



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROPUESTA DE IMPLEMENTACIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN Y
DISEÑO DE UNA VIVIENDA DE ESTRUCTURA METÁLICA DE 4 PISOS,
UBICADO EN EL BARRIO ``JESÚS DEL GRAN PODER``, PARROQUIA
CHILIBULO, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTORES: Luis David Aguilar Pozo

Nicolai Alexis Escobar Toapanta

TUTOR: Fernando Vinicio Ulloa López

Quito - Ecuador

2022

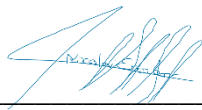
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, con Nicolai Alexis Escobar Toapanta con documento de identificación N° 1721779674 y Luis David Aguilar Pozo con documento de identificación N° 0401706213; 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, 01 de agosto del 2022

Atentamente,



Nicolai Alexis Escobar Toapanta

1721779674



Luis David Aguilar Pozo

0401706213

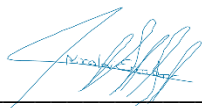
CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Nicolai Alexis Escobar Toapanta con documento de identificación N° 1721779674 y Luis David Aguilar Pozo con documento de identificación N° 0401706213; 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: “Propuesta de implementación de un muro de contención y diseño de una vivienda de estructura metálica de 4 pisos, ubicado en el barrio ``Jesús del Gran Poder``, parroquia Chilibulo, Cantón Quito, Provincia de Pichincha”, 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, 01 de agosto del 2022

Atentamente,



Nicolai Alexis Escobar Toapanta

1721779674



Luis David Aguilar Pozo

0401706213

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Fernando Vinicio Ulloa López con documento de identificación N° 1706347539, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: PROPUESTA DE IMPLEMENTACIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN Y DISEÑO DE UNA VIVIENDA DE ESTRUCTURA METÁLICA DE 4 PISOS, UBICADO EN EL BARRIO ``JESÚS DEL GRAN PODER``, PARROQUIA CHILIBULO, CANTÓN QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA, realizado por Nicolai Alexis Escobar Toapanta con documento de identificación N° 1721779674 y por Luis David Aguilar Pozo con documento de identificación N° 0401706213, 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, 01 de agosto del 2022

Atentamente,



Ing. Fernando Vinicio Ulloa López

1706347539

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación se lo dedico a mi papá Julio y mi mamá Alexandra, que, para mí, fueron un pilar que me mantuvo recto y mirando hacia el futuro, que con la ayuda de sus consejos me llevo a superar cualquier adversidad y sobreponerme a cualquier problema. También me cuidaron cuando estuve enfermo y desilusionado. Por eso este logro es para ustedes.

También a mis hermanos Jacobo, Andrés y Francis. Siendo Jacobo el mayor me enseñó todas sus experiencias. Andrés fue para mí fue un guía durante todos mis pasos por la universidad y lo seguirá siendo. Me instruyó en todos los parámetros que conlleva esta carrera y me apoyo con su conocimiento en la elaboración de este proyecto de titulación. Mi hermano Francis, el menor de todos y que pronto estará en la vida universitaria su compañía y me apoyó en momentos de soledad y le deseo buena suerte en su vida estudiantil.

A mis tíos que me ayudaron con sus consejos que aplique en la vida. A don Germán que siendo el, un ingeniero civil ya experimentado nos enseñó a mí y mi hermano en todos los aspectos de la construcción. También a mis abuelitos que siempre están pendiente de sus nietos y apoyándonos en todo lo que fuera necesario. Es importante dedicarles este documento también a mis compañeros y amigos de facultad. Jefferson, Joselyn, Santiago, Jorge, Jonathan, Lenin, Fredy, Daniela, Gerardo, Jairo, Esteban y mi compañero de tesis Nicolai Escobar, que fueron unos buenos acompañantes en este viaje.

David Aguilar

DEDICATORIA

Dedico de todo corazón este trabajo de titulación a mis padres, Jacqueline Toapanta y Diego Escobar, que, con duro trabajo y sudor de su frente, me han brindado lo mejor, junto con su paciencia amor, y apoyo, han impactado en mi vida y todo lo que ahora soy como persona y futuro profesional, el esfuerzo que puse en este proyecto fue en honor y respeto a ellos.

Para mis hermanos Priscila Escobar y Jefferson Escobar, que me han apoyado durante toda mi vida, y me han dado su ejemplo de superación, que después de haber pasado una dura etapa estudiantil y algunas dificultades, siempre siguieron adelante y eso sembró en mí, el deseo de querer ser exitoso. También quiero dedicar mi trabajo a mis abuelitas, María Isabel Vásquez, que, aunque ya no está aquí conmigo, ella siempre aspiró a que nosotros sus nietos llegáramos lejos en nuestra etapa profesional y principalmente como personas, y la promesa que le hice, es uno de mis principales motores para no parar, hasta cumplir todos mis sueños y mi abuelita Yolanda Rojas, que ha sido un pilar muy importante en mi vida, ya que siempre ha estado pendiente del bien de sus nietos, siempre fue un apoyo en las buenas y en las malas y eso siempre voy a recordar siempre.

No puedo dejar de lado a toda mi familia, mis tíos Manuel Toapanta, Mónica Escobar, Magdalena Toapanta, y Boris Toapanta, que siempre han sido muy unidos a mí y siempre han velado por mi bienestar. A mis primos Verónica Nolivos, Jhonny Nolivos y Wladimir Nolivos que los admiro mucho por todo lo que han logrado y lo que son como personas.

