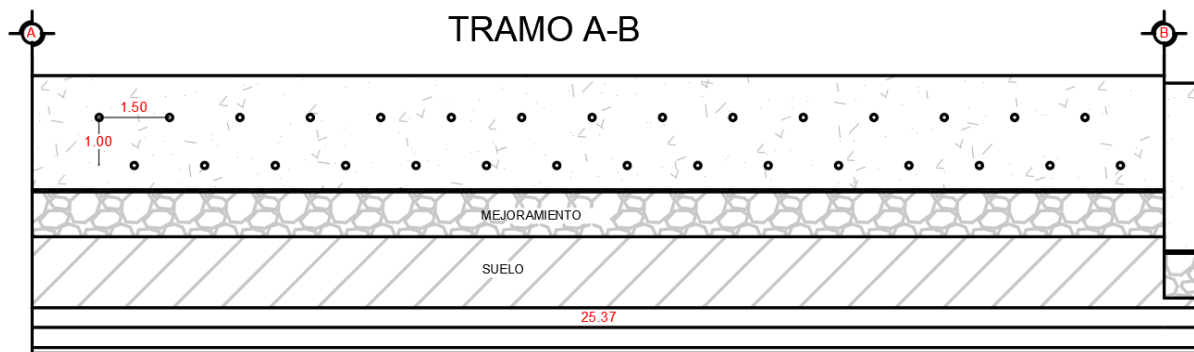
$$Q_h = \left(\frac{128^\circ * \pi}{360}\right) \cdot \left(1 - \frac{180 \sin(128^\circ)}{128^\circ * \pi}\right) \cdot \left(\frac{1}{4^{\frac{5}{3}}}\right) \cdot \frac{1}{0,009} \cdot 0,0762^{\frac{8}{3}} \cdot 0,10^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = 0,0026 \frac{m^3}{s}$$

En la presente figura 46 se muestra la distribución de lloraderos, con el respectivo distanciamiento horizontal y vertical en el esquema de muro de contención.

Figura 46

Esquema de distribución de lloraderos para muro de contención.



Nota. Se presenta la distribución de los lloraderos en el tramo A-B. Elaborador por: Los autores.

5.1.2 RESUMEN DE RESULTADOS

5.1.2.1 Memoria de Cálculo.

			TRAMOS					
			A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
DATOS GENERALES	H (Altura del muro)	m	2,55	3,75	3,75	3,80	3,80	3,25
	Df (Profundidad Desplante)	m	1,30	1,50	1,40	1,20	1,10	1,00
DIMENSIONES	B (Ancho de la cimentación)	m	1,65	2,35	2,40	2,55	2,80	2,30
	t1 (Contacto de pantalla y cimentación)	m	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	t2 (Corona)	m	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	t3 (Peralte Cimentación)	m	0,30	0,50	0,50	0,55	0,55	0,45
	Dedo	m	0,55	0,80	0,80	0,90	0,90	0,75
	Talón	m	0,75	1,20	1,25	1,30	1,55	1,20
EMPUJES	Empuje Activo	T*m/m	1,57	4,99	4,99	5,20	5,20	3,25
	Empuje Pasivo	T*m/m	1,26	1,94	1,58	0,99	0,77	0,57
	Empuje Sobrecarga	T*m/m	1,11	2,40	2,40	2,46	2,46	1,80
	Empuje Activo Dinámico	T*m/m	0,88	2,72	2,72	2,84	2,84	1,79
VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD	CONDICIÓN:		FSV $\geq 2,00$			FSD $\geq 1,50$		
	FSV		2,72	2,07	2,05	2,08	2,42	2,23
	FSD		9,78	2,36	1,99	1,53	1,53	1,53
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	CONDICIÓN:		q min, q max \leq q adm (12 T/m²)					
	q min	T/m ²	1,91	1,86	1,75	1,66	1,50	1,46
	q max	T/m ²	6,27	8,81	8,85	8,71	8,91	7,73

5.1.2.2 Factores de Seguridad obtenidos del software MIDAS GTS NX

		RESULTADO MIDAS GTS NX	MÈTODO ANALÍTICO
TRAMO A-B	Factor de Seguridad al Deslizamiento	1,57	9,78
	Factor de Seguridad al Volcamiento	2,45	2,72
TRAMO B-C	Factor de Seguridad al Deslizamiento	2,49	2,36
	Factor de Seguridad al Volcamiento	2,14	2,07
TRAMO C-D	Factor de Seguridad al Deslizamiento	1,90	1,99
	Factor de Seguridad al Volcamiento	2.13	2.05
TRAMO D-E	Factor de Seguridad al Deslizamiento	1,45	1,53
	Factor de Seguridad al Volcamiento	2.17	2.08
TRAMO E-F	Factor de Seguridad al Deslizamiento	1,65	1,53
	Factor de Seguridad al Volcamiento	2,57	2,42
TRAMO F-G	Factor de Seguridad al Deslizamiento	1,53	1,53
	Factor de Seguridad al Volcamiento	2,15	2,23

5.2 PRESUPUESTO

Presupuesto general del proyecto “Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1”

CÓDIGO	ITEM	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	U	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1 OBRAS PRELIMINARES						
1	1.1	Cerramiento provisional con pingos y yute H: 2.00 m	m	133,59	11,71	1564,04
2	1.2	Derrocamiento de mampostería de ladrillo	m ²	445,24	7,25	3229,47
3	1.3	Desbroce de Capa Vegetal	m ²	340,76	2,76	939,61
2 MOVIMIENTO DE TIERRA						
4	2.1	Replanteo y Nivelación	m ²	340,76	1,99	678,27
5	2.2	Excavación a máquina	m ³	1103,75	15,25	16835,06
6	2.3	Relleno compactado con suelo natural	m ³	502,72	7,43	3735,24
7	2.4	Mejoramiento y relleno compactado de suelo sub-base clase III	m ³	307,98	21,79	6710,88
8	2.5	Desalojo de material	m ³	238,99	31,93	7631,40
9	2.6	Relleno hidrocompactado (lastre)	m ³	61,11	12,61	770,51
3 ESTRUCTURAS						
3.1 HORMIGONES						
10	3.1.1	Hormigón simple en replantillo en muros f'c: 140 Kg/cm ² , e:5 cm	m ³	16,06	187,63	3013,40
11	3.1.2	Hormigón premezclado en muro f'c= 240 Kg/cm ²	m ³	277,21	172,81	47905,70
12	3.1.3	Encofrado y desencofrado de madera	m ²	819,88	40,42	33136,43
3.2 ACERO						
13	3.2.1	Acero estructural Fy= 4200 Kg/cm ²	Kg	19764,34	3,16	62455,31
4 INSTALACIONES						
14	4.1	Tubo pvc para drenaje de muro Ø=3"	m	29,00	8,19	237,58
15	4.2	Instalación de geotextil	m ²	305,57	5,60	1712,51
					TOTAL	\$190.555,42

Ver cronograma de actividades en ANEXO 39

PROYECTO (Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1)					
CÓDIGO: 1				UNIDAD: m	
RUBRO: Cerramiento provicional con pingos y yute H: 2.00 m					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.)					0,06
SUBTOTAL M					0,06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	1	3,62	3,62	0,32	1,16
SUBTOTAL N					1,16
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Lonas (Yute)		1	0,50	0,5	
Pingos H: 2 m		3	1,20	3,6	
Clavos		2,5	2,13	5,33	
SUBTOTAL O					9,43
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10,64
INDIRECTOS (%) 10%					1,06
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11,71
VALOR OFERTADO					11,71

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					UNIDAD: m ²
CÓDIGO: 2					
RUBRO: Derrocamiento de mampostería de ladrillo					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.)					0,06
SUBTOTAL M					0,06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	3	3,62	10,86	0,45	4,89
Albañil	1	3,66	3,66	0,45	1,65
SUBTOTAL N					6,53
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6,59
INDIRECTOS (%) 10%					0,66
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7,25
VALOR OFERTADO					7,25

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					UNIDAD: m ²								
CÓDIGO: 3													
RUBRO: Desbroce de Capa Vegetal													
EQUIPO Y HERRAMIENTA													
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR								
Herramienta menor (5% M.O.)					0,06								
SUBTOTAL M					0,06								
MANO DE OBRA													
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR								
Peón	2	3,62	7,24	0,32	2,32								
Maestro de obra civil	0,1	4,06	0,406	0,32	0,13								
SUBTOTAL N					2,45								
MATERIALES													
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB									
SUBTOTAL O					0,00								
TRANSPORTE													
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR								
SUBTOTAL P					0,00								
<table border="1"> <tr> <td>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</td> <td>2,51</td> </tr> <tr> <td>INDIRECTOS (%) 10%</td> <td>0,25</td> </tr> <tr> <td>COSTO TOTAL DEL RUBRO</td> <td>2,76</td> </tr> <tr> <td>VALOR OFERTADO</td> <td>2,76</td> </tr> </table>					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2,51	INDIRECTOS (%) 10%	0,25	COSTO TOTAL DEL RUBRO	2,76	VALOR OFERTADO	2,76	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2,51												
INDIRECTOS (%) 10%	0,25												
COSTO TOTAL DEL RUBRO	2,76												
VALOR OFERTADO	2,76												

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 4				UNIDAD: m ²	
RUBRO: Replanteo y Nivelación					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.) Estación total	0,14	6,88	0,96		0,06 0
SUBTOTAL M					0,06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Topografo	1	4,06	4,06	0,10	0,41
Cadenero	2	3,66	7,32	0,10	0,73
SUBTOTAL N					1,14
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Estacas	U	1,00	0,50	0,5	
Piola	Rollo	0,01	0,50	0,01	
Clavos	Kg	0,05	2,13	0,11	
SUBTOTAL O					0,61
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,81
INDIRECTOS (%) 10%					0,18
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1,99
VALOR OFERTADO					1,99

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 5				UNIDAD: m ³	
RUBRO: Excavación a máquina					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.) Retroexcavadora 75 HP	1	5,31	5,31	1,30	0,06 6,90
SUBTOTAL M					6,96
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Chofer tipo D	1	5,31	5,31	1,30	6,90
SUBTOTAL N					6,90
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
SUBTOTAL O					0,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					13,87
INDIRECTOS (%) 10%					1,39
COSTO TOTAL DEL RUBRO					15,25
VALOR OFERTADO					15,25

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 6				UNIDAD: m ³	
RUBRO: Relleno compactado con suelo natural					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.)					0,06
Plancha Vibro apisonadora de 4 HP	1	4,25	4,25	0,40	1,7
SUBTOTAL M					1,76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	2	3,62	7,24	0,40	2,90
Operador de equipo	1	3,86	3,86	0,40	1,54
Maestro de obra civil	0,1	4,06	0,406	0,40	0,16
SUBTOTAL N					4,60
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Agua	m3	0,03	0,74	0,02	
Gasolina extra	Gln	0,25	1,48	0,37	
SUBTOTAL O					0,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6,75
INDIRECTOS (%) 10%					0,68
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7,43
VALOR OFERTADO					7,43

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 7			UNIDAD: m ³		
RUBRO: Mejoramiento y relleno compactado de suelo sub-base clase III					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.)					0,06
Plancha Vibro apisonadora de 4 HP	1	4,25	4,25	0,40	1,70
SUBTOTAL M					1,76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	2	3,62	7,24	0,40	2,90
Operador de equipo	1	3,66	3,66	0,40	1,46
Maestro de obra civil	0,1	4,06	0,406	0,40	0,16
SUBTOTAL N					4,52
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Agua	m3	0,03	0,74	0,02	
Sub-base clase III	m3	1	13,5	13,50	
SUBTOTAL O					13,52
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					19,80
INDIRECTOS (%) 10%					1,98
COSTO TOTAL DEL RUBRO					21,79
VALOR OFERTADO					21,79

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1												
CÓDIGO: 8				UNIDAD: m ³								
RUBRO: Desalojo de material												
EQUIPO Y HERRAMIENTA												
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR							
Cargadora (bobcat)	1	4,47	4,47	1,30	5,81							
Volqueta de 8 m3	1	5,31	5,31	1,30	6,90							
SUBTOTAL M					12,71							
MANO DE OBRA												
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR							
Peón	2	3,62	7,24	1,30	9,41							
Chofer tipo D	1	5,31	5,31	1,30	6,90							
SUBTOTAL N					16,32							
MATERIALES												
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB								
SUBTOTAL O					0,00							
TRANSPORTE												
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR							
SUBTOTAL P					0,00							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 70%;">TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</td> <td style="text-align: right;">29,03</td> </tr> <tr> <td>INDIRECTOS (%) 10%</td> <td style="text-align: right;">2,90</td> </tr> <tr> <td>COSTO TOTAL DEL RUBRO</td> <td style="text-align: right;">31,93</td> </tr> <tr> <td>VALOR OFERTADO</td> <td style="text-align: right;">31,93</td> </tr> </table>					TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	29,03	INDIRECTOS (%) 10%	2,90	COSTO TOTAL DEL RUBRO	31,93	VALOR OFERTADO	31,93
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	29,03											
INDIRECTOS (%) 10%	2,90											
COSTO TOTAL DEL RUBRO	31,93											
VALOR OFERTADO	31,93											

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 9			UNIDAD: m ³		
RUBRO: Relleno hidrocompactado (lastre)					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.) Plancha Vibro apisonadora de 4 HP	1	4,25	4,25	0,40	0,06 1,7
SUBTOTAL M					1,76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	2	3,62	7,24	0,40	2,90
Operador de equipo	1	3,86	3,86	0,40	1,54
Maestro de obra civil	0,1	4,06	0,406	0,40	0,16
SUBTOTAL N					4,60
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Material no clasificado pétreo (lastre)	m3	1,00	5,10	5,10	
SUBTOTAL O					5,10
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11,46
INDIRECTOS (10%)					1,15
COSTO TOTAL DEL RUBRO					12,61
VALOR OFERTADO					12,61

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 10				UNIDAD: m ³	
RUBRO: Hormigón simple en replantillo en muros f'c: 140 Kg/cm ² , e:5 cm					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.) Concretera 1 saco	1	5	5,00	2,667	0,06 13,34
SUBTOTAL M					13,395
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	4	3,62	14,48	2,667	38,62
Albañil	2	3,66	7,32	2,667	19,52
Operador de equipo	1	3,66	3,66	2,667	9,76
Maestro de obra civil	1	4,06	4,06	2,667	10,83
SUBTOTAL N					78,73
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Agua	m3	0,24	0,74	0,18	
Arena	m3	0,65	14,50	9,43	
Ripio	m3	0,95	14,50	13,78	
Cemento Portland	saco	6,70	8,22	55,07	
SUBTOTAL O					78,45
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					170,58
INDIRECTOS (%)					10% 17,06
COSTO TOTAL DEL RUBRO					187,63
VALOR OFERTADO					187,63

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 11			UNIDAD: m ³		
RUBRO: Hormigón premezclado en muro f'c= 240 Kg/cm2, (No incl. Encofrado)					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.)					0,06
Vibrador a gasolina de 6 HP	2	4,06	8,12	0,65	5,28
Bomba estacionaria (45m Tubería) HOLCIM	1	12,62	12,62	0,65	8,20
SUBTOTAL M					13,54
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	6	3,62	21,72	0,65	14,12
Albañil	2	3,66	7,32	0,65	4,76
Operador de equipo	1	3,65	3,65	0,65	2,37
Maestro de obra civil	0,1	4,06	0,406	0,65	0,26
SUBTOTAL N					21,51
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
H. Premezclado 240 Kg/cm2-19mm-13cm-28d HOLCIM	m3	1,00	122,05	122,05	
SUBTOTAL O					122,05
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					157,10
INDIRECTOS (%) 10%					15,71
COSTO TOTAL DEL RUBRO					172,81
VALOR OFERTADO					172,81

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1**CÓDIGO:** 12**UNIDAD:** m²**RUBRO:** Encofrado y desencofrado de madera

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.)					0,43
Taladro electrico	1	1,10	1,10	0,57	0,63
Amoladora	1	2,60	2,60	0,57	1,48
SUBTOTAL M					2,54
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	1	3,62	3,62	0,57	2,06
Carpintero	2	3,66	7,32	0,57	4,17
Maestro de obra civil	1	4,06	4,06	0,57	2,31
SUBTOTAL N					8,55
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Desmoldante	Gal	0,60	3,49	2,09	
Alambre galvanizado #18	Kg	0,40	2,15	0,86	
Clavos	Kg	0,40	2,13	0,85	
Pingos	U	4,00	1,10	4,40	
Alfaja	U	1,56	3,00	4,68	
Tablero triplex 1.22x2.44x15 mm	U	0,34	37,55	12,77	
SUBTOTAL O					25,65
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					36,74
INDIRECTOS (%) 10%					3,67
COSTO TOTAL DEL RUBRO					40,42
VALOR OFERTADO					40,42

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					UNIDAD: Kg
CÓDIGO: 13					
RUBRO: Acero de refuerzo Fy=4200 Kg/cm2					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.) Cortadora/dobladora	1	0,51	0,51	0,0648	0,43 0,03
SUBTOTAL M					0,46
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	1	3,62	3,62	0,0648	0,23
Fierrero	1	3,66	3,66	0,0648	0,24
Maestro de obra civil	0,1	4,06	0,406	0,0648	0,03
SUBTOTAL N					0,50
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Alambre galvanizado #18	Kg	0,40	2,15	0,86	
Acero de refuerzo Fy=4200 Kg/cm2	Kg	1,05	1,00	1,05	
SUBTOTAL O					1,91
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,87
INDIRECTOS (%) 10%					0,29
COSTO TOTAL DEL RUBRO					3,16
VALOR OFERTADO					3,16

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 14			UNIDAD: m		
RUBRO: Tubo pvc para drenaje de muro Ø=3"					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.)					0,14
SUBTOTAL M					0,14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	1	3,62	3,62	0,3640	1,32
Albañil	1	3,66	3,66	0,3640	1,33
Maestro de obra civil	0,1	4,06	0,406	0,3640	0,15
SUBTOTAL N					2,80
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Tubo desague PVC 3"	m	1,00	4,51	4,51	
SUBTOTAL O					4,51
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7,45
INDIRECTOS (10%)					0,74
COSTO TOTAL DEL RUBRO					8,19
VALOR OFERTADO					8,19

PROYECTO: Muro de contención en la Unidad Educativa Salinas Bloque 1					
CÓDIGO: 15				UNIDAD: m ²	
RUBRO: Instalación de Geo textil					
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Herramienta menor (5% M.O.)					0,60
SUBTOTAL M					0,60
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
Peón	1	3,62	3,62	0,57	2,06
Maestro de obra civil	0,1	4,06	0,406	0,57	0,23
SUBTOTAL N					2,29
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO TOTAL C=AXB	
Geotextil no tejido	m2	1,00	2,20	2,20	
SUBTOTAL O					2,20
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA/H. B	COSTO HORA C=AXB	RENDIMIENTO R	COSTO TOTAL D=CXR
SUBTOTAL P					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5,09
INDIRECTOS (%) 10%					0,51
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5,60
VALOR OFERTADO					5,60

5.3 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

OBRAS PRELIMINARES

1. NOMBRE DEL RUBRO: CERRAMIENTO PROVISIONAL CON PINGOS Y

YUTE H: 2.00 m

UNIDAD: Metro lineal (m)

CÓDIGO: 1

DESCRIPCIÓN

El objetivo del cerramiento provisional es delimitar toda el área en donde se efectuará la obra, para evitar el acceso de personas no autorizadas, a su vez debe tener la facilidad de ser desmontable para la circulación de material y maquinaria a utilizar.

● REQUERIMIENTOS PREVIOS

- Aplicar normas distritales sobre manejo de espacio público
- Estudio de alternativas de acceso de trabajadores y maquinaria

● DURANTE LA EJECUCIÓN

- Empotrar pingos cada 3 metros de altura de 2 m
- Instalar puertas de acceso para maquinaria y trabajadores

● POSTERIOR A LA EJECUCIÓN

- Revisión de todo el cerramiento, no tener espacios huecos

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón

MATERIALES MÍNIMOS

- Pingos de eucalipto de 2 m
- Plancha de yute

- Clavos
- Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm

EJECUCIÓN

- Se colocarán pingos cada 3 metros de altura de 2 m en el área de construcción y a su vez adecuar los espacios de tránsito de maquinaria y personal autorizado en construcción.
- Se desplegará el yute para ser clavado en los pingos de eucalipto, donde se rodeará el área a construir.
- Mediante la ejecución el personal es necesario colocar señaléticas de obra y los transeúntes, así como automóviles tomar vías alternas.

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá en metros lineales (m) y su pago se lo efectuará por metro lineal (m).

2. NOMBRE DEL RUBRO: DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE LADRILLO CON MAQUINARIA

UNIDAD: Metro cuadrado (m²)

CÓDIGO: 2

DESCRIPCIÓN

El trabajo consiste en la intervención que tendrá que efectuar el constructor para retirar, deshacer o derrocar la mampostería hasta donde este señalado o marcado el proyecto, esto es el cerramiento perimetral que se va a eliminar.

● REQUERIMIENTOS PREVIOS

- Revisión de planos, para identificar las paredes a retirar.
- Proteger elementos que puedan ser afectados con el derrocamiento de mampostería.

- **DURANTE LA EJECUCIÓN**

- Verificación que el material a retirar golpee o dañe el piso por caída libre.
- Traslado constante de material retirado, hacia el lugar de desalojo.

- **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- Verificación del derrocamiento que se encuentra en los planos.
- El constructor debe reponer cualquier elemento de construcción que haya sido retirado en el transcurso del derrocamiento, con el mismo sistema constructivo.

EQUIPO MÍNIMO

- Retroexcavadora 75 HP
- Herramienta menor

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Chofer tipo D

MATERIALES MÍNIMOS

- Ninguno

EJECUCIÓN

El derrocamiento de los elementos que conforman parte del cerramiento, el constructor debe indicar desde que parte iniciará y finalizará el derrocamiento.

Se retirará de arriba hacia abajo, en forma vertical descendente, hasta el nivel de piso, para prevenir el impacto de caída libre de materiales sobre el piso.

MEDICIÓN Y PAGO: Se determinará el área total a derrocar, en base a mediciones previo a iniciar el derrocamiento, su pago se lo efectuará por metro cuadrado (m²).

3. NOMBRE DEL RUBRO: LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO

UNIDAD: Metro cuadrado (m²)

CÓDIGO: 3

DESCRIPCIÓN

El trabajo consiste en desalojar manualmente y con ayuda de herramientas toda la vegetación, desperdicios y materiales innecesarios localizados en el área de trabajo donde se ejecutará la obra.

El área de construcción debe estar libre para proceder con la ejecución de la obra a realizar.

● REQUERIMIENTOS PREVIOS

- Se efectúa una identificación del lugar donde se realizará las actividades de obra civil.
- Analizar todas las zonas en donde podrá existir daños y molestias a la propiedad privada que se encuentran alrededor del proyecto.
- Limitar el área donde se realizará la limpieza, ya sea por indicaciones en plano o por el fiscalizador.

● DURANTE LA EJECUCIÓN

- Verificación correcta del trabajo a realizar.
- Elementos o material adecuado para el proceso de ejecución de la obra serán ubicados en un lugar específico, previamente autorizado por el fiscalizador.
- Traslado constante de material retirado, hacia el lugar de desalojo.

● POSTERIOR A LA EJECUCIÓN

- Aceptación de la correcta ejecución del trabajo.
- Conservación del lugar de ejecución libre de maleza.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Maestro de obra

MATERIALES MÍNIMOS

- Ninguno

EJECUCIÓN

Al tener delimitada el área en donde se realizará la intervención, se procede a eliminar todo tipo de hierbas o cualquier cobertura vegetal que se encuentre presente en el terreno.

Dependiendo del avance de limpieza se procederá con el acarreo de la vegetación existente para proseguir con la obra de construcción.

El terreno quedará totalmente limpio y en condiciones de proseguir con la siguiente etapa de la construcción que será el replanteo y nivelación.

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá el área del terreno realmente limpiada y su pago se lo efectuará por metro cuadrado (m²).

MOVIMIENTOS DE TIERRAS

4. NOMBRE DEL RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACIÓN

UNIDAD: Metro cuadrado (m²)

CÓDIGO: 4

DESCRIPCIÓN

Replanteo es el proceso de marcar los puntos esenciales para el traslado de coordenadas del terreno al plano, para luego la construcción del proyecto. En el terreno se realizará todo lo esencial para la colocación de ejes, donde serán comprobados por el fiscalizador, los cuales serán retirados para el proceso de obra civil.

- **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- Se verificará todos los puntos del levantamiento topográfico: linderos, forma del terreno, niveles del terreno, superficie y ángulos del terreno en donde se proyecta a construir.
- En el caso de existir incongruencia con los puntos replanteados, se procederá a la intervención del fiscalizador para las soluciones del problema.
- Se utilizan estacas de madera resistente a la intemperie.

- **DURANTE LA EJECUCIÓN**

- Se colocará estacas o mojones de hormigón en los puntos establecidos con la cota y abscisa concerniente en donde deberá estar el número asignado de la obra.
- La empresa contratante entregará datos de campo, puntos de control referente lo que constará en los planos, el contratista procederá a ejecutarse el replanteo de la obra.
- La localización de los ejes, niveles, centro de muro y alineamiento de construcción serán verificados y aprobado por el fiscalizador.

- **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- Retiro de equipo topográfico (estación total) y materiales que ya no serán utilizados.
- El fiscalizador verificará todos los que todos los puntos replanteados con los anteriores puntos que estaban en el plano.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor
- Cinta métrica

- Equipo de topografía (estación total)

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Topógrafo
- Cadenero

MATERIALES MÍNIMOS

- Estacas
- Clavos
- Piola

EJECUCIÓN

- Revisión de todas las herramientas y equipo necesario, que todo esté en buen estado, para proceder con la realización del trabajo.
- Marcar o señalar, se puede ayudar con estacas o mojones de hormigón, donde estará el punto fijo que estará el equipo topográfico y estructurará todo el trabajo.
- Rectificar todos los errores posibles, luego de ello se procede a instarlas estacas o mojones, si todo el replanteo está correcto.
- Se compara con los planos y se verifica que no haya diferencias para proceder con la obra civil.

MEDICIÓN Y PAGO: Para su cuantificación se mediará el área del terreno replanteada y su pago se realizará por metro cuadrado (m²).

5. NOMBRE DEL RUBRO: EXCAVACIÓN A MÁQUINA

UNIDAD: Metro cúbico (m³)

CÓDIGO: 5

DESCRIPCIÓN

Habrà la intervenci3n de maquinaria y equipos mecànicos para el movimiento de volùmenes de suelo.

El espacio serà utilizado para cimientos u obras similares, conforme el estudio de suelo y planos estructurales.

• REQUERIMIENTOS PREVIOS

- Revisi3n de planos donde se especifique el nivel hasta donde serà la excavaci3n.
- Replanteo finalizado.
- Advertir y precautelar las estructuras aledañas a la excavaci3n con letreros y avisos de trabajo con maquinaria.
- Al finalizar la excavaci3n se lo anticiparà lo màs pronto posible para evitar que el suelo sufra alteraciones.

• DURANTE LA EJECUCI3N

- La excavaci3n con maquinaria no se efectuarà hasta el nivel final, ya que para cimentaciones y elementos estructurales se los realizarà a mano los ùltimos 500 mm.
- Permanencia total de acarreo durante la excavaci3n.
- Verificaci3n del estado 3ptimo de maquinaria y equipo mecànico.
- Cuando haya presencia de imprevistos, se lo consultarà con el fiscalizador para llegar a un consenso adecuado.

• POSTERIOR A LA EJECUCI3N

- Desalojo con limpieza del material excavado.
- Luego del trabajo previsto la maquinaria estará en condición adecuada y libre de daños.

EQUIPO MÍNIMO

- Retroexcavadora 75 HP
- Herramienta menor

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Chofer tipo D

MATERIALES MÍNIMOS

- Ninguno

EJECUCIÓN

- Con el replanteo nos ayuda a identificar la zona a excavar, al tener las cotas y niveles se procede con la remoción de la primera capa. La excavación del suelo se procederá a excavar por niveles como se establezca en el plano estructural hasta llegar a la cota donde se asentará la cimentación.

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá en unidad de volumen, el rubro incluye la excavación del terreno su pago se lo efectuará por metro cúbico (m³).

6. NOMBRE DEL RUBRO: RELLENO COMPACTADO CON SUELO NATURAL

UNIDAD: Metro cúbico (m³)

CÓDIGO: 6

DESCRIPCIÓN

Con el material mismo del terreno se utilizará como relleno para llegar a niveles y cotas

requeridas.

El objetivo del relleno será para el área de la cimentación del muro y a su vez para áreas faltantes de suelo.

- **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- Protección de madera para evitar el desmoronamiento del talud natural.
- El suelo existente para relleno no deberá ser contaminado con otro tipo de suelo o material.
- Las excavaciones tendrán paredes rugosas para mejorar la adherencia del material de relleno.
- Las estructuras de hormigón contarán con la resistencia adecuada para soportar las cargas procedentes del relleno.
- Elaboración de sistema de drenaje.
- Impermeabilización de estructuras de hormigón que deberán ser protegidas del relleno.
- El relleno debe estar situado en un terreno firme y no contener, materia orgánica, basura y otros desperdicios que le afecten sus características naturales.

- **DURANTE LA EJECUCIÓN**

- Trazo de cotas que establezca el proyecto hasta donde será el nivel de relleno.
- Colocación de capas de relleno no deberá exceder los 200 mm de espesor.
- La compactación se iniciará desde la primera capa de relleno hasta la capa superior.

- Colocar marcas del nivel correspondiente de cada capa del material de relleno.
- Verificar el sistema de drenaje.

● **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- Evitar el tránsito de equipo pesado o material en zonas establecidas para relleno.
- Limpieza y evacuación de material sobrante o desperdicio de cualquier tipo.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor
- Compactador mecánico de 4 HP a gasolina

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Maestro de obra
- Operador de equipo

MATERIALES MÍNIMOS

- Tierra seleccionada de la obra
- Agua

EJECUCIÓN

- De forma coordinada el constructor y fiscalizador verificarán todos los trabajos realizados previamente que se deberán cubrir con el relleno.
- El material utilizado será el proveniente de la excavación, este material no deberá estar contaminado, debe estar libre de troncos, residuos orgánicos y plásticos, en general residuos que alteren el suelo, previamente aprobado por el fiscalizador.

- El sitio de relleno debe estar libre de agua y el área debe estar libre de cualquier material orgánico o inorgánico que perjudiquen con el proceso. Cada capa de relleno se colocará cada 200 mm, por lo que tendrá un grado de compactación óptimo.

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá en unidad de volumen, el rubro incluye la excavación del terreno y su pago se lo efectuará por metro cúbico (m³).

7. NOMBRE DEL RUBRO: MEJORAMIENTO Y RELLENO COMPACTADO DE SUELO (SUB-BASE CLASE III)

UNIDAD: Metro cúbico (m³)

CÓDIGO: 7

DESCRIPCIÓN

Se realizará el trabajo de rellenar con material granular establecido hasta llegar al nivel correspondiente que dicta el plano estructural.

El principal objetivo es mejorar las características del suelo, con material de fundación estructural hasta llegar al nivel de cota establecido. Previamente debe ser aprobado por el fiscalizador.

● **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- Las excavaciones tendrán paredes rugosas para mejorar la adherencia del material de relleno.
- Los trabajos previos a la implementación estructural, con esto se busca que el suelo tenga una resistencia adecuada.
- El material agregado a utilizar deberá tener un coeficiente de máximo desgaste del 50% estipulados en ensayos de abrasión de la máquina de los ángeles.

- El material agregado debe pasar por el tamiz N° 40 para poder ser utilizado.
- El fiscalizador debe garantizar el material esté en perfectas condiciones.

- **DURANTE LA EJECUCIÓN**

- Compactar por capas el material agregado, desde el borde y hacia dentro de lo excavado.
- La compactación con maquinaria pesada no se procederá para elementos estructurales.
- La compactación se realizará con traslapes en los tramos donde se asentará la cimentación.
- El fiscalizador deberá corroborar todo lo establecido.

- **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- Evitar el tránsito de equipo pesado o material en zonas establecidas para relleno.
- Verificación de cotas y niveles en donde se colocará el material de mejoramiento, previo a ello el fiscalizador debe verificar dichos niveles y cotas.
- Limpieza y evacuación de material sobrante o desperdicio de cualquier tipo.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor
- Plancha Vibro apisonadora de 4 HP a gasolina

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Albañil

- Operador de equipo

MATERIALES MÍNIMOS

- Material granular seleccionado
- Sub-base clase III
- agua

EJECUCIÓN

- De forma coordinada el constructor y fiscalizador verificarán todos los trabajos realizados previamente que se deberán cubrir con el relleno.
- El material agregado que se utilizará será previamente revisado y aprobado por el fiscalizador, este material no deberá estar contaminado, debe estar libre de residuos orgánicos y plásticos, en general residuos que alteren el agregado.
- El sitio de relleno debe estar libre de agua y el área debe estar libre de cualquier material orgánico o inorgánico que perjudiquen con el proceso. Cada capa de relleno se colocará cada 200 mm, por lo que tendrá un grado de compactación óptimo.

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá en unidad de volumen, su pago se lo efectuará por metro cúbico (m³).

8. NOMBRE DEL RUBRO: DESALOJO DE MATERIAL

UNIDAD: Metro cúbico (m³)

CÓDIGO: 8

DESCRIPCIÓN

El objetivo de este rubro es desalojar el material ya no requerido o sobrante de la construcción y derrocamiento, por lo que el lugar de depósito de material sobrante es en la

cantera Miravalle, ya que cumple con las regulaciones sanitarias y regulaciones establecidas por el municipio del sector.

EQUIPO MÍNIMO

- Volqueta 8 m³
- Cargadora (bobcat)

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Chofer tipo D

MATERIALES MÍNIMOS

- Ninguno

EJECUCIÓN

- Todo material inapropiado y excesivo deberá ser desalojado, previo a esto el fiscalizador verificará y aprobará.
- Todo material inapropiado y excesivo no será arrojado en ningún lugar que no cumpla con permisos sanitarios para el desalojo de material de construcción.

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá en unidad de volumen del material conjuntamente con la cantidad de viajes a realizar, su pago se efectuará por metro cúbico (m³).

9. NOMBRE DEL RUBRO: RELLENO DE LASTRE HIDROCOMPACTADO

UNIDAD: Metro cúbico (m³)

CÓDIGO: 9

DESCRIPCIÓN

El material de relleno es utilizado para drenaje, es un material proveniente de canteras de material pétreo, dicho material debe tener ser aprobado por el fiscalizador.

- **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- Previo a la colocación del material el constructor debe tener el área limpia libre de residuos contaminantes u orgánicos, o cualquier tipo de desperdicios.

- **DURANTE LA EJECUCIÓN**

- El material a colocar se lo hará en áreas especificadas en planos, donde se visualizarán los niveles y sectores a colocarse.
- Previo a la colocación del relleno todas las obras de drenaje, ya deben estar concluidas y aprobadas por el fiscalizador.
- La compactación del material se lo realizará con maquinaria aprobada por el fiscalizador.
- La colocación del material se lo realizará por capas de 300 mm, debidamente hidratadas, emparejadas y compactadas; de acuerdo a las especificaciones del fiscalizador.

- **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- El fiscalizador realizará la debida inspección de lo realizado, para luego su aprobación.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor
- Nivel
- Compactador mecánico de 4 HP a gasolina

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Albañil
- Maestro de obra civil

MATERIALES MÍNIMOS

- Material no clasificado pétreo (lastre)

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá en unidad de volumen del material, su pago se lo efectuará por metro cúbico (m³).

ESTRUCTURAS

HORMIGONES

10. NOMBRE DEL RUBRO: HORMIGÓN SIMPLE EN REPLANTILLO f[']c=140

Kg/cm, e= 5 cm

UNIDAD: Metro cúbico (m³)

CÓDIGO: 10

DESCRIPCIÓN

El hormigón simple es la primera capa con espesor de 5 cm, se usa para utilizarlo como soporte para los elementos estructurales y no es necesario encofrado.

Generalmente este tipo de hormigón tiene baja resistencia, se encuentra especificado en planos estructurales, informes del proyecto o dependiendo de la directriz del fiscalizador.

● REQUERIMIENTOS PREVIOS

- Verificar en planos estructurales los diseños en donde se colocará replantillo para cimentaciones estructurales.
- Las superficies de suelo deben estar mejoradas en el caso que se requiera y compactadas y totalmente secas.
- Excavaciones culminadas, limpias y sin material alterable al suelo.
- El fiscalizador dará la indicación para el inicio de ejecución del hormigonado.

● DURANTE LA EJECUCIÓN

- Verificar cotas totalmente a nivel

- Vertido de hormigón
- Verificación de espesor, establecido en planos

- **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- Evitar el tránsito de equipo pesado o material pesado luego de fundir el replantillo.
- El replantillo debe adquirir el 70% de resistencia para proceder con la siguiente etapa de construcción de cimentaciones, previo a ello el fiscalizador revisará la factibilidad de la resistencia.
- Curado o mantenimiento hasta utilizarlo.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor
- Concreteira
- Vibrador a gasolina de 6 HP

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Albañil
- Maestro de obra
- Operador de equipo

MATERIALES MÍNIMOS

- Cemento tipo Pórtland
- Árido fino
- Árido grueso
- Aditivo
- Agua

EJECUCIÓN

- Las superficies donde se verterá el replantillo estarán absolutamente limpias, compactadas, niveladas y secas.
- Luego del vertido se procede a una compactación con vibrador para distribuir la granulometría de forma uniforme y llegar a alcanzar el espesor indicados en planos o informes.
- Se tomará una muestra de hormigón para verificar el cumplimiento de resistencia del hormigón.
- El fiscalizador verificará que dicho trabajo cumpla con lo establecido en planos o informes entregados en laboratorio, caso contrario el fiscalizador informará las condiciones del proyecto.

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá en unidad de volumen, su pago se lo efectuará por metro cúbico (m³).

11. NOMBRE DEL RUBRO: HORMIGÓN PREMEZCLADO EN MURO f^c=240 Kg/cm

UNIDAD: Metro cúbico (m³)

CÓDIGO: 11

DESCRIPCIÓN

El hormigón con determinada resistencia se usará para configurar cimientos y la estructura del muro, ya que la estructura requiere de acero de refuerzo.

La finalidad es la construcción de muro y cimientos de hormigón en donde está detallado en planos estructurales y documentación del proyecto.

El hormigón cumplirá con lo recorrido en la especificación técnica de “Movilización, vertido y curado del hormigón” del presente proyecto.

- **REQUERIMIENTOS PREVIOS**

- Examinar los diseños de hormigón que se procederán a efectuar y los planos estructurales del proyecto.
- El fiscalizador comprobará la resistencia del hormigón con los informes entregados por parte de la hormigonera encargada de la fundición, previo a ello a no cumplir con la resistencia establecida, no se dará paso a la fundición del muro.
- Obras finalizadas de excavaciones, mejoramientos de suelo, drenaje y hormigón de replantillo.
- Culminación de colocación de acero de refuerzo con su respectiva separación.
- Delimitar los niveles y guías para fácil determinación del espesor del muro y cimientos.
- Finalizada la ubicación de juntas de dilatación.
- Verificar que el encofrado esté estable, húmedo y listo para la fundición.
- El fiscalizador autorizará la colocación del acero de refuerzo, para que se pueda dar inicio con la fundición.

- **DURANTE LA EJECUCIÓN**

- Revisión de niveles, guías y plomadas,
- Revisión de la correcta colocación del acero de refuerzo, espaciados, conservando las posiciones adecuadas que se encuentran establecidas en planos.
- Vertido de hormigón por capas no mayores a 300 mm y vibrado.
- Inspección luego de fundir.

- **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- Evitar el tránsito de equipo pesado o material pesado luego de fundir cimientos y muros.
- Las cimentaciones al igual que el muro deben adquirir el 70% de resistencia para proceder con la siguiente etapa de desencofre, previo a ello el fiscalizador revisará la factibilidad de la resistencia.
- Curado o mantenimiento hasta utilizarlo.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor
- Mixer
- Vibrador a gasolina de 6 HP
- Bomba
- Tubería

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Albañil
- Maestro de obra
- Operador de equipo

MATERIALES MÍNIMOS

Cemento tipo Pórtland: Cumplir con la norma INEN 152 tipo 1: Requisitos, no deberán utilizarse cementos de diferentes marcas en una misma fundición. Los cementos nacionales que cumplen con estas condiciones son los cementos Portland: Rocafuerte, Chimborazo, Guapán y Selva Alegre.

El almacenamiento del cemento debe estar en un lugar ventilado, seco y cubierto; al momento de apilar el cemento se sugiere que no tener más de 14 sacos de cemento uno sobre otro, tampoco tenerlos mucho tiempo almacenados.

Árido fino: Este árido contendrá arena silícica (cuarzo o granítica), sus granos deben ser limpios, porfiados, resistentes y sin algún material orgánico, material blando, esquistos o pizarras. Los materiales a agregarse para el árido fino se registrará a la norma ASTM-C-33 en la Tabla I para agregados de hormigón.

La granulometría para agregados debe estar en los límites establecidos en la norma ASTM-C-33.

Árido grueso: Al igual que el árido fino este árido debe registrarse a la norma ASTM-C-136 para distintos tamaños como:

Tamaño máximo de partículas	
Diámetro (mm)	N° Tamiz
37.5	1"
19.0	3/4
4.75	4

Agua: Debe estar libre de impurezas o libre de materias contaminantes como orgánica, pétreos y venenosos, no contendrá ácidos o sales, en lo posible debe ser agua potable que cumpla la norma INEN 1 108, la misma que se empleará para el curado del hormigón.

Aditivo: Para la utilización de aditivos químicos que puedan agregarse al hormigón para que pueda cumplir ciertas particularidades especiales efectuadas (requeridas) en obra.

Previo al uso de aditivos el fiscalizador deberá aprobar y comprobar que dicho aditivo es capaz de mantener la composición y rendimiento del hormigón en todos los sectores que se agregará el hormigón.

Se respetarán las proporciones y dosificaciones establecidas por el productor.

Los Aditivos que se empleen en hormigones cumplirán las siguientes normas:

Aditivos para hormigones. Aditivos químicos. Requisitos. Norma NTE INEN 1504. Aditivos para hormigones. Definiciones. Norma NTE INEN 1762

Aditivos reductores de aire. Norma NTE INEN 1762

Los aditivos reductores de agua, retardadores y acelerantes deberán cumplir la “Especificación para aditivos químicos para concreto” (ASTM-C-494).

ENSAYO

Para este proyecto será usado una resistencia a la compresión de 240 Kg/cm²

Cilindro Promedio	
F'c (Kg/cm ²)	Días
197	7
274	28

Cilindro Bajo	
F'c (Kg/cm ²)	Días
147	7
197	28

Se sugiere la interpretación de resultados de pruebas de compresión y su aceptación por parte del fiscalizador se haga en base a la sección Estructuras de Hormigón Armado, capítulo 3 subcapítulo 3.3.1. de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

La resistencia del hormigón será considerado aceptable al momento de tener los promedios de tres resultados de las probetas ensayadas conjuntamente de ensayos de resistencia a la compresión que igualen o excedan el f'c requerido e individualmente el ensayo de resistencia debe ser menor a la resistencia requerida en más de 35 MPa.

Las proporciones se entregarán por laboratorios u hormigoneras aprobados por fiscalización, con las estipulaciones establecidas en planos respectivos o informes.

El constructor entregará a fiscalización los diseños e informes entregados por el laboratorio o

ensayos realizados por la hormigonera donde esté la constancia de los materiales a utilizarse en obra y con dichos materiales hayan alcanzado la resistencia especificada. Caso contrario en informes que no cumplan con lo establecido, no se procederá con la fundición sin los diseños y resultados del laboratorio.

HORMIGÓN PREMEZCLADO

Al usar hormigón premezclado, este debe estar sujeto a la norma ASTM-C-94, alternativa 2, excepto que el artículo referente a “inspección del trabajo” no sea aplicable y siempre y cuando los ensayos en el sitio sean realizados según se indica bajo el título “control y ensayos en el sitio”.

PREPARACIÓN Y TRANSPORTE DEL HORMIGÓN

El hormigón premezclado deberá colocarse en camiones mezcladores tipo giratorios, el producto a descargar se lo realizará en obra.

Los camiones mezcladores destinados a la entrega del producto, entregarán un documento de constancia de ruta de mezclado y hora de salida del camión desde la planta mezcladora, con la certificación de la dosificación y resistencia del hormigón.

Fiscalización se registrará por la norma ASTM-C-94 para aprobación o rechazo del hormigón premezclado.

Las mezclas deberán conservar sus consistencias y uniformidad durante el transporte hasta la llegada a obra, el vertido debe ser lo más eficaz y rápido posible sin pérdidas de hormigón.

Los elementos que permitan el paso del hormigón serán cónicos y no se permitirá dejar caer de forma vertical el hormigón de alturas de 0.90 m, excepto que utilice equipo especializado y debidamente aprobado por fiscalización.

El uso de elementos de manipulación y colocación del hormigón estará debidamente aprobado por fiscalización.

COLOCACIÓN

Previo al vaciado del hormigón el fiscalizador debe revisar y aprobar todas las superficies en donde va ser colocado el hormigón como encofrados y armaduras.

Todo el proceso de vaciado será realizado en presencia del fiscalizador y por personal experimentado, los equipos para trasladar el hormigón, serán de eficaces para que no se presente flujo continuo sin pérdida de material.

La colocación del hormigón se lo realizará a una velocidad moderada que no pierda el estado plástico, la consistencia requerida y fluya con facilidad en espacios comprendidos entre varillas y sin mayor pérdida de hormigón. Las superficies de la estructura se da un acabado paleteado o como especifique fiscalización.