Por último, va dedicado para mis amigos que han estado presentes en mi crecimiento, tanto personal como profesional, Renée Camino, Mauricio Flores, Esteban Romero, Luis Aguilar, y Jonathan Guamán, para ellos que han sido siempre buenos amigos.

Nicolai Escobar

AGRADECIMIENTOS

Queremos realizar un agradecimiento a todas las personas que hicieron posible la elaboración de este Proyecto de Titulación.

A nuestro padres que hicieron que nos dieron su apoyo incondicional en cada etapa del proceso y nos brindaron sus consejos, siempre manteniéndonos firmes y dándonos la fuerza necesaria para cumplir nuestras mentas.

Al Ing. Fernando Ulloa nuestro tutor de titulación, agradecer todo la guía prestada en este proceso, su disposición para ayudar a resolver problemas que se presentaban en la investigación realizada incluso después de horas laborables.

A la Universidad Politécnica Salesiana que se convirtió en nuestro segundo hogar, donde pasamos grandes experiencias y que nos abrió las puertas para convertimos en profesionales éticos y de servicio para la comunidad.

Luis Aguilar y Nicolai Escobar

ÍNDICES DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I 1

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES 1

1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. ANTECEDENTES	2
1.3. IMPORTANCIA	3
1.4. DELIMITACIÓN.....	5
1.5. JUSTIFICACIÓN.....	5
1.6. GRUPO OBJETIVO	6
1.7. OBJETIVO GENERAL.....	7
1.8. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	7

CAPÍTULO II 8

MARCO TEÓRICO 8

2.1. ESTUDIOS PREVIOS AL PROYECTO.....	8
2.1.1. <i>Estudios de campo y ensayos empleados</i>	8
2.1.2. <i>Ensayo de calicatas</i>	9
2.1.3. <i>Ensayo de SPT</i>	9
2.2. DISEÑO DE EDIFICACIÓN	10
2.2.1. <i>Topografía</i>	10
2.2.2. <i>Descripción arquitectónica</i>	10
2.2.3. <i>Normativa de diseño estructural</i>	10
2.3. GENERALIDADES DEL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN	13
2.3.1. <i>Tipos de muro</i>	14

CAPÍTULO III 16

METODOLOGÍA 16

3.1. TIPOS DE INVESTIGACIÓN	16
3.2. MÉTODO.....	16
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.....	16
3.4. PROCESO TÉCNICO DE INGENIERÍA CIVIL.....	17

CAPITULO IV 18

RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS 18

4.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO	18
4.2. ESTUDIOS DE SUELOS.....	20
4.2.1. <i>Tipo de ensayo SPT según categoría de la estructura</i>	21
4.2.2. <i>Ensayo triaxial</i>	26

CAPITULO V 32

DISEÑO DE VIVIENDA 32

5.1. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA	32
5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.....	36

5.2.1. <i>Uso de edificación</i>	37
5.2.2. <i>Estudios de suelos</i>	37
5.2.3. <i>Cargas de diseño</i>	38
5.2.4. <i>Determinación de cargas sísmica</i>	39
5.2.5. <i>Periodo de vibración</i>	40
5.2.6. <i>Determinación del coeficiente basal (E)</i>	42
5.2.7. <i>Espectro sísmico de diseño</i>	45
5.2.8. <i>Diseño de las vigas</i>	46
5.2.8.2. <i>Diseño de viga principal</i>	53
5.2.9. PREDISEÑO DE LA LOSA METALDECK	64
5.2.10. <i>Diseño de columna</i>	67
5.2.11. <i>Modelación de la estructura metálica</i>	72
5.2.12. <i>Análisis sísmico</i>	80
5.2.13. <i>Zapata aislada crítica</i>	85
5.2.14. <i>Zapata combinada crítica</i>	93
5.2.15. DISEÑO POR CAPACIDAD	100
CAPÍTULO VI	106
ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL SUELO	106
6.1. ESTABILIDAD DE TALUDES	106
6.1.1. <i>Análisis de estabilidad de talud de 7 m</i>	108
6.2. OBRAS PREVENTIVAS	123
6.2.1. <i>Talud de 2.8 m</i>	123
6.2.2. <i>Talud de 7.2 m</i>	124
6.2.3. <i>Talud inferior</i>	124
CAPÍTULO VII	127
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LA ESTRUCTURA	127
7.1. PESO DE LA ESTRUCTURA	127
7.1.1. <i>Peso de las vigas secundarias</i>	128
7.1.2. <i>Peso de las vigas principales</i>	130
7.1.3. <i>Peso de las columnas</i>	131
7.1.4. <i>Peso total de la estructura</i>	132
7.2. COSTOS HORARIOS REALES DE MANO DE OBRA	133
7.3. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	134
7.4. CÁLCULO DE CANTIDADES PARA LAS ZAPATAS	134
7.5. PRESUPUESTO DE LA OBRA	135
CONCLUSIONES	138
RECOMENDACIONES	140
REFERENCIAS	141
ANEXOS	143

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Cuadro de coordenadas de la vivienda de la familia Toapanta	24
Tabla 2 Cuadro de linderos de la vivienda de la familia Toapanta	24
Tabla 3 Ubicación de sondeos realizados.....	27
Tabla 4 Numero de goles realizados en el ensayo SPT por cada metro de sondeo.....	28
Tabla 5 Clasificación SUCS, contenido de humedad y límites de Atterberg obtenidos en el primer sondeo	28
Tabla 6 Clasificación SUCS, contenido de humedad y límites de Atterberg obtenidos en el segundo sondeo	29
Tabla 7 Clasificación SUCS, contenido de humedad y límites de Atterberg obtenidos en el segundo sondeo	30
Tabla 8 Datos de muestra probeta N°1	31
Tabla 9 Tabla de resumen de cálculo de esfuerzo-deformación de Probeta N°1	32
Tabla 10 Tabla de resumen de esfuerzos resultantes obtenidos en probetas.....	33
Tabla 11 Valores de Cohesión y ángulo de fricción	34
Tabla 12 Sobrecargas que se aplicarán en losas para el diseño de la estructura	35
Tabla 13 Tabla de resumen de factores sísmicos	36
Tabla 14 Tabla de resumen de factores de cálculo de coeficiente basal.	49
Tabla 15 Tabla de diseño de Espectro sísmico de diseño.	50
Tabla 16 Propiedades de la Losa Deck.	70
Tabla 17 Perfiles de cada elemento estructural	87
Tabla 18 Valores de los factores a y b pertenecientes a cada dovela	121
Tabla 19 Cálculo de Factor de Seguridad en condiciones estáticas para el talud de 7,2m ...	123
Tabla 20 Cálculo de Factor de Seguridad en condiciones estáticas para el talud de 2.8 m ..	129
Tabla 21 Descripción de los perfiles tipos usados con su peso en kilogramo fuerza por metro.	135
Tabla 22 Descripción de la longitud subtotal de las vigas secundarias.....	136
Tabla 23 Descripción de la longitud subtotal de las vigas secundarias.....	136
Tabla 24 Descripción del peso total de las vigas secundarias	137
Tabla 25 Descripción de la longitud subtotal de las vigas principales.....	138
Tabla 26 Descripción de la longitud subtotal de las vigas principales.....	139
Tabla 27 Descripción del peso total de las vigas secundarias	139

Tabla 28 Descripción de la longitud total de las columnas.....	139
Tabla 29 Descripción del peso total de las columnas.....	140
Tabla 30 Pesos totales en la estructura.....	140
Tabla 31 Cálculo de costos horarios reales de mano de obra.....	141
Tabla 32 Cálculo del volumen de las zapatas aisladas.....	142
Tabla 33 Cálculo del volumen de las zapatas combinadas.....	143
Tabla 34 Planilla de aceros de las zapatas.....	144
Tabla 35 Precio total referencial de las obras preliminares.....	145
Tabla 36 Precio total referencial del rubro movimientos de tierra.....	146
Tabla 37 Precio total referencial de la estructura metálica y hormigones.....	147
Tabla 38 Precio total referencial del acero de refuerzo y obras preventivas.....	148

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Barrios que presentan gran susceptibilidad al deslizamiento declarados por el COE en el año 2018.	7
Figura 2 Vista frontal del muro existente.....	9
Figura 3 Delimitación de la propiedad Toapanta.....	9
Figura 4 Levantamiento Topográfico georreferenciado del terreno.	23
Figura 5 Clasificación de las unidades de construcción por categorías	27
Figura 6 Tipo de exploración subterránea aplicada a cada tipo de unidad de construcción ...	27
Figura 7 Grafica de esfuerzo- deformación pertenecientes a probeta N°1	35
Figura 8 Círculos de Mohor obtenidos de los ensayos de probetas	36
Figura 9 Plano Arquitectónico en planta del nivel +2.....	38
Figura 10 Plano Arquitectónico en planta del nivel +4.6.....	39
Figura 11 Plano Arquitectónico en planta de los niveles +7.2 y +9.8	40
Figura 12 Fachadas frontales, posterior y laterales de la edificación.	41
Figura 13 Determinación de carga viva según la ocupación de la estructura	43
Figura 14 Mapa del territorio ecuatoriano para diseño sísmico	45
Figura 15 Factores de cálculo del periodo de vibración	47
Figura 16 Tipo de uso e importancia de la estructura	48
Figura 17 Coeficientes de reducción de respuesta para sistemas estructurales dúctiles	49
Figura 18 Coeficientes de irregularidad en elevación.....	49
Figura 19 Coeficientes de irregularidad en elevación.....	50
Figura 20 Gráfico de Espectro sísmico de diseño.....	52
Figura 21 Perfil de viga Tipo I.....	53
Figura 22 Ubicación de la vigueta crítica	54
Figura 23 Ubicación de la viga transversal crítica	60
Figura 24 Ubicación de la viga longitudinal crítica3	65
Figura 25 Variables de dimensión de la losa METALDECK.....	71
Figura 26 Propiedades de la Losa Deck.....	71
Figura 27 Ubicación de la columna crítica	74
Figura 28 Determinación del área tributaria	74
Figura 29 Espaciamiento entre ejes.....	80
Figura 30 Unidades de las diferentes variables.....	80
Figura 31 Definición de Materiales.....	81