CURADO Y PROTECCIÓN

El constructor debe tener la facilidad necesaria para proceder con el curado del hormigón, esencialmente los 14 días luego de la fundición para garantizar un normal desarrollo del proceso de hidratación y pueda alcanzar la resistencia especificada.

EJECUCIÓN

- Las superficies donde se verterá el hormigón estarán absolutamente limpias, compactadas, niveladas y secas.
- El hormigón requerido será premezclado y será colocado por capas de 300 mm de espesor para que sea de mayor facilidad el vibrado y compactado del hormigón vertido para que llegue alcanzar el espesor indicado en planos o informes.
- El fiscalizador verificará que dicho trabajo cumpla con lo establecido en planos o informes, caso contrario el fiscalizador informará las condiciones del proyecto.

MEDICIÓN Y PAGO: Se medirá en unidad de volumen, su pago se lo efectuará por metro cúbico (m³).

12. NOMBRE DEL RUBRO: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MADERA

UNIDAD: Metro cuadrado (m²)

CÓDIGO: 12

DESCRIPCIÓN

Los encofrados son tableros ya sea de madera o metálicos, los que soportan formas volumétricas como el vertido del hormigón y vibrado con el objetivo de dar forma al elemento estructural previsto.

El desencofrado es el desmonte de tableros de madera o metálicos luego de un periodo determinado prudente cuando el hormigón haya alcanzado una resistencia del 70 % o su máxima resistencia.

● REQUERIMIENTOS PREVIOS

- La madera no debe tener ninguna fisura o grietas.
- La madera debe ser suficientemente resistente para resistir la mezcla del hormigón.
- El constructor informará al fiscalizador todos los elementos a utilizar para el encofrado.

● DURANTE LA EJECUCIÓN

- La madera debe estar en una posición correcta y suficientemente impermeable para evitar pérdida de lechada.
- Los tableros de madera tienen que estar combinados de madera contra chapada de un espesor recomendable no menor a 1 cm.
- Los tirantes y espaciadores de madera son indispensables en el encofrado ya que ellos resistirán el vertido del hormigón y su vez el vibrado.

- Los apuntalamientos y riostras ayudarán como soporte para contener los tableros en una posición fija sea vertical u horizontal.

● **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- Luego de conformar el encofrado para la estructura, pueden existir grietas o aberturas entre espacios de madera que se deberán sellar.
- El fiscalizador debe revisar el encofrado, que todo este sellado no haya ninguna abertura para que no exista fuga de lechada.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Carpintero
- Maestro de obra civil

MATERIALES MÍNIMOS

- Clavos
- Madera
- Pingos

EJECUCIÓN

- En el montaje o instalación del encofrado es necesario confinar y dar forma al hormigón.
- Los encofrados deben resistir las solicitaciones ejercidas por el vertido del hormigón y el vibrador, las superficies del encofrado deberán estar limpias, para que material contaminante no altere el hormigón.
- Se deberá aceptar el encofrado para luego de desencofrar sea más fácil el retiro de los tableros de madera.

MEDICIÓN Y PAGO: El encofrado se medirá en (m²) con aproximación de dos décimas, su pago se lo efectuará por metro cuadrado (m²).

ACERO

13. NOMBRE DEL RUBRO: ACERO DE REFUERZO VARILLAS CORRUGADAS Fy= 4200 Kg/cm²

UNIDAD: Kilogramo (Kg)

CÓDIGO: 13

DESCRIPCIÓN

Se discierne por acero de refuerzo al corte, figurado y colocación de varillas de acero para constituir el hormigón armado.

• REQUERIMIENTOS PREVIOS

- Verificar por parte del fiscalizador todos los aceros de distintos diámetros a utilizar, de lo contrario será rechazado.
- Verificar que las varillas corrugadas estén libres de escama, oxidación, grasa o recubrimientos que destruyan el elemento de refuerzo o su adherencia.
- El fiscalizador está en la obligación de solicitar al constructor los informes o certificados de calidad, para garantizar la calidad del acero de refuerzo que se usará en el proyecto.

• DURANTE LA EJECUCIÓN

- Las varillas de acero se ubicarán en las posiciones indicadas en los planos, el amarre entre varillas se lo realizará con el alambre galvanizado # 18.
- Se respetarán los espaciamientos entre varillas como especifica el plano.

- Verificación de diámetros de varilla conforme se arma la armadura de refuerzo.
- Respetar el recubrimiento mínimo que se indica en el plano.

● **POSTERIOR A LA EJECUCIÓN**

- El fiscalizador revisará los diámetros y espaciamientos como están establecidos en planos estructurales.
- Al presentar demora en el vaciado del hormigón, se procederá a inspeccionar y se realizará la limpieza necesaria.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor
- Amoladora

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Fierro
- Maestro de obra civil

MATERIALES MÍNIMOS

- Acero de refuerzo
- Alambre galvanizado # 18

EJECUCIÓN

- El acero de refuerzo se colocará con lo establecido en planos y respetando los diámetros y separación que existe entre cada barra de refuerzo.
- El doblado de las barras se hará en frío y con velocidad prudente.
- El constructor establecerá indicaciones para dobleces, empalmes o traslapes entre varillas, luego de ello el fiscalizador debe corroborar lo ejecutado, caso contrario el fiscalizador tomará medidas.

MEDICIÓN Y PAGO: Su medición de acero de refuerzo se lo hará en kilogramos (Kg), con aproximación a la décima superior. Su pago se lo efectuará por kilogramo (Kg).

INSTALACIONES

14. NOMBRE DEL RUBRO: TUBO PVC PARA DRENAJE DE MUROS

UNIDAD: Metro lineal (ml)

CÓDIGO: 14

DESCRIPCIÓN

El objetivo de este rubro es la instalación de puntos de drenaje con tubería PVC 3'' ubicados en lugares claves, en donde especifique los planos estructurales con los respectivos detalles.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Albañil
- Maestro de obra civil

MATERIALES MÍNIMOS

- Tubería PVC
- Accesorios
- Pasta de soldar

EJECUCIÓN

- La tubería PVC se colocará de forma vista y empotrada, el fiscalizador estará presente en la colocación de cada uno de los tubos PVC, que se encuentren bien ubicados, para que haya una debida aprobación por el fiscalizador.

MEDICIÓN Y PAGO: El pago se lo efectuará con la remuneración del suministro, transporte, almacenamiento y manipuleo, su pago se lo efectuará por metro lineal (m).

15. NOMBRE DEL RUBRO: INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL PARA FILTRAR

UNIDAD: Metro cuadrado (m²)

CÓDIGO: 15

DESCRIPCIÓN

El objetivo de este rubro es la instalación de este material drenante no tejido, utilizado para suelos de contenido de humedad alto.

El geotextil es un producto elaborado a base de polímeros, químico y biológicamente inertes altamente resistente, que no sufra descomposición por parte de bacterias u hongos, ácidos, álcalis y aceites.

EQUIPO MÍNIMO

- Herramienta menor

MANO DE OBRA MÍNIMA CALIFICADA

- Peón
- Maestro de obra civil

MATERIALES MÍNIMOS

- Geotextil no tejido

EJECUCIÓN

- El material geotextil se utilizará para el drenaje de agua mediante el empleo de material granular filtrante para relleno y tubería PVC 3'', conforme a los planos estructurales y por dirección del fiscalizador se colocará el material geotextil.

MEDICIÓN Y PAGO: Su medición de acero de refuerzo se lo hará en metro cuadrado (m²), con aproximación a la décima superior. Su pago se lo efectuará por metro cuadrado (m²).

CONCLUSIONES

El muro en voladizo está conformado por 6 secciones con distintas dimensiones y la cimentación se realizó de forma escalonada debido a que existe una diferencia importante en el nivel de la calzada, un total de 1,94 metros de diferencia entre la cota máxima perteneciente al tramo (A-B) cuyo valor es de 1620,07 msnm en la calzada y la cota mínima perteneciente al tramo (F-G) cuyo valor es de 1618,13 msnm.

El diseño de la pantalla se lo realizó en dos secciones para evitar diámetros excesivos de varillas que puedan encarecer la obra y dificultar su manejabilidad.

El mejoramiento que recomienda el estudio geotécnico es de 1,00 metro, se aplicó dicha recomendación hasta el tramo (C-D) ya que a partir del tramo (D-E) el número de golpes resultado del ensayo SPT realizados en los pozos 1 y 3 aumenta, lo que resulta en una mayor resistencia del suelo, permitiendo disminuir el mejoramiento de 1,00 metro a 0,50 metros.

En el diseño del muro de contención se realizaron los cálculos correspondientes de dimensionamiento y las respectivas verificaciones tomando en cuenta que a futuro se construirá una mampostería de aproximadamente 3 metros sobre el muro.

El espesor y longitud de la unión entre la pantalla y la cimentación (llave de corte) se ha calculado en cada uno de los tramos para contrarrestar las fuerzas de aplastamiento producto del peso de la pantalla y las fuerzas cortantes provenientes del empuje del terreno.

El factor de seguridad obtenido del software MIDAS GTS NX correspondiente a estabilidad de taludes que selecciona el programa es siempre el mínimo (FS min) de un abanico de opciones que dependerá de la superficie de falla.

Los factores de seguridad obtenidos del software MIDAS GTS NX correspondiente a la estabilidad de taludes, generalmente se asemejan a los cálculos matemáticos por el método de Bishop por lo que se ha corroborado que los datos arrojados por el programa y los calculados manualmente son confiables.

Las juntas de dilatación se colocan cada 25-30 metros según normativa o cada cambio de sección geométrica. En el presente proyecto se las ha instalado en cada cambio de sección, además la longitud de los 6 tramos ronda los 25 metros por ende es el lugar idóneo para su colocación.

RECOMENDACIONES

Para poder obtener los factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento en el programa MIDAS GTS NX se recomienda realizar la modelación por etapas constructivas, y así obtener resultados más cercanos a la realidad.

Se recomienda colocar los lloraderos con una pendiente mínima del (1-2) % para un correcto drenaje y así evitar presiones hidrostáticas que a futuro podrían deteriorar y desestabilizar la estructura.

Colocar el material filtrante en el contacto entre la pantalla y el relleno para poder evacuar las aguas a través de los lloraderos.

Se recomienda utilizar un software en donde se puedan corroborar los factores de seguridad al deslizamiento y al volcamiento que a su vez proporcione métodos de análisis de estabilidad de taludes y muros como lo es el MIDAS GTS NX.

El constructor deberá regirse a las especificaciones técnicas plasmadas en el proyecto para que la estructura y las diferentes etapas del proyecto se ejecuten eficientemente y así evitar costos prematuros de mantenimiento.

REFERENCIAS

- Alva Hurtado, J. (2014). Diseño de Muro de Contención. *Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil - Sección de Post Grado*, 56.
- Armijos, P. G. (2018). *DISEÑO DE CANALES ABIERTOS*. Área de Innovación y Desarrollo, S.L. <http://dx.doi.org/10.17993/IngyTec.2018.43>
- Ayabaca Tigse, B. I., & Salazar Ojeda, L. D. (2018). ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO ENTRE MURO DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO Y MURO DE CONTENCIÓN DE SUELO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO CON EL SISTEMA TERRAMESH® PARA EL PROYECTO URBANIZACIÓN TOSCANA. *Tesis*, 1–57.
<http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/5081/1/UPS-CYT00109.pdf>
- Borselli, L. (2022). *GEOTECNIA I. Definición , estructura y propiedades físicas de los geomateriales (rocas y suelos)*.
- Braja M. Das. (2015). *Ingeniería Geotécnica* (4ta Ed.). Cengage learning Editores.
- Calavera, J. (1987). *Muros de contencion y muros de sotano*. 2, 307.
- Caminos Naturales. (2010). Estabilización de taludes. *Caminos Naturales* , 94–131.
http://www.mapama.gob.es/es/desarrollo-rural/temas/caminos-naturales/6.5._estabilización_de_taludes_tcm7-213274.pdf
- Cevallos, M. (2015). Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquial Rural “Santa Catalina de Salinas.” *Igarss 2014*, 1, 1–5.
- Contreras, A. C., & Quiñones, J. A. (2020). *IMPLEMENTACIÓN DE UN ENSAYO A ESCALA REDUCIDA EN UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL PARA EL ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO*. 3(2017), 54–67.
<http://repositorio.unan.edu.ni/2986/1/5624.pdf>
- Córdova, L. E. Z. (2017). *DESARROLLO DE UNA APLICACIÓN BASADA EN MATLAB*

PARA EL CÁLCULO DE MUROS A GRAVEDAD, MUROS EN VOLADO O CANTILÉVER, MUROS CON CONTRAFUERTE. 1–101.

García, N. A., Yalitzá, I., Prada, S., Francisco, U., Santander, D. P., Ingeniería, F. De, & De, G. (2013). Diseño Sismico De Muros De Contención En Gravedad Y Voladizo. *Revista Colombiana De Tecnologías De Avanzada (Rcta)*, 2(20).

<https://doi.org/10.24054/16927257.v20.n20.2012.195>

J.Suarez. (1998). Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales.

Deslizamientos y Estabilidad de Taludes En Zonas Tropicales, 1–10.

MIDAS. (2017a). Analysis Control - Slope Stability. In *Geotechnical & Tunnel analysis System* (pp. 1–8).

http://manual.midasuser.com/EN_Common/GTS/425/GTS/08_Analysis/Analysis_Control/Slope_Stability.htm

MIDAS. (2017b). Chapter 6 - Analysis Case. *USER MANUAL MIDAS GTS NX*, 453–494.

MIDUVI, M. de desarrollo urbano y vivienda. (2016). *Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. 137.

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-6-GEOTECNICA.pdf>

Onainor, E. R. (2019). *EL SOLIDO ELASTICO. 1*, 105–112.

Ordoñez, A. (1995). MUROS DE CONTENCIÓN. *The Journal of Biological Chemistry*, 270(45), 26723–26726.

Rojas, S. (2009). Diseño de muros de contención sector. *Universidad Austral de Chile*.

Rubio Gálvez, I. (2021). *Informe tecnico de mecanica de suelos*. 593.

Ruz, M. (2016). *Métodos de mejoramiento de suelos más utilizados en construcción*.

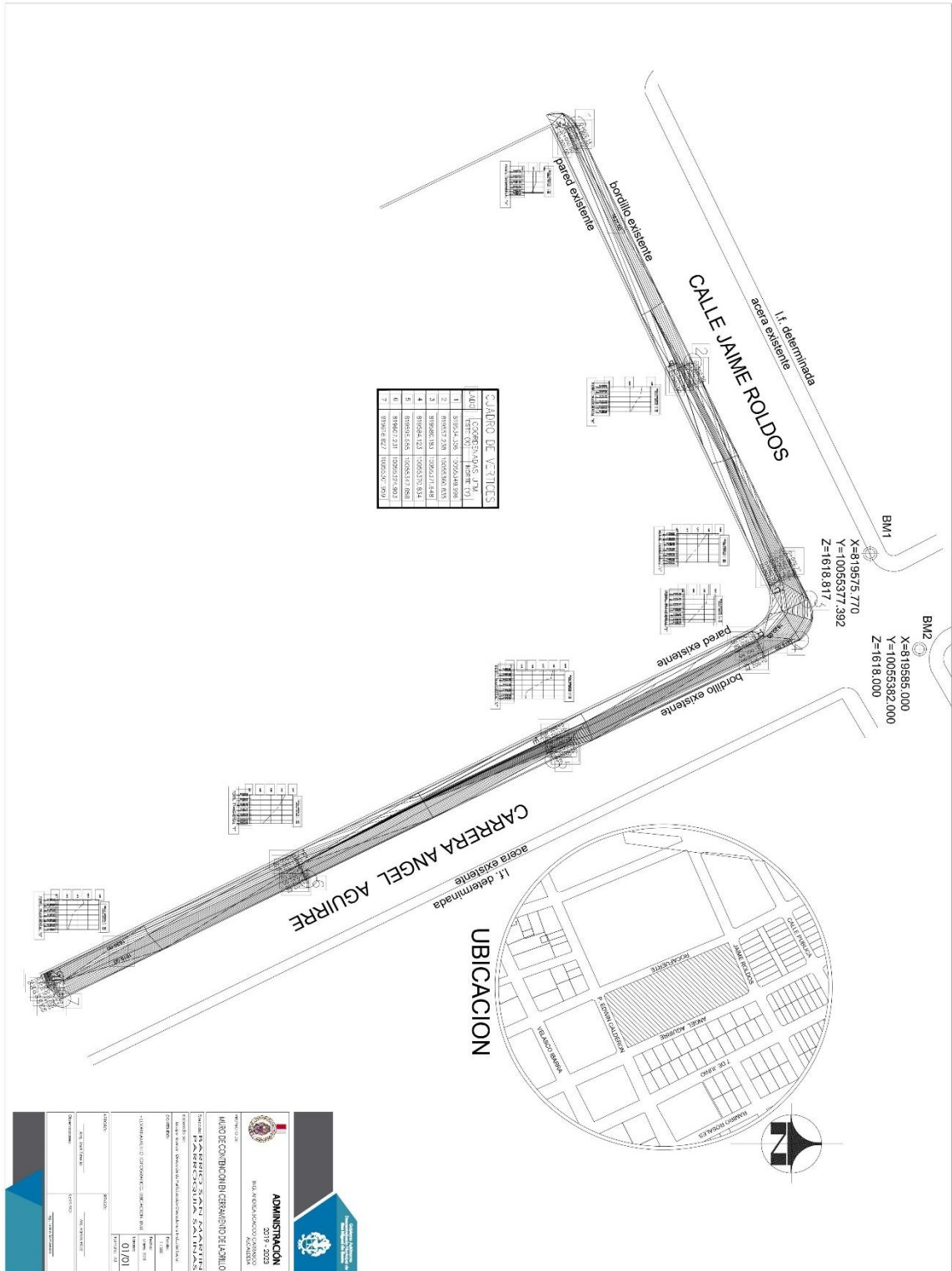
Suarez, J. (2012). Estructuras de Contención de Gravedad. *Deslizamientos*, 40.

www.erosion.com.co

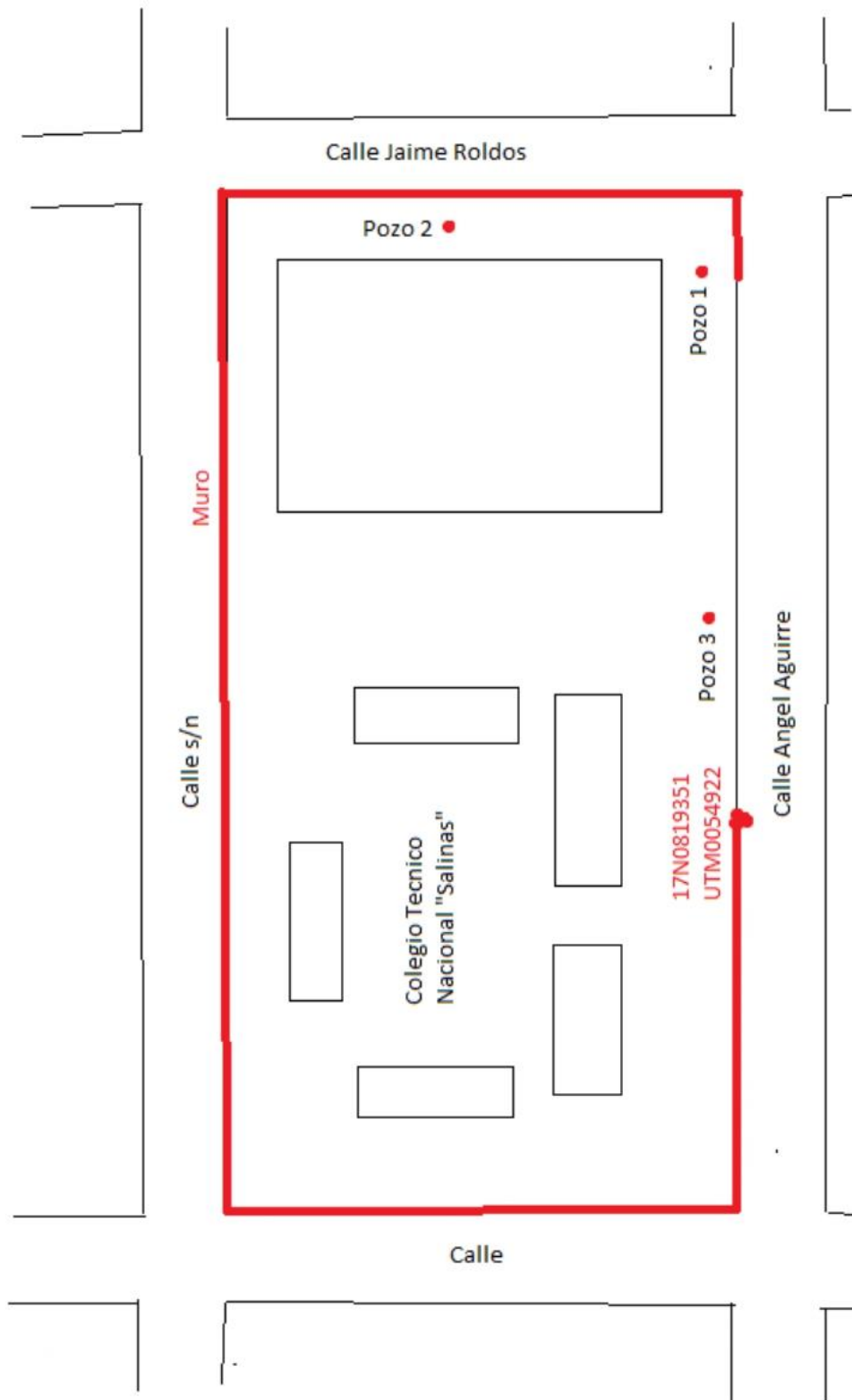
Yacchirema Chimbo, J. C. (2013). *Construcción de un muro de contención en el sitio del deslizamiento de la plataforma de la vía Guaranda - río Blanco entre el km 0+910 - km 0+958 de la provincia Bolívar Cantón Guaranda*. [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador.]

ANEXOS

ANEXO 1. Levantamiento topográfico para posterior construcción del muro de contención en la Unidad Educativa Salinas.



ANEXO 2. Ubicación de las perforaciones.



ANEXO 3. Resumen gráfico de Ensayos.

IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc.				PROYECTO : MURO DE CONTENCION CIMENTACION		SIMBOLOGIA							
Estudio de los Suelos R.P. 17 - 01 - 5489				UBICACION : SALINAS - IBARRA		Wn = Contenido de humedad. WL = Limite líquido. IP = Indice plástico.							
Teléfono: 097287-511 Quito - Ecuador				PERFOR. No. : -3- FECHA : abr-21 OPERADOR : DJ, MA, F, AV									
PROF. (m)	No. DE Golpes	Tipo, Olor, Color, Consistencia	Resumen Gráfico del Estudio (No. De Golpes)		ENSAYOS DE LABORATORIO								
					GRANULOMETRIA (%) (PASA TAMIZ No.)		LIMITES		Wn (%)	SUCS			
0,0			0	10	4	10	40	200			WL (%)	IP (%)	
0,5	7											22	ML
1,0	5											22	ML
1,5	4											20,3	ML
2,0	4											24,4	ML
2,5	6	Limo arenoso, inorgánico, humedad media, color café a café claro, plasticidad, baja a media, consistencia baja a media, recuperación en el tubo partido 100 %.			100	94	56	27	3			24	ML
3,0	7											23	ML
3,5	11											21,1	ML
4,0	7											31	ML
4,5	12											22,1	ML
5,0	19											19,1	ML
5,5	20											21,9	ML
6,0	25											21,9	ML
6,5		No se detecta presencia de agua de escumamiento durante el sondaje.											
7,0													
7,5													
8,0													
8,5													
9,0													

IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc.				PROYECTO : MURO DE CONTENCION CIMENTACION		SIMBOLOGIA							
Estudio de los Suelos R.P. 17 - 01 - 5489				UBICACION : SALINAS - IBARRA		Wn = Contenido de humedad. WL = Limite líquido. IP = Indice plástico.							
Teléfono: 097287-511 Quito - Ecuador				PERFOR. No. : -2- FECHA : abr-21 OPERADOR : DJ, MA, F, AV									
PROF. (m)	No. DE Golpes	Tipo, Olor, Color, Consistencia	Resumen Gráfico del Estudio (No. De Golpes)		ENSAYOS DE LABORATORIO								
					GRANULOMETRIA (%) (PASA TAMIZ No.)		LIMITES		Wn (%)	SUCS			
0,0			0	5	4	10	40	200			WL (%)	IP (%)	
0,5	3											22,1	ML
1,0	3											22,1	ML
1,5	5											22	ML
2,0	13											24,6	ML
2,5	13	Limo arenoso, inorgánico, humedad media, color café a café claro, plasticidad, baja a media, consistencia baja a media, recuperación en el tubo partido 100 %.			100	92	64	29	4			25,6	ML
3,0	13											23,3	ML
3,5	16											23,4	ML
4,0	6											27,9	ML
4,5	10											25,8	ML
5,0	10											25,8	ML
5,5	18											28,5	ML
6,0	20											25,8	ML
6,5		No se detecta presencia de agua de escumamiento durante el sondaje.											
7,0													
7,5													
8,0													
8,5													
9,0													

IVAN RUBIO GALVEZ INGENIERO CIVIL - M. Sc.	PROYECTO : OBRA :	MURO DE CONTENCION CIMENTACION	SIMBOLOGIA
Estudio de los Suelos R.P. 17 - 01 - 5489	UBICACION : PERFOR. No. :	SALINAS - IBARRA -1-	Wn = Contenido de humedad. WL = Limite líquido. IP = Indice plástico.
Teléfono: 097287-511 Quito - Ecuador	FECHA : OPERADOR :	abr-21 DJ, MA, F, AV	

PROF. (m)	No. DE Golpes	Tipo, Olor, Color, Consistencia	Resumen Gráfico del Estudio (No. De Golpes)			ENSAYOS DE LABORATORIO											
						GRANULOMETRIA (%)				LIMITES		Wn (%)	SUCS				
						(PASA TAMIZ No.)				WL (%)	IP (%)						
0,0			0	20	40	4	10	40	200								
0,5	7																
1,0	4																
1,5	3																
2,0	5																
2,5	8	Limo arenoso, inorgánico, humedad media, color café a café claro, plasticidad, baja a media, consistencia baja a media, recuperación en el tubo partido 100 %,															
3,0	10																
3,5	32																
4,0	37																
4,5	43																
5,0	43																
5,5	40																
6,0	44																
6,5		No se detecta presencia de agua de escurrimiento durante el sondaje.															
7,0																	
7,5																	
8,0																	
8,5																	
9,0																	

ANEXO 4. Formulario de Ensayos.

PROYECTO:		MURO DE CONTENCIÓN					
OBRA		: CIMENTACIÓN					
LOCALIZ.		: SALINAS - IBARRA					
PERF.		: -3-		FECHA	: ABRIL - 2021		
PROF.		: 6,00 m.		OPERADOR:	DJ, MA, F, AV		
CONTENIDO DE AGUA							
PROFUNDIDAD		RECIPIENTE		MASA DEL RECIPIENTE		CONTENIDO DE AGUA	
		Nº	MASA	+	+	PARCIAL	PROMEDIO
SUELO	SUELO						
DESDE	HASTA			HUMEDO	SECO	%	%
m	m		g	g	g		
		66	5,58	57,33	48,10	21,71	
0,5	1,00	148	5,53	57,23	47,81	22,28	21,99
		9	5,48	57,87	49,02	20,33	
1,00	1,50	299	5,60	57,80	49,00	20,28	20,30
		237	5,60	64,85	53,24	24,37	
1,50	2,00	281	5,70	64,75	53,17	24,39	24,38
		328	5,44	64,94	53,58	23,60	
2,00	2,50	334	5,31	64,80	53,10	24,48	24,04
		62	5,55	68,04	56,55	22,53	
2,50	3,00	277	5,44	68,65	57,25	22,00	22,27
		366	5,58	68,91	57,93	20,97	
3,00	3,50	242	5,70	68,36	57,42	21,15	21,06
		10	5,66	62,60	51,28	24,81	
3,50	4,00	92	5,70	62,55	51,38	24,45	24,63
		54	5,67	62,37	51,92	22,59	
4,00	4,50	367	5,57	62,56	52,46	21,54	22,07
		8	5,43	60,12	51,23	19,41	
4,50	5,00	4	5,42	60,08	51,42	18,83	19,12
		42	5,61	60,68	50,74	22,03	
5,00	5,50	87	5,61	60,60	50,77	21,77	21,90
		42	5,61	60,68	50,74	22,03	
5,50	6,00	87	5,61	60,60	50,77	21,77	21,90
6,00	6,50						
6,50	7,00						
7,00	7,50						
7,50	8,00						

PROYECTO:		MURO DE CONTENCIÓN					
OBRA		: CIMENTACIÓN					
LOCALIZ.		: SALINAS - IBARRA					
PERF.		: -2-		FECHA	: ABRIL - 2021		
PROF.		: 6,00 m.		OPERADOR:	DJ, MA, F, AV		
CONTENIDO DE AGUA							
PROFUNDIDAD		RECIPIENTE		MASA DEL RECIPIENTE		CONTENIDO DE AGUA	
DESDE	HASTA	Nº	MASA	+ SUELO HUMEDO	+ SUELO SECO	PARCIAL	PROMEDIO
m	m		g	g	g	%	%
		725	5,70	58,45	48,84	22,28	
0,5	1,00	323	5,70	58,87	49,29	21,98	22,13
		326	5,60	58,38	48,92	21,84	
1,00	1,50	46	5,37	58,32	48,73	22,12	21,98
		238	5,62	58,36	47,94	24,62	
1,50	2,00	82	5,51	58,56	48,10	24,56	24,59
		327	5,68	72,06	58,61	25,41	
2,00	2,50	15	5,43	72,20	58,49	25,84	25,62
		43	5,58	72,91	60,70	22,15	
2,50	3,00	30	5,57	72,90	59,68	24,43	23,29
		24	5,54	65,00	53,62	23,67	
3,00	3,50	49	5,46	65,55	54,30	23,03	23,35
		211	5,46	65,61	52,77	27,14	
3,50	4,00	319	5,74	65,74	52,40	28,59	27,86
		178	5,43	65,14	53,00	25,52	
4,00	4,50	376	8,12	65,50	53,61	26,14	25,83
		178	5,43	65,14	53,00	25,52	
4,50	5,00	376	8,12	65,50	53,61	26,14	25,83
		178	5,43	65,14	53,00	25,52	
5,00	5,50	376	8,12	65,50	53,61	26,14	25,83
		178	5,43	65,14	53,00	25,52	
5,50	6,00	376	8,12	65,50	53,61	26,14	25,83
6,00	6,50						
6,50	7,00						
7,00	7,50						
7,50	8,00						

PROYECTO:	MURO DE CONTENCIÓN						
OBRA	: CIMENTACIÓN						
LOCALIZ.	: SALINAS - IBARRA						
PERF.	: -1-			FECHA	: ABRIL - 2021		
PROF.	: 6,00 m.			OPERADOR:	DJ, MA, F, AV		
CONTENIDO DE AGUA							
		RECIPIENTE		MASA DEL RECIPIENTE		CONTENIDO DE AGUA	
PROFUNDIDAD		Nº	MASA	+	+		
				SUELO	SUELO		
DESDE	HASTA			HUMEDO	SECO	PARCIAL	PROMEDIO
m	m		g	g	g	%	%
		368	10,09	70,96	57,01	29,73	
0,5	1,00	68	9,62	51,54	42,02	29,38	29,56
		276	10,08	70,94	57,01	29,68	
1,00	1,50	89	9,63	51,55	42,02	29,42	29,55
		97	10,07	69,86	56,86	27,78	
1,50	2,00	277	10,05	51,32	41,87	29,70	28,74
		241	10,03	72,15	59,46	25,67	
2,00	2,50	297	9,68	70,74	57,07	28,85	27,26
		48	10,05	71,29	58,01	27,69	
2,50	3,00	27	10,01	64,23	52,66	27,13	27,41
		17	10,10	69,85	57,02	27,34	
3,00	3,50	3	9,63	51,00	42,01	27,76	27,55
		5	10,07	70,94	58,03	26,92	
3,50	4,00	43	9,66	51,55	43,00	25,64	26,28
		6	10,09	69,86	56,86	27,80	
4,00	4,50	7	10,06	50,42	41,88	26,84	27,32
		8	10,06	72,15	58,97	26,95	
4,50	5,00	20	9,89	70,74	58,33	25,62	26,28
		12	10,01	71,29	58,57	26,19	
5,00	5,50	15	10,08	64,23	52,66	27,17	26,68
		11	10,05	70,48	57,99	26,05	
5,50	6,00	16	10,02	64,01	52,66	26,62	26,34
6,00	6,50						
6,50	7,00						
7,00	7,50						
7,50	8,00						

IVAN RUBIO GALVEZ	PROYECTO :	MURO DE CONTENION			
INGENIERO CIVIL - M.Sc.	OBRA :	CIMENTACION			
	LOCALIZ. :	SALINAS - IBARRA			
ESTUDIO DE LOS SUELOS	PERF. N° :	-3-			
R.P. 17 - 01 - 5489	PROFUND. :	1,50-2,00 m	MUESTRA N° :	-3-	
Teléfono 2286-600	FECHA :	ABRIL 2021	OPERADOR :	M,R,	

ENSAYOS DE CLASIFICACION

ASTM D422- D423-D424

	GOLPES	PESO CAP SULA (g)	PESO HUMEDO (g)	PESO SECO (g)	CONT. DE AGUA (%)	RESULTADO %
1.- CONTENIDO DE AGUA	-----	5,60	64,85	53,24	24,37	
	-----	5,70	64,75	53,17	24,39	24,4
2.- LIMITE LIQUIDO	11	8,00	30,57	25,46	29,27	
	16	8,49	29,31	24,75	28,04	
	25	8,23	30,82	25,98	27,27	
	30	8,50	30,28	25,76	26,19	26,9
3.- LIMITE PLASTICO		8,02	22,40	19,88	21,25	
	-----	8,06	21,73	19,25	29,31	
	-----	7,93	20,00	17,88	21,31	24,0

4.- GRANULOMETRIA

Masa del recipiente =	20,98	(g)
Masa recip. + suelo hum. =	156,20	(g)
Masa de suelo humedo. =	135,22	(g)
Masa de suelo seco =	108,71	(g)

5.- CLASIFICACION

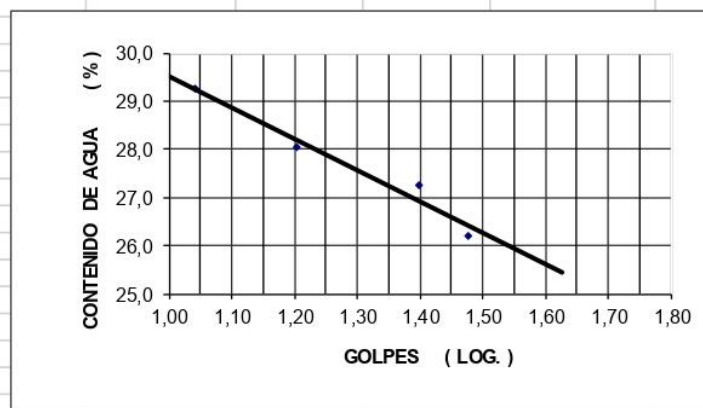
GRAVA =	0	%
ARENA =	44	%
FINOS =	56	%

TAMIZ N°	PESO RETENIDO (g)	RET. PARC. (%)	RET. ACUM. (%)	PASA (%)
3"	0	0,00	0,00	100
1 1/2"	0	0,00	0,00	100
1"	0	0,00	0,00	100
3/4"	0	0,00	0,00	100
1/2"	0	0,00	0,00	100
3/8"	0,00	0,00	0,00	100
4	0,00	0,00	0,00	100
10	0,45	0,41	0,41	100
40	5,64	5,19	5,60	94
200	42,06	38,69	44,29	56

W _L =	26,9	%
W _P =	24,0	%
I _P =	3,0	%

CLASIFICACION

SUCS =	ML
AASHTO =	-----
IG (86) =	-----
IG (45) =	-----



IVAN RUBIO GALVEZ	PROYECTO :	MURO DE CONTENCION			
INGENIERO CIVIL - M. Sc.	OBRA :	CIMENTACION			
-----	LOCALIZ. :	SALINAS - IBARRA			
ESTUDIO DE LOS SUELOS	PERF. N° :	-2-			
R.P. 17 - 01 - 5489	PROFUND. :	2,00-2,50 m	MUESTRA N° :	-4-	
Teléfono 2286-600	FECHA :	ABRIL 2021	OPERADOR :	M, R,	

ENSAYOS DE CLASIFICACION

ASTM D422- D423-D424

	GOLPES	PESO CAPSULA (g)	PESO HUMEDO (g)	PESO SECO (g)	CONT. DE AGUA (%)	RESULTADO %
1.- CONTENIDO DE AGUA	-----	5,68	72,06	58,61	25,41	
	-----	5,43	72,20	58,49	25,84	25,6
2.- LIMITE LIQUIDO	11	8,95	30,33	25,40	29,97	
	22	8,47	31,69	26,50	28,79	
	27	8,28	31,93	26,70	28,39	
	34	8,28	32,21	27,00	27,83	28,5
3.- LIMITE PLASTICO		8,43	26,77	23,62	20,74	
	-----	8,40	26,73	23,55	31,69	
	-----	8,35	26,61	23,50	20,53	24,3

4.- GRANULOMETRIA		
Masa del recipiente =	18,32	(g)
Masa recip. + suelo hum. =	199,09	(g)
Masa de suelo humedo. =	180,77	(g)
Masa de suelo seco =	143,90	(g)

5.- CLASIFICACION

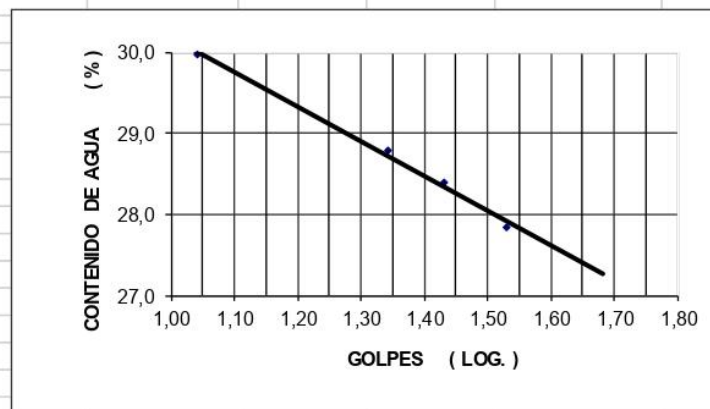
GRAVA =	0	%
ARENA =	36	%
FINOS =	64	%

TAMIZ N°	PESO RETENIDO (g)	RET. PARC. (%)	RET. ACUM. (%)	PASA (%)
3"	0	0,00	0,00	100
1 1/2"	0	0,00	0,00	100
1"	0	0,00	0,00	100
3/4"	0	0,00	0,00	100
1/2"	0	0,00	0,00	100
3/8"	0,00	0,00	0,00	100
4	0,00	0,00	0,00	100
10	0,21	0,15	0,15	100
40	10,59	7,36	7,51	92
200	40,94	28,45	35,96	64

W _L =	28,5	%
W _P =	24,3	%
I _P =	4,2	%

CLASIFICACION

SUCS =	ML
AASHTO =	-----
IG (86) =	-----
IG (45) =	-----



IVAN RUBIO GALVEZ	PROYECTO :	MURO DE CONTENCIÓN			
INGENIERO CIVIL - M. Sc.	OBRA :	CIMENTACION			
-----	LOCALIZ. :	SALINAS - IBARRA			
ESTUDIO DE LOS SUELOS	PERF. N° :	-1-			
R.P. 17 - 01 - 5489	PROFUND. :	2,00-2,50 m	MUESTRA N°:	-4-	
Teléfono 2286-600	FECHA :	ABRIL 2021	OPERADOR :	M,R,	

ENSAYOS DE CLASIFICACION

ASTM D422- D423-D424

	GOLPES	PESO CAPSULA (g)	PESO HUMEDO (g)	PESO SECO (g)	CONT. DE AGUA (%)	RESULTADO %
1.- CONTENIDO DE AGUA	-----	10,03	72,15	59,46	25,67	27,3
	-----	9,68	70,74	57,07	28,85	
2.- LIMITE LIQUIDO	15	8,42	37,10	30,28	31,20	29,6
	23	8,35	37,66	31,00	29,40	
	30	8,46	37,92	31,25	29,27	
	42	8,46	37,32	30,98	28,15	
3.- LIMITE PLASTICO	-----	8,37	27,25	23,87	21,81	26,8
	-----	8,24	25,15	22,11	37,66	
	-----	8,24	21,90	19,53	20,99	

4.- GRANULOMETRIA

Masa del recipiente =	18,24	(g)
Masa recip. + suelo hum. =	190,36	(g)
Masa de suelo humedo. =	172,12	(g)
Masa de suelo seco =	135,25	(g)

5.- CLASIFICACION

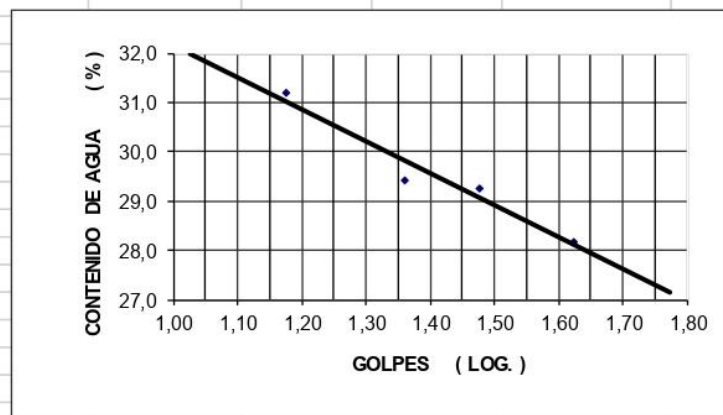
GRAVA =	0	%
ARENA =	37	%
FINOS =	63	%

TAMIZ	PESO RETENIDO (g)	RET. PARC. (%)	RET. ACUM. (%)	PASA (%)
N° 3"	0	0,00	0,00	100
1 1/2"	0	0,00	0,00	100
1"	0	0,00	0,00	100
3/4"	0	0,00	0,00	100
1/2"	0	0,00	0,00	100
3/8"	0,00	0,00	0,00	100
4	0,00	0,00	0,00	100
10	0,04	0,03	0,03	100
40	11,29	8,35	8,38	92
200	39,06	28,88	37,26	63

W_L =	29,6	%
W_P =	26,8	%
I_P =	2,8	%

CLASIFICACION

SUCS =	ML
AASHTO =	-----
IG (86) =	-----
IG (45) =	-----



ANEXO 5. Memoria de Cálculo del diseño definitivo TRAMO B-C

CALCULO DE MURO EN VOLADIZO

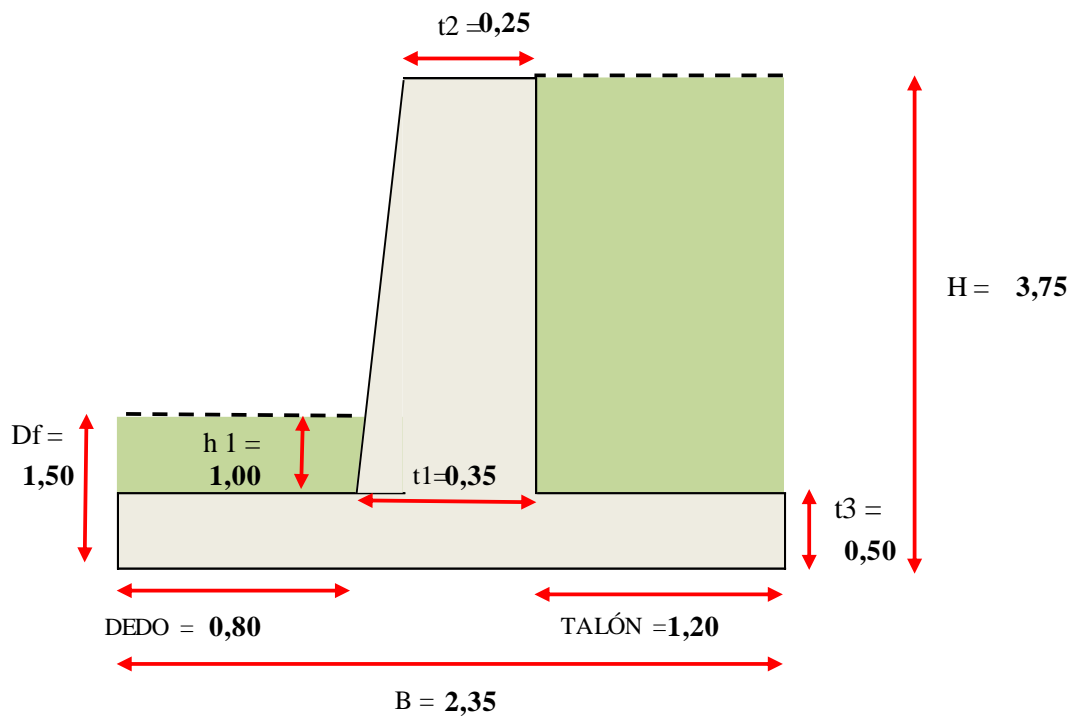
TRAMO B-C

DATOS GENERALES

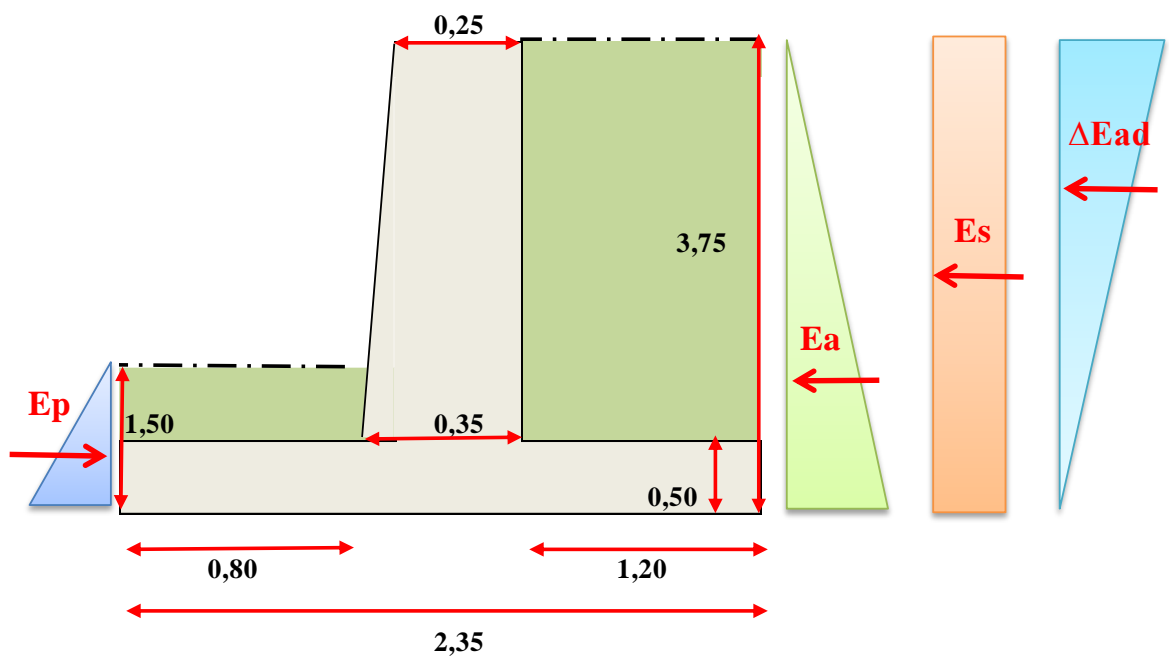
	Altura total del muro	H =	3,75	m
SUELO	Tipo de Suelo		Limo Arenoso	
	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Capacidad Portante Admisible	q adm =	12,00	T/m ²
	Desplante	Df =	1,50	m
MATERIALES DEL MURO	Resistencia del concreto a la compresión	$f'c =$	240,00	kg/cm ²
	Resistencia del Acero	$f_y =$	4200,00	kg/cm ²
	Peso específico del concreto	$\gamma_{\text{concreto}} =$	2,40	T/m ³
	Recubrim.	=	0,075	m
SUELO DE RELLENO	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de talud		0,00	°
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Coefficiente de fricción	u =	0,466	
CONDICIONES Y VERIFICACIONES	Zona Sísmica	Z =	0,40	
	Altura Equivalente	Hs =	0,60	m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,50	ACI
	Factor de Seguridad al Volcamiento	FSV =	2,00	318-14