Figura 32 Patrones de Carga para la estructura.....	81
Figura 33 Definición de Casos de Carga.....	82
Figura 34 Combinaciones de Carga para el análisis	83
Figura 35 Secciones que se van a asignar	83
Figura 36 Características de la losa Deck	84
Figura 37 Estructura con sus respectivos perfiles	85
Figura 38 Cargas aplicadas en la losa Deck.....	85
Figura 39 Diafragmas en las losas	86
Figura 40 Multiplicadores de masa para los patrones de carga	87
Figura 41 Deriva elástica de piso en X	88
Figura 42 Deriva elástica de piso en Y	89
Figura 43 Diseño por capacidad en el eje C.....	90
Figura 44 Eje crítico de la estructura.	92
Figura 45 Momento último en el eje x	93
Figura 46 Carga axial última.....	93
Figura 47 Momento último en el eje y	93
Figura 48 Armado de la zapata aislada.	99
Figura 49 Ejes críticos de la estructura.	99
Figura 50 Armado de la zapata combinada.....	106
Figura 51 Zapatas Tipo de la estructura.....	107
Figura 52 Pórtico no arriostrado del eje 2, B-C.	107
Figura 53 Diagrama de fuerzas existentes en una dovela para el método Morgenstern y Price	115
Figura 54 Ubicación de taludes en el esquema topográfico de la propiedad Toapanta	115
Figura 55 Esquema de perfil de talud y corte de la estructura alrededor del Eje D.....	117
Figura 56 Diagramas de cargas axiales existentes en las columnas que conforman el Eje D	118
Figura 57 Factor de seguridad por corte mínimos propuestos por la NEC-SE-CM	119
Figura 58 Ingreso de características del suelo GeoStudio	120
Figura 59 Ingreso de cargas ejercidas por la estructura sobre el talud.....	120
Figura 60 Ingreso de sobrecargas complementarias Vehículos y contrapiso	120
Figura 61 Modelación del talud para cargas de diseño propuestas	121
Figura 62 Superficie de falla del talud para el Factor de seguridad más crítico	121
Figura 63 Diagrama de fuerzas presentes en la dovela en el método de Fellenius.....	122

Figura 64 Perfil del talud de diseño	123
Figura 65 Esquema de perfil de talud y corte de la estructura alrededor del Eje 2.....	123
Figura 66 Ingreso de cargas ejercidas por la estructura sobre el talud.....	129
Figura 67 Ingreso de sobrecargas complementarias Vehículos y contrapiso	129
Figura 68 Superficie de falla del talud para el Factor de seguridad más critico	130
Figura 69 Superficie de falla del talud para el Factor de seguridad más critico	130
Figura 70 Perfil del talud de diseño	131
Figura 71 Esquema de cuneta propuesto en la base de muro de mampostería de piedra	136
Figura 72 Ejemplo de las ranuras en tubos de PVC que se utilizaran como drenes horizontales	137
Figura 73 Vista frontal del talud con obras preventivas	138
Figura 74 Corte transversal de la parte inferior del talud.....	138

RESUMEN

El presente Trabajo de Titulación, analizará las implicaciones de la construcción de una vivienda multifamiliar de 4 pisos sobre un talud de gran altura, en un sector de alto riesgo de derrumbes por su accidentado perfil y falta de planificación urbana. En caso de ser necesario, se propondrá estructuras de prevención que permitan asegurar la estabilidad estructural del suelo de implantación. Para esto se realizará visitas en campo de la vivienda y se identificará las posibles fallas de talud y las estructuras de soporte existentes.

También se analizará los levantamientos topográficos y el diseño arquitectónico otorgados por los propietarios con el fin de proponer un estudio de suelos eficaz, que permitan determinar las características de resistencia del suelo, su perfil estratigráfico y encontrar posibles agentes desestabilizantes como un nivel freático elevado que puedan llegar a afectar la obra proyectada en el futuro. Además, en este trabajo de titulación se realizará el diseño estructural de la vivienda utilizando la normativa correspondiente NEC-SE-DS y AISC -360, para obtener un modelo eficiente y que tenga un adecuado comportamiento ante un episodio sísmico. Por esta razón, se utilizará el programa de cálculo ETABS que verificará los modelos estructurales propuestos y que cumplan con las estipulaciones requeridas.

Con todas las cargas que ejerce la estructura proyectada, se analizará la estabilidad del talud a corte, al emplear el programa de cálculo GeoStudio que permite realizar simulaciones de distintas secciones de falla y escoger la más crítica que se presente en el talud. Esta información será de vital importancia para tomar la decisión de escoger obras preventivas que eviten el colapso del talud. Además, se presentará un presupuesto final, que determinará la eficiencia de la realización del estudio.

Palabras claves: Estructuras, metálicas, estabilidad, taludes, diseño, sísmico.

ABSTRACT

The present work will analyze the implications of a 4-story multi-family's house construction situated on a high slope, which is a sector with a high risk of landslides, due to its undercut profile and lack of urban planning. In case of necessity, it might be considered to build prevention structures to ensure the structural stability of the implantation ground. In this respect, it is important to visit the property, where it could be seen possible slope failures and existing support structures.

The topographic surveys and the architectural design will be analyzed in order to propose an effective soil study, they are provided by the owners which will allow to determine the soil 's resistance characteristics, its stratigraphic profile and possible destabilizing agents such as a high-ground water level that can affect the projected work in the future.

In addition, it will carry out the property's structural design, with the corresponding NEC-SE-DS and AISC -360 regulations, to obtain an efficient model that has adequate behavior in the event of a seismic episode. For this reason, the ETABS calculation program will be used, to verify the proposed structural model and fulfills the requirements.

With all the loads exerted by the projected structure, the shear stability of the slope will be analyzed, through the GeoStudio calculation program that allows simulations of different fault sections and choosing the most critical one that occur on the slope. This information will be so importance to take decisions to choose preventive works that would stop the collapse of the slope. In addition, a final budget will be presented to determine the efficiency of the study.

Keywords: Structures, metallic, stability, slopes, design, seismic.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. Introducción

Existen distintos agentes que pueden llevar al colapso de la estructura. Uno de los más comunes es la falla del suelo de implantación. En un sistema socioeconómico como el ecuatoriano, la mayoría de las familias no pueden cubrir los costos de todos los estudios que conllevan al diseño de una vivienda. Por esta razón, existen construcciones en lugares críticos e intransitables como laderas, rellenos y cerca de quebradas. Es importante que se realicen los estudios necesarios para prevenir escenarios trágicos por causa agentes naturales que en la mayoría de los casos pueden ser evitables.

Por esta razón, para realizar el diseño de esta vivienda, se dividió este proyecto en 3 diferentes etapas, estudios de suelos, diseño de vivienda y análisis de estabilidad de talud, con el fin de tener la suficiente información y proponer estructuras eficaces capaces de resistir a distintos tipos episodios críticos.

En el estudio de suelos, se realizará un análisis de las capacidades resistentes del sitio de implantación. Se tomará muestras del subsuelo por medio del ensayo SPT y se determinará un perfil estratigráfico que permita encontrar estratos saturados por presencia del nivel freático que pueden provocar desde asentamientos hasta colapsos completos de la estructura. Además, se tomará muestras inalteradas que serán ensayadas en el laboratorio por medio del ensayo triaxial para determinar las características mecánicas que están presentes en la estabilidad del talud.

Con el análisis del suelo se procede a realizar el diseño de la vivienda. Para eso se tomará en cuenta, el uso ocupacional de la estructura y la carga de diseño que permitan elegir las dimensiones de los elementos adecuados para evitar una falla en la estructura. Para este fin

también se hará un diseño sismorresistente y por medio de programas de cálculo como ETABS verificar la estabilidad global y local de la estructura. Este es un paso importante en el proyecto, pues permite determinar las cargas que la estructura ejercerá sobre el talud proyectado, además de elegir alternativas para el diseño de los cimientos de la vivienda.

El último paso en la investigación realizada es el análisis de la estabilidad estructural del suelo de implantación. Con las etapas anteriores terminadas, se determinará los esfuerzos que se van a ejercer sobre este talud y el tipo de suelo que está conformado y con el programa GeoStudio, se contemplará el factor de seguridad que permita tomar dediciones importantes con el fin de mantener estable el talud y evitar que existan escenarios trágicos antes mencionados.

1.2. Antecedentes

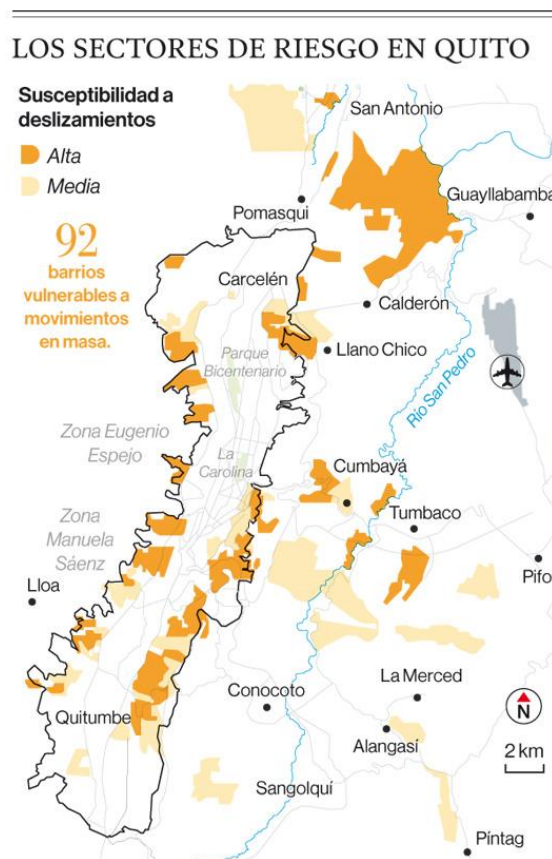
A principio de los años 70 del siglo pasado, la ciudad de Quito sufrió una gran migración debido a la prosperidad económica que demostraba la ciudad luego del “boom petrolero”. Carvajal, M. (2018). Quito está ubicada en un territorio con un relieve desigual, donde podemos encontrar valles y quebradas. Con el incremento del área urbana, se empieza a tomar terreno de los bosques y laderas. Las personas construyeron sus viviendas de manera escalonada, modificaron el relieve de manera antitécnica, sumado a que estas construcciones eran mayoritariamente informales, que ha generado varios problemas de deslizamientos de tierra en época de lluvias. Por esta razón, se solicita construir muros de contención que aseguren la estabilidad en los taludes y así evitar futuros siniestros.

1.3. Importancia

En el año 2018, existió problemas de deslizamiento en sectores vulnerables, como se muestra en la Figura1, que encaminó a la entidad COE del Distrito Metropolitano de Quito, declarara en peligro de deslizamientos a 92 barrios de la ciudad.

Figura 1

Barrios que presentan gran susceptibilidad al deslizamiento declarados por el COE en el año 2018.



Nota. La imagen presenta un esquema de la ciudad de Quito donde se clasifica los barrios en función de su susceptibilidad a deslizamiento. Fuente: El Comercio. 2018, agosto.22.

Por esta razón, en estos 92 barrios se prohíbe la construcción de estructuras de grandes dimensiones. Esta problemática se encuentra en el barrio ``Jesús del Gran Poder``, ubicado en

la parroquia Chilibulo, cantón Quito. En este sector existen construcciones tipo escalonadas, muchas de ellas son antiguas y posiblemente informales, con la posibilidad de deslaves.

La importancia de este trabajo de investigación es estudiar el caso de la vivienda de la familia Toapanta, cuya residencia se ubica sobre un terreno escalonado elevado, donde se encuentra un muro que mantiene estable el terreno, construido de manera artesanal desde la parte superior hasta la mitad del escalón representado en la Figura 2. La altura de desnivel entre el terreno superior e inferior es de “7.2 m”. La familia pretende construir una vivienda de estructura metálica.

Figura 2

Vista frontal del muro existente.



Nota. La imagen presenta el muro de contención construido de manera artesanal en la parte superior del talud. Elaborado por: Los autores.