DIMENSIONES ADOPTADAS DEL MURO

DIMENSIONES ADOPTADAS		
B =	2,35	m
t1 =	0,35	m
t2 =	0,25	m
t3 =	0,50	m
Dedo =	0,80	m
Talón =	1,20	m



CÁLCULO DE EMPUJES



EMPUJE ACTIVO	Coefficiente de Presión Activa	$K_{ha} =$	0,406	
	Presión horizontal en la base del muro	$p_a =$	2,131	T/m ²
	Empuje Activo del Relleno	$E_a =$	3,995	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	1,25	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	4,99	T*m/m

EMPUJE SOBRECARGA	Coefficiente de Presión Activa	$K_{ha} =$	0,406	
	Altura Equivalente	$H_s =$	0,60	m
	Presión Resultante de la Sobrecarga	$p_s =$	0,341	T/m ²
	Empuje de la Sobrecarga	$E_s =$	1,278	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	1,88	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	2,40	T*m/m

EMPUJE PASIVO	Coefficiente de Presión Pasiva	$K_{hp} =$	2,464	
	Presión horizontal en la base del muro	$p_p =$	5,174	T/m ²
	Empuje Pasivo del Relleno	$E_p =$	3,881	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	0,50	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	1,94	T*m/m

EMPUJE ACTIVO DINÁMICO (MONONOBE-OKABE)	Coefficiente Sísmico Horizontal	$K_h =$	0,20	
	Coefficiente Sísmico Vertical	$K_v =$	0,10	
	Ángulo de inclinación del terreno	$i =$	0,00	rad
	Ángulo de fricción en el contacto del muro con el suelo	$\delta =$	0,29	rad
	Ángulo de inclinación del paramento interior del estribo.	$\beta =$	0,031	rad
	Ángulo de fricción interna.	$\phi =$	0,436	rad
		$\theta =$	0,219	rad
		$\psi =$	1,986	
	Coefficiente de empuje activo dinámico.	$K_{ad} =$	0,574	
	Empuje activo dinámico	$E_{ad} =$	5,085	T/m
	Incremento dinámico de empuje.	$\Delta E_{ad} =$	1,090	T/m
	Distancia entre la base y la Resultante	$y =$	2,50	m
	MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	2,72

MAMPOSTERÍA DE BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN

γ (bloque hueco de hormigón) =	12 KN/m³	NEC-SE-CG
	1,223	T/m ³
γ (Mortero relación 1:4) =	20 KN/m³	NEC-SE-CG
	2,039	T/m ³
Ancho =	1,00	m
Altura =	3,00	m
Área =	3,00	m ² /m
Volumen =	0,60	m ³ /m

BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN	Nº Bloques / m ² =	11,21	
	Nº Bloques Total =	34	U
	Peso Bloques =	0,67	T
MORTERO 1:4	Volumen pared =	0,60	m ³
	Volumen ladrillos =	0,54	m ³
	Volumen mortero =	0,06	m ³
	Peso Mortero =	0,11	T
Peso Total Mampostería/metro =		0,78	T/m

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

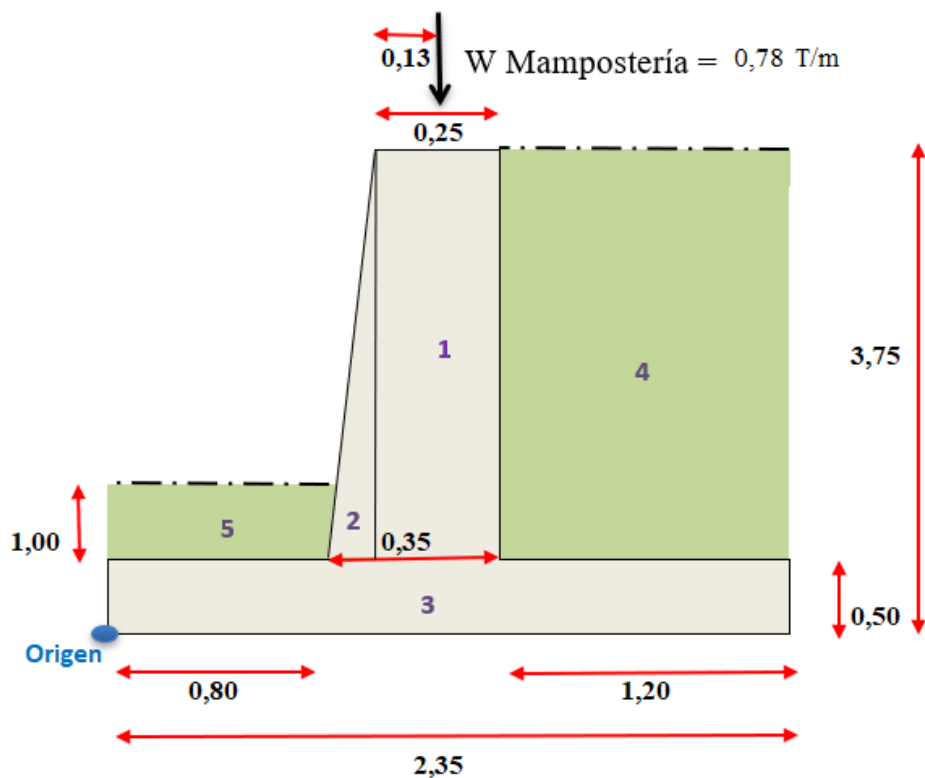


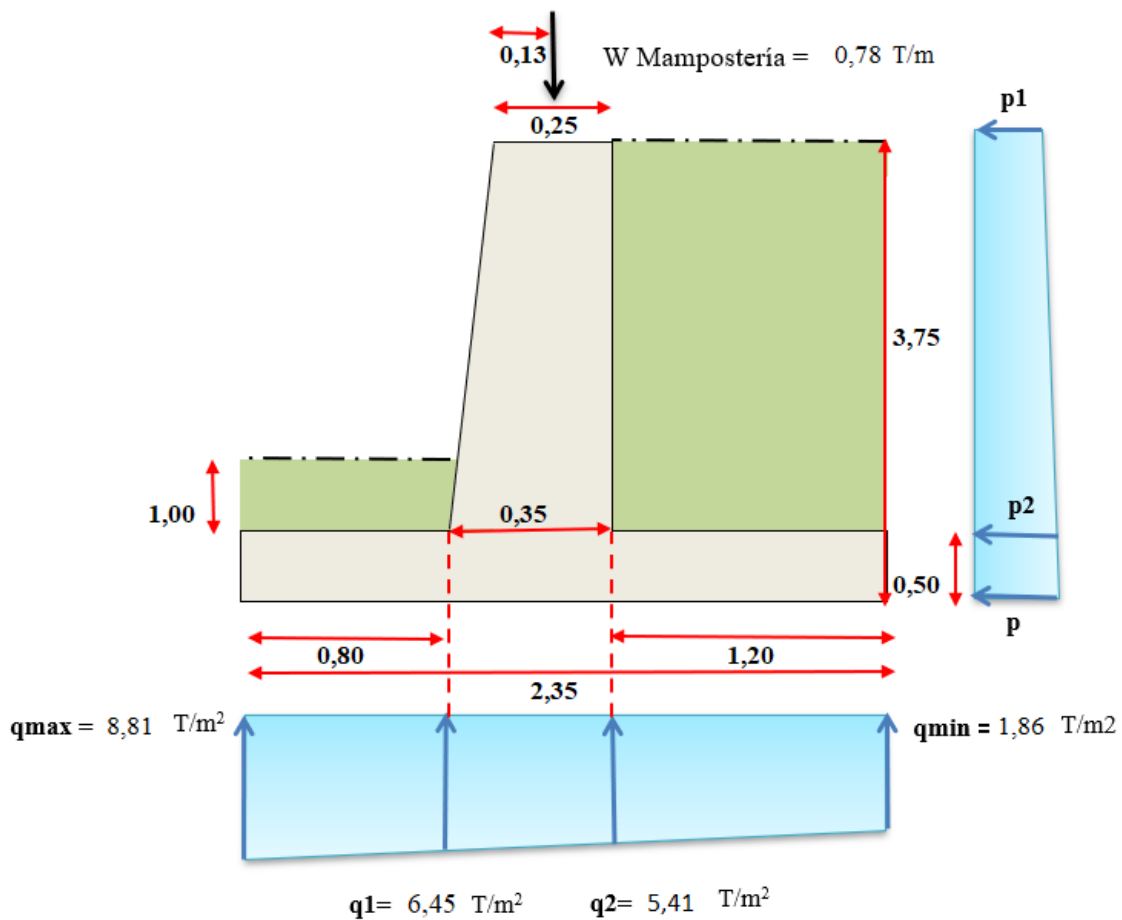
FIGURA	ÁREA (m ²)	PESO VOL. (T/m ³)	PESO (T/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (T*m)/m
1	0,813	2,40	1,95	1,03	2,00
2	0,163	2,40	0,39	0,87	0,34
3	1,175	2,40	2,82	1,18	3,31
4	3,900	1,40	5,46	1,75	9,56
5	0,815	1,40	1,142	0,81	0,92
Mampostería			0,78	1,03	0,80
			12,54		16,93

RELLENO + SOBRECARGA + SISMO

FSV \geq 2,00	Momento Estabilizador	Mest =	16,93	T*m/m
	Momento Volcador	Mv =	8,18	T*m/m
	Factor de seguridad al Volcamiento	FSV =	2,07	
CUMPLE				

FSD \geq 1,50	Coeficiente de fricción	u =	0,466	
	Peso Total de las fuerzas Estabilizantes	$\Sigma Wt =$	12,54	T/m
	Sumatoria de fuerzas Horizontales	$\Sigma Fh =$	2,483	T/m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	2,36	
CUMPLE				

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

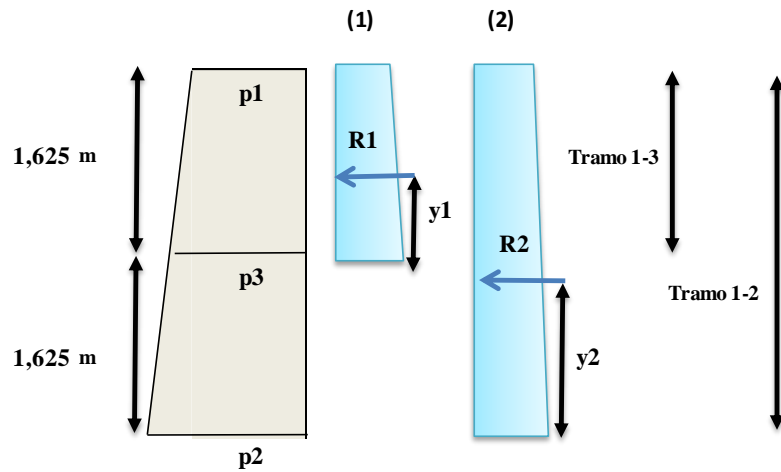


CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	Centro de gravedad	X =	1,35	m	
	Centroide del muro	\bar{x} =	1,10	m	
	Excentricidad	e =	0,25	m	
	B/6 > e Distribución trapezoidal de fuerzas	B/6 =	0,39	m	
	NO EXISTEN FUERZAS DE TRACCIÓN EN EL TERRENO				
	Carga del Terreno	Q =	5,34	T/m ²	
	Condición $q_{adm} \geq Q$	q_{adm} =	12,00	T/m ²	
	CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE				
	Carga máxima del terreno	q max =	8,81	T/m ²	
	Carga mínima del terreno	q min =	1,86	T/m ²	
q max CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					
q min CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR "t1"	Presión en la corona el muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla	p =	2,47	T/m ²
	Empuje Activo	Ea =	5,27	T/m
	Distancia de la base del muro a la resultante	y =	1,40	m
	Momento Volcador	Mv =	8,18	T*m
	Momento Volcador Último	Mvu =	13,08	T*m
	Cuantía balanceada	ρ_b =	0,025	
	Cuantía máxima	ρ_{max} =	0,012	
		Ru =	45,37	kg/cm ²
	Peralte efectivo Calculado	d =	0,18	m
Peralte efectivo sumado al Recubrimiento	t1 Calculado =	0,25	m	
CUMPLE				

VERIFICACIÓN AL CORTANTE DEL ESPESOR "t1"	Altura de la pantalla	h pantalla =	3,25	m
	Presión en la corona del muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la parte inferior de la pantalla	p2 =	2,19	T/m ²
	Empuje Activo en la pantalla	Ea' =	4,11	T/m
	Empuje Activo Mayorado en la pantalla	Eau' =	6,57	T/m
	Peralte efectivo en la base de la pantalla	d =	0,28	m
	Fuerza cortante	Vu =	2,81	kg/cm ²
	Resistencia al corte del Hormigón	Vc =	8,41	kg/cm ²
	CUMPLE			

DISEÑO DE PANTALLA

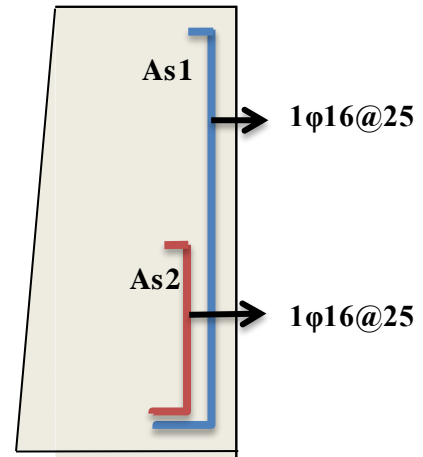


DISEÑO DE LA PANTALLA	Presión en la corona del muro (p1)	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la mitad de la pantalla(p3)	p3 =	1,26	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla (p2)	p2 =	2,19	T/m ²
	Resultante de Fuerzas en la Franja 1	R1 =	2,22	T/m
	Resultante de Fuerzas en la Franja 2	R2 =	6,98	T/m
	Brazo de Palanca en la franja 1	y1 =	0,66	m
	Brazo de Palanca en la franja 2	y2 =	1,23	m
	Momento último en la Franja 1	M1 =	2,33	T*m/m
	Momento último en la Franja 2	M2 =	13,74	T*m/m
	Peralte efectivo en la franja 1	d1 =	22,50	cm
	Peralte efectivo en la franja 2	d2 =	27,50	cm

REFURZO LONGITUDINAL b = 100 cm	ACERO CALCULADO		
	As1 =	2,77	cm ² /m
	As2 =	13,95	cm ² /m
	ACERO MÍNIMO		
	As1 =	7,50	cm ² /m
	As2 =	9,17	cm ² /m
	ACERO ADOPTADO		
	As1 =	7,50	cm ² /m
	As2 =	13,95	cm ² /m

As1 Colocado			
ϕ (mm):	16	→	2,011 cm ²
# Varillas:	4		
Área total:	8,04		cm ²
1	ϕ	16	@ 25

As2 Colocado			
ϕ (mm):	16	→	2,011 cm ²
# Varillas:	4		
Área total:	8,04		cm ²
1	ϕ	16	@ 25



LONGITUD DE DESARROLLO

FACTORES DE LONGITUD DE DESARROLLO (ACI 318-14)

FACTOR	VALOR	DESCRIPCIÓN
Ψ_t	1,3	Barras Altas (>30 cm de Concreto por debajo)
	1,0	Barras Normales
Ψ_e	1,5	Barras con revestimiento epóxico y/o zinc y recubrimiento de no menos de 3 db o separación libre entre barras menor a 6 db.
	1,2	Barras con recubrimiento zinc y/o epóxico con las demás condiciones.
	1,0	Para barras sin recubrimiento de zinc o epóxico
λ	0,7	Concreto liviano
	1,0	Concreto Normal

LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
As1	Diámetro del refuerzo	db =	0,016 m
	Longitud de desarrollo	Ld =	0,97 m
			1,00 m

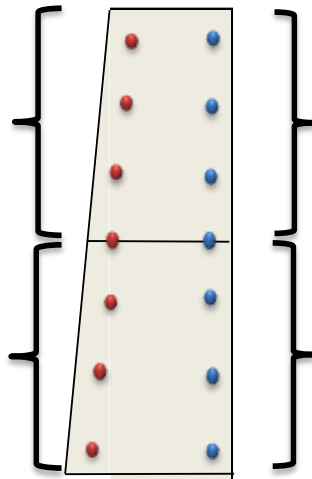
LOGITUD DE DESARROLLO As2	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1	
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1	
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1	
	Díámetro del refuerzo	$d_b =$	0,016	m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	0,97	m
			1,00	m

REFUERZO TRANSVERSAL EN LA PANTALLA b = 100 cm	TRAMO 1-3		
	As temperatura = $0,0018 * B * d$		
	As temp =	4,05	cm ²
	TRAMO 1-2		
	As temperatura = $0,0018 * B * d$		
	As temp =	4,95	cm ²

● 2/3 As temperatura

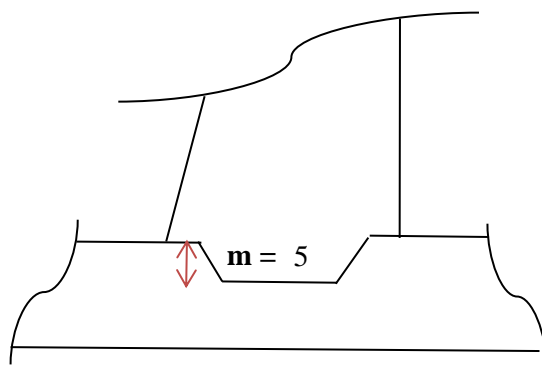
● 1/3 As temperatura

As1 Adoptado			
Separación:	35	cm	
As/barra:	0,675	cm ²	
As1 Colocado			
ϕ (mm):	12	1,131	
# Varillas:	4		
Area total:	4,52	cm ²	
1	ϕ	12	@ 35
As2 Adoptado			
Separación:	35	cm	
As/barra:	0,150	cm ²	
As2 Colocado			
ϕ (mm):	12	1,131	
# Varillas:	4		
Area total:	4,52	cm ²	
1	ϕ	12	@ 35



As1 Adoptado			
Separación:	35	cm	
As/barra:	0,338	cm ²	
As1 Colocado			
ϕ (mm):	12	1,131	
# Varillas:	4		
Area total:	4,52	cm ²	
1	ϕ	12	@ 35
As2 Adoptado			
Separación:	35	cm	
As/barra:	0,075	cm ²	
As2 Colocado			
ϕ (mm):	12	1,131	
# Varillas:	4		
Area total:	4,52	cm ²	
1	ϕ	12	@ 35

LLAVE DE CORTE

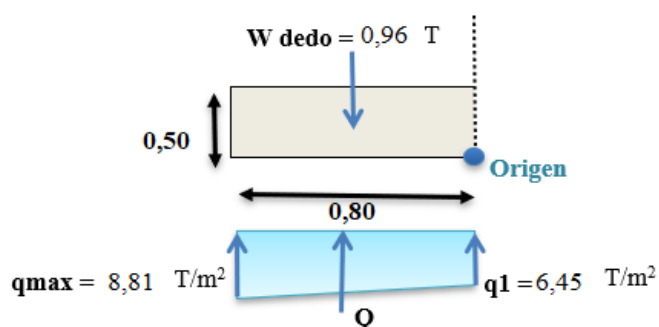


$$e = 0,70$$

VERIFICACIÓN DE APLASTAMIENTO	Fuerza de aplastamiento	$f_a =$	33,93	kg/cm ²
	Fuerza admisible	$f_{a \text{ adm}} =$	142,8	kg/cm ²
	Condición: $f_{a \text{ adm}} > f_a$		CUMPLE	

LONGITUD LLAVE DE CORTANTE	Resistencia del Hormigón al cortante	$V_c =$	8,21	kg/cm ²
	Longitud de llave	$L =$	20,66	cm
	La llave de corte deberá tener por lo menos		21,00	cm

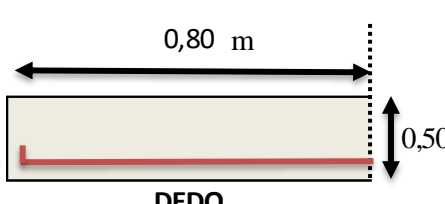
DISEÑO DEL DEDO



CARGAS ULTIMAS	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	$Q =$	6,10	T
	Carga resultante Mayorada	$Q_u =$	9,76	T
NEC-SE-CG 3.4.3	Peso propio del dedo	$W_{\text{dedo}} =$	0,96	T
	Carga Mayorada del dedo	$W_u =$	1,34	T
	Momento Último	$M_u =$	3,57	T*m/m

REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	As calculado =	2,234	cm ² /m
	Área de acero mínimo	As mínimo =	14,167	cm ² /m
	Área de acero adoptado	As adoptado =	14,167	cm ² /m

As Colocado			
φ (mm):	18	→	2,545 cm ²
# Varillas:	7		
Area total:	17,81		cm ²
1 φ 18 @ 15			

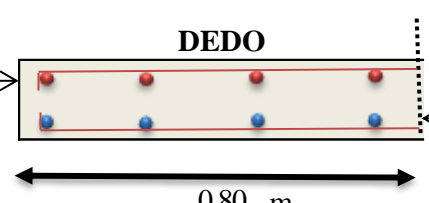


LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	Ψ _t =	1
	Factor relativo al revestimiento	Ψ _e =	1
	Factor del Hormigón	λ =	1
	Diámetro del refuerzo	d _b =	0,018 m
	Longitud de desarrollo	L _d =	1,09 m
			1,10 m

REFUERZO TRANSVERSAL	As temperatura = 0,0018 * B * d
	As temp = 7,65 cm ²

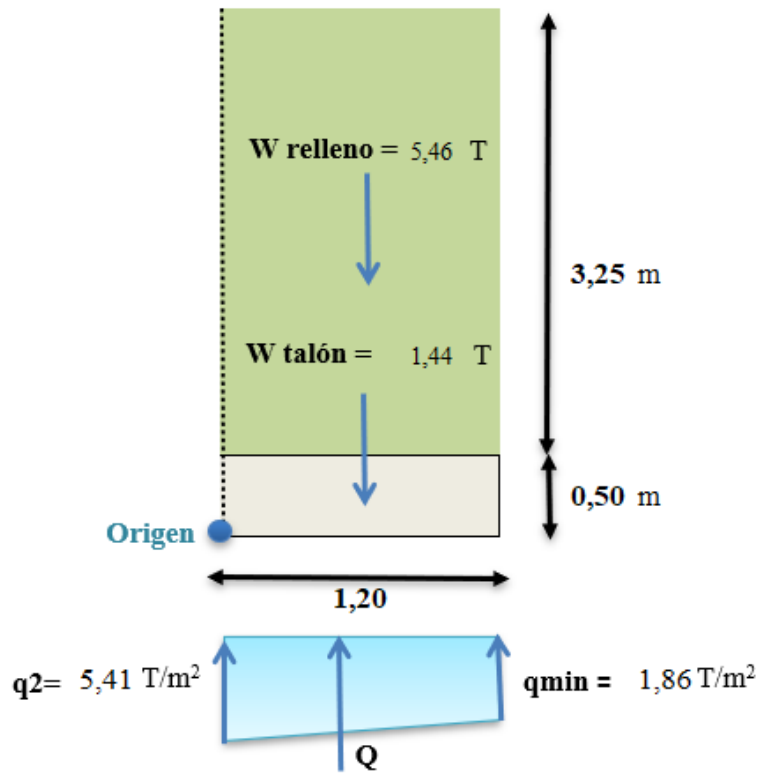
El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.

As Cara Superior				As Cara Inferior			
φ (mm):	12	→	1,131 cm ²	φ (mm):	12	→	1,131 cm ²
# Varillas:	3			# Varillas:	3		
Área:	3,39		cm ²	Área:	3,39		cm ²
1 φ 12 @ 23				1 φ 12 @ 23			



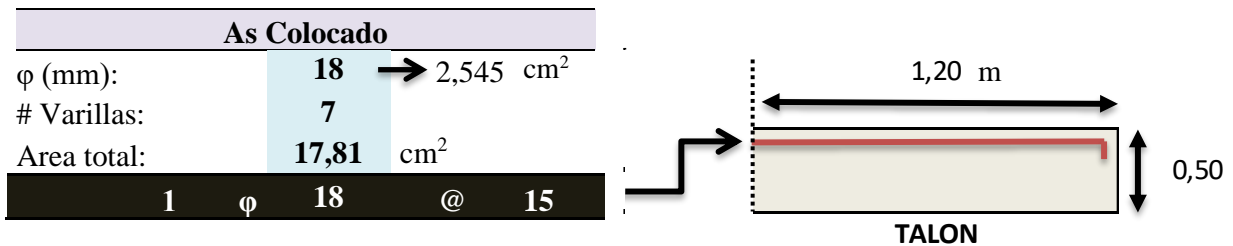
CHEQUEO POR CORTE	Fuerza Cortante	V _u =	8,419	T
	Fuerza Cortante Última	v _u =	23,305	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	V _c =	25,965	T/m ²
Condición:	V_c > v_u			
CUMPLE				

DISEÑO DEL TALÓN



CARGAS ULTIMAS	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	$Q =$	4,36	T
	Carga resultante Mayorada	$Q_u =$	6,98	T
NEC-SE-CG 3.4.3	Peso propio del relleno	$W_{relleno} =$	5,46	T
	Peso propio del dedo	$W_{talón} =$	1,44	T
	Carga Mayorada del dedo	$W_u =$	9,66	T
	Momento Último	$M_u =$	2,29	T*m/m

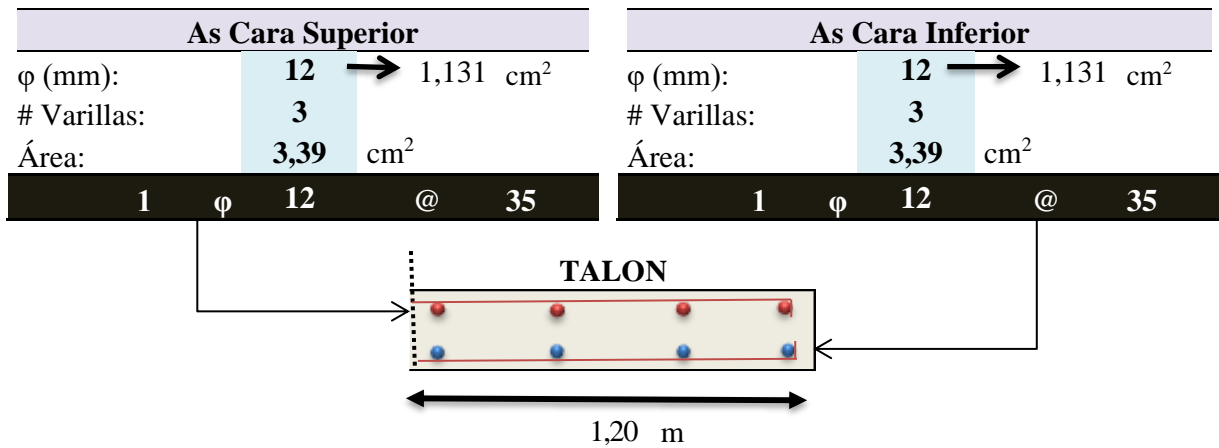
REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	$A_s \text{ calculado} =$	1,429	cm ² /m
	Área de acero mínimo	$A_s \text{ mínimo} =$	14,167	cm ² /m
	Área de acero adoptado	$A_s \text{ adoptado} =$	14,167	cm ² /m



LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
	Diámetro del refuerzo	$d_b =$	0,018 m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	1,09 m

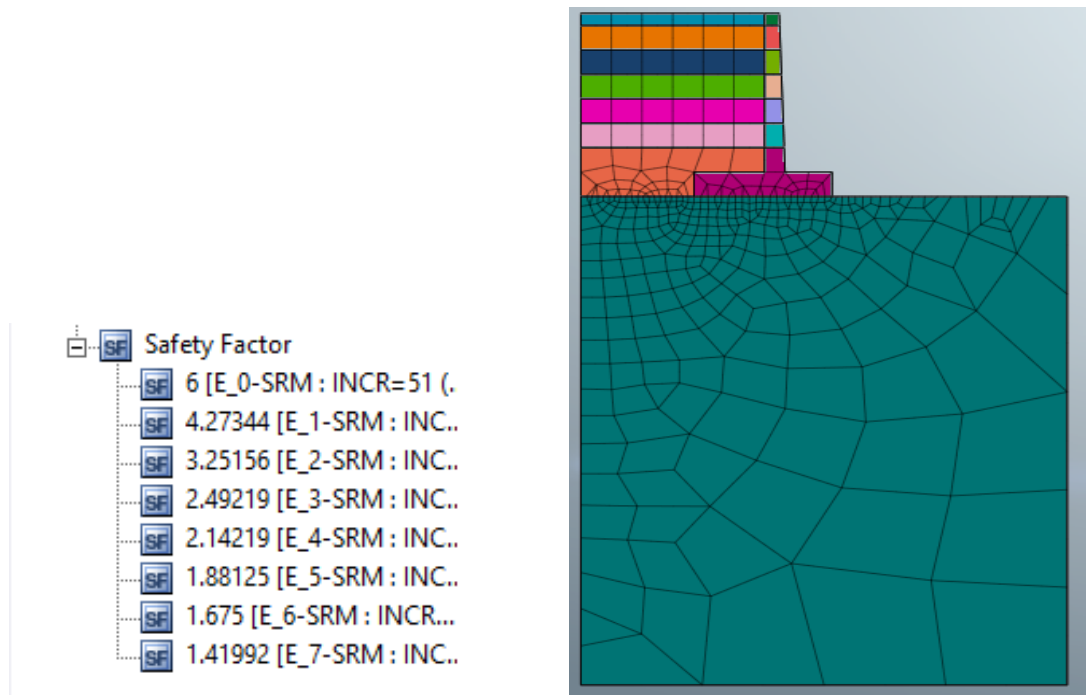
REFUERZO TRANSVERSAL	$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 * B * d$ $A_s \text{ temp} =$ 7,65 cm ²
-----------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------

El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.



CHEQUEO POR CORTE Condición: $V_c > v_u$	Fuerza Cortante	$V_u =$	8,419	T
	Fuerza Cortante Última	$v_u =$	23,305	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	$V_c =$	25,965	T/m ²
	CUMPLE			

ANEXO 6. Factores de seguridad obtenidos del MIDAS GTS NX del Tramo B-C



Verificación de Factores de Seguridad

F.S. Deslizamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Deslizamiento (Método Analítico)
2.49	2.36
F.S. Volcamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Volcamiento (Método Analítico)
2.14	2.07

ANEXO 7. Memoria de Cálculo del diseño definitivo TRAMO C-D

CALCULO DE MURO EN VOLADIZO

TRAMO C-D

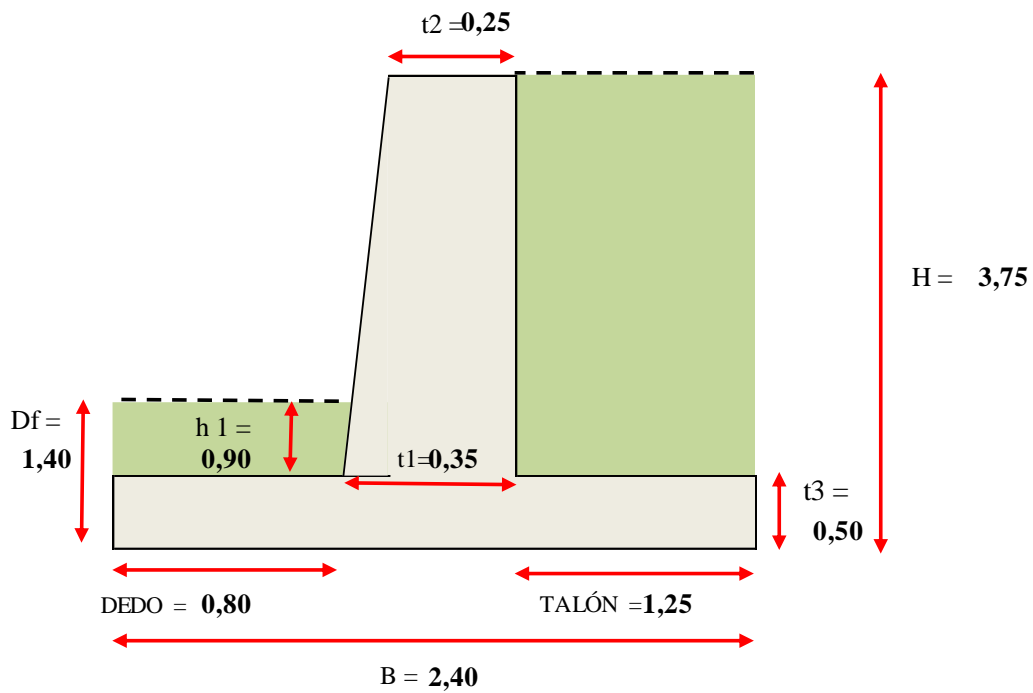
DATOS GENERALES

Altura total del muro		H =	3,75	m
SUELO	Tipo de Suelo		Limo Arenoso	
	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Capacidad Portante Admisible	q adm =	12,00	T/m ²
	Desplante	Df =	1,40	m
MATERIALES DEL MURO	Resistencia del concreto a la compresión	$f'c =$	240,00	kg/cm ²
	Resistencia del Acero	$f_y =$	4200,00	kg/cm ²
	Peso específico del concreto	$\gamma_{\text{concreto}} =$	2,40	T/m ³
		Recubrim. =	0,075	m
SUELO DE RELLENO	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de talud		0,00	°
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Coefficiente de fricción	u =	0,466	
CONDICIONES Y VERIFICACIONES	Zona Sísmica	Z =	0,40	
	Altura Equivalente	Hs =	0,60	m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,50	ACI
	Factor de Seguridad al Volcamiento	FSV =	2,00	318-14

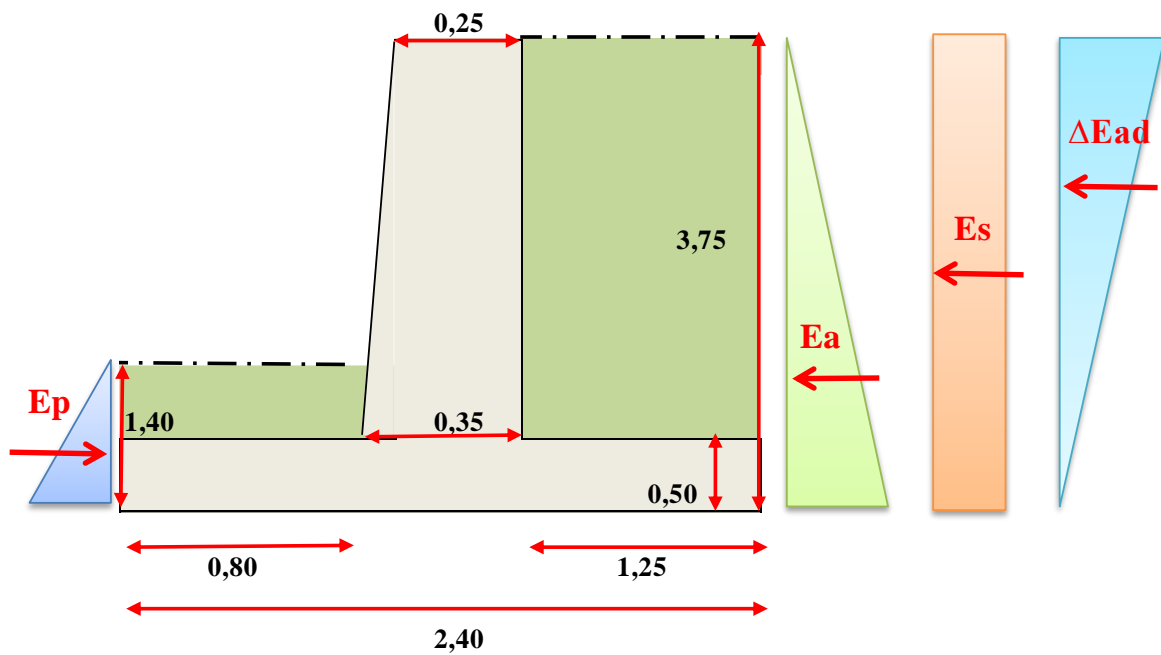
DIMENSIONES ADOPTADAS DEL MURO

DIMENSIONES ADOPTADAS

B =	2,40	m
t1 =	0,35	m
t2 =	0,25	m
t3 =	0,50	m
Dedo =	0,80	m
Talón =	1,25	m



CÁLCULO DE EMPUJES



EMPUJE ACTIVO	Coeficiente de Presión Activa	$K_{ha} =$	0,406	
	Presión horizontal en la base del muro	$p_a =$	2,131	T/m ²
	Empuje Activo del Relleno	$E_a =$	3,995	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	1,25	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	4,99	T*m/m

EMPUJE SOBRECARGA	Coefficiente de Presión Activa	$K_{ha} =$	0,406	
	Altura Equivalente	$H_s =$	0,60	m
	Presión Resultante de la Sobrecarga	$p_s =$	0,341	T/m ²
	Empuje de la Sobrecarga	$E_s =$	1,278	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	1,88	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	2,40	T*m/m

EMPUJE PASIVO	Coefficiente de Presión Pasiva	$K_{hp} =$	2,464	
	Presión horizontal en la base del muro	$p_p =$	4,829	T/m ²
	Empuje Pasivo del Relleno	$E_p =$	3,380	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	0,47	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	1,58	T*m/m

EMPUJE ACTIVO DINÁMICO (MONONOBE-OKABE)	Coefficiente Sísmico Horizontal	$K_h =$	0,20	
	Coefficiente Sísmico Vertical	$K_v =$	0,10	
	Ángulo de inclinación del terreno	$i =$	0,00	rad
	Ángulo de fricción en el contacto del muro con el suelo	$\delta =$	0,29	rad
	Angulo de inclinación del paramento interior del estribo.	$\beta =$	0,031	rad
	Angulo de fricción interna.	$\phi =$	0,436	rad
		$\theta =$	0,219	rad
		$\psi =$	1,986	
	Coefficiente de empuje activo dinámico.	$K_{ad} =$	0,574	
	Empuje activo dinámico	$E_{ad} =$	5,085	T/m
	Incremento dinámico de empuje.	$\Delta E_{ad} =$	1,090	T/m
	Distancia entre la base y la Resultante	$y =$	2,50	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	2,72	T*m/m

MAMPOSTERÍA DE BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN

γ (bloque hueco de hormigón) =	12 KN/m³ 1,223	NEC-SE-CG T/m ³
γ (Mortero relación 1:4) =	20 KN/m³ 2,039	NEC-SE-CG T/m ³
Ancho =	1,00	m
Altura =	3,00	m
Área =	3,00	m ² /m
Volumen =	0,60	m ³ /m

BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN	Nº Bloques / m ² =	11,21	
	Nº Bloques Total =	34	U
	Peso Bloques =	0,67	T
MORTERO 1:4	Volumen pared =	0,60	m ³
	Volumen ladrillos =	0,54	m ³
	Volumen mortero =	0,06	m ³
	Peso Mortero =	0,11	T
Peso Total Mampostería/metro =		0,78	T

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

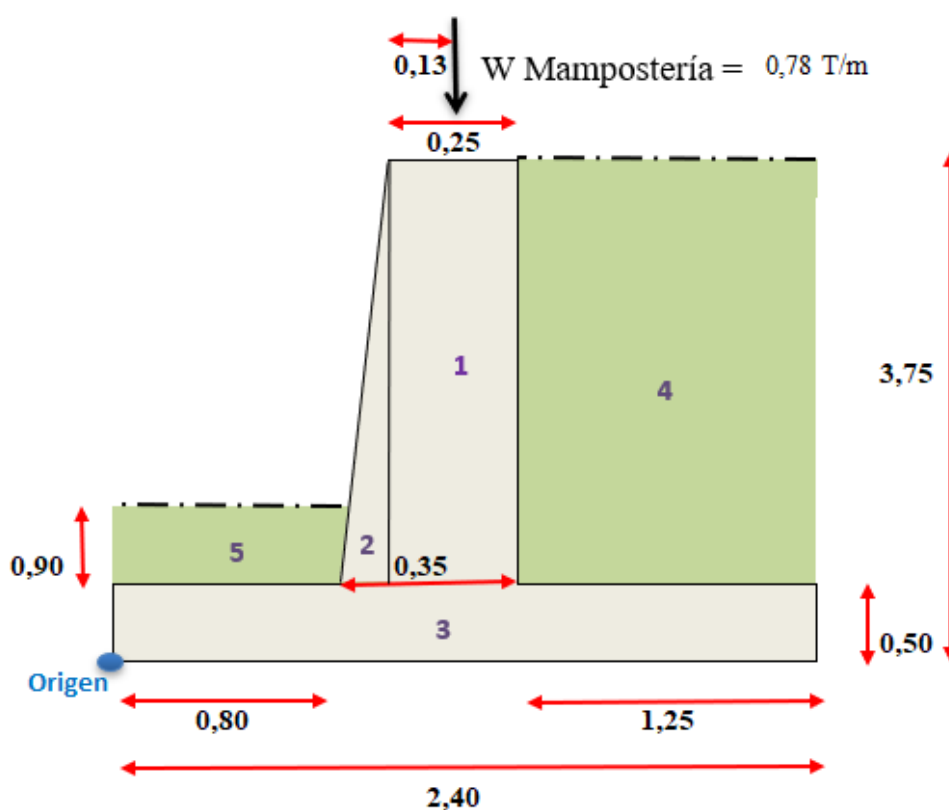


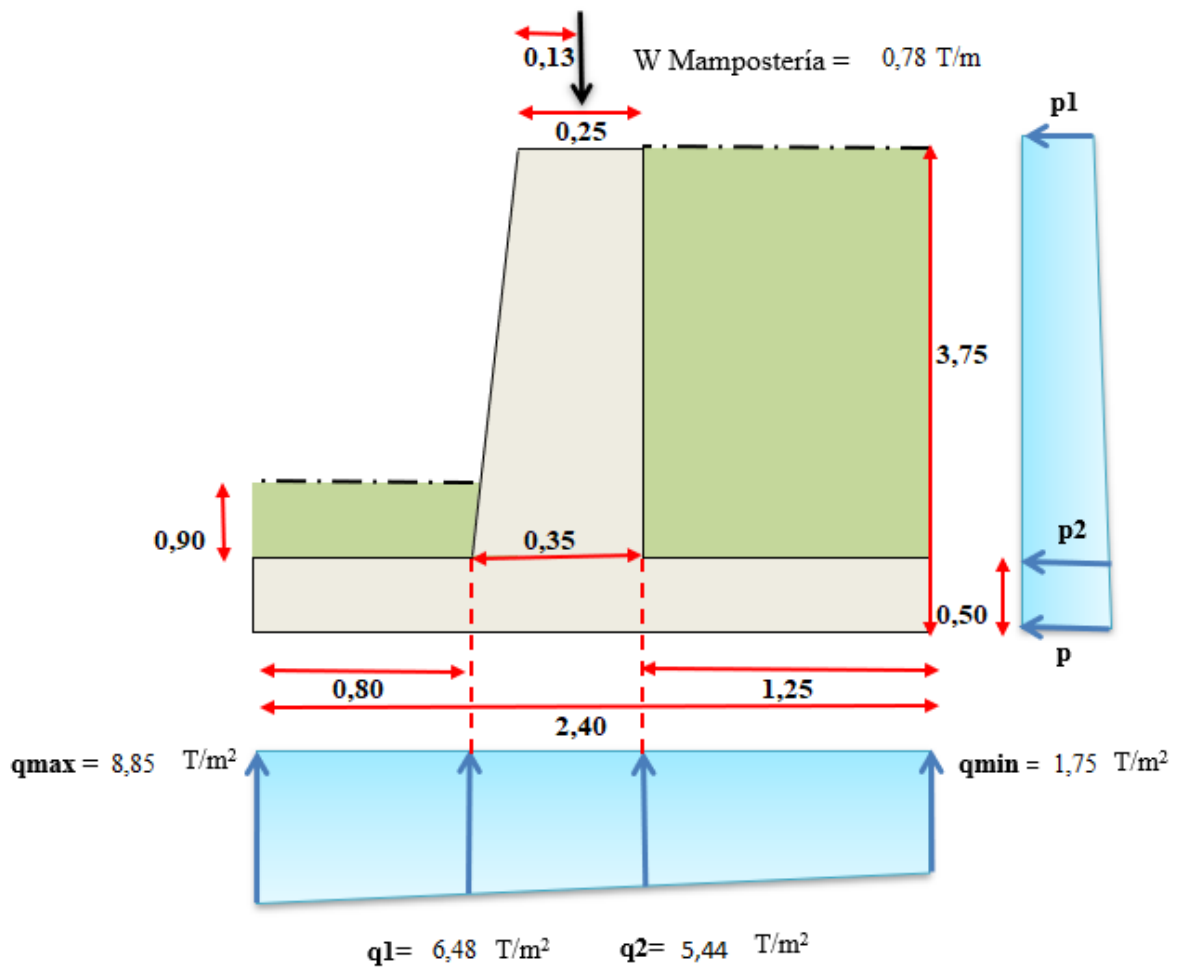
FIGURA	ÁREA (m ²)	PESO VOL. (T/m ³)	PESO (T/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (T*m)/m
1	0,813	2,40	1,95	1,03	2,00
2	0,163	2,40	0,39	0,87	0,34
3	1,200	2,40	2,88	1,20	3,46
4	4,063	1,40	5,69	1,78	10,10
5	0,732	1,40	1,025	0,81	0,83
Mampostería			0,78	1,03	0,80
			12,71		17,52