1.4. Delimitación

El lugar de estudio se encuentra ubicado en el barrio Jesús del Gran Poder, parroquia Chilibulo, en el Distrito Metropolitano de Quito. Sus coordenadas corresponden -0.2312438° , -78.535333° . El terreno de estudio tiene un ancho de 500 m^2 .

Figura 3

Delimitación de la propiedad Toapanta



Nota. Ubicación de la propiedad en el barrio Jesús del Gran Poder. Elaborado por: Los autores a través de Google Earth

1.5. Justificación

En el caso de la residencia de la familia Toapanta, viven permanentemente 6 personas, que hoy en día temen por su seguridad, al no saber si el muro que sostiene a su terreno va a resistir las cargas por mucho tiempo, debido a que no fue diseñado con un estudio técnico conforme a las Normas de Construcción del Ecuador.

El barrio Jesús del Gran Poder, parroquia ‘Chilibulo’, está ubicado en una zona montañosa, con un alto riesgo de sufrir deslaves en los taludes, debido a las fuertes lluvias que se producen en el sector, donde actualmente se encuentran construidas una variedad de viviendas. La realidad es que, en período invernal, se producen muchas tragedias en las construcciones, sobre todo en viviendas informales que no cuentan con un diseño estructural, y que están ubicadas en pendientes altamente peligrosas.

Con los conocimientos de Ingeniera Civil, se brindará un servicio óptimo para garantizar un diseño estable, tanto en la vivienda como en el talud que la sostiene. Por esta razón, es pertinente hacer estudios técnicos dado que el objetivo es proporcionar tranquilidad a los residentes y en un futuro salvar vidas humanas, primordialmente.

A partir de lo mencionado, surge la preocupación de encontrar soluciones para un futuro próximo donde se proyecta tener un diseño de obra segura, factible y de rápida ejecución, un proceso constructivo en el cual busque beneficiar a las mismas personas que habitan el lugar.

El alcance de la propuesta es de un diseño de muro de contención que soportará un terreno, donde se implantará un edificio sobre su topografía y constará de un proyecto arquitectónico, y estructural.

1.6. Grupo objetivo

Este trabajo tiene como grupo objeto a los propietarios de la vivienda, de la familia Toapanta, quienes serán los principales beneficiados para la implementación de la estructura metálica y el muro de contención.

1.7. Objetivo general

Implementar un muro de contención, y diseñar una estructura metálica, a través de un estudio técnico, para asegurar la estabilidad de un terreno elevado, sobre el cual se planea construir una vivienda de cuatro pisos de estructura metálica.

1.8. Objetivos específicos:

Evaluar el estado del suelo de implantación, por medio de estudios geotécnicos, para la construcción de la vivienda.

Realizar el diseño de vivienda de cuatro pisos de estructura metálica, a través del programa computacional ETABS, con el fin de asegurar el correcto cálculo de la estructura.

Evaluar el estado estructural del muro existente, donde se empleará el programa computacional Geo Studio, por medio de simulaciones para demostrar si es capaz de resistir las cargas laterales que ejercerá la vivienda proyectada sobre el muro.

Proponer un sistema anti derrumbos, utilizando los datos recolectados, para diseñar el muro de contención del talud, por medio de simulaciones usando el programa computacional GeoStudio, para demostrar la capaz de resistir las cargas laterales que ejercerá la casa proyectada.

Analizar la factibilidad de implementación de un muro de contención, por medio del programa computacional Sap2000 y cálculos costo beneficio, que asegurará la estabilidad del terreno elevado de implantación de la obra.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Estudios previos al proyecto

En los proyectos de ingeniería civil, uno de los aspectos más importantes son los estudios previos. En este aspecto, se analiza las características del lugar donde se realizará la implantación de la obra, se determina la calidad del suelo del terreno, geomorfología y el relieve. Los datos que proporcionan estos estudios son cruciales al momento de diseñar una estructura y permite tomar decisiones que eviten su colapso ante un siniestro y logre cumplir con el tiempo de vida útil para el que fue diseñado.

Para la toma de datos en el terreno se tiene dos fases de estudio. La primera fase, será los ensayos de campo, que permitirá tomar datos físicos del suelo y extraer muestras inalteradas para su análisis. La segunda parte consiste en los ensayos de laboratorio, donde se utilizan las muestras obtenidas en campo y se las somete a distintos procedimientos que darán como resultado las características mecánicas que proporcionará el suelo. Es importante realizar estas etapas conforme a las estipulaciones de las normativas NEC y ASTM vigentes en el país.

2.1.1. Estudios de campo y ensayos empleados

Estos estudios engloban todas las actividades que conciernen a la visita del ingeniero civil al terreno de implantación. Se realizará un reconocimiento general del sector, se analizará la topografía del terreno en busca de canales de drenaje, rellenos de basura abandonados. También se observará si existe un deslizamiento de taludes y grietas. Y finalmente se examinará la vegetación que puede dar una idea del tipo de suelo que está ubicado el terreno.

''Esta etapa incluye obtener información respecto al tipo de estructura que se construirá y a su uso general. Para la construcción de edificios se deben conocerse las cargas aproximadas y el espaciamiento de las columnas, así como el reglamento local de construcción y los requisitos para el sótano''. (Braja Das, 2012, p. 75)

Para esta etapa, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), hace referencia a las indicaciones de Braja M. Das y utiliza los cálculos preliminares obtenidos para realizar una clasificación de las estructuras. Esta clasificación está formada por cuatro divisiones que son: Baja, Media, Alta y Especial, esta agrupación de estructuras se realiza por el número de pisos o niveles y las cargas máximas de servicio que ejercen sobre el terreno, la columna que registrará mayor esfuerzo en toda la estructura.