RELLENO + SOBRECARGA + SISMO

FSV \geq 2,00	Momento Estabilizador	Mest =	17,52	T*m/m
	Momento Volcador	Mv =	8,54	T*m/m
	Factor de seguridad al Volcamiento	FSV =	2,05	
CUMPLE				

FSD \geq 1,50	Coefficiente de fricción	u =	0,466	
	Peso Total de las fuerzas Estabilizantes	$\Sigma Wt =$	12,71	T/m
	Sumatoria de fuerzas Horizontales	$\Sigma Fh =$	2,983	T/m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,99	
CUMPLE				

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

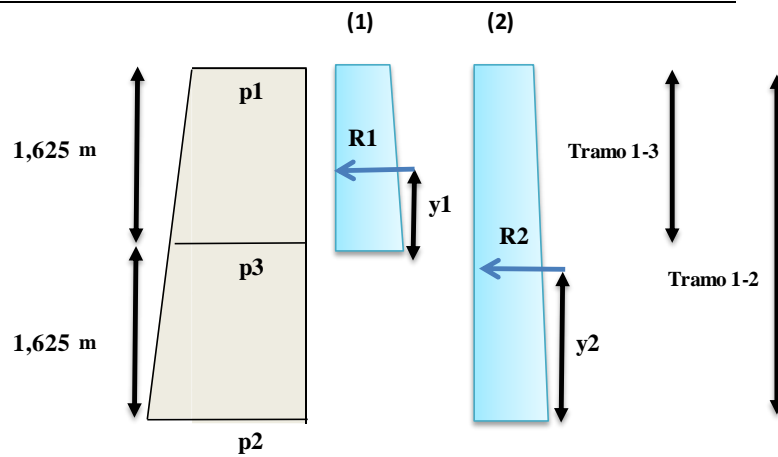


CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	Centro de gravedad	X =	1,38	M	
	Centroide del muro	\bar{x} =	1,11	m	
	Excentricidad	e =	0,27	m	
	B/6 > e Distribución trapezoidal de fuerzas	B/6 =	0,40	m	
	NO EXISTEN FUERZAS DE TRACCIÓN EN EL TERRENO				
	Carga del Terreno	Q =	5,30	T/m ²	
	Condición qadm ≥ Q	qadm =	12,00	T/m ²	
	CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE				
	Carga máxima del terreno	q max =	8,85	T/m ²	
	Carga mínima del terreno	q min =	1,75	T/m ²	
q max CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					
q min CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR "t1"	Presión en la corona el muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla	p =	2,47	T/m ²
	Empuje Activo	Ea =	5,27	T/m
	Distancia de la base del muro a la resultante	y =	1,40	m
	Momento Volcador	Mv =	8,54	T*m
	Momento Volcador Último	Mvu =	13,66	T*m
	Cuantía balanceada	ρb =	0,025	
	Cuantía máxima	ρ max =	0,012	
		Ru =	45,37	kg/cm ²
	Peralte efectivo Calculado	d =	0,18	m
Peralte efectivo sumado al Recubrimiento	t1 Calculado =	0,26	m	
CUMPLE				

VERIFICACIÓN AL CORTANTE DEL ESPESOR "t1"	Altura de la pantalla	h pantalla =	3,25	m
	Presión en la corona del muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la parte inferior de la pantalla	p2 =	2,19	T/m ²
	Empuje Activo en la pantalla	Ea' =	4,11	T/m
	Empuje Activo Mayorado en la pantalla	Eau' =	6,57	T/m
	Peralte efectivo en la base de la pantalla	d =	0,28	m
	Fuerza cortante	Vu =	2,81	kg/cm ²
	Resistencia al corte del Hormigón	Vc =	8,41	kg/cm ²
	CUMPLE			

DISEÑO DE PANTALLA

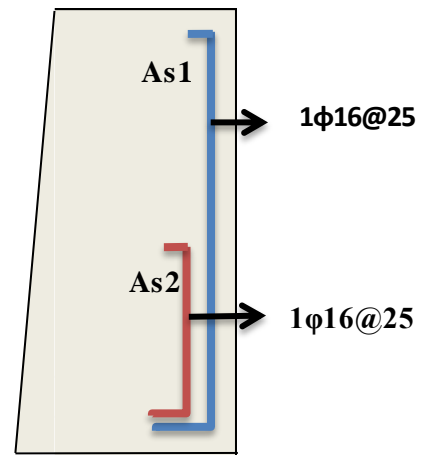


DISEÑO DE LA PANTALLA	Presión en la corona del muro (p1)	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la mitad de la pantalla(p3)	p3 =	1,26	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla (p2)	p2 =	2,19	T/m ²
	Resultante de Fuerzas en la Franja 1	R1 =	2,22	T/m
	Resultante de Fuerzas en la Franja 2	R2 =	6,98	T/m
	Brazo de Palanca en la franja 1	y1 =	0,66	m
	Brazo de Palanca en la franja 2	y2 =	1,23	m
	Momento último en la Franja 1	M1 =	2,33	T*m/m
	Momento último en la Franja 2	M2 =	13,74	T*m/m
	Peralte efectivo en la franja 1	d1 =	22,50	cm
	Peralte efectivo en la franja 2	d2 =	27,50	cm

REFURZO LONGITUDINAL b = 100 cm	ACERO CALCULADO			
	As1 =	2,77	cm ² /m	
	As2 =	13,95	cm ² /m	
	ACERO MÍNIMO			
	As1 =	7,50	cm ² /m	
	As2 =	9,17	cm ² /m	
	ACERO ADOPTADO			
	As1 =	7,50	cm ² /m	
	As2 =	13,95	cm ² /m	

As1 Colocado			
ϕ (mm):	16	→	2,011 cm ²
# Varillas:	4		
Área total:	8,04		cm ²
1	ϕ	16	@ 25

As2 Colocado			
ϕ (mm):	16	→	2,011 cm ²
# Varillas:	4		
Área total:	8,04		cm ²
1	ϕ	16	@ 25



LONGITUD DE DESARROLLO

FACTORES DE LONGITUD DE DESARROLLO (ACI 318-14)

FACTOR	VALOR	DESCRIPCIÓN
Ψ_t	1,3	Barras Altas (>30 cm de Concreto por debajo)
	1,0	Barras Normales
Ψ_e	1,5	Barras con revestimiento epóxico y/o zinc y recubrimiento de no menos de 3 db o separación libre entre barras menor a 6 db.
	1,2	Barras con recubrimiento zinc y/o epóxico con las demás condiciones.
	1,0	Para barras sin recubrimiento de zinc o epóxico
λ	0,7	Concreto liviano
	1,0	Concreto Normal

LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
	As1 Diámetro del refuerzo	db =	0,016 m
	Longitud de desarrollo	Ld =	0,97 m
			1,00 m

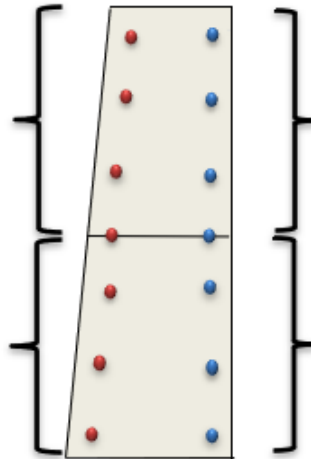
LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
As2	Diámetro del refuerzo	$d_b =$	0,016 m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	0,97 m
			1,00 m

REFUERZO TRANSVERSAL EN LA PANTALLA b = 100 cm	TRAMO 1-3		
	As temperatura = $0,0018 * B * d$		
	As temp =	4,05	cm^2
	TRAMO 1-2		
As temperatura = $0,0018 * B * d$			
As temp =	4,95	cm^2	

● 2/3 As temperatura

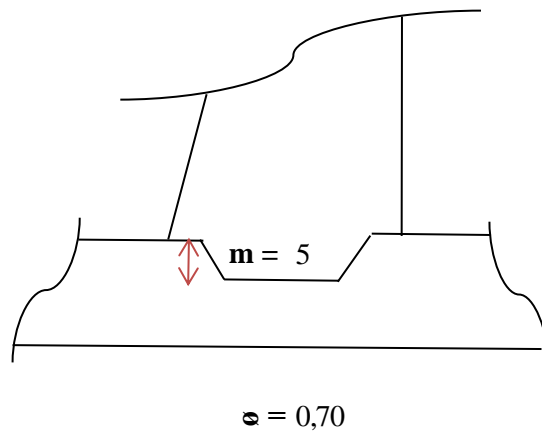
● 1/3 As temperatura

As1 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,675	cm^2
As1 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm^2
1	ϕ	12 @ 35
As2 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,150	cm^2
As2 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm^2
1	ϕ	12 @ 35



As1 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,338	cm^2
As1 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm^2
1	ϕ	12 @ 35
As2 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,075	cm^2
As2 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm^2
1	ϕ	12 @ 35

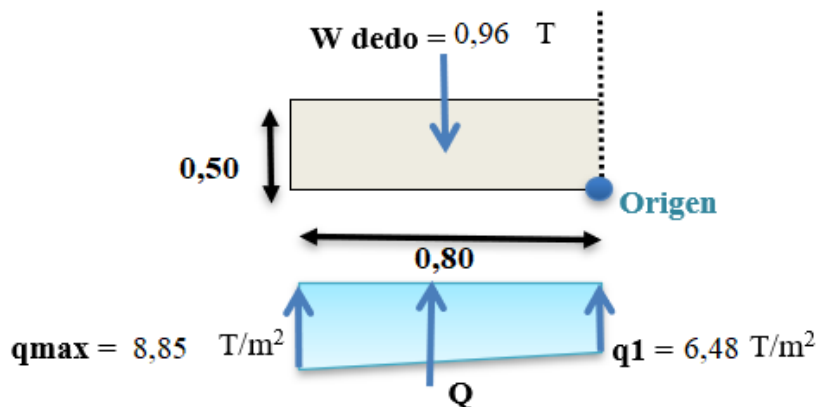
LLAVE DE CORTE



VERIFICACIÓN DE APLASTAMIENTO	Fuerza de aplastamiento	$fa =$ 33,93 kg/cm ²
	Fuerza admisible	$fa\ adm =$ 142,8 kg/cm ²
	Condición: $fa\ adm > fa$	CUMPLE

LONGITUD LLAVE DE CORTANTE	Resistencia del Hormigón al cortante	$Vc =$ 8,21 kg/cm ²
	Longitud de llave	$L =$ 20,66 cm
	La llave de corte deberá tener por lo menos	21,00 cm

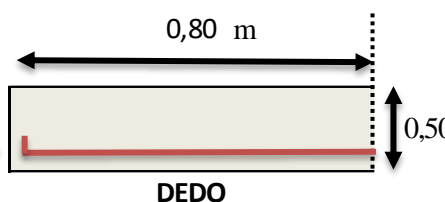
DISEÑO DEL DEDO



CARGAS ULTIMAS	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	$Q =$ 6,13 T
	Carga resultante Mayorada	$Qu =$ 9,81 T
NEC-SE-CG 3.4.3	Peso propio del dedo	$Wdedo =$ 0,96 T
	Carga Mayorada del dedo	$Wu =$ 1,34 T
	Momento Último	$Mu =$ 3,59 T*m/m

REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	As calculado =	2,246	cm ² /m
	Área de acero mínimo	As mínimo =	14,167	cm ² /m
	Área de acero adoptado	As adoptado =	14,167	cm ² /m

As Colocado				
φ (mm):	18	→	2,545	cm ²
# Varillas:	7			
Area total:	17,81			cm ²
1 φ 18 @ 15				

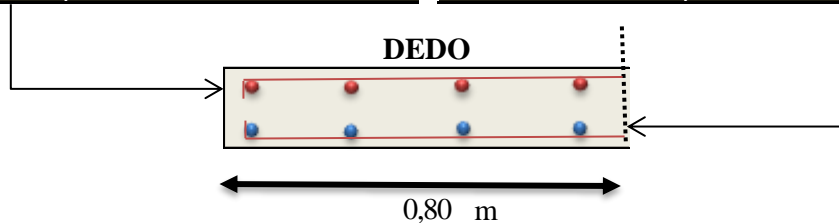


LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	Ψt =	1	
	Factor relativo al revestimiento	Ψe =	1	
	Factor del Hormigón	λ =	1	
	Diámetro del refuerzo	db =	0,018	m
	Longitud de desarrollo	Ld =	1,09	m
			1,10	m

REFUERZO TRANSVERSAL	As temperatura = 0,0018 * B * d
	As temp = 7,65 cm ²

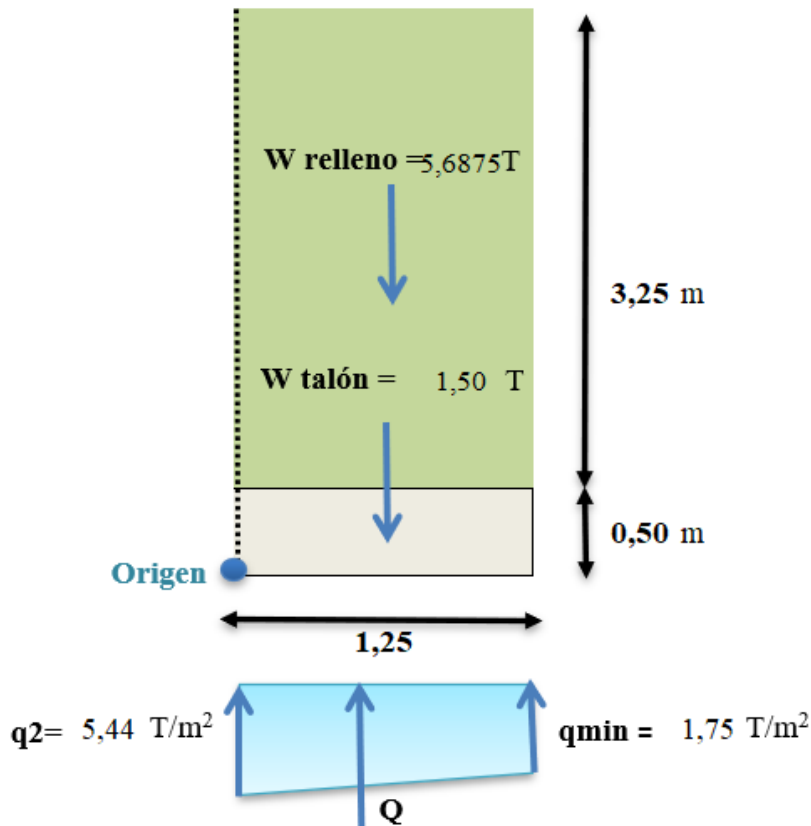
El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.

As Cara Superior					As Cara Inferior				
φ (mm):	12	→	1,131	cm ²	φ (mm):	12	→	1,131	cm ²
# Varillas:	3				# Varillas:	3			
Area:	3,39			cm ²	Area:	3,39			cm ²
1 φ 12 @ 23					1 φ 12 @ 23				



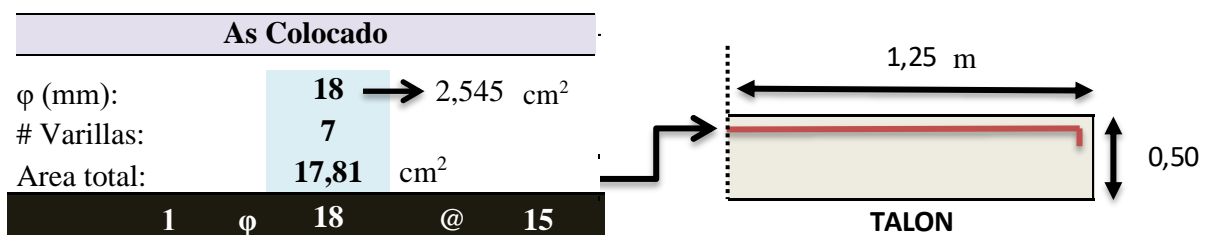
CHEQUEO POR CORTE	Fuerza Cortante	Vu =	8,467	T
	Fuerza Cortante Última	vu =	23,437	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	Vc =	25,965	T/m ²
Condición:	Vc > vu			
	CUMPLE			

DISEÑO DEL TALÓN



CARGAS ULTIMAS	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	Q =	4,49	T
	Carga resultante Mayorada	Qu =	7,19	T
NEC-SE-CG 3.4.3	Peso propio del relleno	W relleno =	5,69	T
	Peso propio del dedo	Wtalón =	1,50	T
	Carga Mayorada del dedo	Wu =	10,06	T
	Momento Último	Mu =	2,57	T*m/m

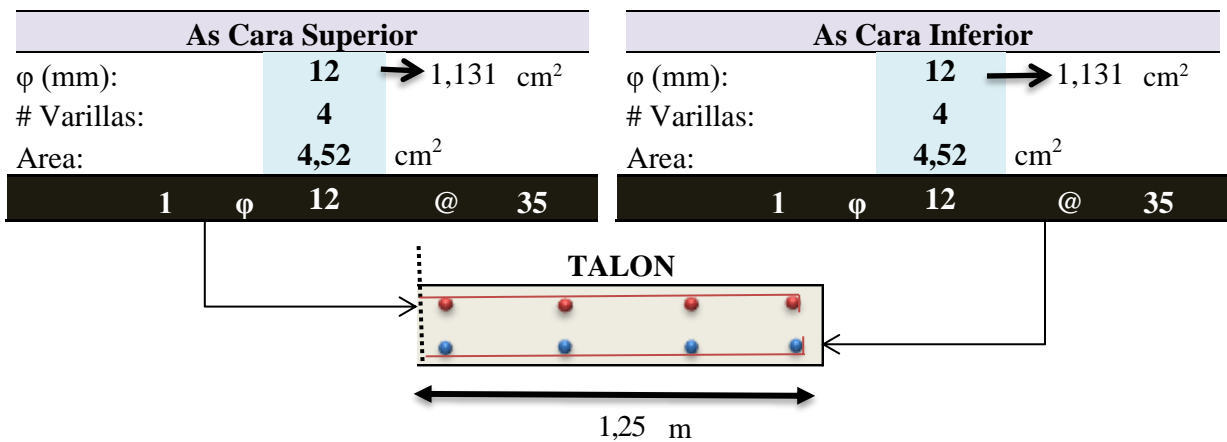
REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	As calculado =	1,604	cm ² /m
	Área de acero mínimo	As mínimo =	14,167	cm ² /m
	Área de acero adoptado	As adoptado =	14,167	cm ² /m



LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1	
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1	
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1	
	Diámetro del refuerzo	$d_b =$	0,018	m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	1,09	m
			1,10	m

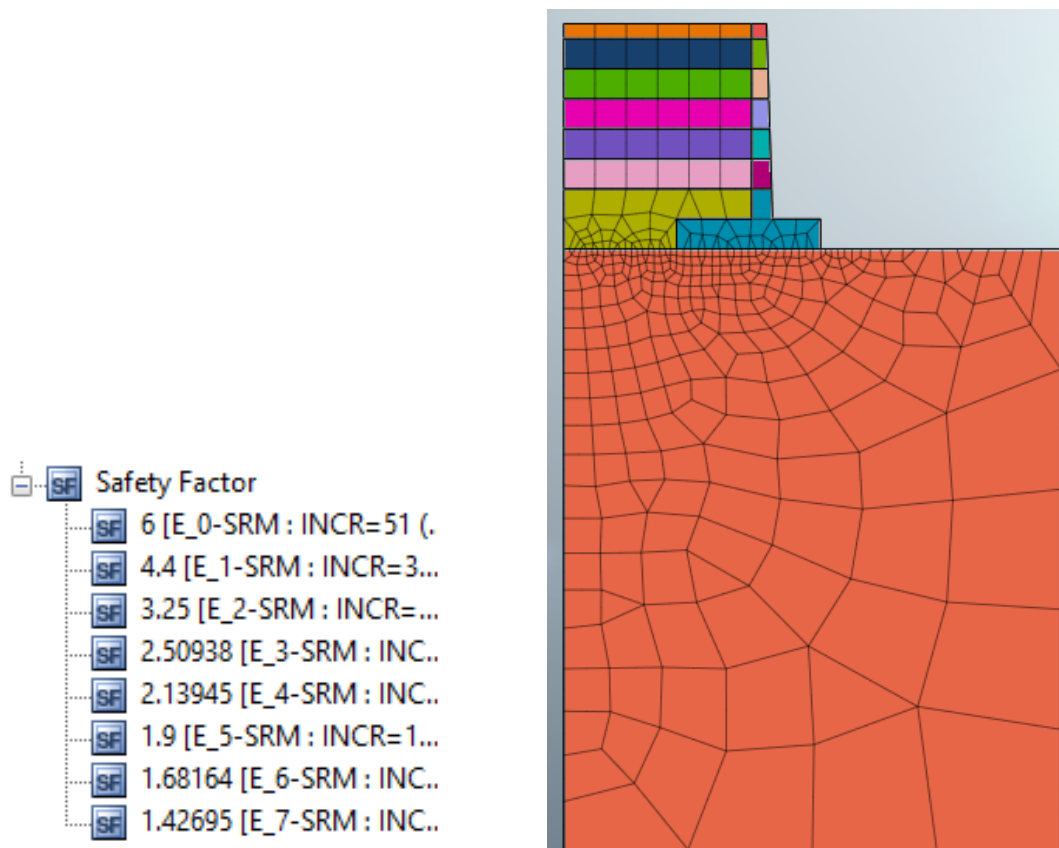
REFUERZO TRANSVERSAL	$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 * B * d$
	$A_s \text{ temp} =$ 7,65 cm^2

El As por temperatura será distribuido en forma



CHEQUEO POR CORTE Condición: $V_c > v_u$	Fuerza Cortante	$V_u =$	8,467	T
	Fuerza Cortante Última	$v_u =$	23,437	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	$V_c =$	25,965	T/m ²
CUMPLE				

ANEXO 8. Factores de seguridad obtenidos del MIDAS GTS NX del Tramo C-D



Verificación de Factores de Seguridad

F.S. Deslizamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Deslizamiento (Método Analítico)
1.9	1.99
F.S. Volcamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Volcamiento (Método Analítico)
2.13	2.05

ANEXO 9. Memoria de Cálculo del diseño definitivo TRAMO D-E

CALCULO DE MURO EN VOLADIZO

TRAMO D-E

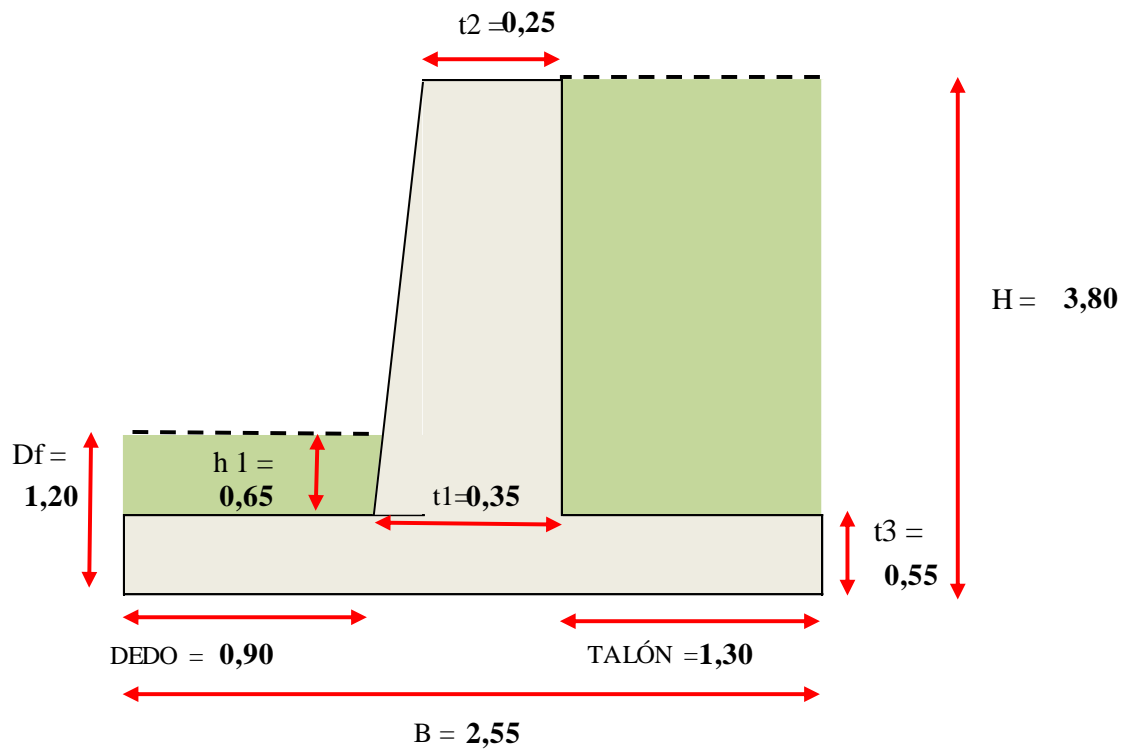
DATOS GENERALES

Altura total del muro		H =	3,80	m
SUELO	Tipo de Suelo		Limo Arenoso	
	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Capacidad Portante Admisible	q adm =	12,00	T/m ²
	Desplante	Df =	1,20	m
MATERIALES DEL MURO	Resistencia del concreto a la compresión	f'c =	240,00	kg/cm ²
	Resistencia del Acero	f _y =	4200,00	kg/cm ²
	Peso específico del concreto	$\gamma_{\text{concreto}} =$	2,40	T/m ³
		Recubrim. =	0,075	m
SUELO DE RELLENO	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de talud		0,00	°
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Coefficiente de fricción	u =	0,466	
CONDICIONES Y VERIFICACIONES	Zona Sísmica	Z =	0,40	
	Altura Equivalente	H _s =	0,60	m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,50	ACI
	Factor de Seguridad al Volcamiento	FSV =	2,00	318-14

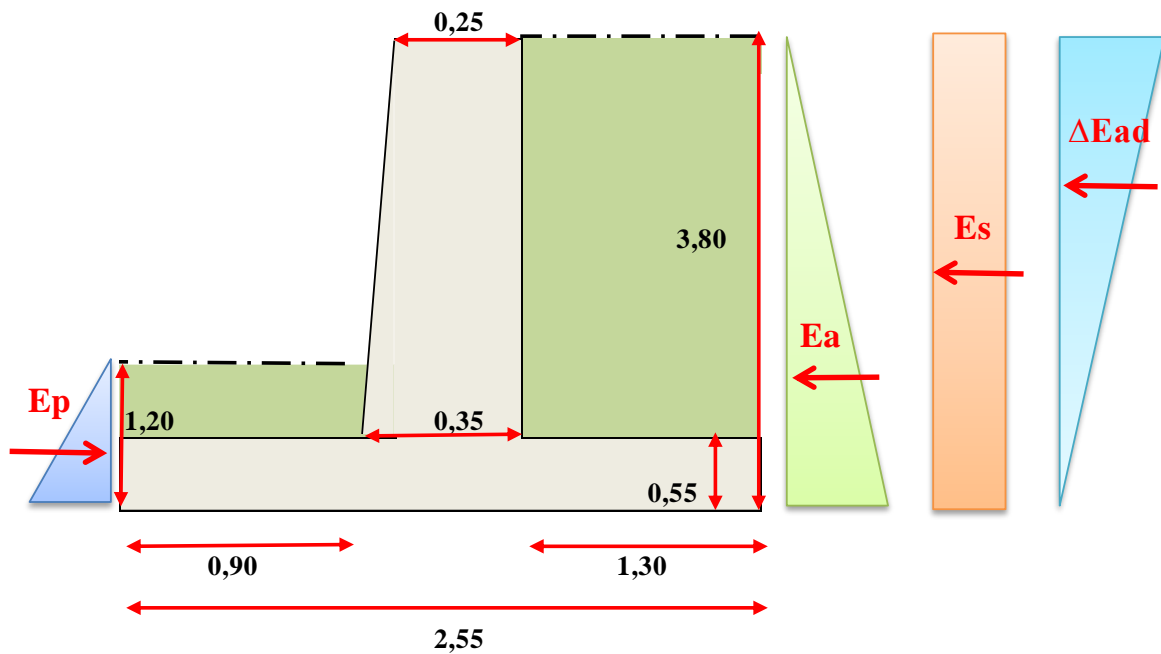
DIMENSIONES ADOPTADAS DEL MURO

DIMENSIONES ADOPTADAS

B =	2,55	m
t1 =	0,35	m
t2 =	0,25	m
t3 =	0,55	m
Dedo =	0,90	m
Talón =	1,30	m



CÁLCULO DE EMPUJES



EMPUJE ACTIVO	Coeficiente de Presión Activa	Kha =	0,406	
	Presión horizontal en la base del muro	pa =	2,159	T/m ²
	Empuje Activo del Relleno	Ea =	4,102	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	y =	1,27	m
MOMENTO VOLCADOR		Mv =	5,20	T*m/m

EMPUJE SOBRECARGA	Coefficiente de Presión Activa	$K_{ha} =$	0,406	
	Altura Equivalente	$H_s =$	0,60	m
	Presión Resultante de la Sobrecarga	$p_s =$	0,341	T/m ²
	Empuje de la Sobrecarga	$E_s =$	1,296	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	1,90	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	2,46	T*m/m

EMPUJE PASIVO	Coefficiente de Presión Pasiva	$K_{hp} =$	2,464	
	Presión horizontal en la base del muro	$p_p =$	4,139	T/m ²
	Empuje Pasivo del Relleno	$E_p =$	2,484	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	0,40	m
	MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	0,99

EMPUJE ACTIVO DINÁMICO (MONONOBE-OKABE)	Coefficiente Sísmico Horizontal	$K_h =$	0,20	
	Coefficiente Sísmico Vertical	$K_v =$	0,10	
	Ángulo de inclinación del terreno	$i =$	0,00	rad
	Ángulo de fricción en el contacto del muro con el suelo	$\delta =$	0,29	rad
	Angulo de inclinación del paramento interior del estribo.	$\beta =$	0,031	rad
	Angulo de fricción interna.	$\phi =$	0,436	rad
		$\theta =$	0,219	rad
		$\psi =$	1,986	
	Coefficiente de empuje activo dinámico.	$K_{ad} =$	0,574	
	Empuje activo dinámico	$E_{ad} =$	5,222	T/m
	Incremento dinámico de empuje.	$\Delta E_{ad} =$	1,119	T/m
	Distancia entre la base y la Resultante	$y =$	2,53	m
	MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	2,84

MAMPOSTERÍA DE BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN

γ (bloque hueco de hormigón) =	12 KN/m³	NEC-SE-CG
	1,223	T/m ³
γ (Mortero relación 1:4) =	20 KN/m³	NEC-SE-CG
	2,039	T/m ³
Ancho =	1,00	m
Altura =	3,00	m
Área =	3,00	m ² /m
Volumen =	0,60	m ³ /m

BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN	Nº Bloques / m ² =	11,21	
	Nº Bloques Total =	34	U
	Peso Bloques =	0,67	T
MORTERO 1:4	Volumen pared =	0,60	m ³
	Volumen ladrillos =	0,54	m ³
	Volumen mortero =	0,06	m ³
	Peso Mortero =	0,11	T
Peso Total Mampostería/metro =		0,78	T/m

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

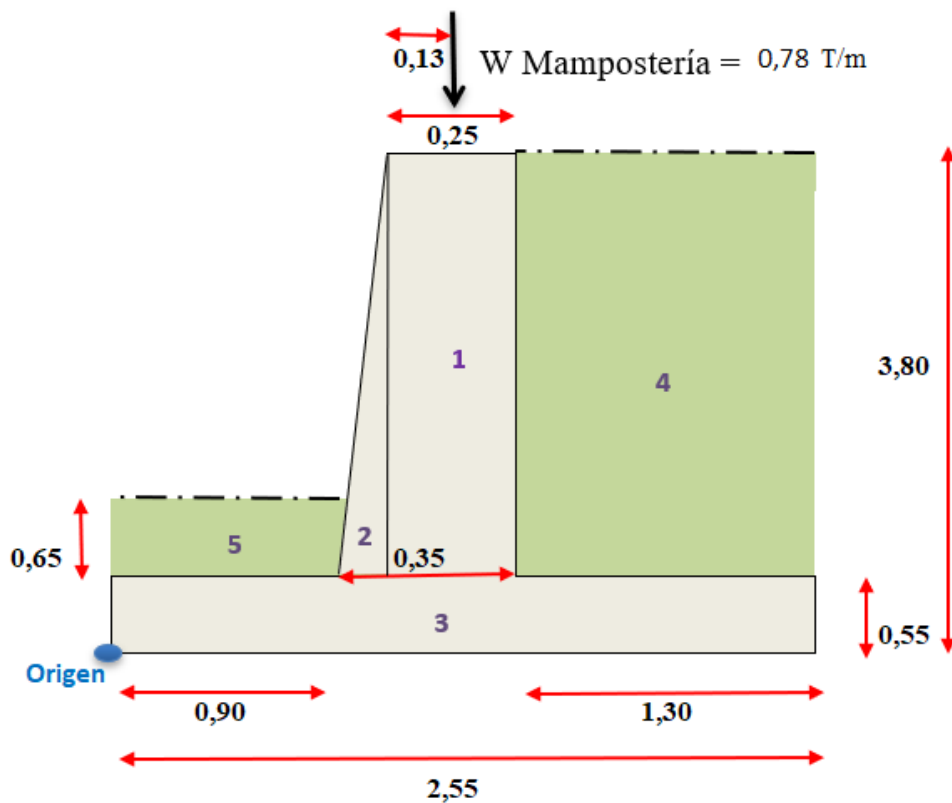


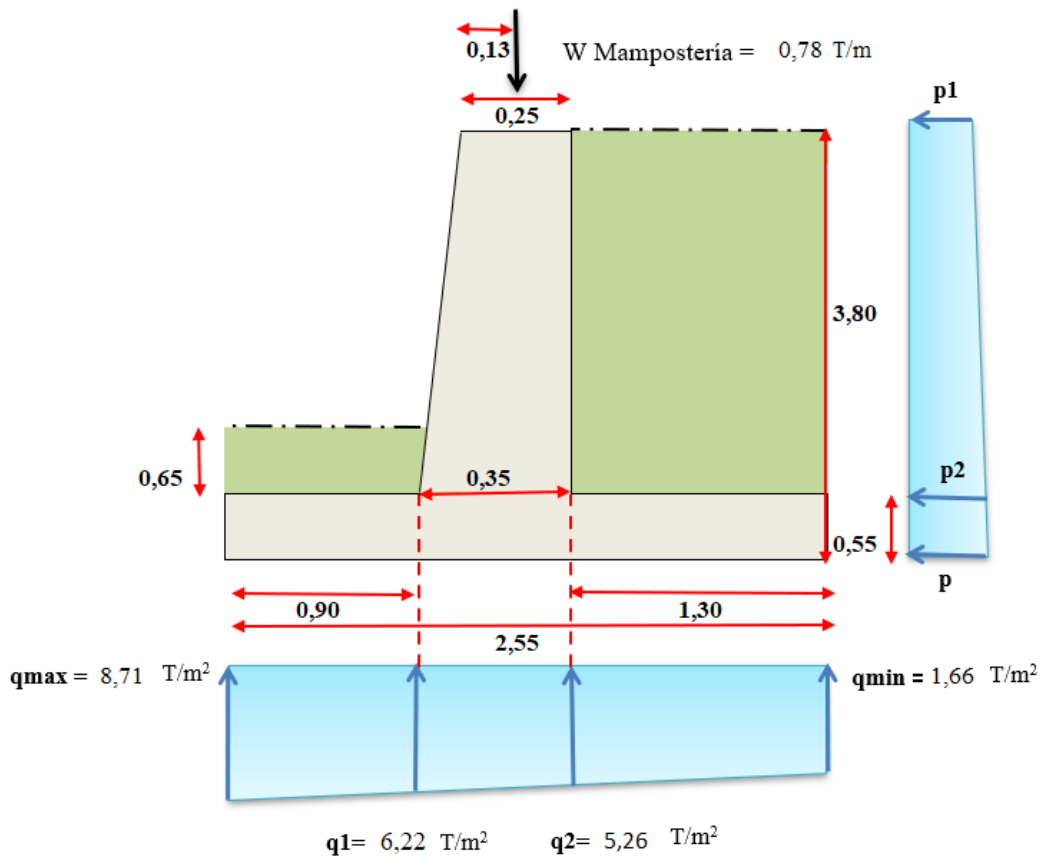
FIGURA	ÁREA (m ²)	PESO VOL. (T/m ³)	PESO (T/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (T*m)/m
1	0,813	2,40	1,95	1,13	2,19
2	0,163	2,40	0,39	0,97	0,38
3	1,403	2,40	3,37	1,28	4,29
4	4,225	1,40	5,92	1,90	11,24
5	0,592	1,40	0,828	0,91	0,75
Mampostería			0,78	1,13	0,88
			13,23		19,73

RELLENO + SOBRECARGA + SISMO

FSV \geq 2,00	Momento Estabilizador	Mest =	19,73	T*m/m
	Momento Volcador	Mv =	9,50	T*m/m
	Factor de seguridad al Volcamiento	FSV =	2,08	
CUMPLE				

FSD \geq 1,50	Coeficiente de fricción	u =	0,466	
	Peso Total de las fuerzas Estabilizantes	$\Sigma Wt =$	13,23	T/m
	Sumatoria de fuerzas Horizontales	$\Sigma Fh =$	4,034	T/m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,53	
CUMPLE				

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

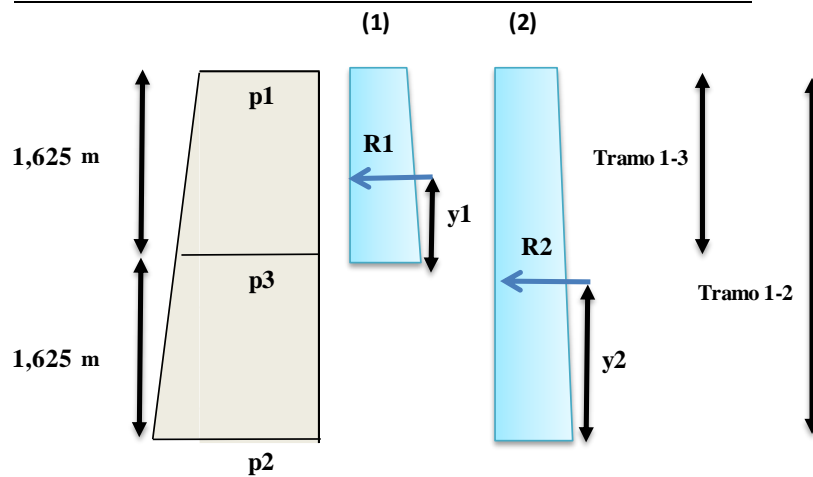


CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	Centro de gravedad	X =	1,49	m	
	Centroide del muro	\bar{x} =	1,20	m	
	Excentricidad	e =	0,29	m	
	B/6 > e Distribución trapezoidal de fuerzas	B/6 =	0,43	m	
	NO EXISTEN FUERZAS DE TRACCIÓN EN EL TERRENO				
	Carga del Terreno	Q =	5,19	T/m ²	
	Condición $q_{adm} \geq Q$	q_{adm} =	12,00	T/m ²	
	CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE				
	Carga máxima del terreno	q max =	8,71	T/m ²	
	Carga mínima del terreno	q min =	1,66	T/m ²	
q max CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					
q min CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR "t1"	Presión en la corona el muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla	p =	2,50	T/m ²
	Empuje Activo	Ea =	5,40	T/m
	Distancia de la base del muro a la resultante	y =	1,42	m
	Momento Volcador	Mv =	9,50	T*m
	Momento Volcador Último	Mvu =	15,20	T*m
	Cuantía balanceada	ρ_b =	0,025	
	Cuantía máxima	ρ_{max} =	0,012	
		Ru =	45,37	kg/cm ²
	Peralte efectivo Calculado	d =	0,19	m
Peralte efectivo sumado al Recubrimiento	t1 Calculado =	0,27	m	
CUMPLE				

VERIFICACIÓN AL CORTANTE DEL ESPESOR "t1"	Altura de la pantalla	h pantalla =	3,25	m
	Presión en la corona del muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la parte inferior de la pantalla	p2 =	2,19	T/m ²
	Empuje Activo en la pantalla	Ea' =	4,11	T/m
	Empuje Activo Mayorado en la pantalla	Eau' =	6,57	T/m
	Peralte efectivo en la base de la pantalla	d =	0,28	m
	Fuerza cortante	Vu =	2,81	kg/cm ²
	Resistencia al corte del Hormigón	Vc =	8,41	kg/cm ²
	CUMPLE			

DISEÑO DE PANTALLA

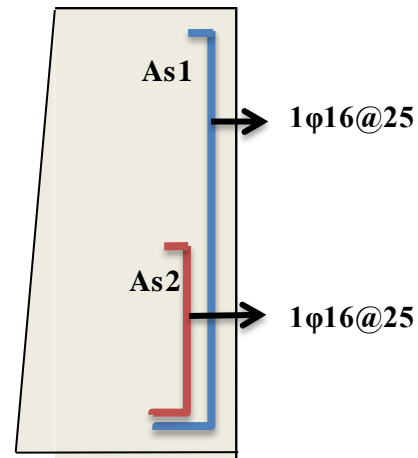


DISEÑO DE LA PANTALLA	Presión en la corona del muro (p1)	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la mitad de la pantalla(p3)	p3 =	1,26	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla (p2)	p2 =	2,19	T/m ²
	Resultante de Fuerzas en la Franja 1	R1 =	2,22	T/m
	Resultante de Fuerzas en la Franja 2	R2 =	6,98	T/m
	Brazo de Palanca en la franja 1	y1 =	0,66	m
	Brazo de Palanca en la franja 2	y2 =	1,23	m
	Momento último en la Franja 1	M1 =	2,33	T*m/m
	Momento último en la Franja 2	M2 =	13,74	T*m/m
	Peralte efectivo en la franja 1	d1 =	22,50	cm
Peralte efectivo en la franja 2	d2 =	27,50	cm	

REFURZO LONGITUDINAL b = 100 cm	ACERO CALCULADO		
	As1 =	2,77	cm ² /m
	As2 =	13,95	cm ² /m
	ACERO MÍNIMO		
	As1 =	7,50	cm ² /m
	As2 =	9,17	cm ² /m
	ACERO ADOPTADO		
	As1 =	7,50	cm ² /m
	As2 =	13,95	cm ² /m

As1 Colocado				
ϕ (mm):	16	→	2,011	cm ²
# Varillas:	4			
Area total:	8,04			cm ²
1	ϕ	16	@	25

As2 Colocado				
ϕ (mm):	16	→	2,011	cm ²
# Varillas:	4			
Area total:	8,04			cm ²
1	ϕ	16	@	25



LONGITUD DE DESARROLLO

FACTORES DE LONGITUD DE DESARROLLO (ACI 318-14)

FACTOR	VALOR	DESCRIPCIÓN
Ψ_t	1,3	Barras Altas (>30 cm de Concreto por debajo)
	1,0	Barras Normales
Ψ_e	1,5	Barras con revestimiento epóxico y/o zinc y recubrimiento de no menos de 3 db o separación libre entre barras menor a 6 db.
	1,2	Barras con recubrimiento zinc y/o epóxico con las demás condiciones.
	1,0	Para barras sin recubrimiento de zinc o epóxico
λ	0,7	Concreto liviano
	1,0	Concreto Normal

LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1	
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1	
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1	
	As1	Diámetro del refuerzo	db =	0,016 m
		Longitud de desarrollo	Ld =	0,97 m
			1,00 m	

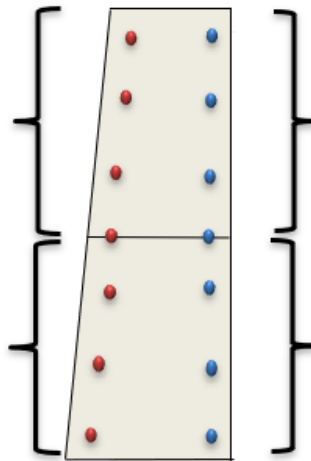
LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t = 1$
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e = 1$
	Factor del Hormigón	$\lambda = 1$
As2	Diámetro del refuerzo	$d_b = 0,016 \text{ m}$
	Longitud de desarrollo	$L_d = 0,97 \text{ m}$
		1,00 m

REFUERZO TRANSVERSAL EN LA PANTALLA b = 100 cm	TRAMO 1-3	
	As temperatura = $0,0018 * B * d$	
	As temp =	4,05 cm ²
	TRAMO 1-2	
As temperatura = $0,0018 * B * d$		
As temp =	4,95 cm ²	

● 2/3 As temperatura

● 1/3 As temperatura

As1 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,675	cm ²
As1 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm ²
1	ϕ 12	@ 35

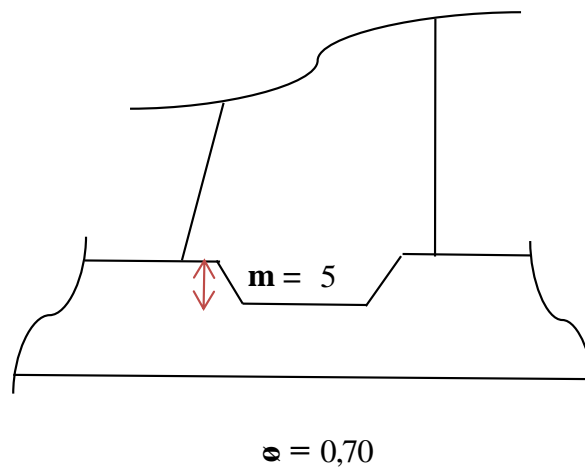


As1 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,338	cm ²
As1 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm ²
1	ϕ 12	@ 35

As2 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,150	cm ²
As2 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm ²
1	ϕ 12	@ 35

As2 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,075	cm ²
As2 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm ²
1	ϕ 12	@ 35

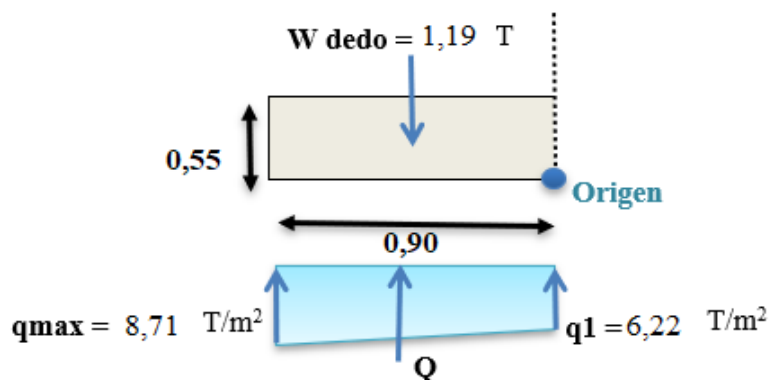
LLAVE DE CORTE



VERIFICACIÓN DE APLASTAMIENTO	Fuerza de aplastamiento	$fa =$	33,93	kg/cm ²
	Fuerza admisible	$fa adm =$	142,8	kg/cm ²
	Condición: $fa adm > fa$	CUMPLE		

LONGITUD LLAVE DE CORTANTE	Resistencia del Hormigón al cortante	$Vc =$	8,21	kg/cm ²
	Longitud de llave	$L =$	20,66	cm
	La llave de corte deberá tener por lo menos		21,00	cm

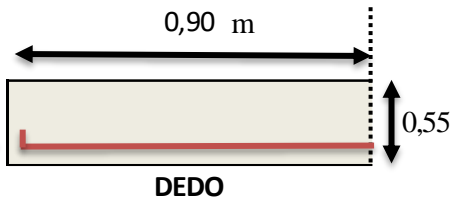
DISEÑO DEL DEDO



CARGAS ULTIMAS	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	$Q =$	6,72	T
	Carga resultante Mayorada	$Qu =$	10,75	T
	Peso propio del dedo	$W_{dedo} =$	1,19	T
NEC-SE-CG 3.4.3	Carga Mayorada del dedo	$Wu =$	1,66	T
	Momento Último	$Mu =$	4,36	T*m/m

REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	As calculado =	2,441	cm ² /m
	Área de acero mínimo	As mínimo =	15,833	cm ² /m
	Área de acero adoptado	As adoptado =	15,833	cm ² /m

As Colocado				
φ (mm):	18	→	2,545 cm ²	
# Varillas:	7			
Area total:	17,81		cm ²	
	1	φ	18	@ 15

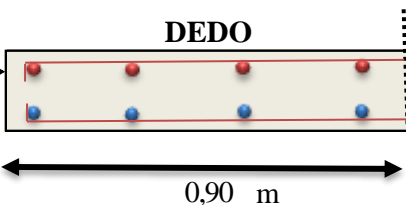


LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	Ψt =	1	
	Factor relativo al revestimiento	Ψe =	1	
	Factor del Hormigón	λ =	1	
	Diámetro del refuerzo	db =	0,018	m
	Longitud de desarrollo	Ld =	1,09	m
			1,10	m

REFUERZO TRANSVERSAL	As temperatura = 0,0018 * B * d
	As temp = 8,55 cm ²

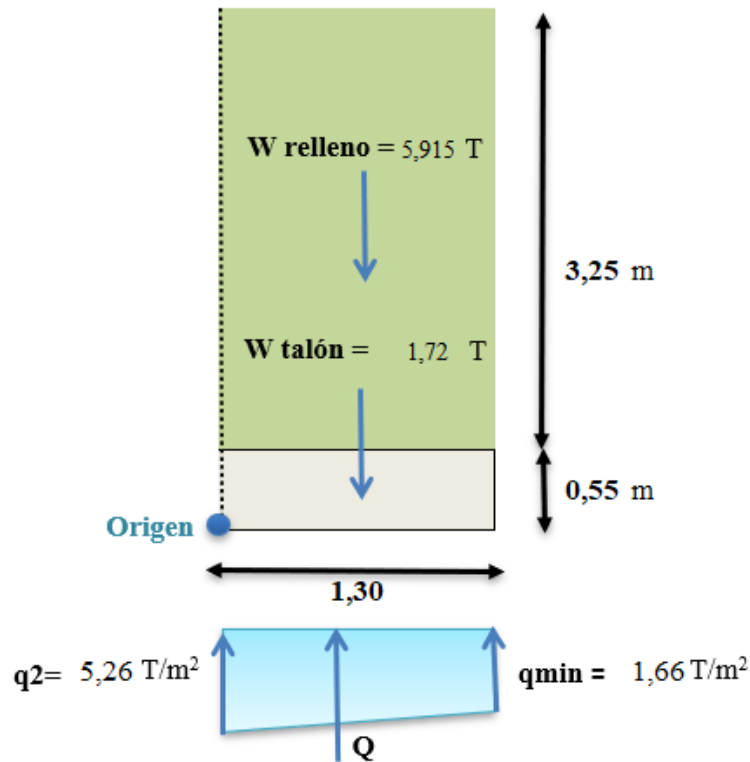
El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.

As Cara Superior					As Cara Inferior				
φ (mm):	12	→	1,131 cm ²		φ (mm):	12	→	1,131 cm ²	
# Varillas:	4				# Varillas:	4			
Area:	4,52		cm ²		Area:	4,52		cm ²	
	1	φ	12	@ 23		1	φ	12	@ 23



CHEQUEO POR CORTE	Fuerza Cortante	Vu =	9,091	T
	Fuerza Cortante Última	vu =	22,515	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	Vc =	25,965	T/m ²
Condición:	CUMPLE			
Vc > vu				

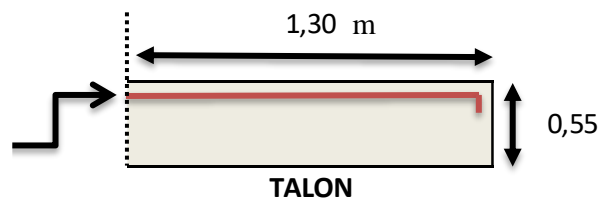
DISEÑO DEL TALÓN



CARGAS ULTIMAS NEC-SE-CG 3.4.3	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	$Q =$	4,50	T
	Carga resultante Mayorada	$Q_u =$	7,20	T
	Peso propio del relleno	$W_{relleno} =$	5,92	T
	Peso propio del dedo	$W_{talón} =$	1,72	T
	Carga Mayorada del dedo	$W_u =$	10,68	T
	Momento Último	$M_u =$	3,08	T*m/m

REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	$As_{calculado} =$	1,719	cm ² /m
	Área de acero mínimo	$As_{mínimo} =$	15,833	cm ² /m
	Área de acero adoptado	$As_{adoptado} =$	15,833	cm ² /m

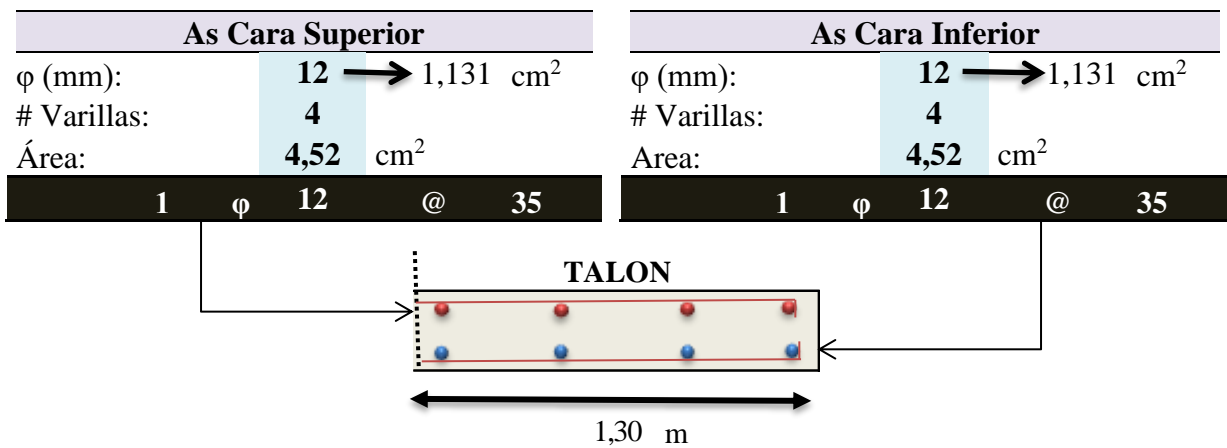
As Colocado				
ϕ (mm):	18	→	2,545 cm ²	
# Varillas:	7			
Área total:	17,81	cm ²		
1	ϕ	18	@	15



LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
	Diámetro del refuerzo	$d_b =$	0,018 m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	1,09 m
			1,10 m

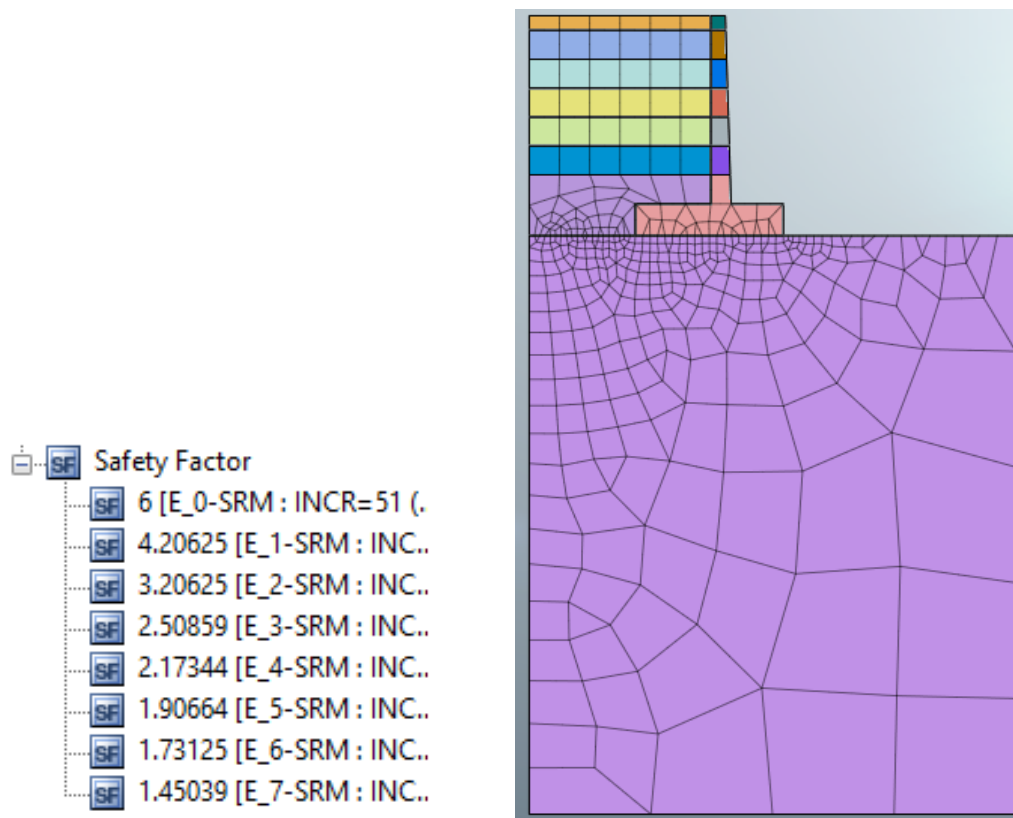
REFUERZO TRANSVERSAL	$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 * B * d$ $A_s \text{ temp} =$ 8,55 cm²
-----------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------

El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.



CHEQUEO POR CORTE	Fuerza Cortante	$V_u =$	9,091	T
	Fuerza Cortante Última	$v_u =$	22,515	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	$V_c =$	25,965	T/m ²
Condición:	$V_c > v_u$			
$V_c > v_u$	CUMPLE			

ANEXO 10. Factores de seguridad obtenidos del MIDAS GTS NX del Tramo D-E



Verificación de Factores de Seguridad

F.S. Deslizamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Deslizamiento (Método Analítico)
1.45	1.53
F.S. Volcamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Volcamiento (Método Analítico)
2.17	2.08

ANEXO 11. Memoria de Cálculo del diseño definitivo TRAMO E-F

CALCULO DE MURO EN VOLADIZO

TRAMO E-F

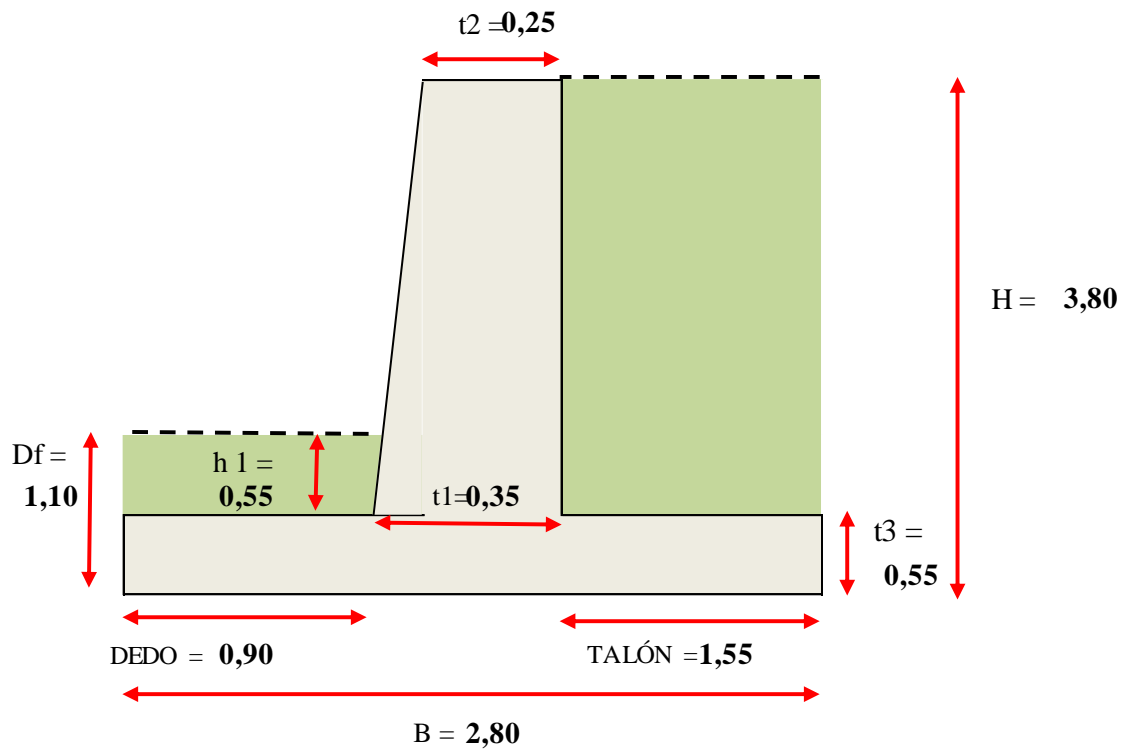
DATOS GENERALES

Altura total del muro		H =	3,80	m
SUELO	Tipo de Suelo		Limo Arenoso	
	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Capacidad Portante Admisible	q adm =	12,00	T/m ²
	Desplante	Df =	1,10	m
MATERIALES DEL MURO	Resistencia del concreto a la compresión	f'c =	240,00	kg/cm ²
	Resistencia del Acero	f _y =	4200,00	kg/cm ²
	Peso específico del concreto	$\gamma_{\text{concreto}} =$	2,40	T/m ³
		Recubrim. =	0,075	m
SUELO DE RELLENO	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Ángulo de talud		0,00	°
	Ángulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Coefficiente de fricción	u =	0,466	
CONDICIONES Y VERIFICACIONES	Zona Sísmica	Z =	0,40	
	Altura Equivalente	H _s =	0,60	m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,50	
	Factor de Seguridad al Volcamiento	FSV =	2,00	ACI 318-14

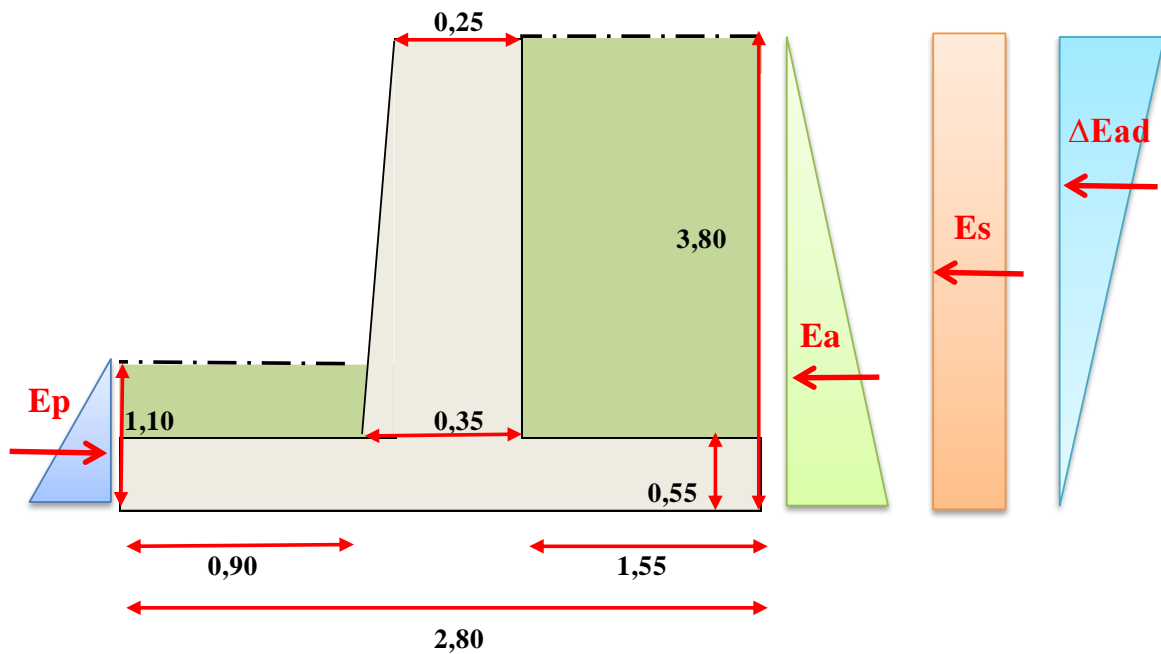
DIMENSIONES ADOPTADAS DEL MURO

DIMENSIONES ADOPTADAS

B =	2,80	m
t1 =	0,35	m
t2 =	0,25	m
t3 =	0,55	m
Dedo =	0,90	m
Talón =	1,55	m



CÁLCULO DE EMPUJES



EMPUJE ACTIVO	Coeficiente de Presión Activa	$K_{ha} =$	0,406	
	Presión horizontal en la base del muro	$p_a =$	2,159	T/m ²
	Empuje Activo del Relleno	$E_a =$	4,102	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	1,27	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	5,20	T*m/m

EMPUJE SOBRECARGA	Coefficiente de Presión Activa	Kha =	0,406	
	Altura Equivalente	Hs =	0,60	m
	Presión Resultante de la Sobrecarga	ps =	0,341	T/m ²
	Empuje de la Sobrecarga	Es =	1,296	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	y =	1,90	m
MOMENTO VOLCADOR		Mv =	2,46	T*m/m

EMPUJE PASIVO	Coefficiente de Presión Pasiva	Khp =	2,464	
	Presión horizontal en la base del muro	pp =	3,794	T/m ²
	Empuje Pasivo del Relleno	Ep =	2,087	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	y =	0,37	m
	MOMENTO VOLCADOR		Mv =	0,77

EMPUJE ACTIVO DINÁMICO (MONONOBE-OKABE)	Coefficiente Sísmico Horizontal	Kh =	0,20	
	Coefficiente Sísmico Vertical	Kv =	0,10	
	Ángulo de inclinación del terreno	i =	0,00	rad
	Ángulo de fricción en el contacto del muro con el suelo	δ =	0,29	rad
	Angulo de inclinación del paramento interior del estribo.	β =	0,031	rad
	Angulo de fricción interna.	ϕ =	0,436	rad
		θ =	0,219	rad
		ψ =	1,986	
	Coefficiente de empuje activo dinámico.	Kad =	0,574	
	Empuje activo dinámico	Ead =	5,222	T/m
	Incremento dinámico de empuje.	Δ Ead =	1,119	T/m
	Distancia entre la base y la Resultante	y =	2,53	m
	MOMENTO VOLCADOR		Mv =	2,84

MAMPOSTERÍA DE BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN

y (bloque hueco de hormigón) =	12 KN/m³	NEC-SE-CG
	1,223	T/m ³
y (Mortero relación 1:4) =	20 KN/m³	NEC-SE-CG
	2,039	T/m ³
Ancho =	1,00	m
Altura =	3,00	m
Área =	3,00	m ² /m
Volumen =	0,60	m ³ /m

BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN	Nº Bloques / m ² =	11,21	
	Nº Bloques Total =	34	U
	Peso Bloques =	0,67	T
MORTERO 1:4	Volumen pared =	0,60	m ³
	Volumen ladrillos =	0,54	m ³
	Volumen mortero =	0,06	m ³
	Peso Mortero =	0,11	T
Peso Total Mampostería/metro =		0,78	T/m

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

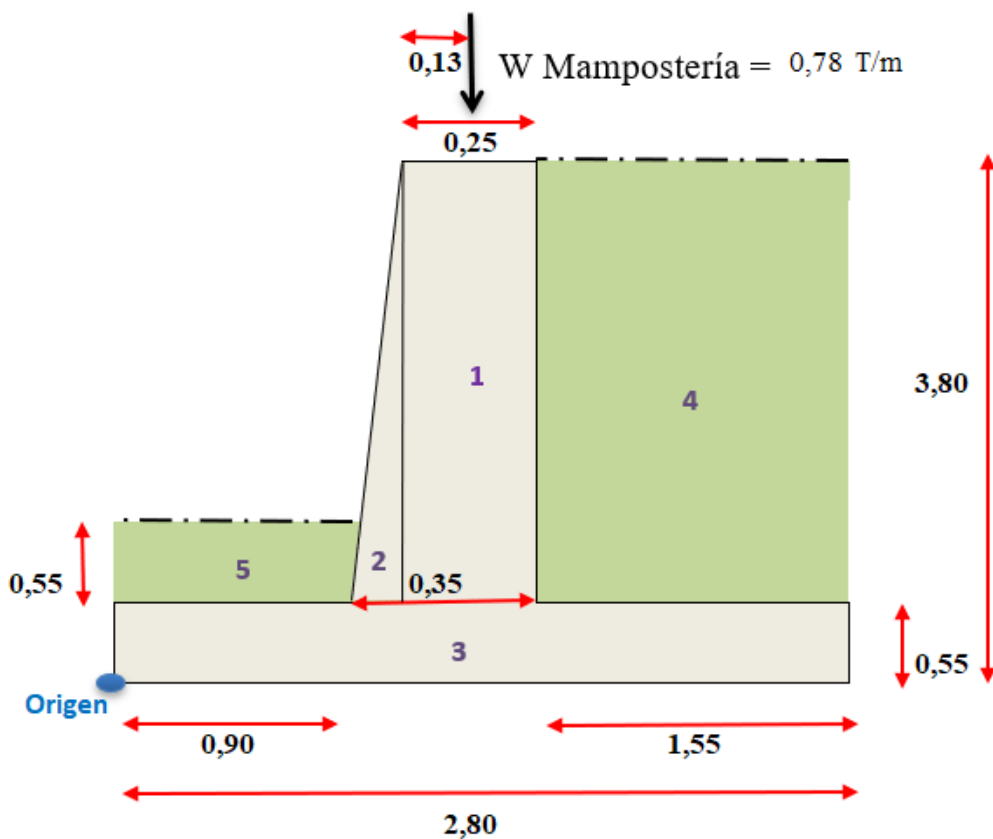


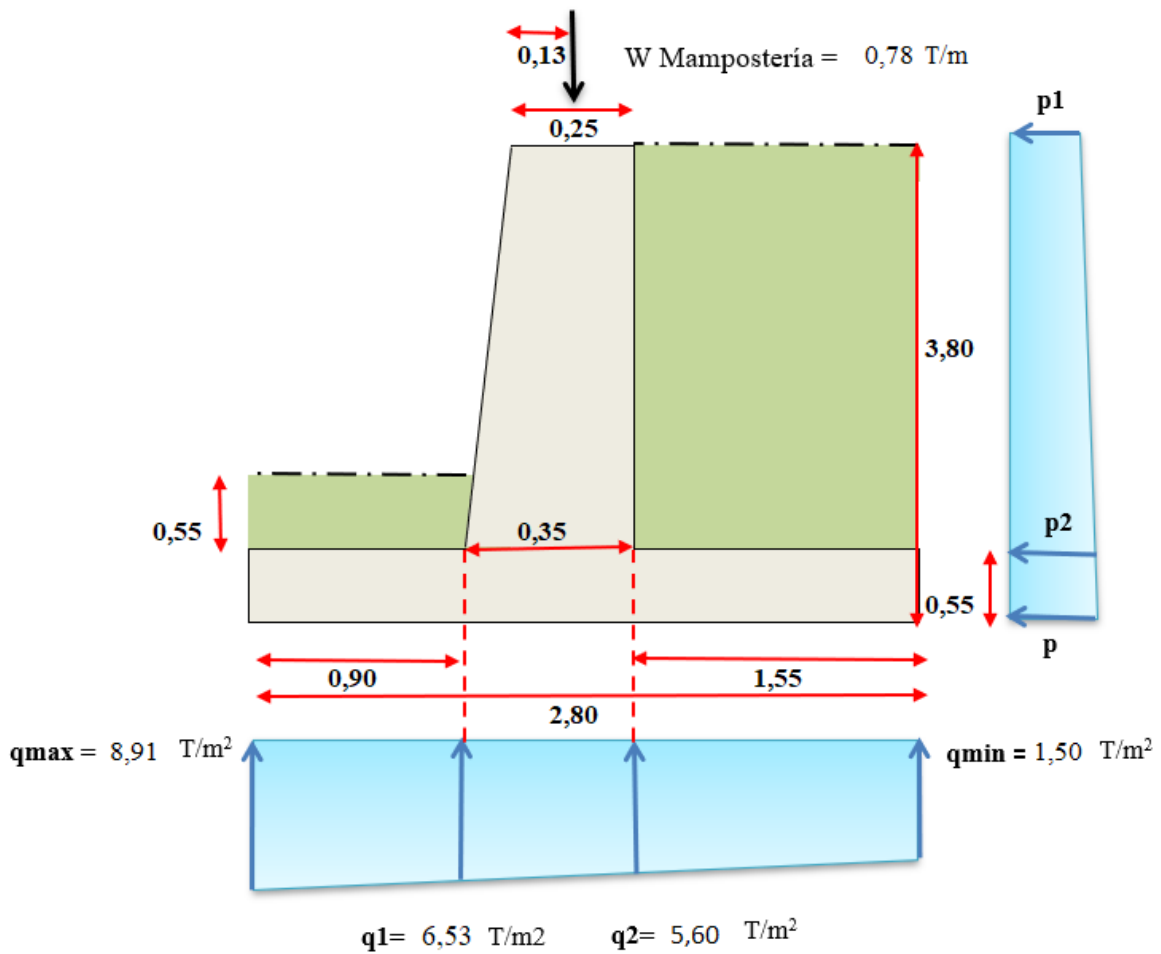
FIGURA	ÁREA (m ²)	PESO VOL. (T/m ³)	PESO (T/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (T*m)/m
1	0,813	2,40	1,95	1,13	2,19
2	0,163	2,40	0,39	0,97	0,38
3	1,540	2,40	3,70	1,40	5,17
4	5,038	1,40	7,05	2,03	14,28
5	0,500	1,40	0,700	0,91	0,63
Mampostería			0,78	1,13	0,88
			14,57		23,54

RELLENO + SOBRECARGA + SISMO

FSV ≥ 2,00	Momento Estabilizador	Mest =	23,54	T*m/m
	Momento Volcador	Mv =	9,73	T*m/m
	Factor de seguridad al Volcamiento	FSV =	2,42	
CUMPLE				

FSD ≥ 1,50	Coefficiente de fricción	u =	0,466	
	Peso Total de las fuerzas Estabilizantes	ΣWt =	14,57	T/m
	Sumatoria de fuerzas Horizontales	ΣFh =	4,430	T/m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,53	
CUMPLE				

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

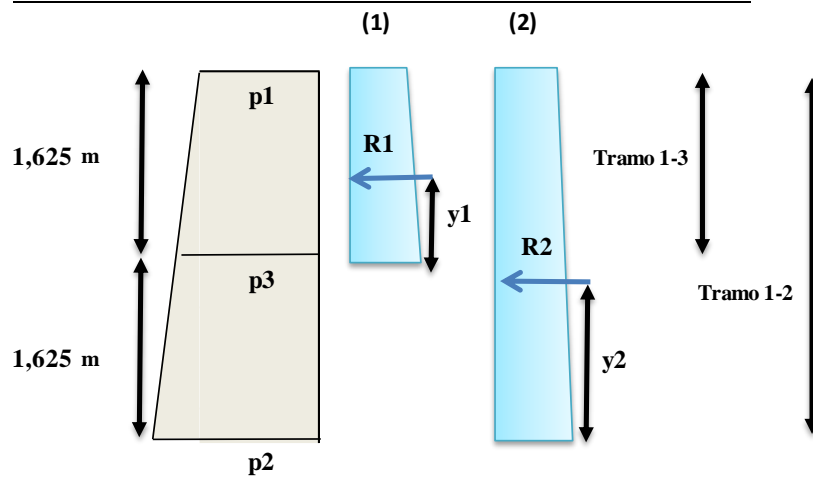


CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	Centro de gravedad	X =	1,62	m	
	Centroide del muro	\bar{x} =	1,28	m	
	Excentricidad	e =	0,33	m	
	B/6 > e Distribución trapezoidal de fuerzas	B/6 =	0,47	m	
	NO EXISTEN FUERZAS DE TRACCIÓN EN EL TERRENO				
	Carga del Terreno	Q =	5,20	T/m ²	
	Condición $q_{adm} \geq Q$	q_{adm} =	12,00	T/m ²	
	CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE				
	Carga máxima del terreno	q max =	8,91	T/m ²	
	Carga mínima del terreno	q min =	1,50	T/m ²	
q max CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					
q min CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR "t1"	Presión en la corona el muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla	p =	2,50	T/m ²
	Empuje Activo	Ea =	5,40	T/m
	Distancia de la base del muro a la resultante	y =	1,42	m
	Momento Volcador	Mv =	9,73	T*m
	Momento Volcador Último	Mvu =	15,56	T*m
	Cuantía balanceada	ρ_b =	0,025	
	Cuantía máxima	ρ max =	0,012	
		Ru =	45,37	kg/cm ²
	Peralte efectivo Calculado	d =	0,20	m
Peralte efectivo sumado al Recubrimiento	t1 Calculado =	0,27	m	
CUMPLE				

VERIFICACIÓN AL CORTANTE DEL ESPESOR "t1"	Altura de la pantalla	h pantalla =	3,25	m
	Presión en la corona del muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la parte inferior de la pantalla	p2 =	2,19	T/m ²
	Empuje Activo en la pantalla	Ea' =	4,11	T/m
	Empuje Activo Mayorado en la pantalla	Eau' =	6,57	T/m
	Peralte efectivo en la base de la pantalla	d =	0,28	m
	Fuerza cortante	Vu =	2,81	kg/cm ²
	Resistencia al corte del Hormigón	Vc =	8,41	kg/cm ²
	CUMPLE			

DISEÑO DE PANTALLA

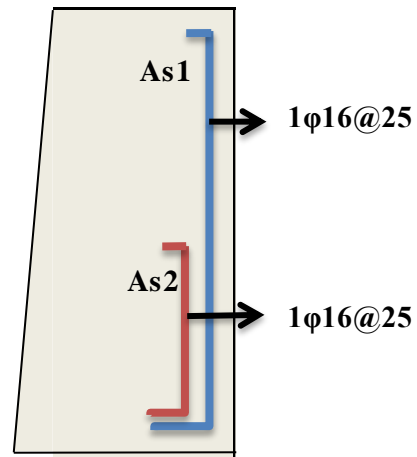


DISEÑO DE LA PANTALLA	Presión en la corona del muro (p1)	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la mitad de la pantalla(p3)	p3 =	1,26	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla (p2)	p2 =	2,19	T/m ²
	Resultante de Fuerzas en la Franja 1	R1 =	2,22	T/m
	Resultante de Fuerzas en la Franja 2	R2 =	6,98	T/m
	Brazo de Palanca en la franja 1	y1 =	0,66	m
	Brazo de Palanca en la franja 2	y2 =	1,23	m
	Momento último en la Franja 1	M1 =	2,33	T*m/m
	Momento último en la Franja 2	M2 =	13,74	T*m/m
	Peralte efectivo en la franja 1	d1 =	22,50	cm
Peralte efectivo en la franja 2	d2 =	27,50	cm	

REFURZO LONGITUDINAL b = 100 cm	ACERO CALCULADO			
	As1 =	2,77	cm ² /m	
	As2 =	13,95	cm ² /m	
	ACERO MÍNIMO			
	As1 =	7,50	cm ² /m	
	As2 =	9,17	cm ² /m	
	ACERO ADOPTADO			
	As1 =	7,50	cm ² /m	
	As2 =	13,95	cm ² /m	

As1 Colocado			
ϕ (mm):	16	→	2,011 cm ²
# Varillas:	4		
Area total:	8,04		cm ²
1	ϕ	16	@ 25

As2 Colocado			
ϕ (mm):	16	→	2,011 cm ²
# Varillas:	4		
Area total:	8,04		cm ²
1	ϕ	16	@ 25



LONGITUD DE DESARROLLO

FACTORES DE LONGITUD DE DESARROLLO (ACI 318-14)

FACTOR	VALOR	DESCRIPCIÓN
Ψ_t	1,3	Barras Altas (>30 cm de Concreto por debajo)
	1,0	Barras Normales
Ψ_e	1,5	Barras con revestimiento epóxico y/o zinc y recubrimiento de no menos de 3 db o separación libre entre barras menor a 6 db.
	1,2	Barras con recubrimiento zinc y/o epóxico con las demás condiciones.
	1,0	Para barras sin recubrimiento de zinc o epóxico
λ	0,7	Concreto liviano
	1,0	Concreto Normal

LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1	
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1	
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1	
	As1	Diámetro del refuerzo	$db =$	0,016 m
		Longitud de desarrollo	$Ld =$	0,97 m
			1,00 m	

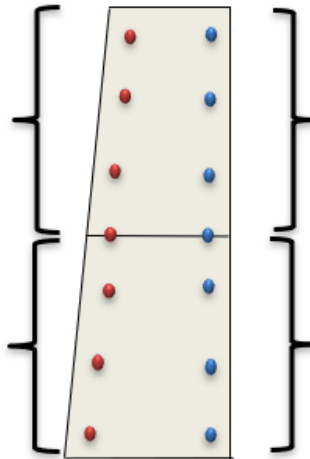
LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
	As2	Diámetro del refuerzo	$d_b =$
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	0,97 m
			1,00 m

REFUERZO TRANSVERSAL EN LA PANTALLA b = 100 cm	TRAMO 1-3		
	As temperatura = $0,0018 * B * d$		
	As temp =	4,05	cm ²
	TRAMO 1-2		
As temperatura = $0,0018 * B * d$			
As temp =	4,95	cm ²	

● 2/3 As temperatura

● 1/3 As temperatura

As1 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,675	cm ²
As1 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm ²
1	ϕ	12 @ 35

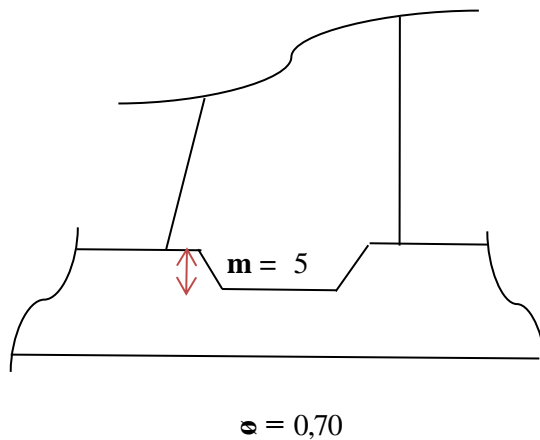


As1 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,338	cm ²
As1 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm ²
1	ϕ	12 @ 35

As2 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,150	cm ²
As2 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm ²
1	ϕ	12 @ 35

As2 Adoptado		
Separación:	35	cm
As/barra:	0,075	cm ²
As2 Colocado		
ϕ (mm):	12	1,131
# Varillas:	4	
Area total:	4,52	cm ²
1	ϕ	12 @ 35

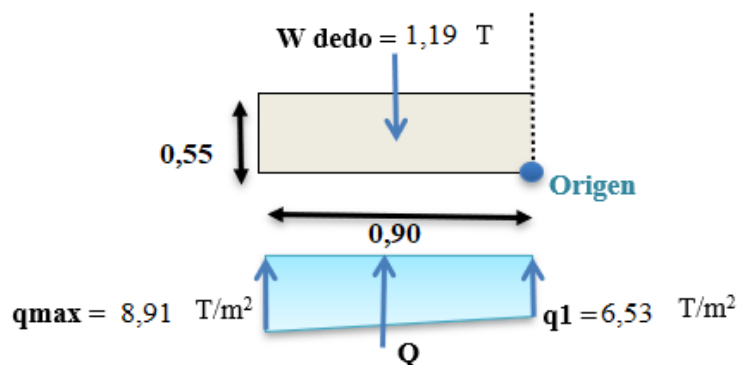
LLAVE DE CORTE



VERIFICACIÓN DE APLASTAMIENTO	Fuerza de aplastamiento	$f_a =$	33,93	kg/cm ²
	Fuerza admisible	$f_a \text{ adm} =$	142,8	kg/cm ²
	Condición: $f_a \text{ adm} > f_a$		CUMPLE	

LONGITUD LLAVE DE CORTANTE	Resistencia del Hormigón al cortante	$V_c =$	8,21	kg/cm ²
	Longitud de llave	$L =$	20,66	cm
	La llave de corte deberá tener por lo menos		21,00	cm

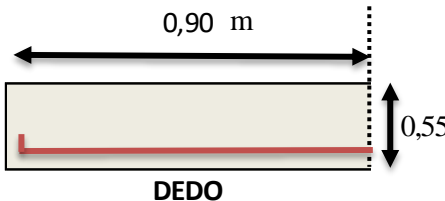
DISEÑO DEL DEDO



CARGAS ULTIMAS	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	$Q =$	6,95	T
	Carga resultante Mayorada	$Q_u =$	11,11	T
NEC-SE-CG 3.4.3	Peso propio del dedo	$W_{\text{dedo}} =$	1,19	T
	Carga Mayorada del dedo	$W_u =$	1,66	T
	Momento Último	$M_u =$	4,51	T*m/m

REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	As calculado =	2,526	cm ² /m
	Área de acero mínimo	As mínimo =	15,833	cm ² /m
	Área de acero adoptado	As adoptado =	15,833	cm ² /m

As Colocado				
φ (mm):	18	→	2,545	cm ²
# Varillas:	7			
Area total:	17,81			cm ²
1	φ	18	@	15

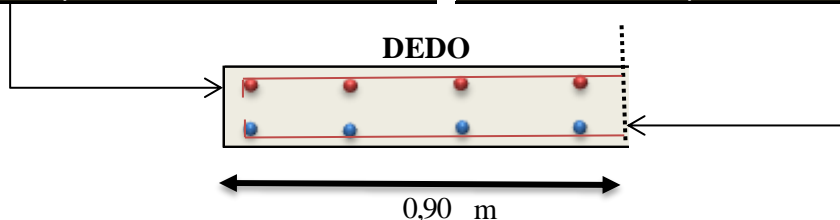


LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	Ψt =	1	
	Factor relativo al revestimiento	Ψe =	1	
	Factor del Hormigón	λ =	1	
	Diámetro del refuerzo	db =	0,018	m
	Longitud de desarrollo	Ld =	1,09	m
			1,10	m

REFUERZO TRANSVERSAL	As temperatura = 0,0018 * B * d
	As temp = 8,55 cm ²

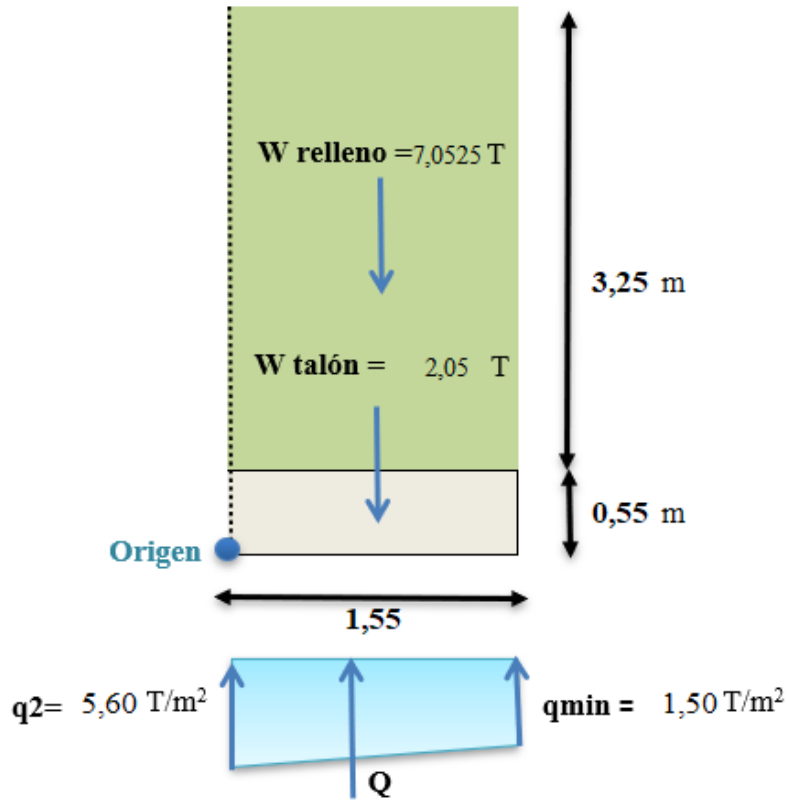
El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.