2.1.2. Ensayo de calicatas

Basados en la norma NTE INEN 0687, (2015) correspondiente a la TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS, se realizará un ensayo destinado a la extracción de muestras inalteradas del terreno. Este proceso permite la inspección del subsuelo de manera visual y determinar las características físicas del suelo. Para ello se ha realizado una excavación en el suelo de estudio de manera manual, a una profundidad no mayor de 4 metros. Esto permite determinar estratos de suelo superficiales y la existencia rellenos en el sector.

Con la extracción inalterada de la muestra de suelo, que consiste en un bloque de 50 cm x 50 cm x 50 cm, se lleva al laboratorio y se determina las propiedades volumétricas del suelo y por medio de ensayo triaxial se obtiene las propiedades mecánicas del suelo.

2.1.3. Ensayo de SPT

La Guía N° 6 de Geotecnia perteneciente a la NEC define a este ensayo como:

“La perforación se ejecuta el ensayo SPT (Standard Penetration Test) que consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesita para introducir un toma-muestras (cuchara partida) dentro un estrato de suelo” (ASTM 1586). El ensayo de penetración estándar (SPT) es el ensayo de campo más utilizado en la caracterización geotécnica. (MIDUVI, 2016, p. 17)

Permite determinar los extractos subterráneos del suelo de manera más rápida y obtener muestras de suelo inalteradas, de las cuales, se obtendrá el contenido de humedad, clasificación de suelo y esfuerzo de cortante.

2.2. Diseño de edificación

2.2.1. Topografía

Para iniciar el diseño de una edificación, es esencial contar con un estudio topográfico del terreno en planimetría y altimetría donde se va a construir la obra. Un levantamiento topográfico, se lo ejecuta con la ayuda de herramientas como estaciones totales y drones de alta precisión que permiten detallar curvas de nivel, ángulos, distancias, desniveles y puntos de referencia. En este aspecto se realizará un análisis de los planos topográficos proporcionados por la familia Toapanta.

2.2.2. Descripción arquitectónica

Antes de realizar un diseño estructural, se requiere la parte arquitectónica de cualquier edificio, donde su fin es diseñar áreas y espacios que satisfagan las necesidades de las personas que la habitan. Para el proyecto, la familia Toapanta proporcionará planos arquitectónicos, para directamente realizar el diseño y análisis de la estructura metálica.

2.2.3. Normativa de diseño estructural

2.2.3.1. Zonificación sísmica y factor de zona z

Existen diferentes valores de z en el Ecuador. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, este coeficiente representa, las aceleraciones máximas de la roca y el riesgo sísmico al cual va estar sometido el edificio y posteriormente realizar los análisis estructurales para garantizar su seguridad.

Para el diseño de la estructura se debe utilizar combinación de cargas correspondientes a la NEC15, debido al peso propio de la estructura (carga muerta), la carga viva o de servicio y la carga sísmica.

2.2.3.2. Determinación del cortante basal de diseño (V)

El cortante basal total de diseño se calcula como la fuerza total descargas laterales, o fuerzas sísmicas horizontales que dependen del peso reactivo de la estructura en la base de la edificación, así como también del espectro de diseño en aceleración, coeficientes de importancia, factores de reducción de resistencia sísmica, y periodos de vibración, para el posterior pre diseño de vigas y columnas.

2.2.3.3. Espectro de diseño

El espectro de diseño considera efectos registrados en varios sismos de distintas magnitudes, por lo que no se sabe exactamente a la magnitud, ni el tiempo que ocurrirá un posible terremoto. Es decir, estos espectros son envolventes de los espectros de respuesta típicos de una zona y se los denominan de diseño.

2.2.3.4. Diseño de losa colaborante steel Deck

El steel Deck es una losa colaborante que forma parte de una solución constructiva que optimiza el uso del acero y del hormigón, se conforma de láminas de acero y se combinan con

el hormigón endurecido, el mismo que se presenta como armadura a tracción en el forjado acabado, comportándose como un elemento estructural mixto.

Los beneficios de usar Steel Deck son varios, entre ellos, optimizar la cantidad de concreto utilizado, acortar tiempos de instalación y construcción, seguridad en su colocación en obra, evita filtraciones por lo tanto se puede trabajar en pisos inferiores, buena calidad y actúa como plataforma, optimización de encofrado para losa.

2.2.3.5. Diseño de vigas de acero

En Ecuador se usa el acero ASTM A36 debido a sus buenas propiedades mecánicas y sus ventajas como alta resistencia a la fluencia, a la tracción y es resistente a la corrosión.

Las vigas de acero son elementos estructurales que distribuyen las cargas que se encuentran en la estructura del edificio, las mismas que sostienen pesos, presiones, tensión y flexión.

Existen varias formas de producir un perfil de acero entre las cuales están las vigas laminadas encontradas en secciones de diferentes tipos para armar correctamente a la estructura.

También están las vigas soldadas, que se arman en campo, se aplican en distintos tipos de proyectos y entre los más usados están las vigas tipo L en construcción, su nombre se debe a la forma de la viga, mayormente se emplean en construcciones residenciales porque aportan una alta resistencia, uniformidad, durabilidad, ductilidad, tenacidad y rapidez en el montaje.

Las vigas secundarias también llamadas viguetas de acero, son aquellas cuya función principal es ser el soporte o cimiento de pisos superiores colocadas de forma transversal a las vigas principales.