As Cara Superior					As Cara Inferior				
φ (mm):	12	→	1,131	cm ²	φ (mm):	12	→	1,131	cm ²
# Varillas:	4				# Varillas:	4			
Area:	4,52			cm ²	Area:	4,52			cm ²
1	φ	12	@	23	1	φ	12	@	23



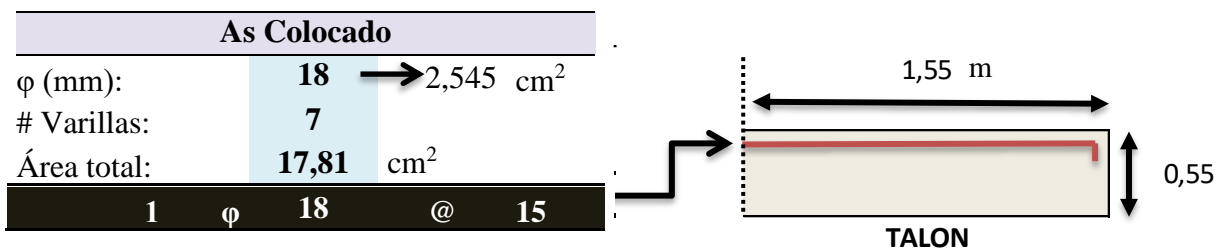
CHEQUEO POR CORTE	Fuerza Cortante	Vu =	9,451	T
	Fuerza Cortante Última	vu =	23,409	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	Vc =	25,965	T/m ²
Condición:	Vc > vu			
	CUMPLE			

DISEÑO DEL TALÓN



CARGAS ULTIMAS NEC-SE-CG 3.4.3	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	$Q =$	5,50	T
	Carga resultante Mayorada	$Q_u =$	8,80	T
	Peso propio del relleno	$W_{relleno} =$	7,05	T
	Peso propio del dedo	$W_{talón} =$	2,05	T
	Carga Mayorada del dedo	$W_u =$	12,74	T
	Momento Último	$M_u =$	4,37	T*m/m

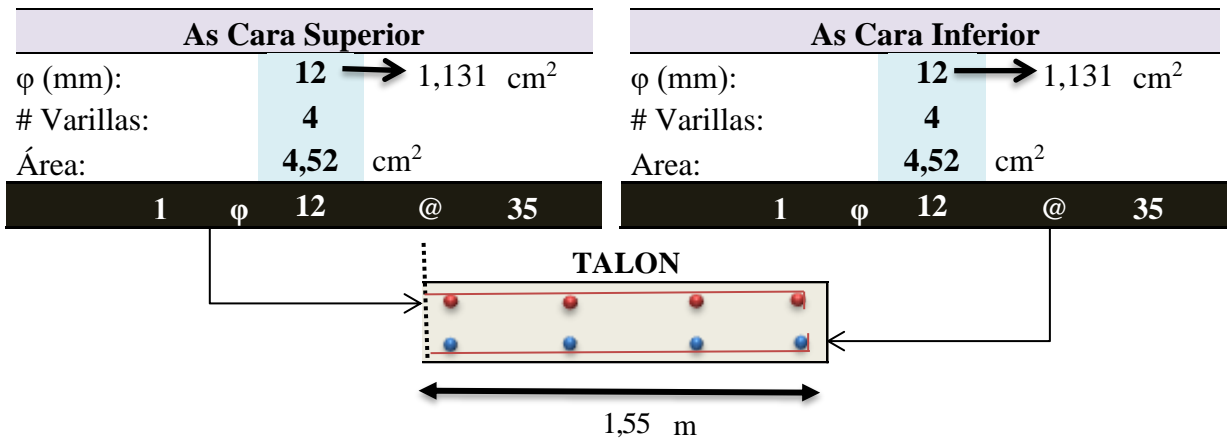
REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	$As_{calculado} =$	2,446	cm ² /m
	Área de acero mínimo	$As_{mínimo} =$	15,833	cm ² /m
	Área de acero adoptado	$As_{adoptado} =$	15,833	cm ² /m



LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
	Diámetro del refuerzo	$d_b =$	0,018 m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	1,09 m
			1,10 m

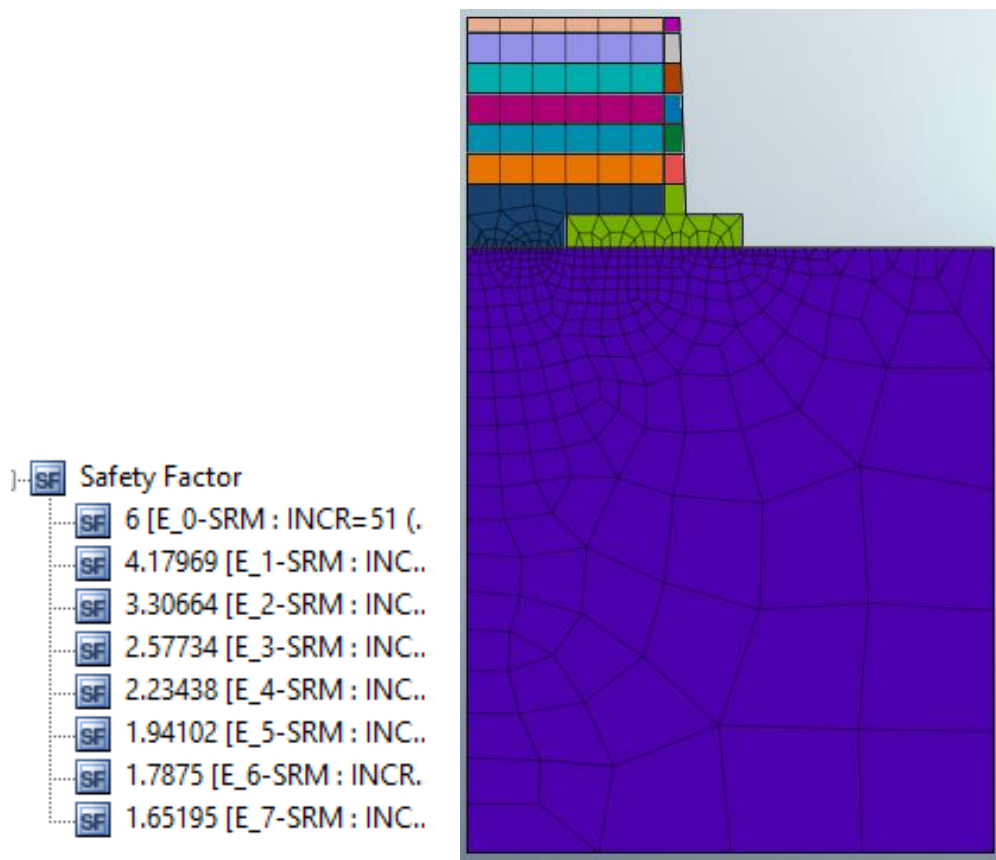
REFUERZO TRANSVERSAL	$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 * B * d$ $A_s \text{ temp} =$ 8,55 cm²
-----------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------

El As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.



CHEQUEO POR CORTE	Fuerza Cortante	$V_u =$	9,451	T
	Fuerza Cortante Última	$v_u =$	23,409	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	$V_c =$	25,965	T/m ²
Condición:	CUMPLE			
$V_c > v_u$				

ANEXO 12. Factores de seguridad obtenidos del MIDAS GTS NX del Tramo E-F



Verificación de Factores de Seguridad

F.S. Deslizamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Deslizamiento (Método Analítico)
1.65	1.53
F.S. Volcamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Volcamiento (Método Analítico)
2.57	2.42

ANEXO 13. Memoria de Cálculo del diseño definitivo TRAMO F-G

CALCULO DE MURO EN VOLADIZO

TRAMO F-G

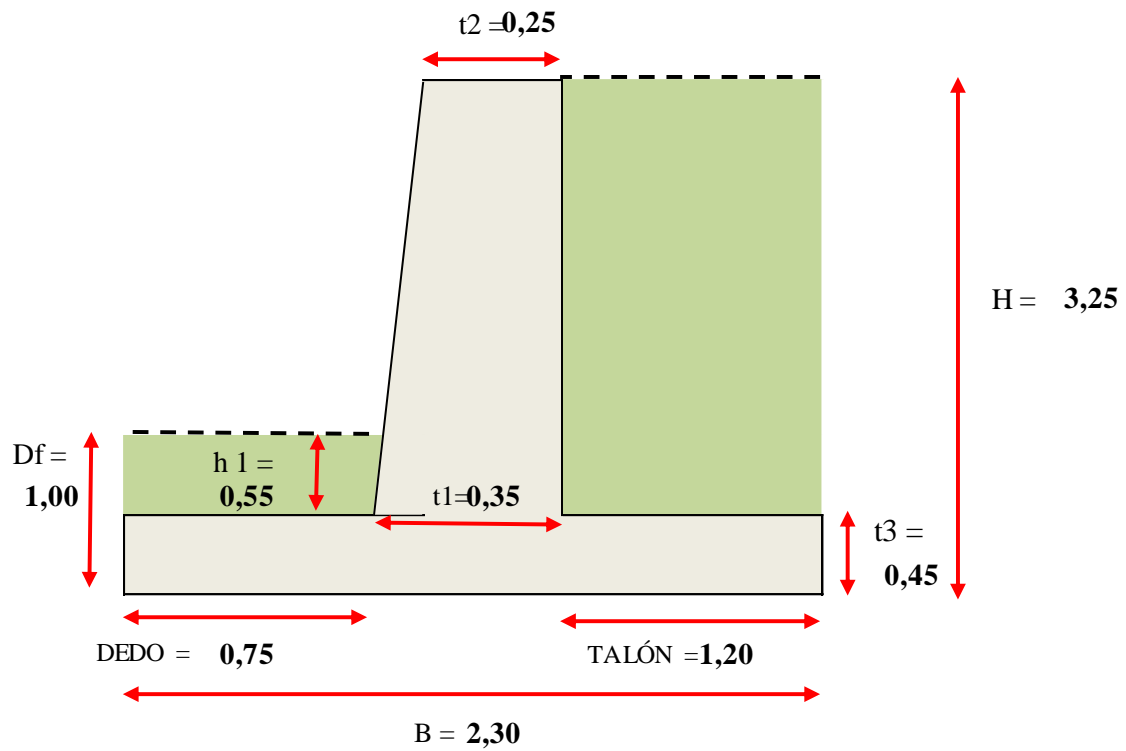
DATOS GENERALES

Altura total del muro		H =	3,25	m
SUELO	Tipo de Suelo		Limo Arenoso	
	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Capacidad Portante Admisible	q adm =	12,00	T/m ²
	Desplante	Df =	1,00	m
MATERIALES DEL MURO	Resistencia del concreto a la compresión	f'c =	240,00	kg/cm ²
	Resistencia del Acero	f _y =	4200,00	kg/cm ²
	Peso específico del concreto	$\gamma_{\text{concreto}} =$	2,40	T/m ³
		Recubrim. =	0,075	m
SUELO DE RELLENO	Peso Específico	$\gamma_{\text{suelo}} =$	1,40	T/m ³
	Angulo de talud		0,00	°
	Angulo de fricción interna	$\phi =$	25,00	°
	Coefficiente de fricción	u =	0,466	
CONDICIONES Y VERIFICACIONES	Zona Sísmica	Z =	0,40	
	Altura Equivalente	H _s =	0,60	m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,50	ACI
	Factor de Seguridad al Volcamiento	FSV =	2,00	318-14

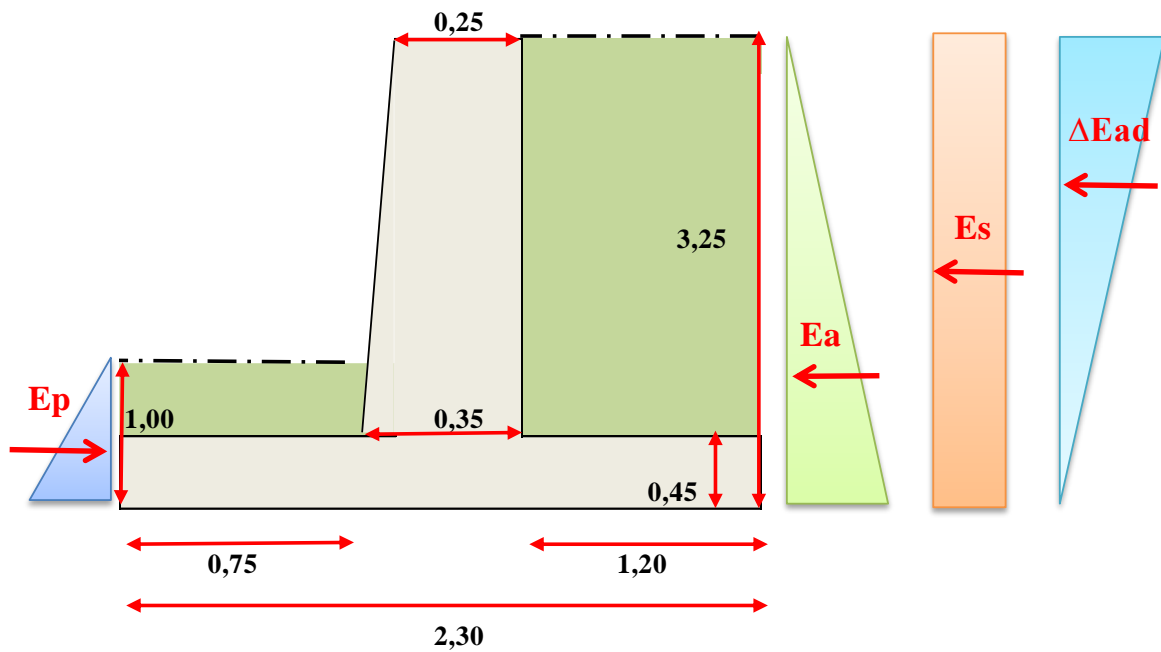
DIMENSIONES ADOPTADAS DEL MURO

DIMENSIONES ADOPTADAS

B =	2,30	m
t1 =	0,35	m
t2 =	0,25	m
t3 =	0,45	m
Dedo =	0,75	m
Talón =	1,20	m



CÁLCULO DE EMPUJES



EMPUJE ACTIVO	Coefficiente de Presión Activa	Kha =	0,406	
	Presión horizontal en la base del muro	pa =	1,847	T/m ²
	Empuje Activo del Relleno	Ea =	3,001	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	y =	1,08	m
MOMENTO VOLCADOR		Mv =	3,25	T*m/m

EMPUJE SOBRECARGA	Coefficiente de Presión Activa	$K_{ha} =$	0,406	
	Altura Equivalente	$H_s =$	0,60	m
	Presión Resultante de la Sobrecarga	$p_s =$	0,341	T/m ²
	Empuje de la Sobrecarga	$E_s =$	1,108	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	1,63	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	1,80	T*m/m

EMPUJE PASIVO	Coefficiente de Presión Pasiva	$K_{hp} =$	2,464	
	Presión horizontal en la base del muro	$p_p =$	3,449	T/m ²
	Empuje Pasivo del Relleno	$E_p =$	1,725	T/m
	Distancia desde la Base hasta la resultante	$y =$	0,33	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	0,57	T*m/m

EMPUJE ACTIVO DINÁMICO (MONONOBE-OKABE)	Coefficiente Sísmico Horizontal	$K_h =$	0,20	
	Coefficiente Sísmico Vertical	$K_v =$	0,10	
	Ángulo de inclinación del terreno	$i =$	0,00	rad
	Ángulo de fricción en el contacto del muro con el suelo	$\delta =$	0,29	rad
	Ángulo de inclinación del paramento interior del estribo.	$\beta =$	0,036	rad
	Ángulo de fricción interna.	$\phi =$	0,436	rad
		$\theta =$	0,219	rad
		$\psi =$	1,988	
	Coefficiente de empuje activo dinámico.	$K_{ad} =$	0,575	
	Empuje activo dinámico	$E_{ad} =$	3,829	T/m
	Incremento dinámico de empuje.	$\Delta E_{ad} =$	0,828	T/m
	Distancia entre la base y la Resultante	$y =$	2,17	m
MOMENTO VOLCADOR		$M_v =$	1,79	T*m/m

MAMPOSTERÍA DE BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN

γ (bloque hueco de hormigón) =	12 KN/m³	NEC-SE-CG
	1,223	T/m ³
γ (Mortero relación 1:4) =	20 KN/m³	NEC-SE-CG
	2,039	T/m ³
Ancho =	1,00	m
Altura =	3,00	m
Área =	3,00	m ² /m
Volumen =	0,60	m ³ /m

BLOQUES HUECOS DE HORMIGÓN	Nº Bloques / m ² =	11,21	
	Nº Bloques Total =	34	U
	Peso Bloques =	0,67	T
MORTERO 1:4	Volumen pared =	0,60	m ³
	Volumen ladrillos =	0,54	m ³
	Volumen mortero =	0,06	m ³
	Peso Mortero =	0,11	T
Peso Total Mampostería/metro =		0,78	T/m

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

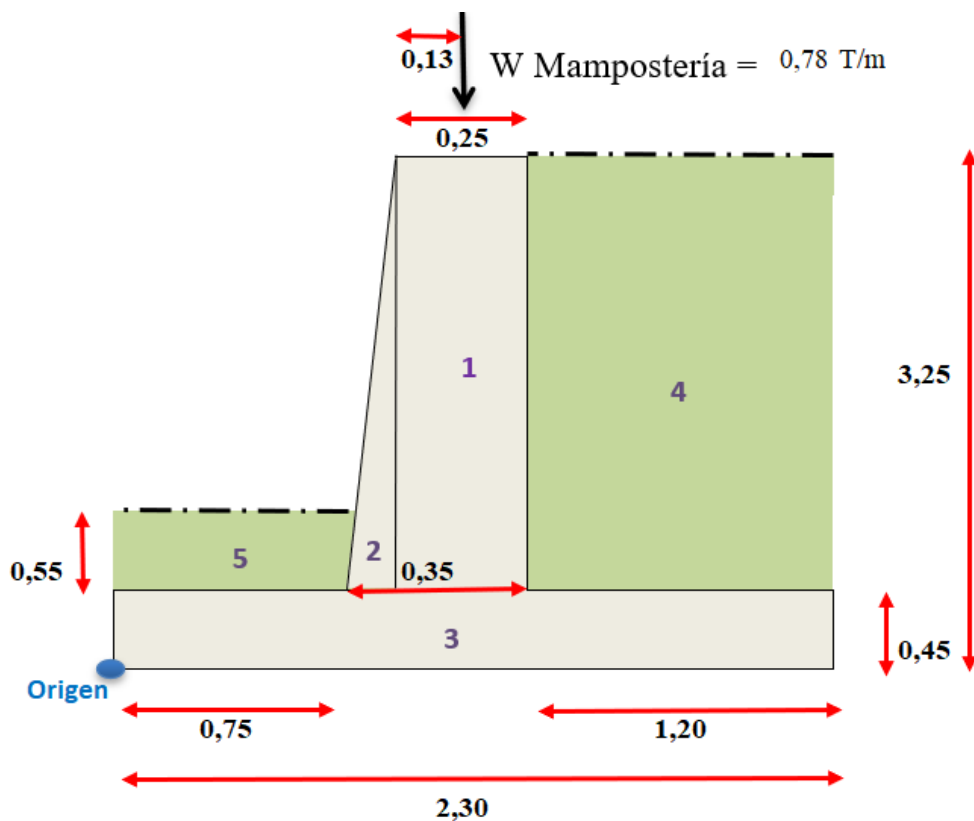
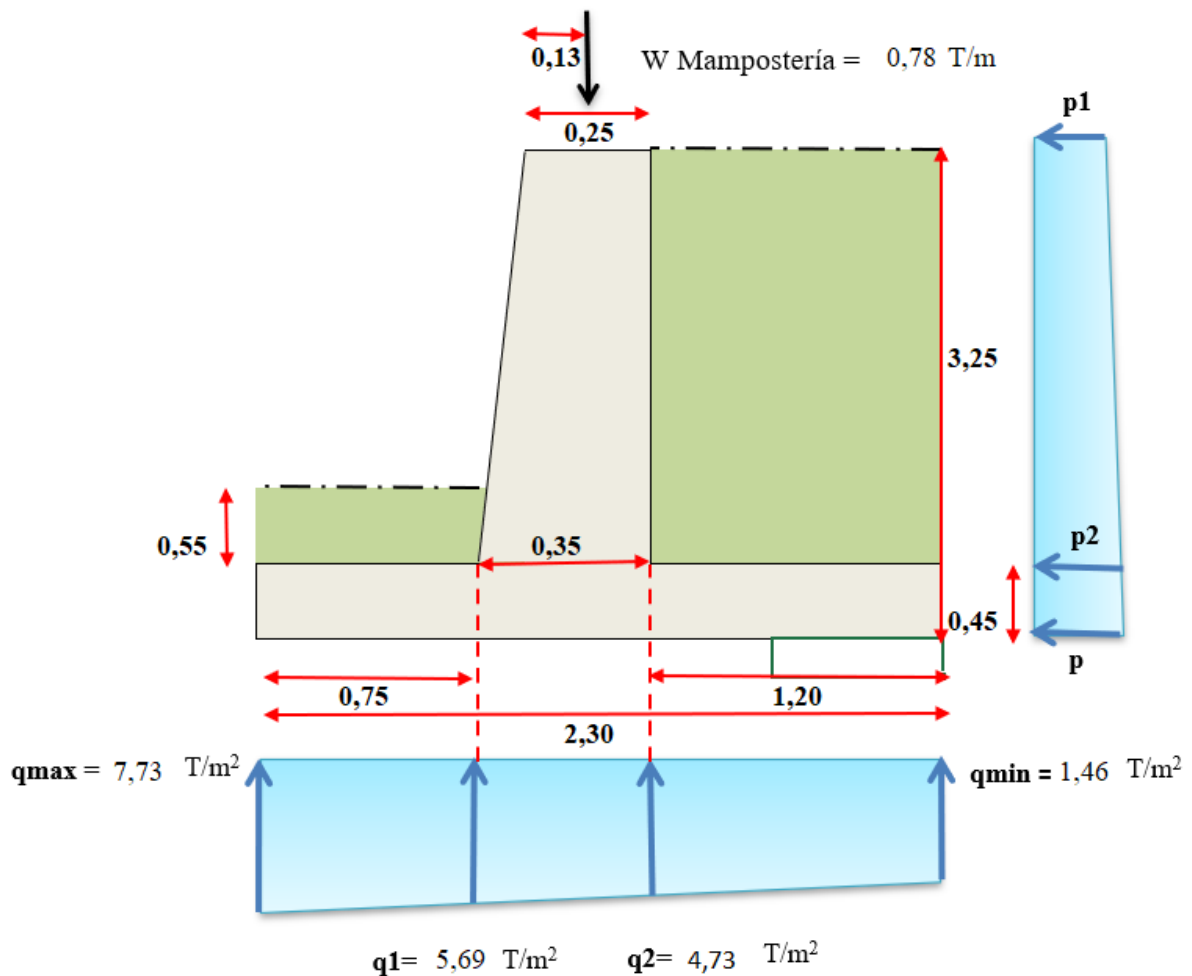


FIGURA	ÁREA (m ²)	PESO VOL. (T/m ³)	PESO (T/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (T*m)/m
1	0,700	2,40	1,68	0,98	1,64
2	0,140	2,40	0,336	0,82	0,27
3	1,035	2,40	2,48	1,15	2,86
4	3,360	1,40	4,70	1,70	8,00
5	0,418	1,40	0,585	0,76	0,44
Mampostería			0,78	0,98	0,76
			10,57		13,97

RELLENO + SOBRECARGA + SISMO

FSV \geq 2,00	Momento Estabilizador	Mest =	13,97	T*m/m
	Momento Volcador	Mv =	6,27	T*m/m
	Factor de seguridad al Volcamiento	FSV =	2,23	
CUMPLE				
FSD \geq 1,50	Coefficiente de fricción	u =	0,466	
	Peso Total de las fuerzas Estabilizantes	$\Sigma Wt =$	10,57	T/m
	Sumatoria de fuerzas Horizontales	$\Sigma Fh =$	3,212	T/m
	Factor de Seguridad al Deslizamiento	FSD =	1,53	
CUMPLE				

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

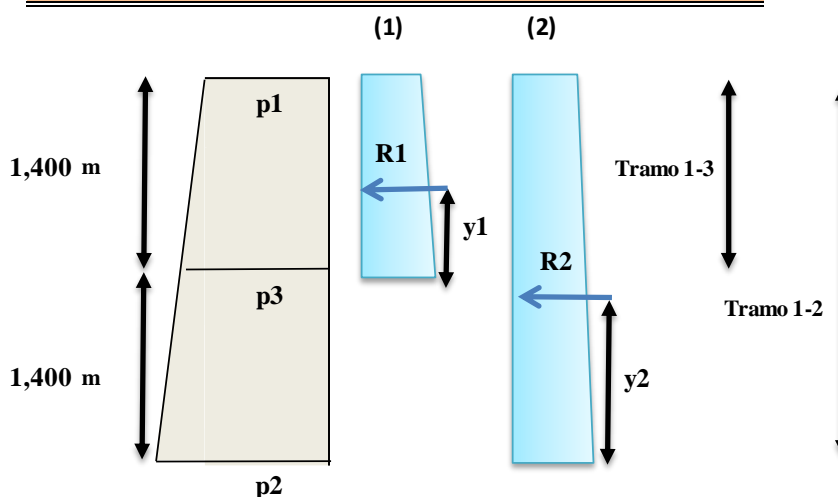


CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	Centro de gravedad	X =	1,32	m	
	Centroide del muro	\bar{x} =	1,06	m	
	Excentricidad	e =	0,26	m	
	B/6 > e Distribución trapezoidal de fuerzas	B/6 =	0,38	m	
	NO EXISTEN FUERZAS DE TRACCIÓN EN EL TERRENO				
	Carga del Terreno	Q =	4,60	T/m ²	
	Condición $q_{adm} \geq Q$	q_{adm} =	12,00	T/m ²	
	CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE				
	Carga máxima del terreno	q max =	7,73	T/m ²	
	Carga mínima del terreno	q min =	1,46	T/m ²	
q max CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					
q min CUMPLE CON LA CONDICIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE					

VERIFICACIÓN DEL ESPESOR "t1"	Presión en la corona el muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla	p =	2,19	T/m ²
	Empuje Activo	Ea =	4,11	T/m
	Distancia de la base del muro a la resultante	y =	1,23	m
	Momento Volcador	Mv =	6,27	T*m
	Momento Volcador Último	Mvu =	10,03	T*m
	Cuantía balanceada	ρ_b =	0,025	
	Cuantía máxima	ρ max =	0,012	
		Ru =	45,37	kg/cm ²
	Peralte efectivo Calculado	d =	0,16	m
Peralte efectivo sumado al Recubrimiento	t1 Calculado =	0,23	m	
CUMPLE				

VERIFICACIÓN AL CORTANTE DEL ESPESOR "t1"	Altura de la pantalla	h pantalla =	2,80	m
	Presión en la corona del muro	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la parte inferior de la pantalla	p2 =	1,93	T/m ²
	Empuje Activo en la pantalla	Ea' =	3,18	T/m
	Empuje Activo Mayorado en la pantalla	Eau' =	5,09	T/m
	Peralte efectivo en la base de la pantalla	d =	0,28	m
	Fuerza cortante	Vu =	2,18	kg/cm ²
	Resistencia al corte del Hormigón	Vc =	8,41	kg/cm ²
	CUMPLE			

DISEÑO DE PANTALLA

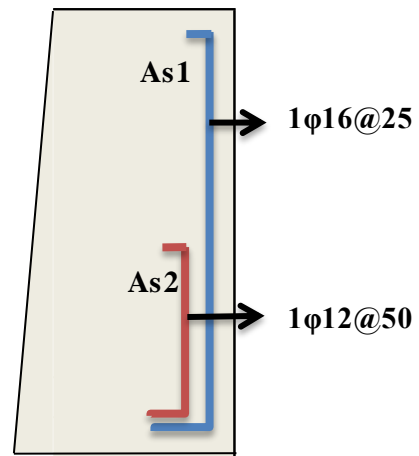


DISEÑO DE LA PANTALLA				
	Presión en la corona del muro (p1)	p1 =	0,34	T/m ²
	Presión en la mitad de la pantalla(p3)	p3 =	1,14	T/m ²
	Presión en la base de la pantalla (p2)	p2 =	1,93	T/m ²
	Resultante de Fuerzas en la Franja 1	R1 =	1,76	T/m
	Resultante de Fuerzas en la Franja 2	R2 =	5,41	T/m
	Brazo de Palanca en la franja 1	y1 =	0,57	m
	Brazo de Palanca en la franja 2	y2 =	1,07	m
	Momento último en la Franja 1	M1 =	1,62	T*m/m
	Momento último en la Franja 2	M2 =	9,29	T*m/m
	Peralte efectivo en la franja 1	d1 =	22,50	cm
	Peralte efectivo en la franja 2	d2 =	27,50	cm

REFURZO LONGITUDINAL	ACERO CALCULADO
b = 100 cm	As1 = 1,92 cm ² /m
	As2 = 9,26 cm ² /m
	ACERO MÍNIMO
	As1 = 7,50 cm ² /m
	As2 = 9,17 cm ² /m
	ACERO ADOPTADO
As1 = 7,50 cm ² /m	
As2 = 9,26 cm ² /m	

As1 Colocado				
ϕ (mm):	16	→	2,011	cm ²
# Varillas:	4			
Area total:	8,04			cm ²
1	ϕ	16	@	25

As2 Colocado				
ϕ (mm):	12	→	1,131	cm ²
# Varillas:	2			
Area total:	2,26			cm ²
1	ϕ	12	@	50



LONGITUD DE DESARROLLO

FACTORES DE LONGITUD DE DESARROLLO (ACI 318-14)

FACTOR	VALOR	DESCRIPCIÓN
Ψ_t	1,3	Barras Altas (>30 cm de Concreto por debajo)
	1,0	Barras Normales
Ψ_e	1,5	Barras con revestimiento epóxico y/o zinc y recubrimiento de no menos de 3 db o separación libre entre barras menor a 6 db.
	1,2	Barras con recubrimiento zinc y/o epóxico con las demás condiciones.
	1,0	Para barras sin recubrimiento de zinc o epóxico
λ	0,7	Concreto liviano
	1,0	Concreto Normal

LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1	
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1	
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1	
	As1	Diámetro del refuerzo	$db =$	0,016 m
		Longitud de desarrollo	$Ld =$	0,97 m
			1,00 m	

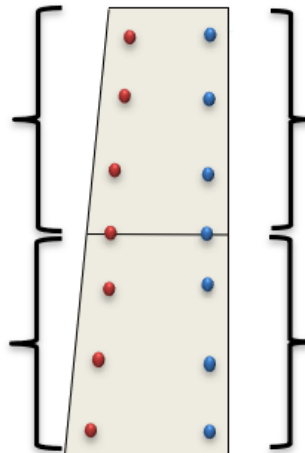
LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
	As2 Diámetro del refuerzo	$d_b =$	0,012 m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	0,73 m
			0,75 m

REFUERZO TRANSVERSAL EN LA PANTALLA b = 100 cm	TRAMO 1-3		
	As temperatura = $0,0018 * B * d$		
	As temp =	4,05	cm ²
	TRAMO 1-2		
	As temperatura = $0,0018 * B * d$		
	As temp =	4,95	cm ²

● 2/3 As temperatura

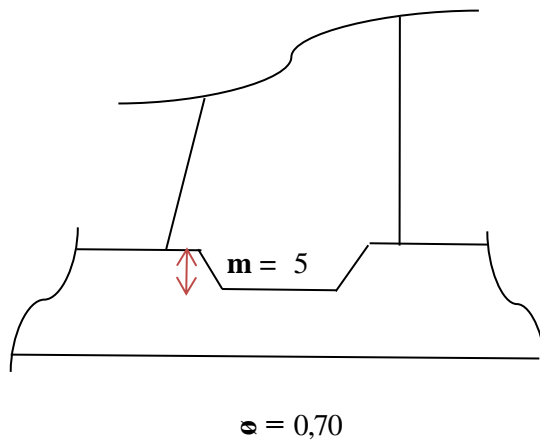
● 1/3 As temperatura

As1 Adoptado			
Separación:	35	cm	
As/barra:	0,675	cm ²	
As1 Colocado			
ϕ (mm):	12	1,131	
# Varillas:	4		
Area total:	4,52	cm ²	
1	ϕ	12	@ 35
As2 Adoptado			
Separación:	35	cm	
As/barra:	0,150	cm ²	
As2 Colocado			
ϕ (mm):	12	1,131	
# Varillas:	4		
Area total:	4,52	cm ²	
1	ϕ	12	@ 35



As1 Adoptado			
Separación:	35	cm	
As/barra:	0,338	cm ²	
As1 Colocado			
ϕ (mm):	12	1,131	
# Varillas:	4		
Area total:	4,52	cm ²	
1	ϕ	12	@ 35
As2 Adoptado			
Separación:	35	cm	
As/barra:	0,075	cm ²	
As2 Colocado			
ϕ (mm):	12	1,131	
# Varillas:	4		
Area total:	4,52	cm ²	
1	ϕ	12	@ 35

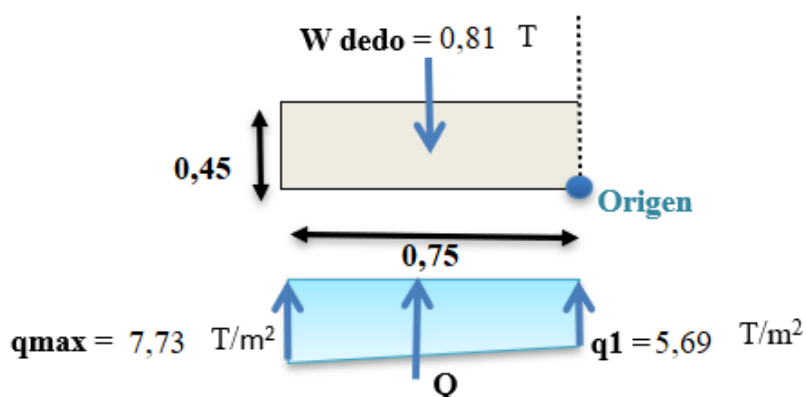
LLAVE DE CORTE



VERIFICACIÓN DE APLASTAMIENTO	Fuerza de aplastamiento	$f_a = 26,27$	kg/cm^2
	Fuerza admisible	$f_a \text{ adm} = 142,8$	kg/cm^2
	Condición: $f_a \text{ adm} > f_a$	CUMPLE	

LONGITUD LLAVE DE CORTANTE	Resistencia del Hormigón al cortante	$V_c = 8,21$	kg/cm^2
	Longitud de llave	$L = 16,00$	cm
	La llave de corte deberá tener por lo menos	16,00	cm

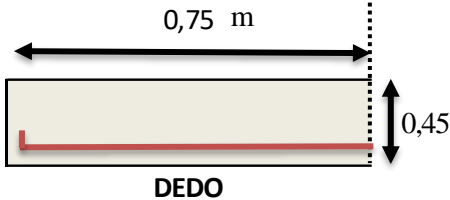
DISEÑO DEL DEDO



CARGAS ULTIMAS	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	$Q = 5,03$	T
	Carga resultante Mayorada	$Q_u = 8,05$	T
	Peso propio del dedo	$W_{\text{dedo}} = 0,81$	T
NEC-SE-CG 3.4.3	Carga Mayorada del dedo	$W_u = 1,13$	T
	Momento Último	$M_u = 2,75$	T*m/m

REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	As calculado =	1,949	cm ² /m
	Área de acero mínimo	As mínimo =	12,500	cm ² /m
	Área de acero adoptado	As adoptado =	12,500	cm ² /m

As Colocado				
φ (mm):	16	→	2,011 cm ²	
# Varillas:	7			
Area total:	14,07		cm ²	
	1	φ	16	@ 15

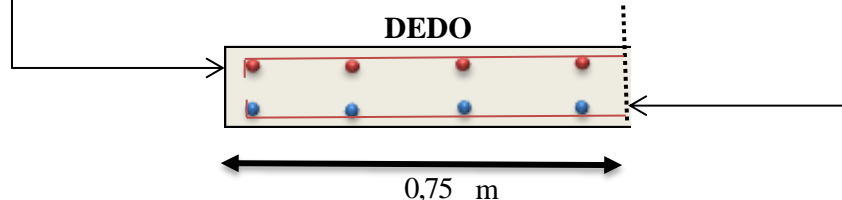


LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	Ψt =	1	
	Factor relativo al revestimiento	Ψe =	1	
	Factor del Hormigón	λ =	1	
	Diámetro del refuerzo	db =	0,016	m
	Longitud de desarrollo	Ld =	0,97	m
			1,00	m

REFUERZO TRANSVERSAL	As temperatura = 0,0018 * B * d
	As temp = 6,75 cm ²

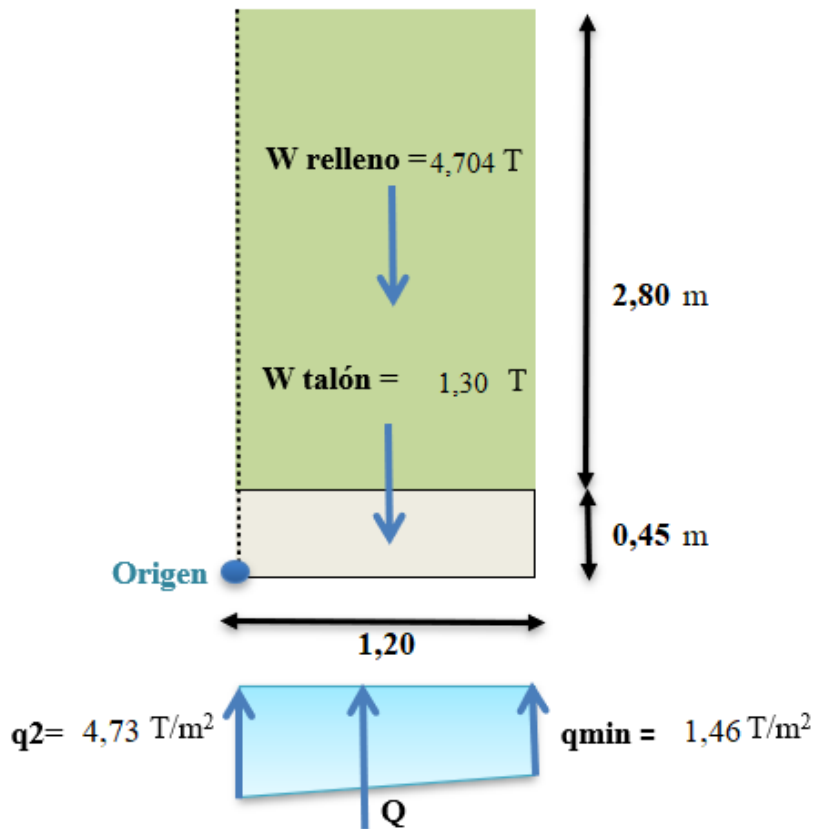
As por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.

As Cara Superior					As Cara Inferior				
φ (mm):	12	→	1,131 cm ²		φ (mm):	12	→	1,131 cm ²	
# Varillas:	3				# Varillas:	3			
Área:	3,39		cm ²		Área:	3,39		cm ²	
	1	φ	12	@ 23		1	φ	12	@ 23



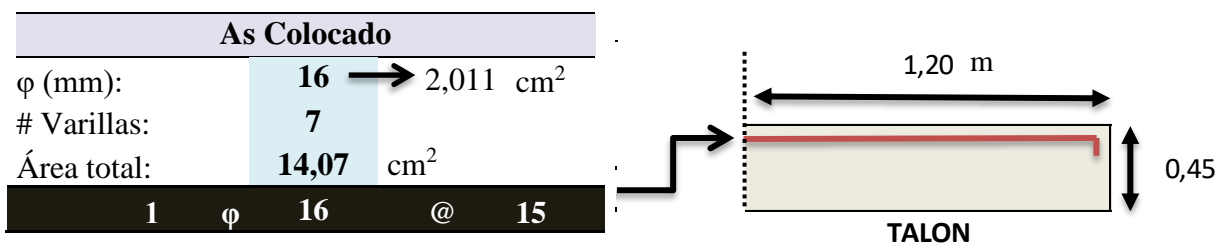
CHEQUEO POR CORTE Condición: Vc > vu	Fuerza Cortante	Vu =	6,919	T
	Fuerza Cortante Última	vu =	21,707	T/m ²
	Resistencia al Cortante del Hormigón	Vc =	25,965	T/m ²
CUMPLE				

DISEÑO DEL TALÓN



CARGAS ULTIMAS NEC-SE-CG 3.4.3	Carga resultante de esfuerzos en el terreno	Q =	3,71	T
	Carga resultante Mayorada	Qu =	5,94	T
	Peso propio del relleno	W relleno =	4,70	T
	Peso propio del dedo	W talón =	1,30	T
	Carga Mayorada del dedo	Wu =	8,40	T
	Momento Último	Mu =	2,11	T*m/m

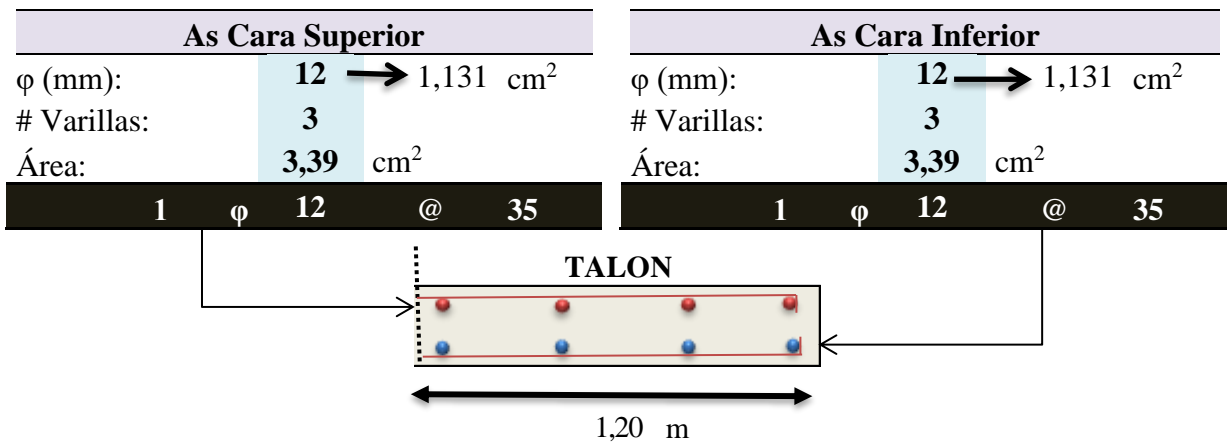
REFUERZO LONGITUDINAL	Área de acero calculado	As calculado =	1,491	cm ² /m
	Área de acero mínimo	As mínimo =	12,500	cm ² /m
	Área de acero adoptado	As adoptado =	12,500	cm ² /m



LOGITUD DE DESARROLLO	Factor relativo a la ubicación de la armadura	$\Psi_t =$	1
	Factor relativo al revestimiento	$\Psi_e =$	1
	Factor del Hormigón	$\lambda =$	1
	Diámetro del refuerzo	$d_b =$	0,016 m
	Longitud de desarrollo	$L_d =$	0,97 m
			1,00 m

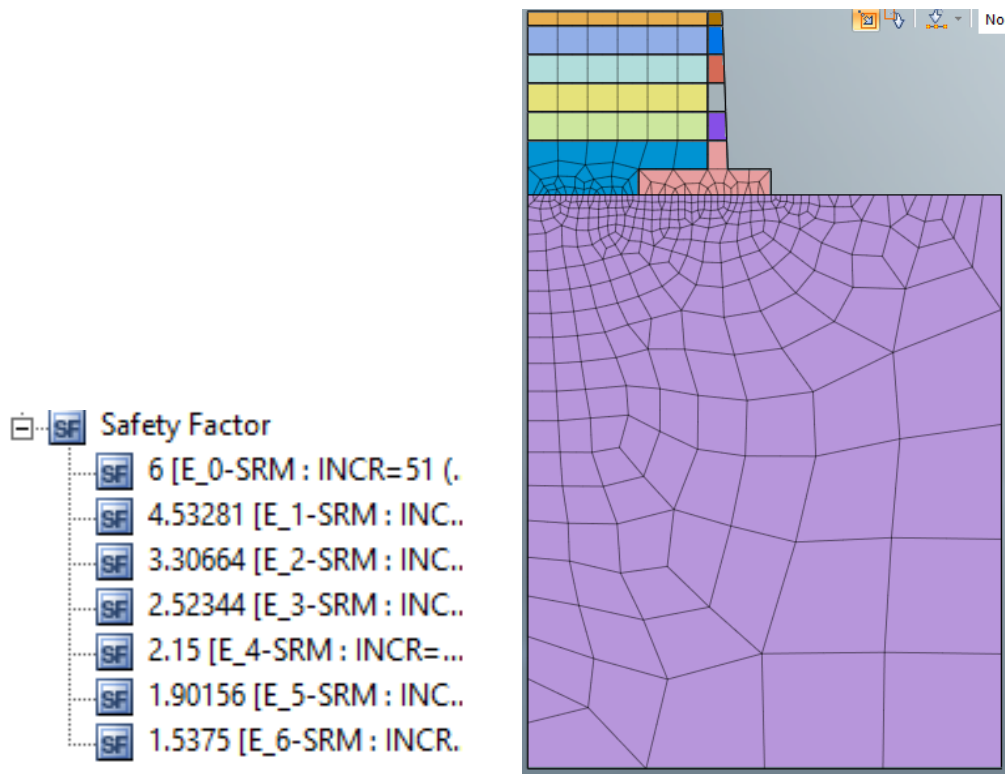
REFUERZO TRANSVERSAL	$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 * B * d$ $A_s \text{ temp} =$ 6,75 cm^2
-----------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------

El A_s por temperatura será distribuido en forma equitativa en la cara superior e Inferior del Dedo.



CHEQUEO POR CORTE Condición: $V_c > v_u$	Fuerza Cortante	$V_u =$	6,919	T
	Fuerza Cortante Última	$v_u =$	21,707	T/m^2
	Resistencia al Cortante del Hormigón	$V_c =$	25,965	T/m^2
CUMPLE				

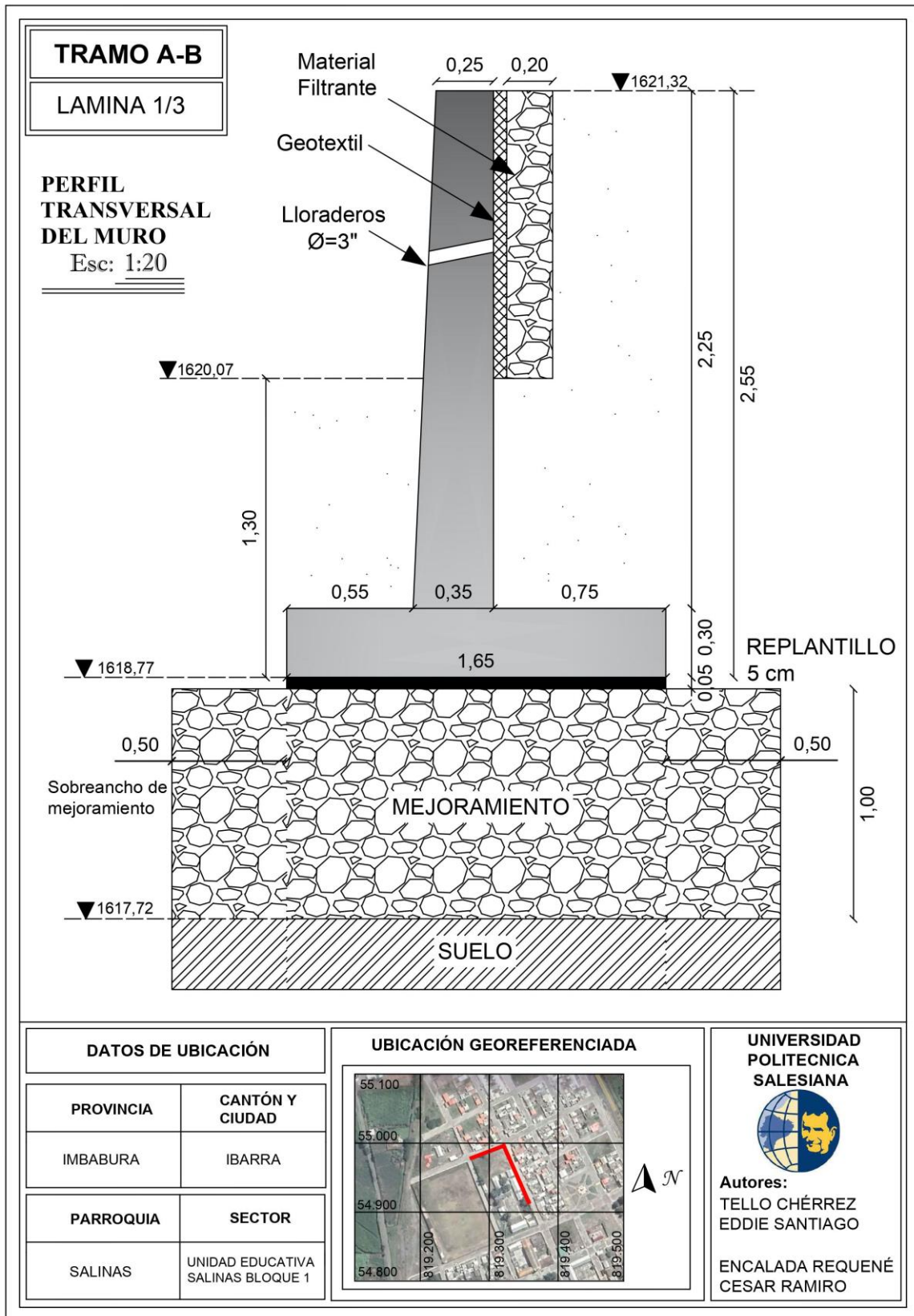
ANEXO 14. Factores de seguridad obtenidos del MIDAS GTS NX del Tramo F-G



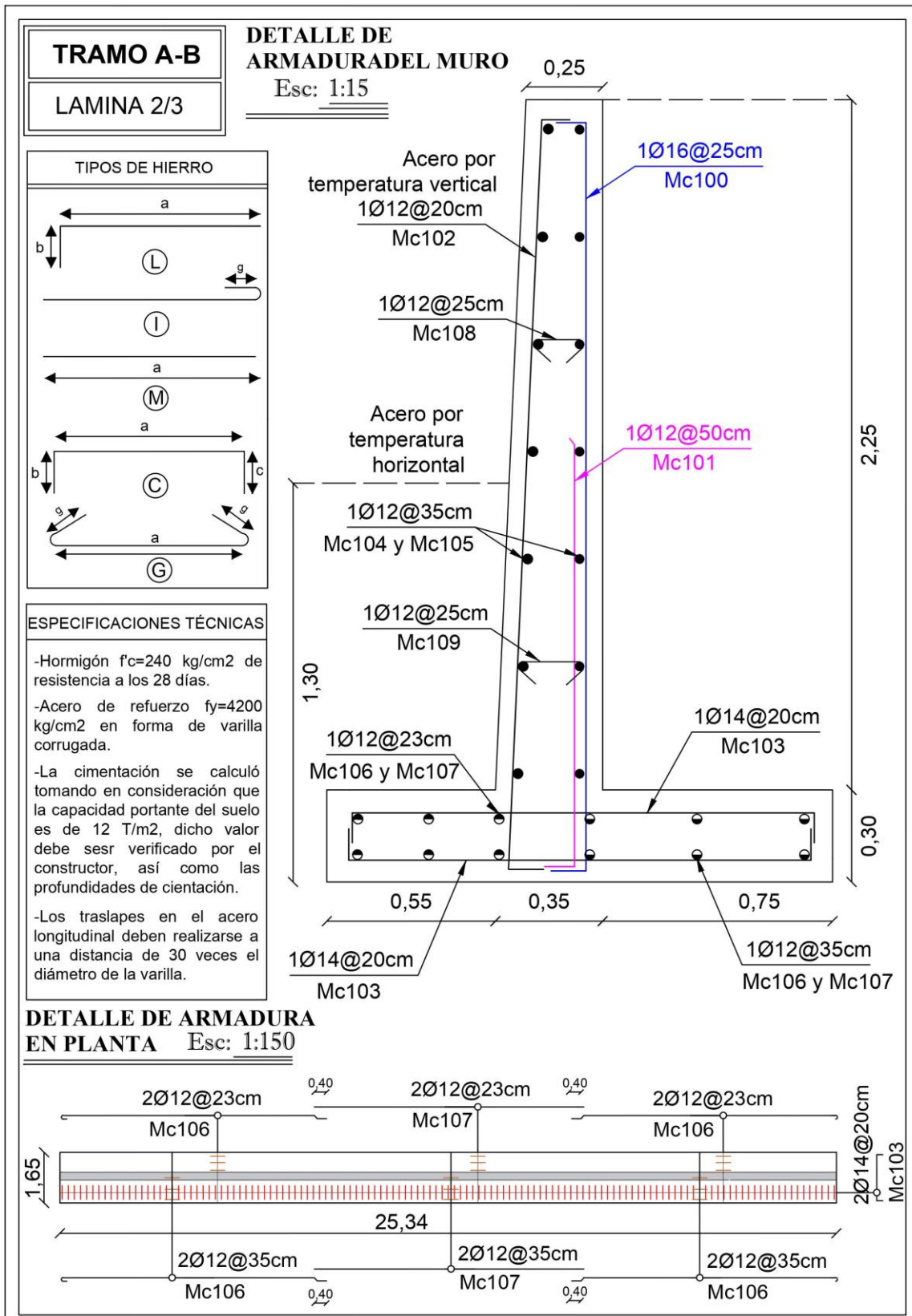
Verificación de Factores de Seguridad

F.S. Deslizamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Deslizamiento (Método Analítico)
1.53	1.53
F.S. Volcamiento (MIDAS GTS NX)	F.S. Volcamiento (Método Analítico)
2.15	2.23

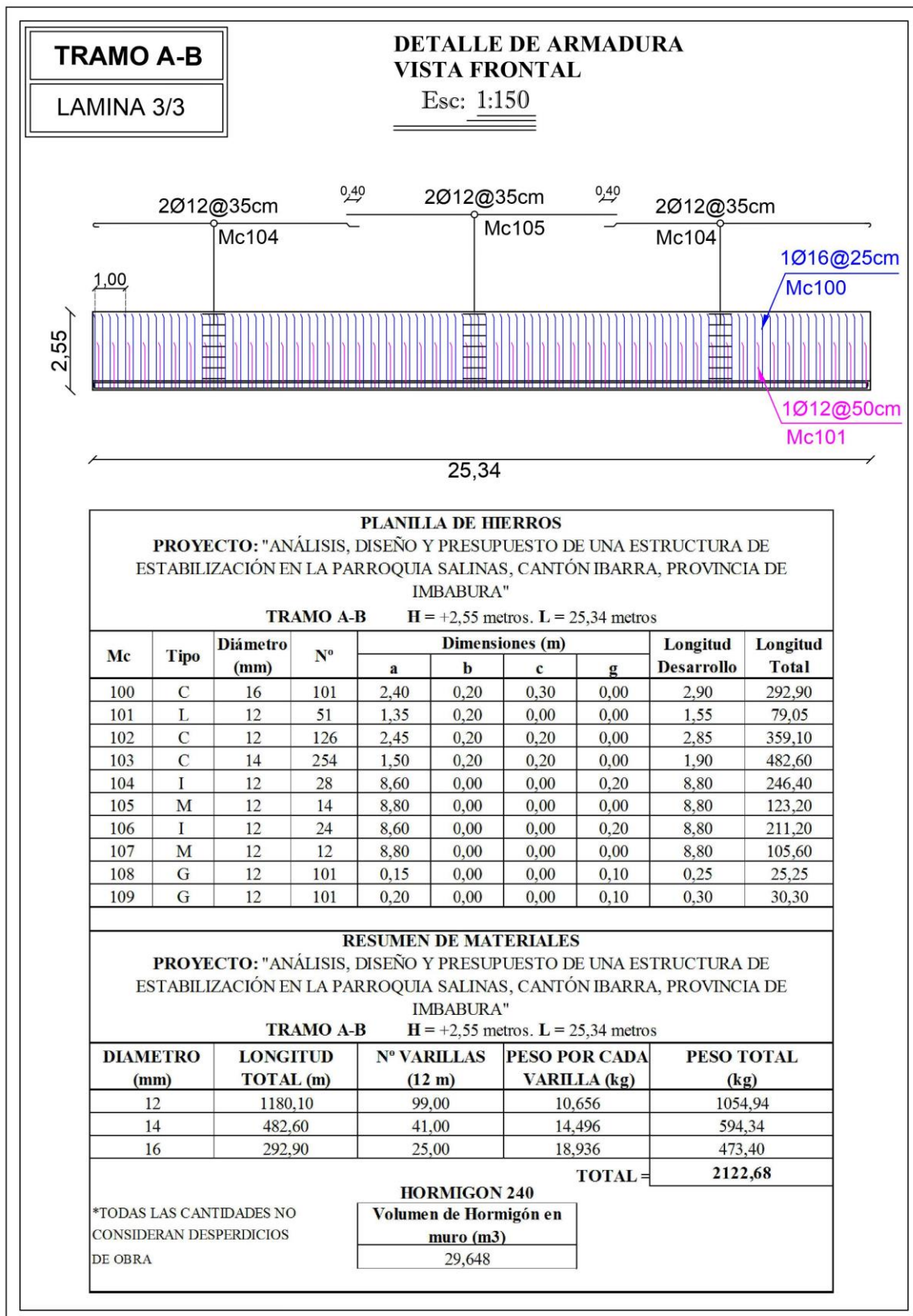
ANEXO 15. Perfil transversal del muro para el TRAMO A-B



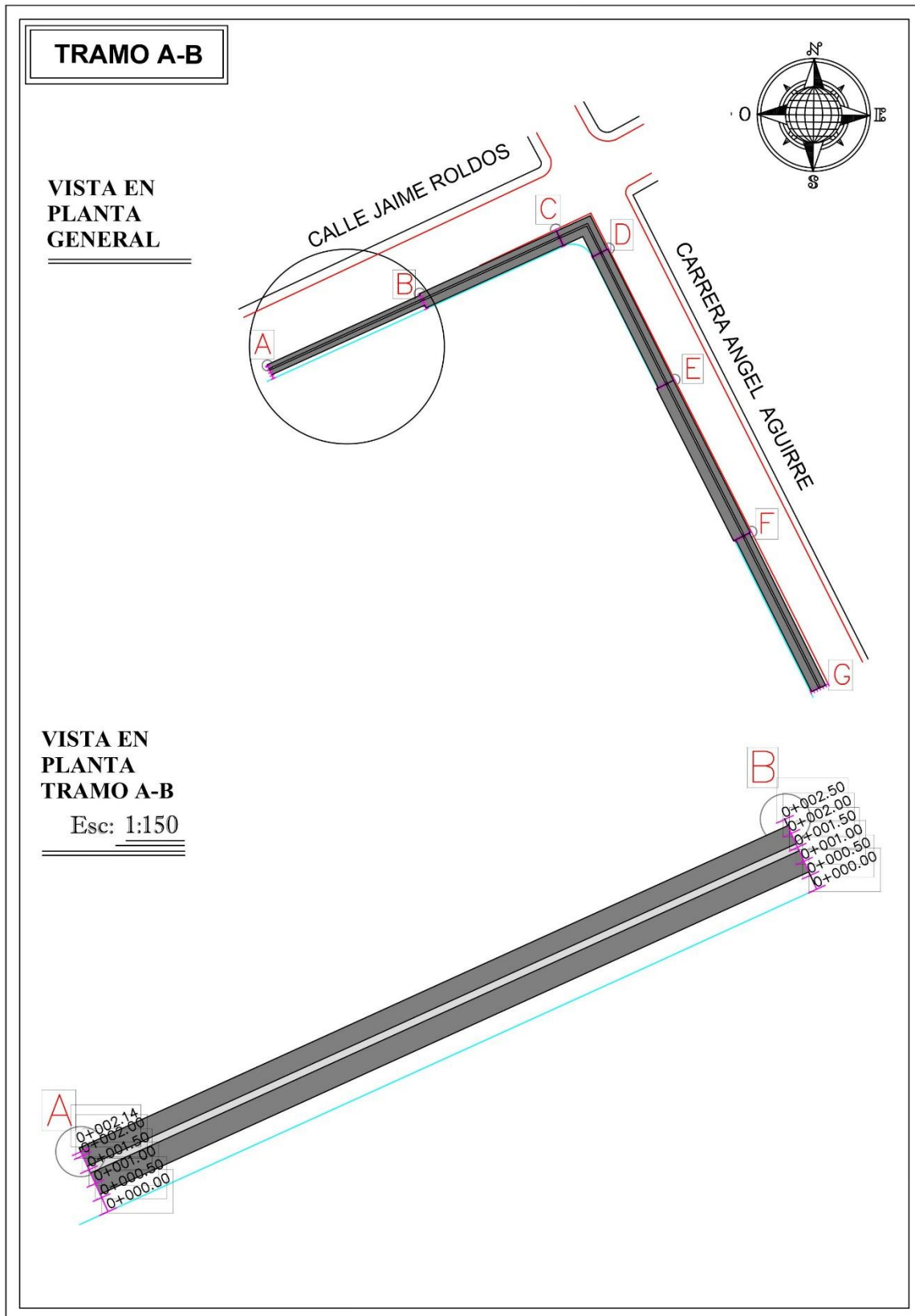
ANEXO 16. Detalle de armado del muro para el tramo A-B



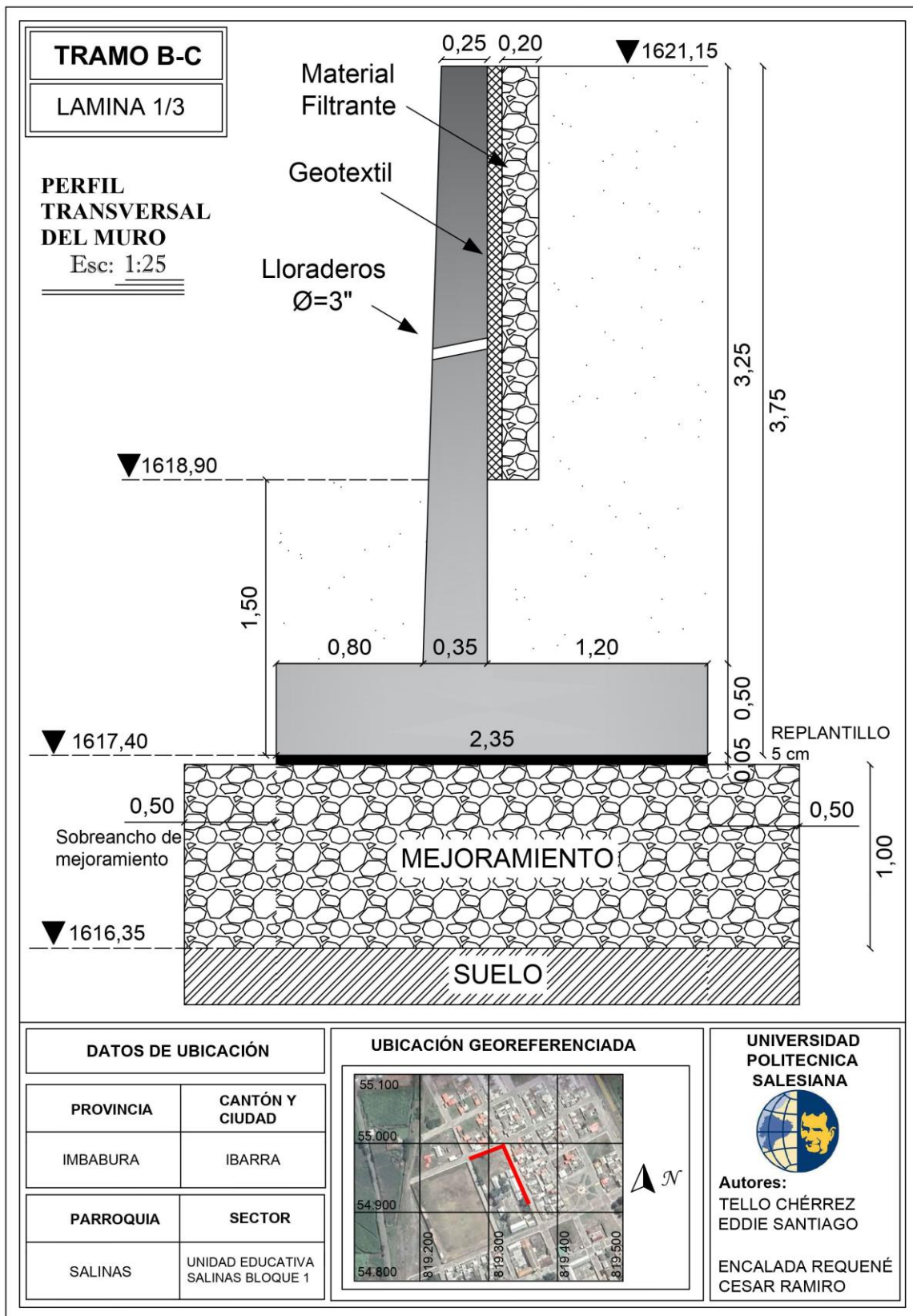
ANEXO 17. Planilla de Hierros para el tramo A-B



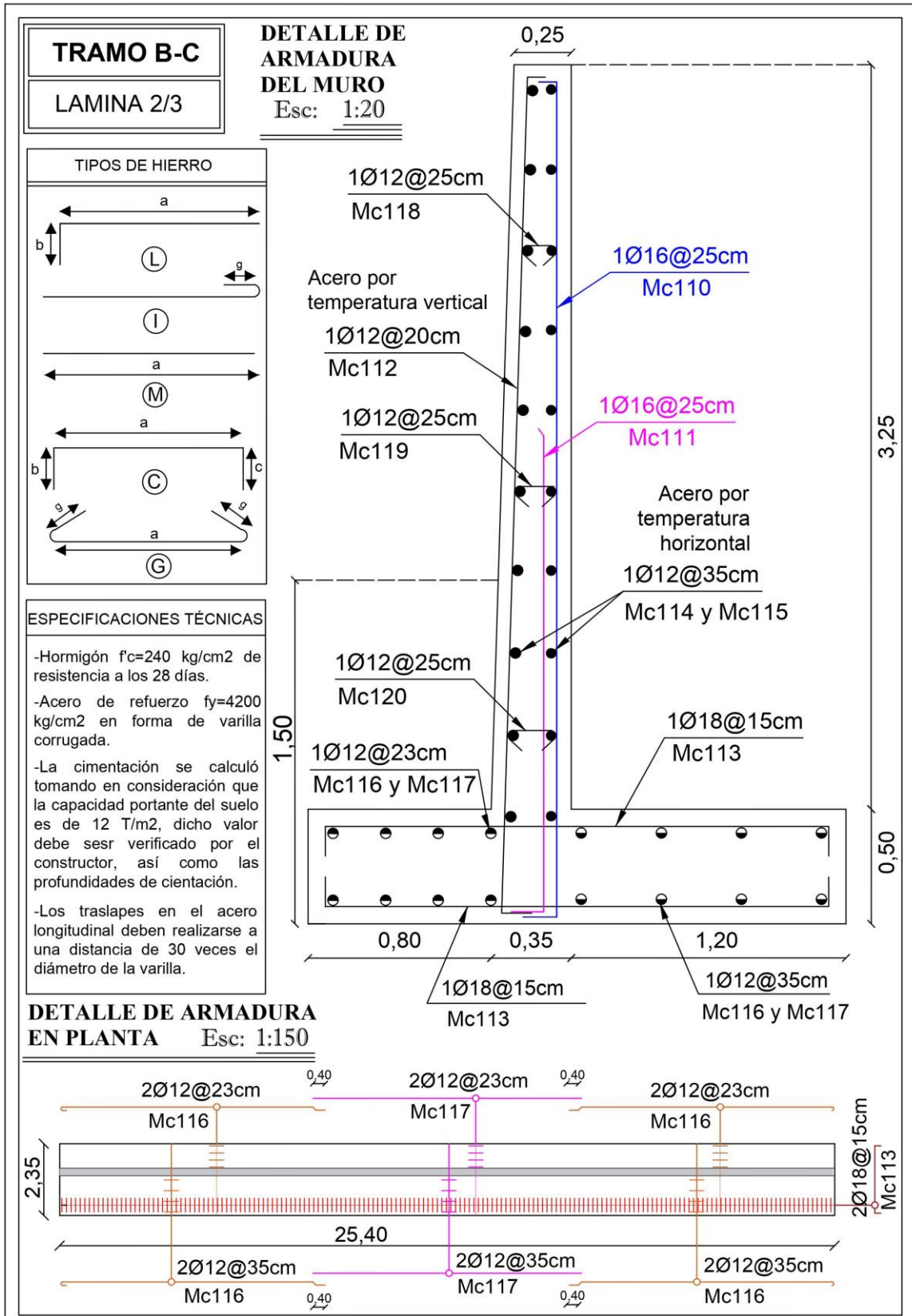
ANEXO 18. Vista en planta Tramo A-B



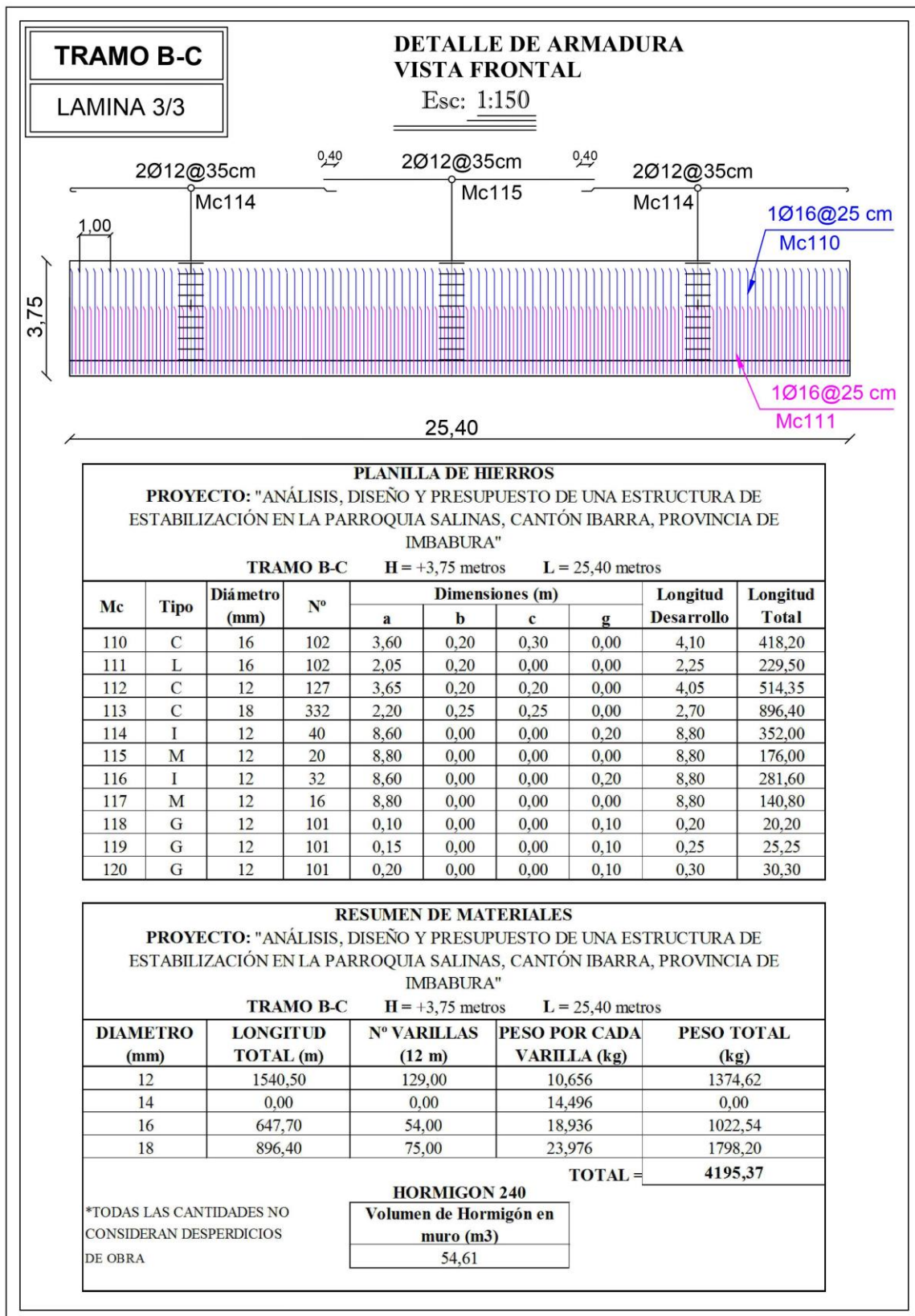
ANEXO 19. Perfil transversal del muro para el tramo B-C



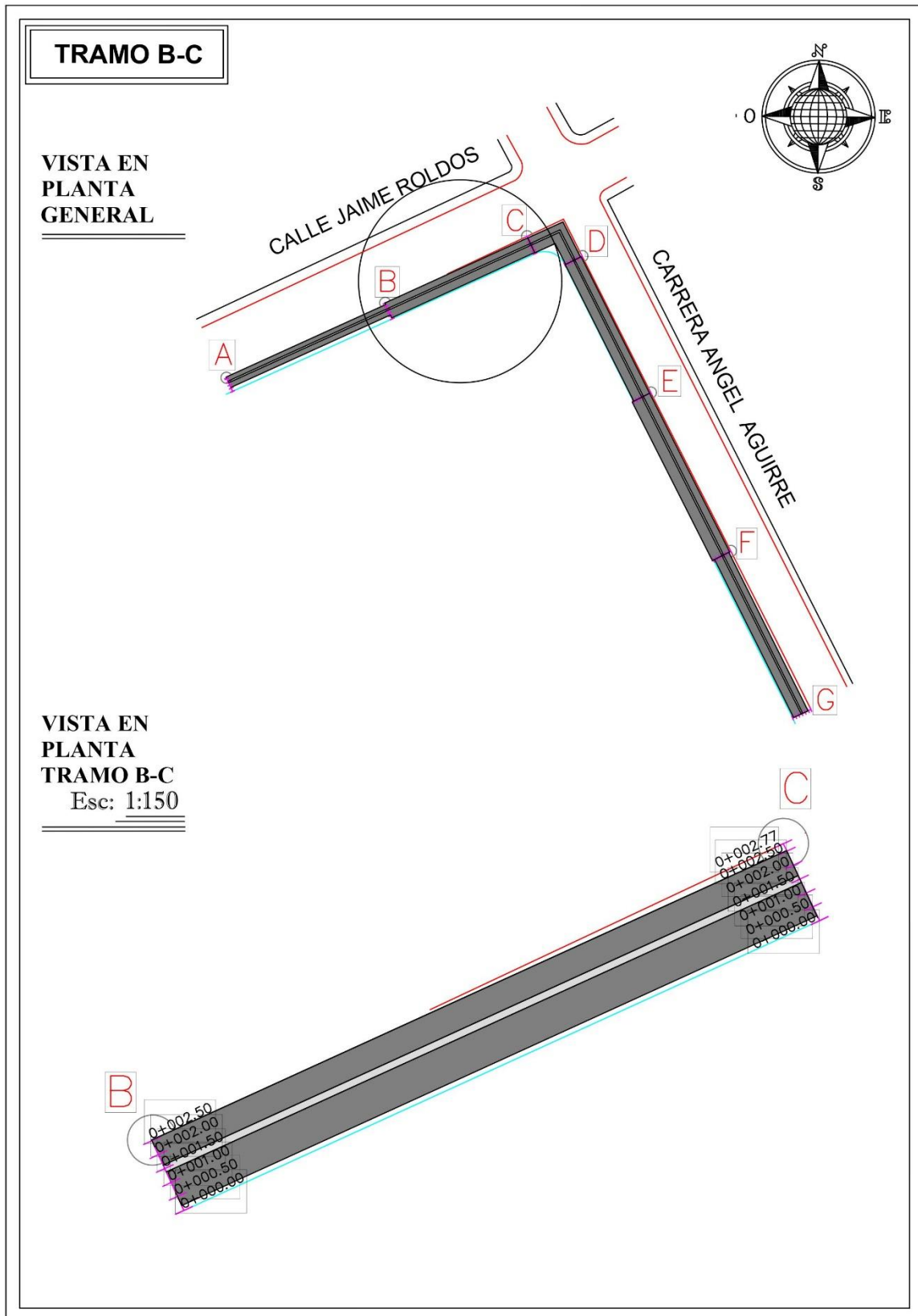
ANEXO 20. Detalle de armado del muro para el tramo B-C



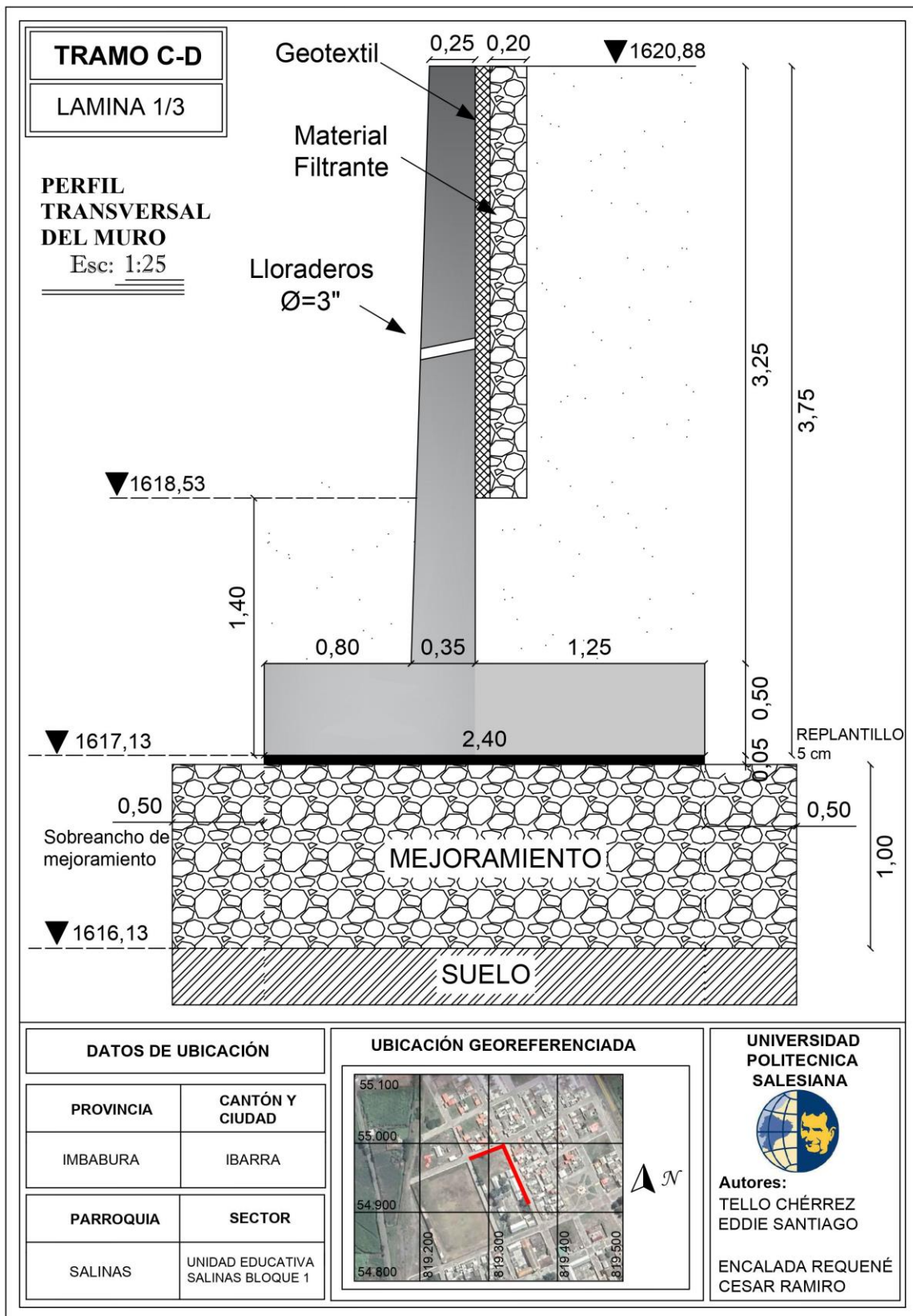
ANEXO 21. Planilla de Hierros para el tramo B-C



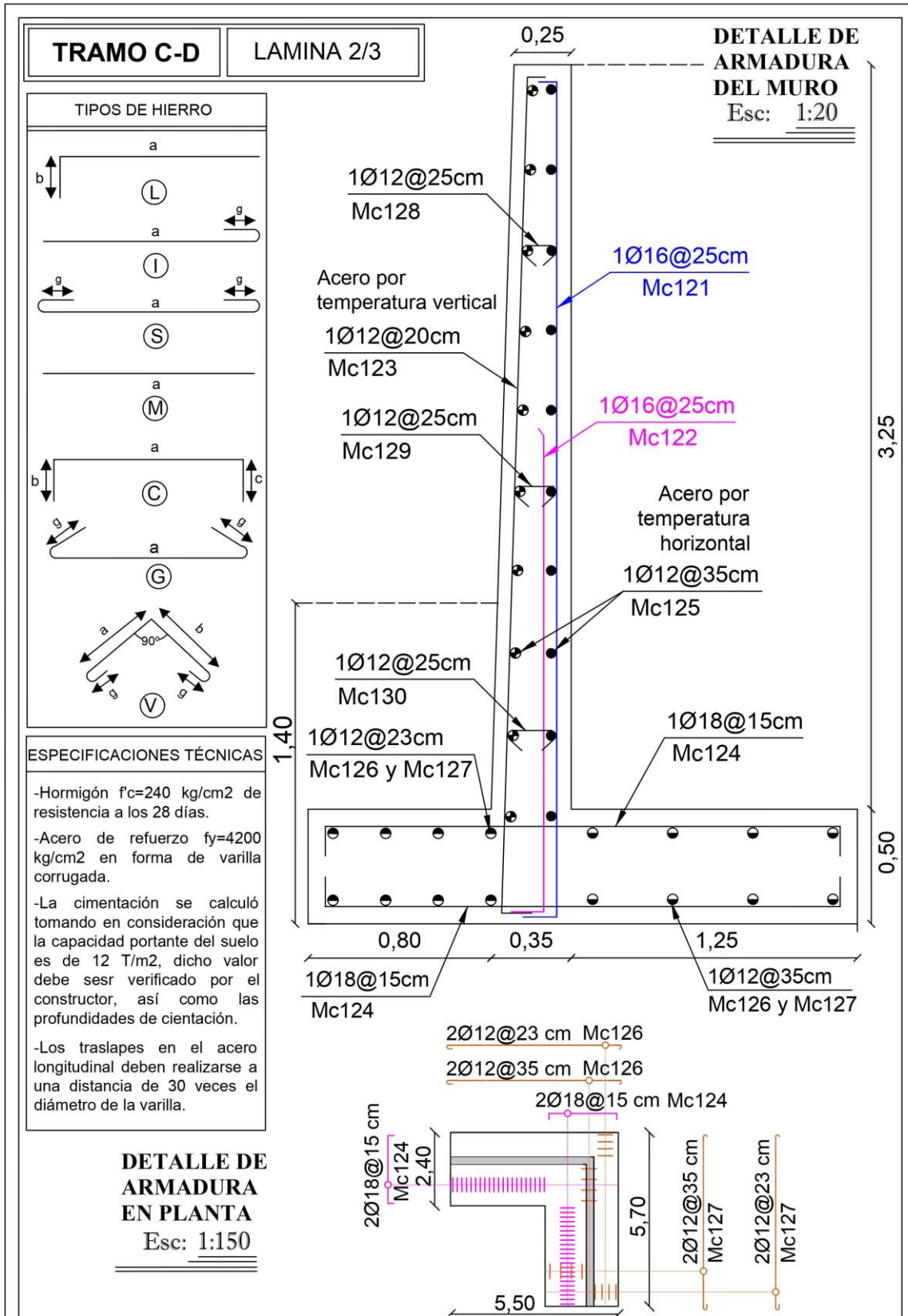
ANEXO 22. Vista en planta Tramo B-C



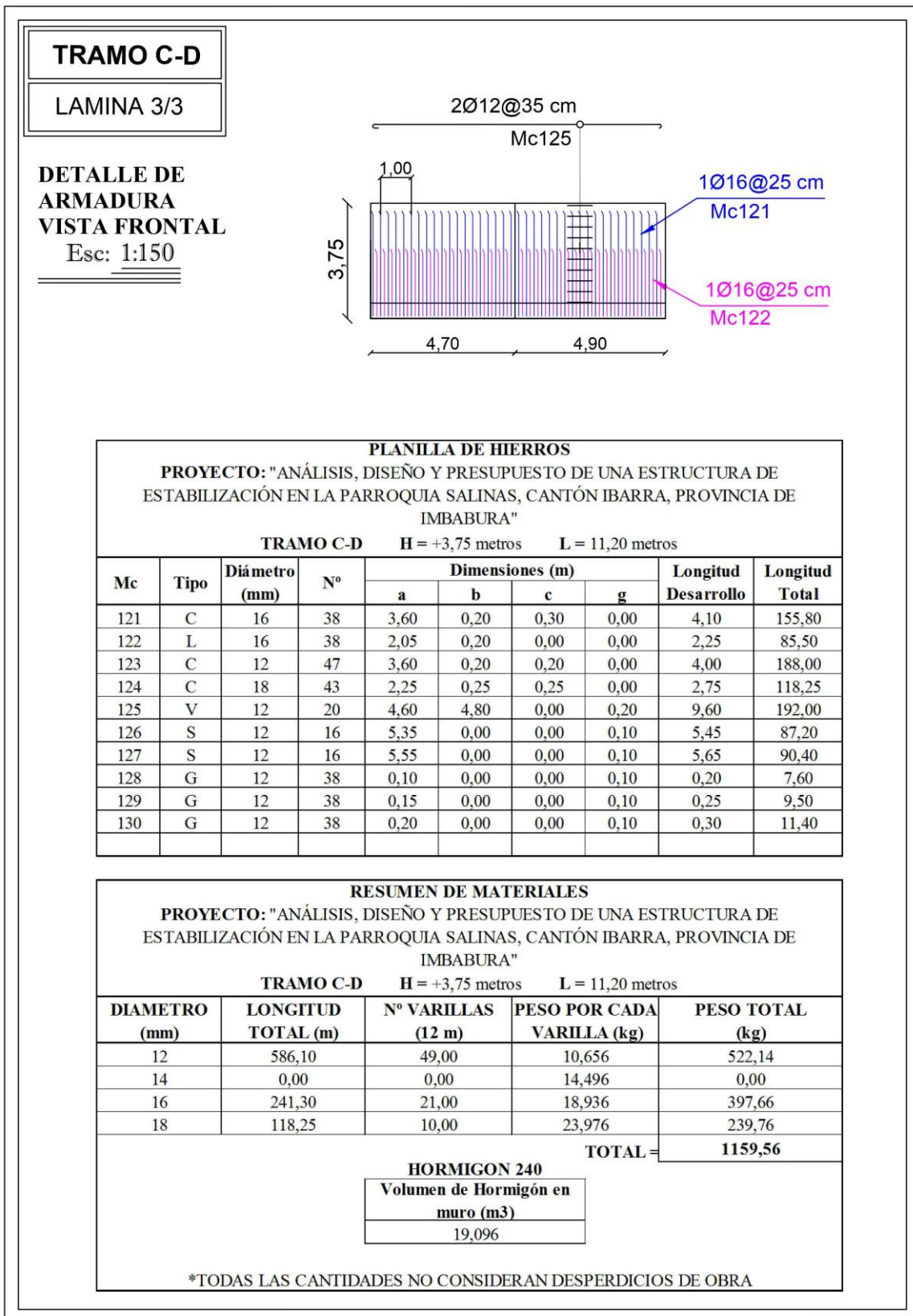
ANEXO 23. Perfil transversal del muro para el tramo C-D



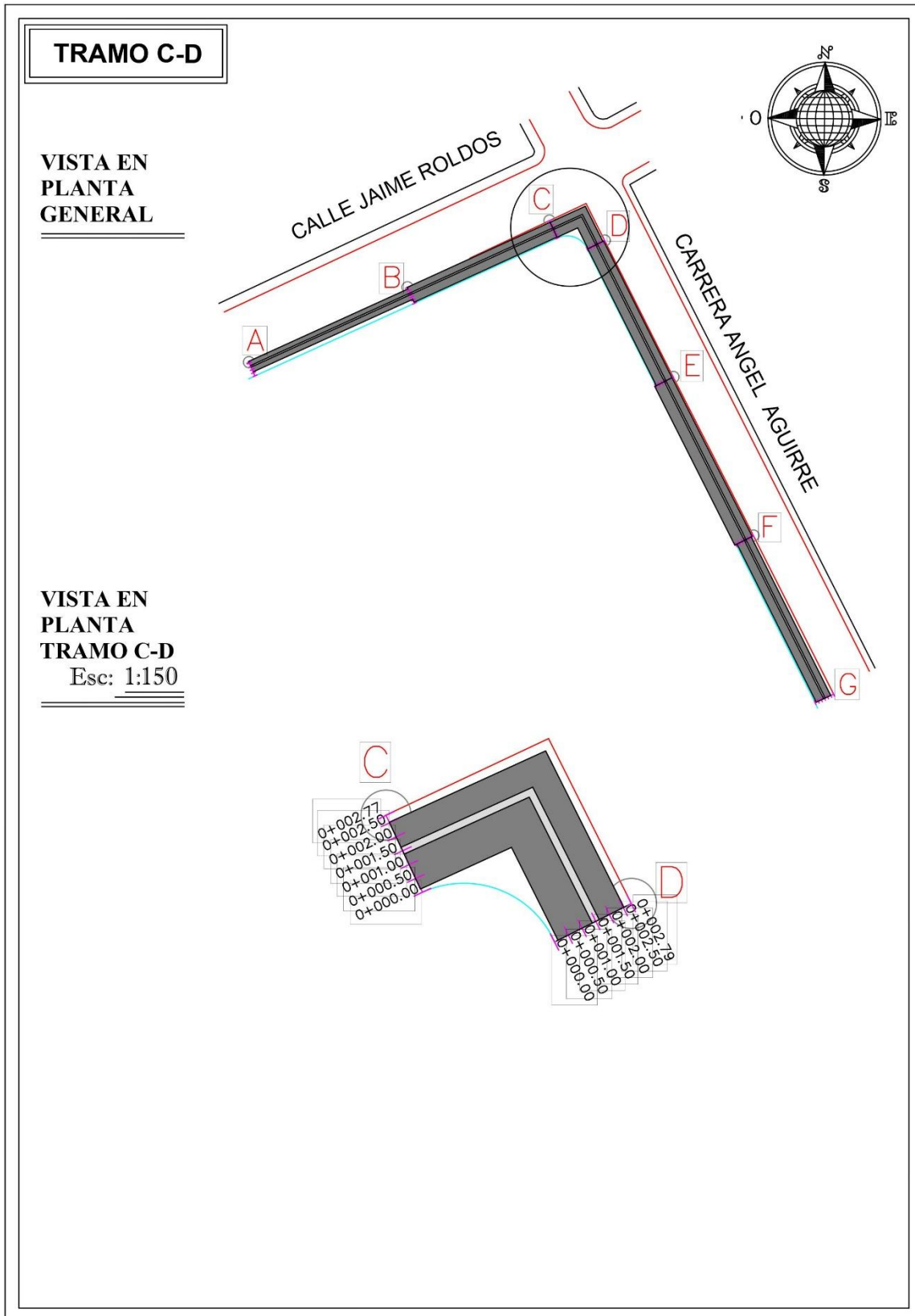
ANEXO 24. Detalle de armado del muro para el tramo C-D



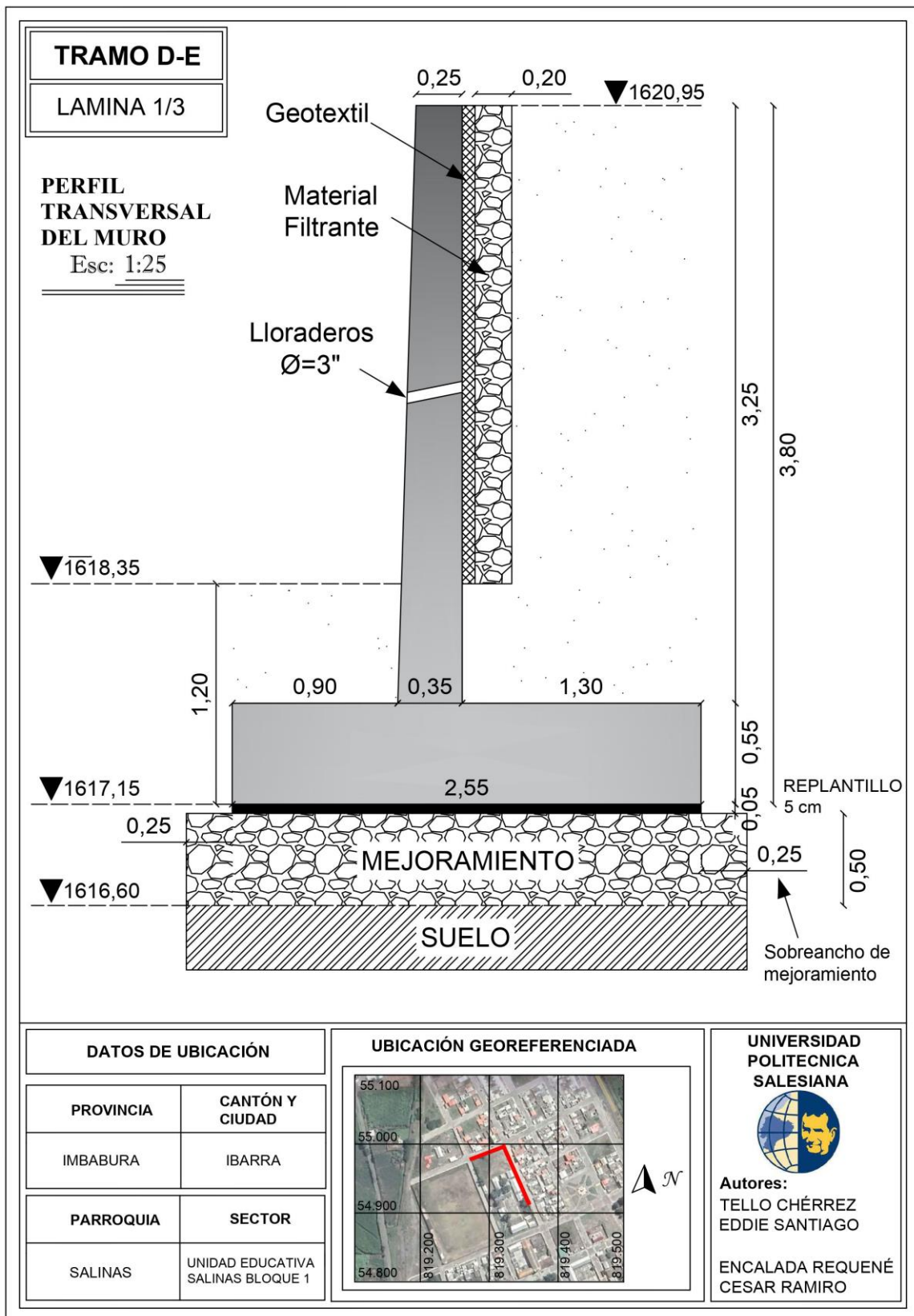
ANEXO 25. Planilla de Hierros para el tramo C-D



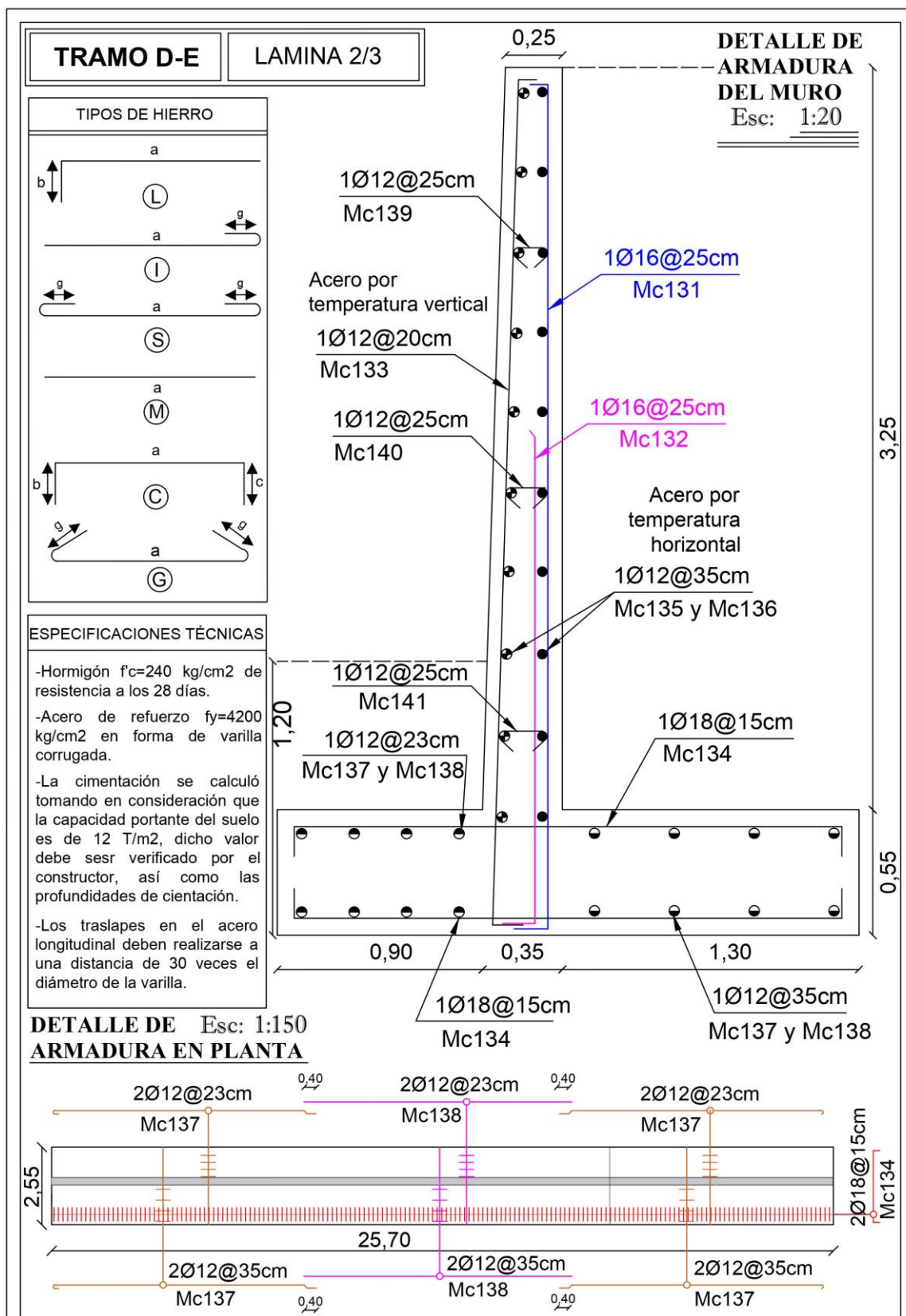
ANEXO 26. Vista en planta Tramo C-D



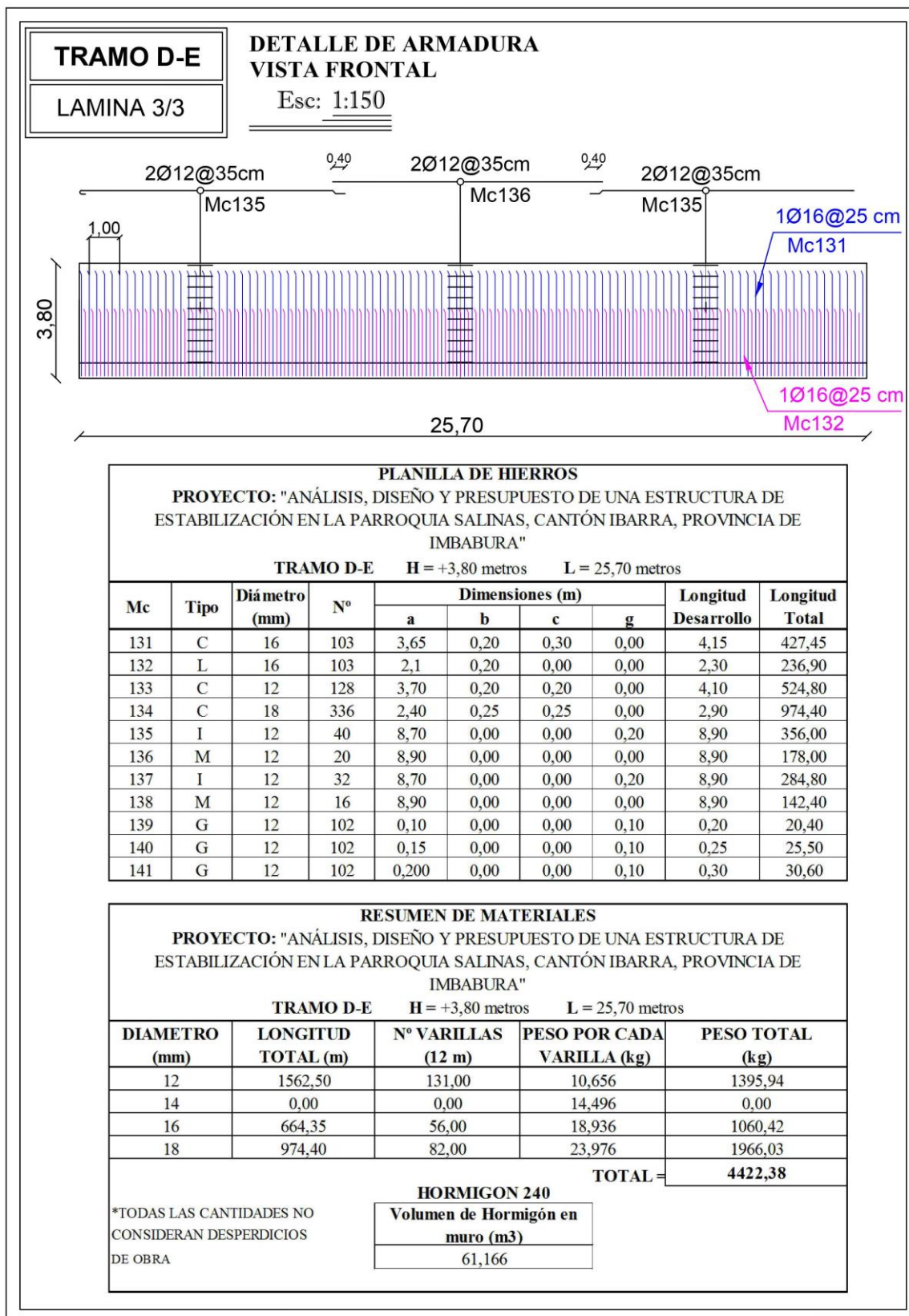
ANEXO 27. Perfil transversal del muro para el tramo D-E



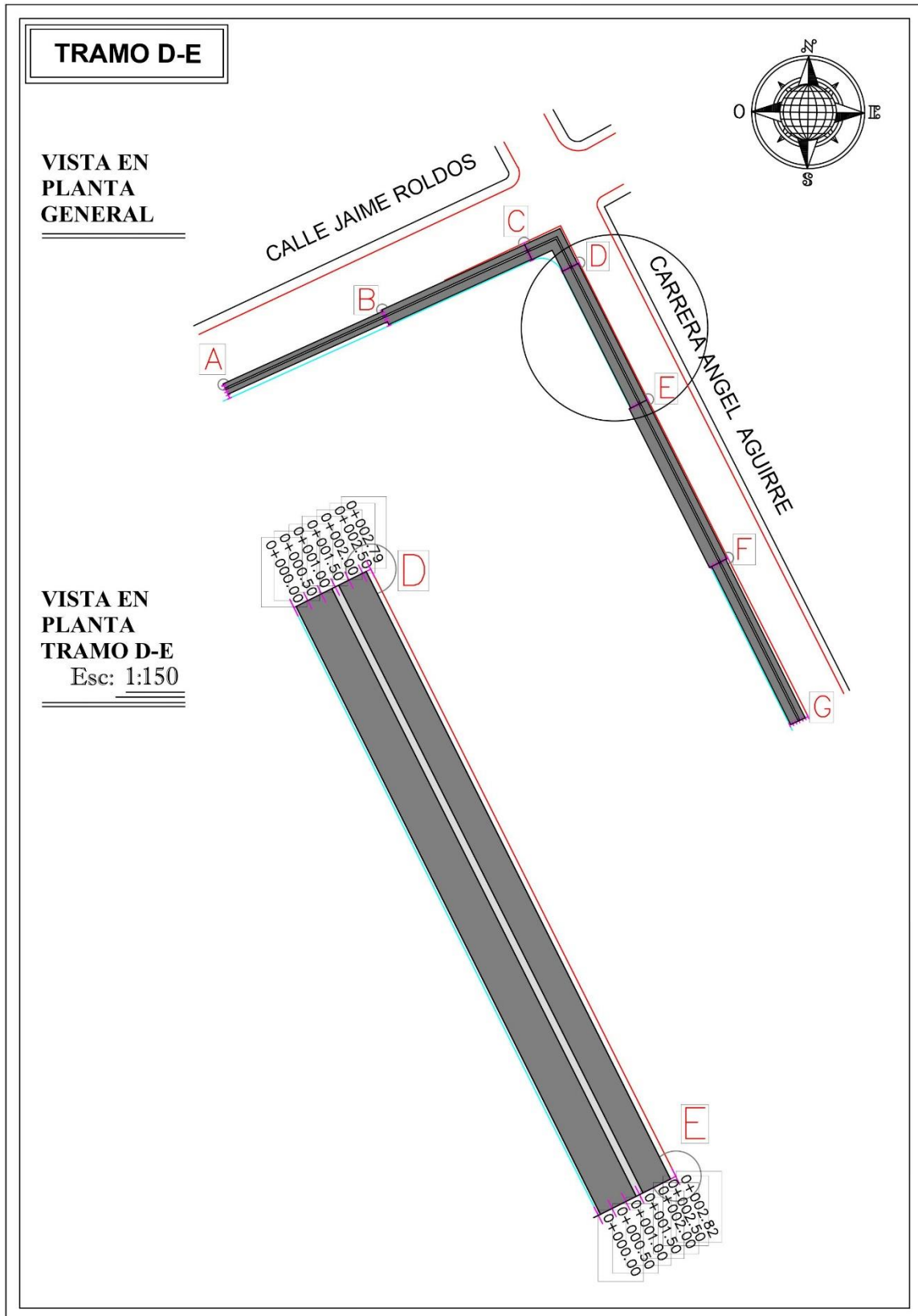
ANEXO 28. Detalle de armado del muro para el tramo D-E



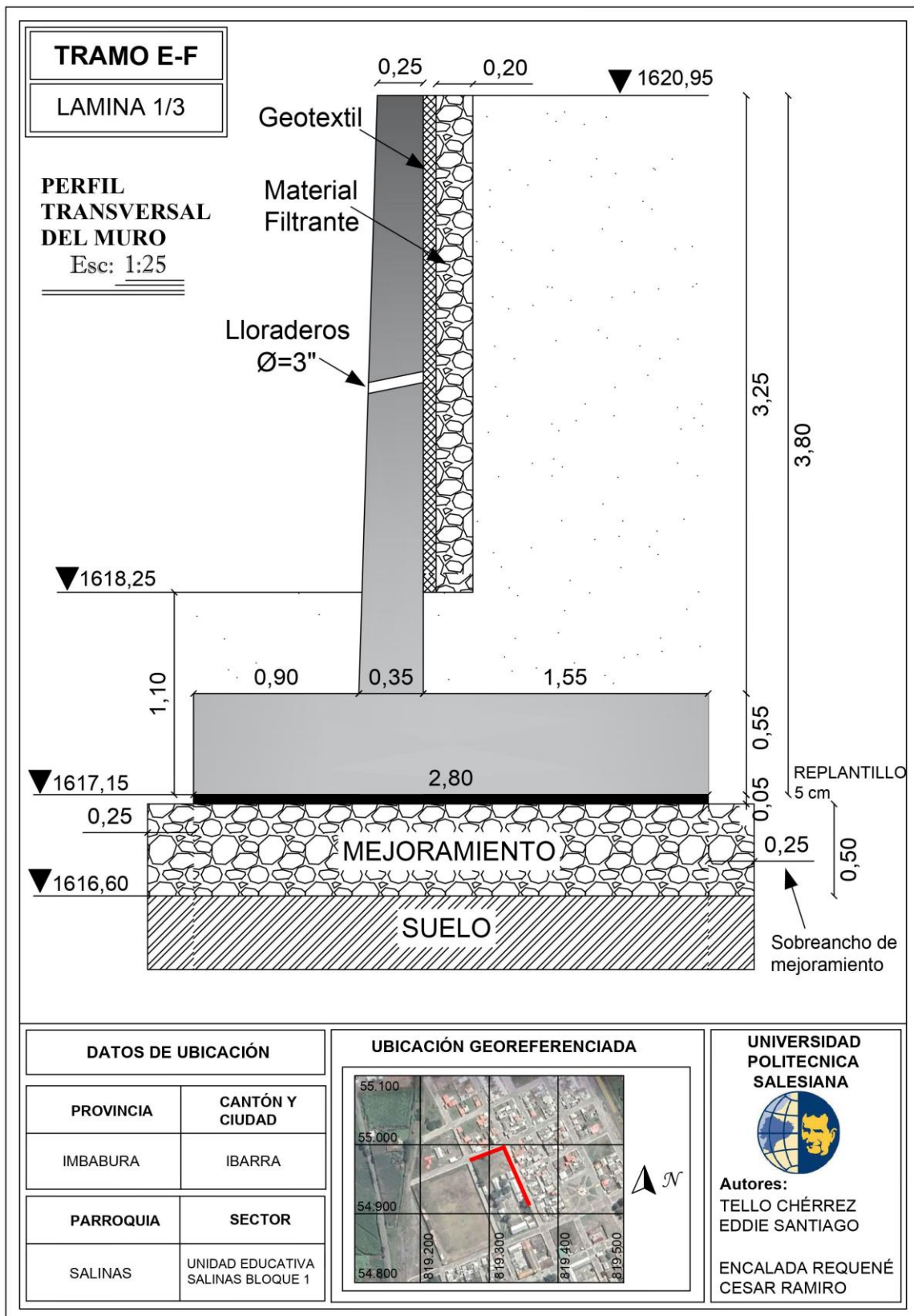
ANEXO 29. Planilla de Hierros para el tramo D-E



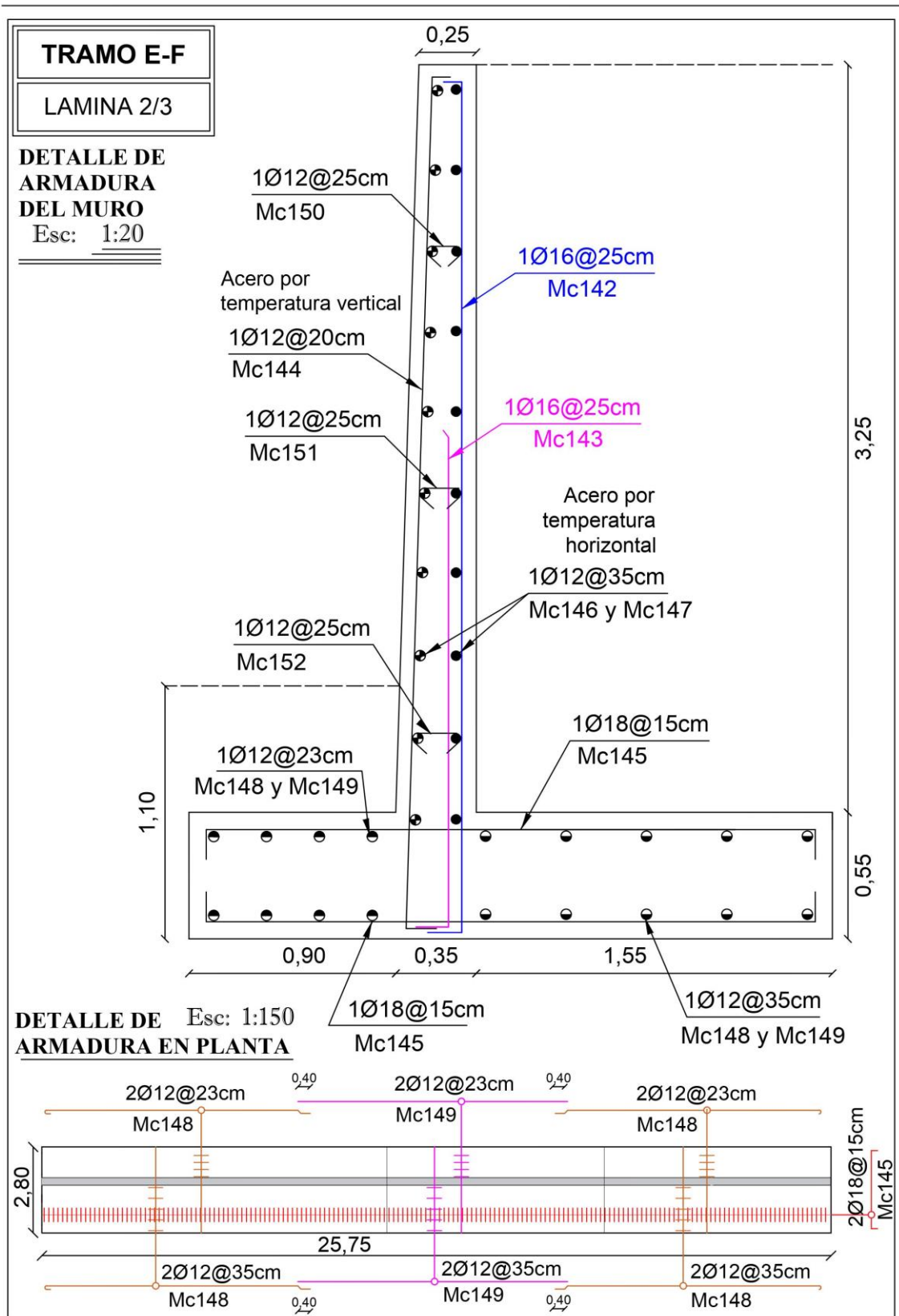
ANEXO 30. Vista en planta Tramo D-E



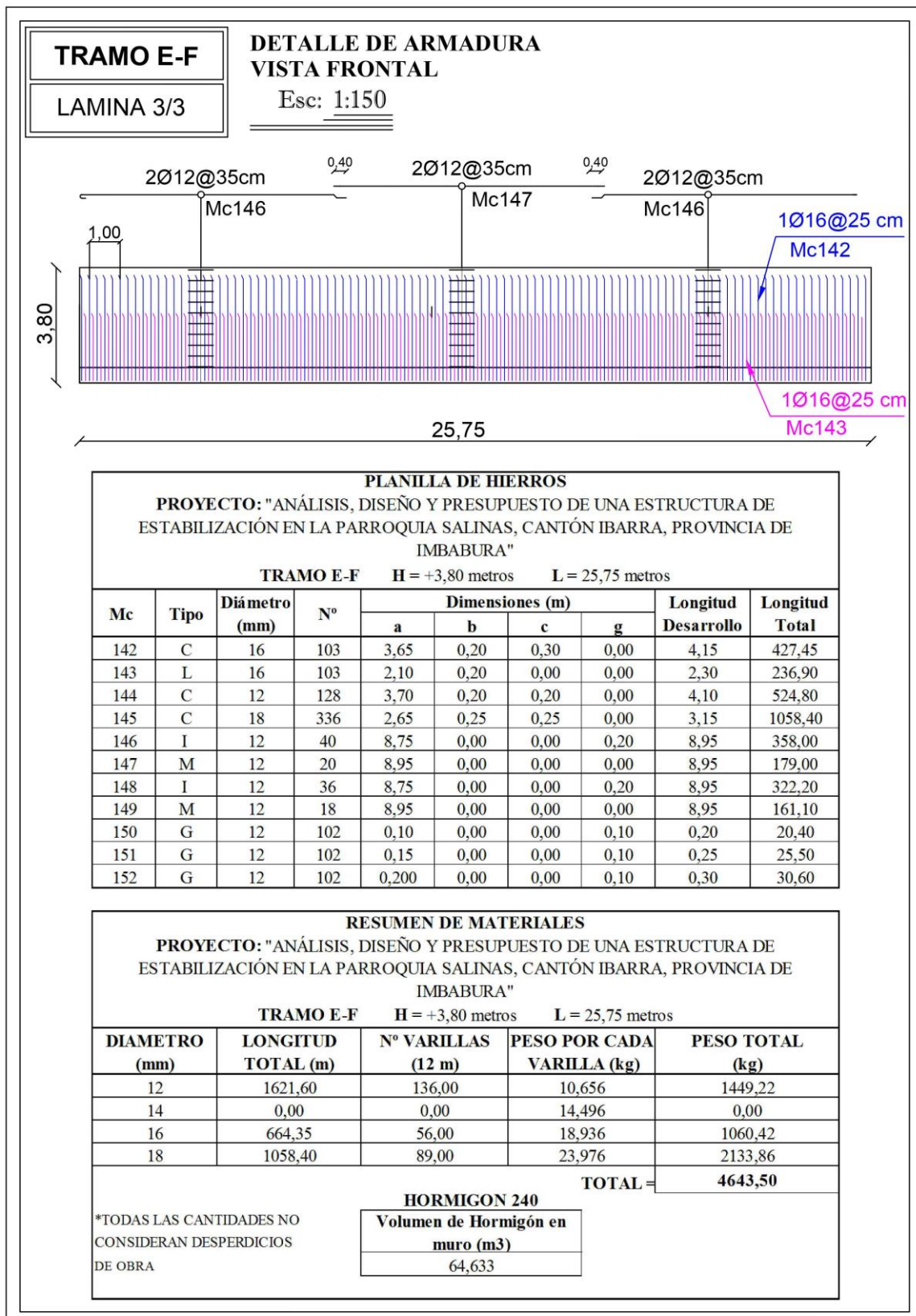
ANEXO 31. Perfil transversal del muro para el tramo E-F



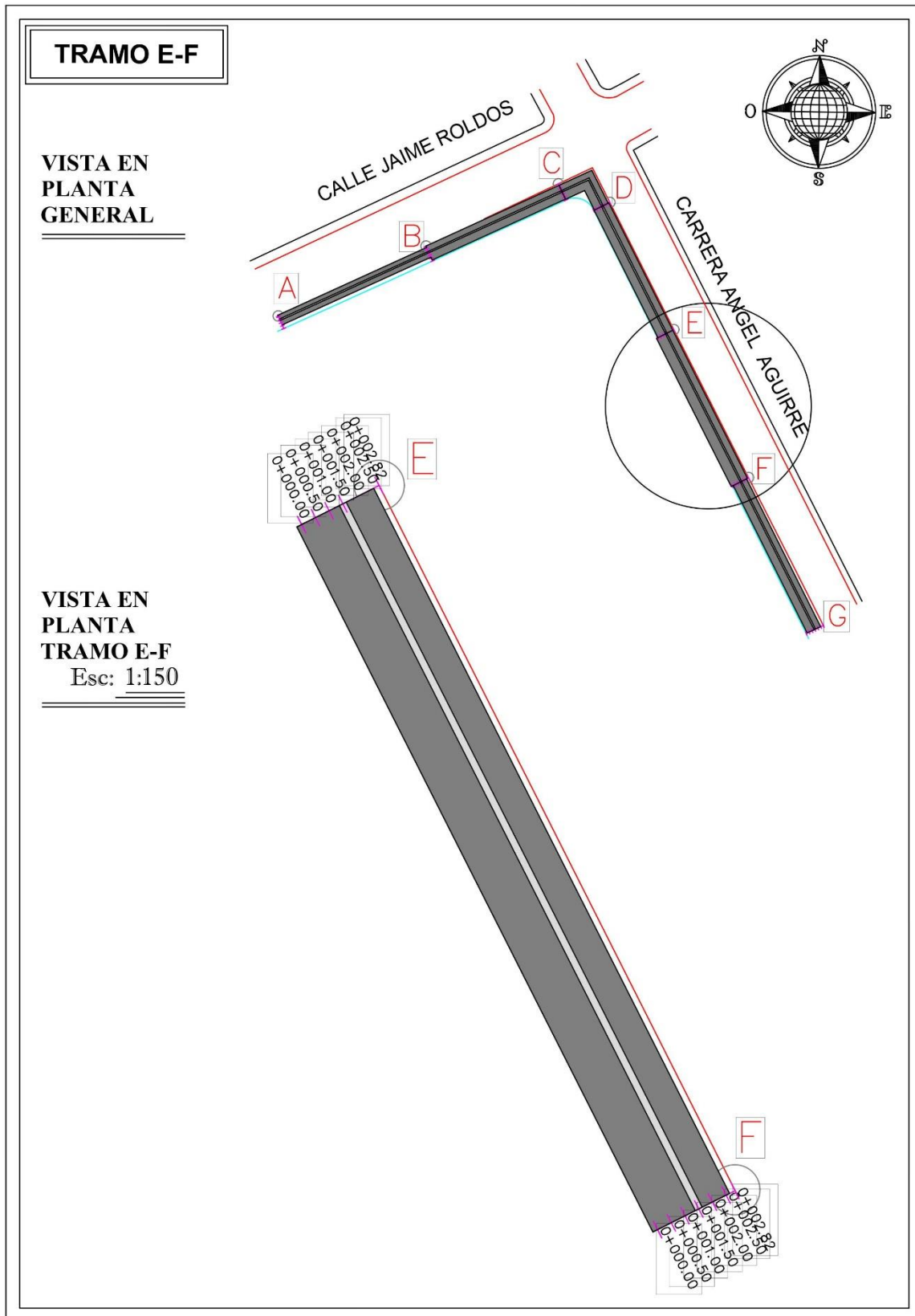
ANEXO 32. Detalle de armado del muro para el tramo E-F



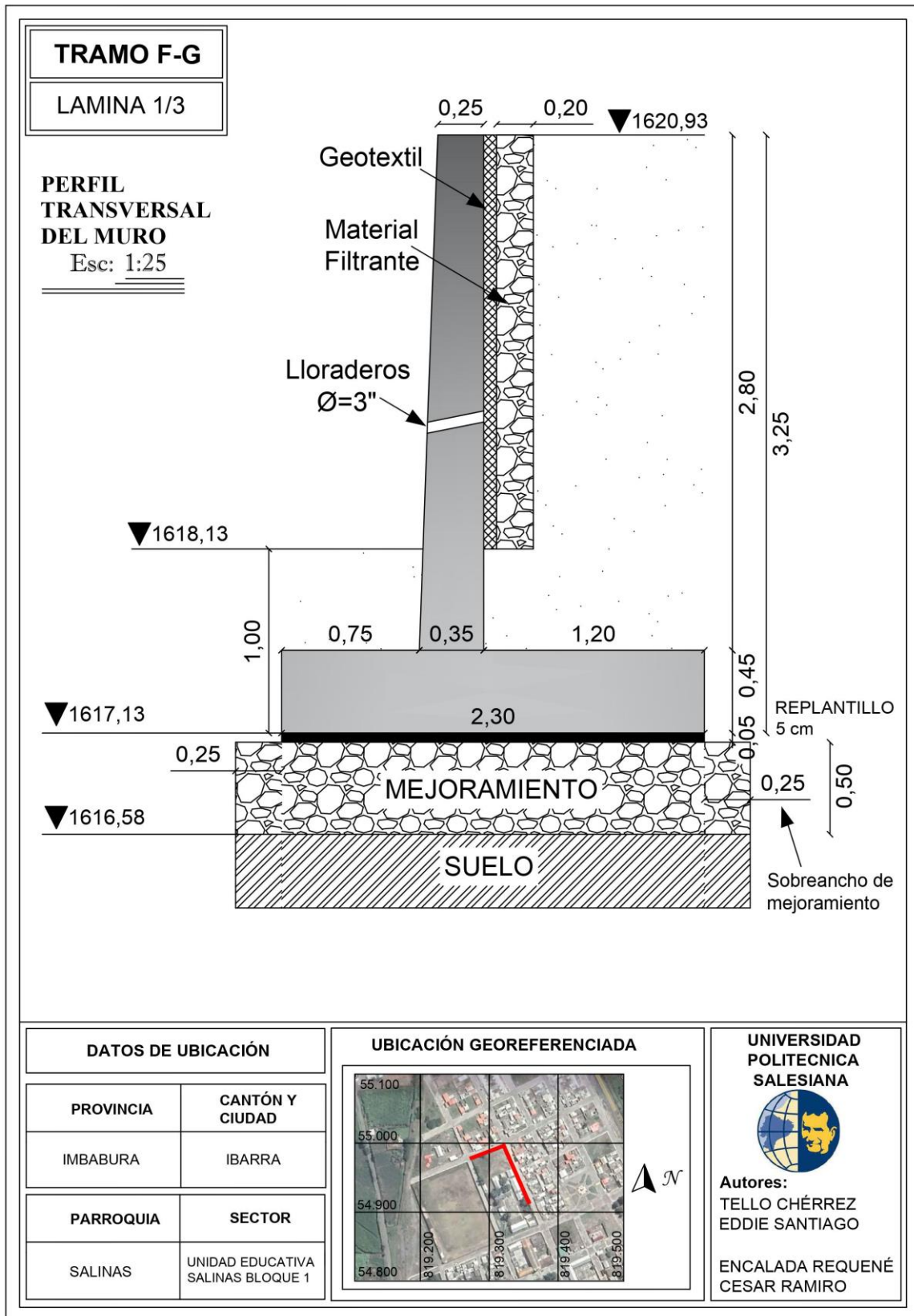
ANEXO 33. Planilla de Hierros para el tramo E-F



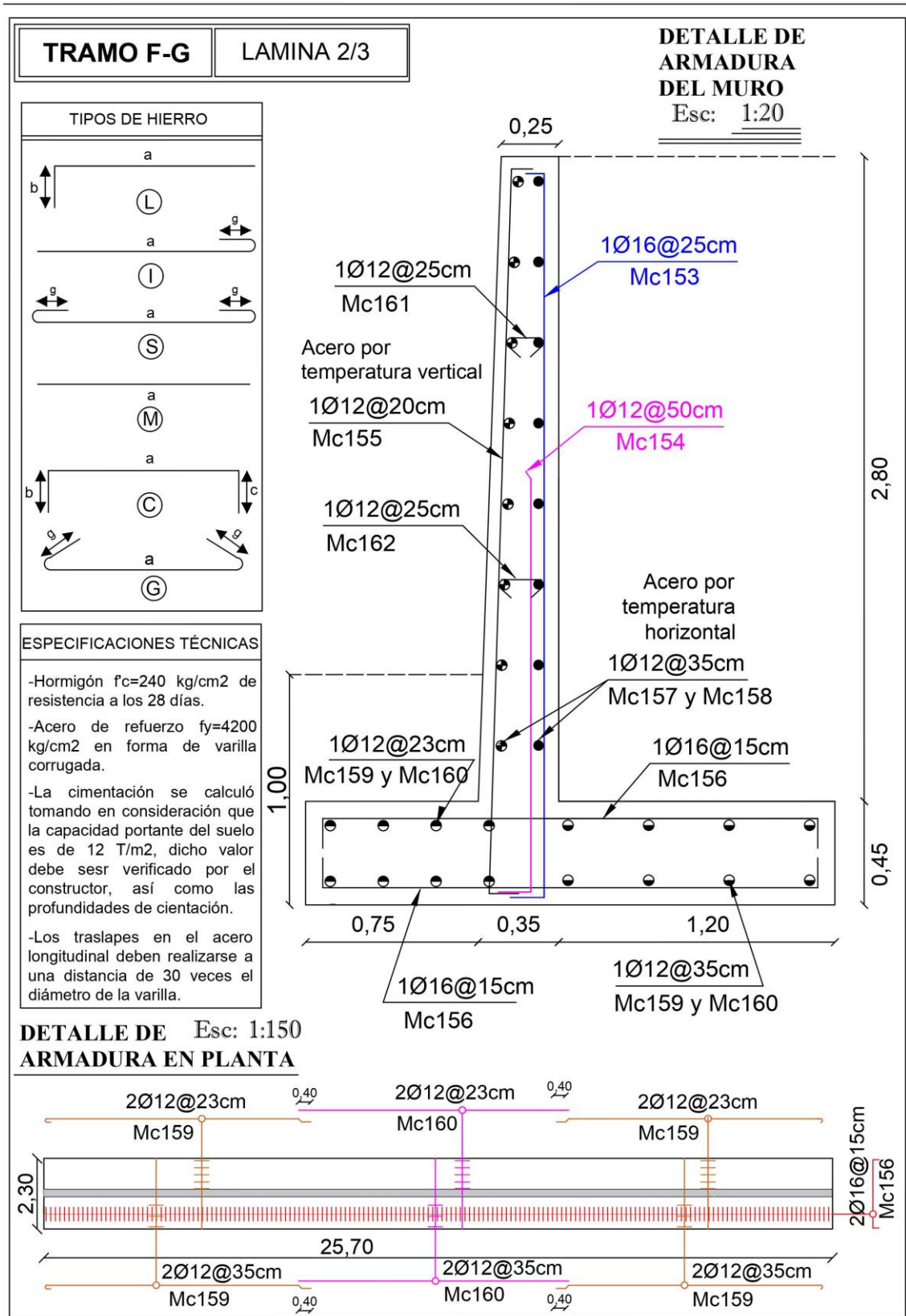
ANEXO 34. Vista en planta Tramo E-F



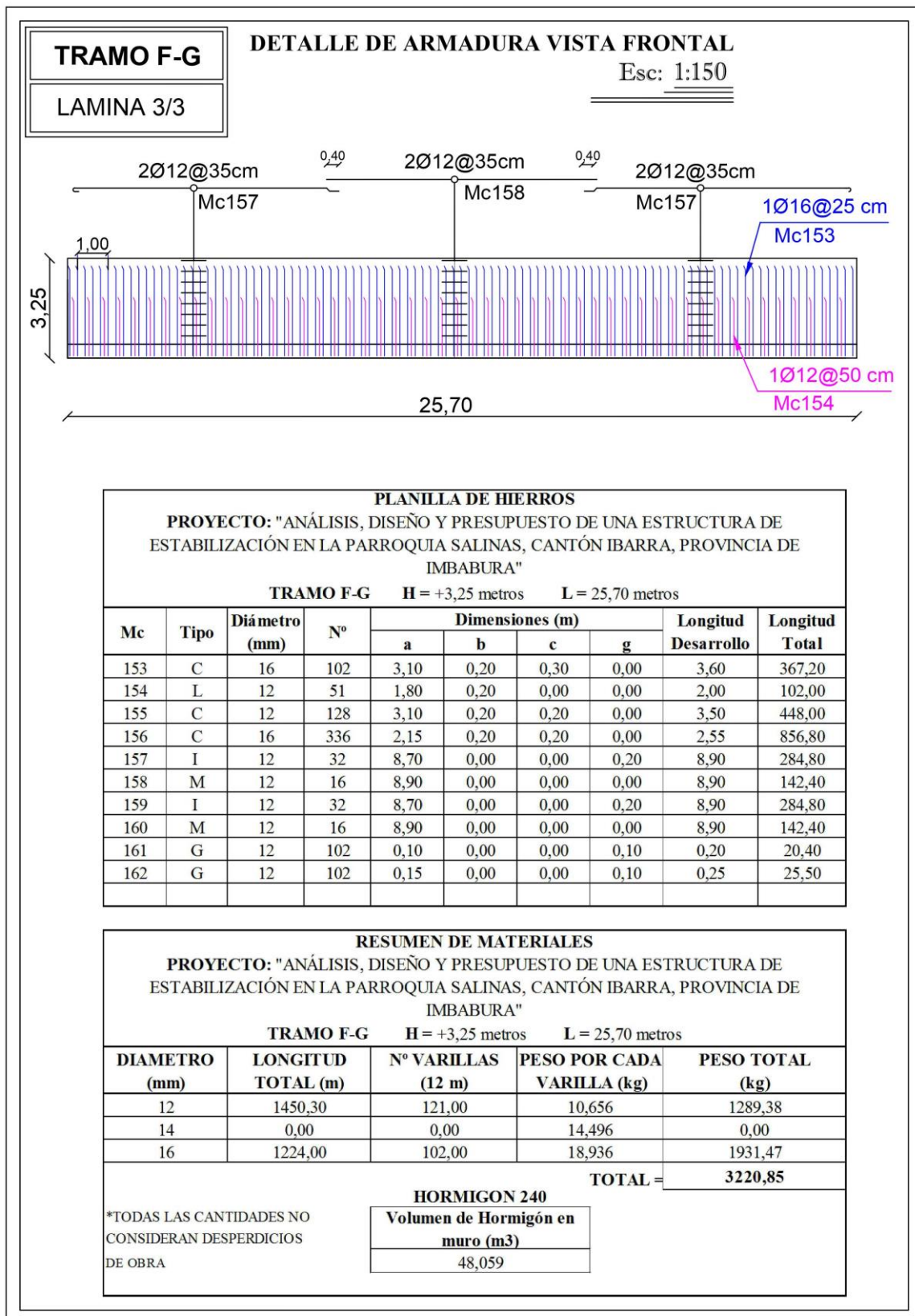
ANEXO 35. Perfil transversal del muro para el tramo F-G



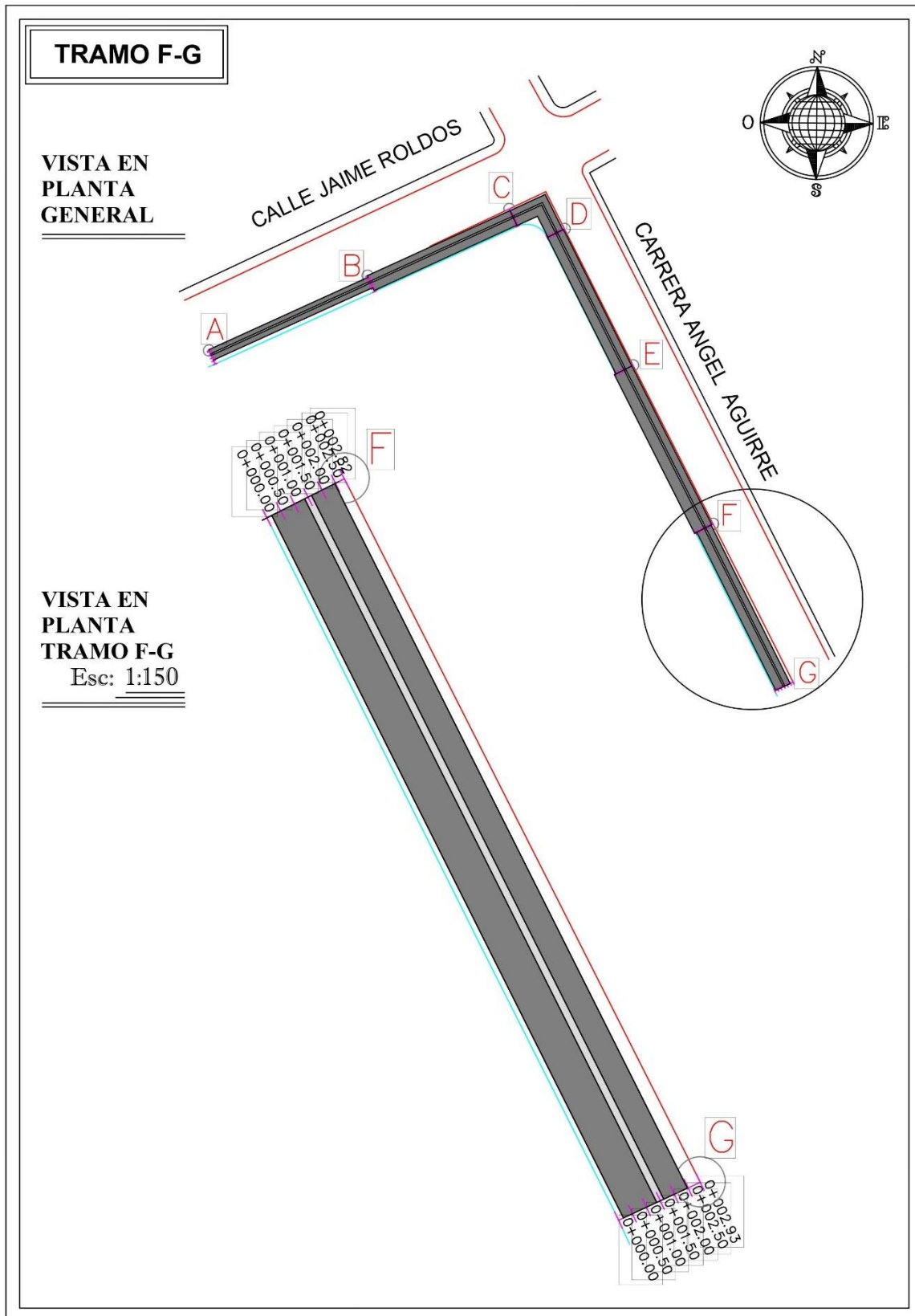
ANEXO 36. Detalle de armado del muro para el tramo F-G



ANEXO 37. Planilla de Hierros para el tramo F-G



ANEXO 38. Vista en planta Tramo F-G



ANEXO 39. Cronograma de activ