2.2.3.6. Diseño de pórticos

Es importante que se construyan pórticos resistentes a momento donde la conexión entre vigas y columnas es hecha con conexiones rígidas que proporcionan ductilidad proveniente de los nudos plásticos en las vigas, y resistencia a cargas laterales.

Este sistema trae ventajas como su versatilidad arquitectónica, ya que se puede modificar su estructura, así como también presenta una alta ductilidad.

Según la NEC-SE-AC, el procedimiento para el diseño de pórticos resistentes a momento empieza principalmente con el cálculo de las fuerzas internas producidas por los diferentes tipos de cargas, donde se chequea derivas, resistencia de diseño a la compresión, a la flexión y al cortante, para luego proceder a dimensionar las columnas resistentes a cargas sísmicas y gravitacionales, y las vigas del pórtico. (NEC-15, p. 29)

2.3. Generalidades del diseño de muros de contención

Un muro de contención es una estructura destinada a soportar de los empujes laterales generados por el suelo, que puedan generar desplazamientos del suelo de construcción y evitar que existan siniestros que puedan dañar a estructuras vecinas y afectar a toda una comunidad.

Otra de las funciones de muro es evitar la erosión hídrica del terreno, que puede ser muy agresiva en suelos con alta vegetación. En estos sectores se generan grietas en el interior del terreno y genera espacios donde se estanca el agua lluvia, que limita la estabilidad del suelo. Los muros también tienen la función de drenaje y evita que este falle por el aumento del empuje lateral por suelo húmedo y cumplen con la función de protector sísmico dado que en suelos sísmicos la tierra suele ser suelta y susceptible al movimiento lateral.

2.3.1. Tipos de muro

En este aspecto BRAJA M. DAS (2012) nombra a cuatro diferentes tipos de muros que son muros a gravedad, muros de semigravedad, muros en voladizo y muros de retención con contrafuertes.

2.3.1.1. Muros a gravedad y semigravedad

BRAJA M. DAS (2012) define a este muro desde la función que ‘‘cumple su estabilidad, depende de su propio peso y de cualquier suelo que repose sobre la mampostería. Este tipo de construcción no es económica para muros altos’’ (p.375). Estos muros se los construye de hormigón o también con mampostería de piedra. Son estructuras muy robustas, y de gran peso que evitan el volcamiento y el desplazamiento. También se utiliza cantidades pequeñas de acero que permiten disminuir las dimensiones de la estructura. Estos muros son considerados a semigravedad.

2.3.1.2. Muros en voladizo

Contienen una notoria cantidad de acero. Están diseñados en función de losas con un cuerpo delgado en comparación de los muros a gravedad y tiene una losa en la base del muro. Es económico hasta alturas de 8 metros.

2.3.1.3. Muros con contrafuertes

Según BRAJA M. DAS (2012) los define como ‘‘similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares tienen losas de concreto verticales delgadas conocidas como contrafuertes, que anclan entre sí el muro y la base’’ (p.375). Los contrafuertes en estas estructuras reducen los esfuerzos que llegan a los paneles laterales de losa y permite estructuras de mayor tamaño.

Es importante que para la realización de estos muros es necesario que el ingeniero sepa las propiedades físicas y mecánicas del suelo y pueda elegir la mejor opción para el diseño de esta estructura.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Tipos de investigación

Según Guillerma Baena (2017) ‘‘La investigación aplicada, por su parte, concentra su atención en las posibilidades concretas de llevar a la práctica las teorías generales, y destina sus esfuerzos a resolver las necesidades que se plantean la sociedad y los hombres’’ (p.18). Como se menciona en la cita anterior, esta investigación encaja en el tipo de proyecto que se pretende realizar. Se utilizará conocimientos ya establecidos en la ingeniería civil, para identificar problemas críticos que puedan presentarse al momento de realizar el diseño y darle una solución adecuada con el uso de parámetros ya establecidos en normas. Además, este tipo de investigación permite la utilización de diversas áreas de estudios y tecnologías donde se pueda conseguir un resultado más concreto y preciso.

3.2. Método

En este trabajo de titulación, se utilizará el método analítico, por lo que se iniciará con la separación todos los elementos estructurales del muro y de la vivienda, para estudiarlos independientemente y realizar un diseño adecuado a las solicitaciones de carga que estará sometido cada elemento. Además, se aplicará el método experimental para analizar la estabilidad del talud asignándole diversas cargas de construcción del muro.

3.3. Técnicas e instrumentos de investigación

Para obtener datos iniciales de diseño, se realiza extracciones de muestras del terreno de implantación de la obra, que permitirá observar las condiciones del suelo y subsuelo. Además, se utilizará programas de cálculo estructural como ‘‘SAP 2000’’ y ‘‘ETABS’’ para

realizar la modelación de los elementos estructurales y realizar su diseño apegados a la normativa vigente y bibliografía de apoyo.

3.4. Proceso técnico de ingeniería civil

Para esta investigación se iniciará con los estudios de campo donde se obtendrá información detallada del suelo. Se realizará el levantamiento topográfico para determinar el relieve del sitio de construcción, dimensiones de talud, y estructuras que se encuentre sobre el terreno. También se realizará estudios de suelos con las muestras extraídas del terreno de implantación. Esto permitirá observar la estructura el subsuelo, determinar estratos, obtener esfuerzos de cortante del suelo, cohesión, ángulo de fricción de estratos y en caso de existencia el nivel freático del suelo.

Se analizará los planos arquitectónicos de la vivienda de cuatro pisos otorgados por la familia Toapanta para posterior mente llevar a cabo el diseño estructural de la vivienda con estructura metálica, se utilizará el programa de cálculos estructurales ETABS y se seguirá las normativas de diseño propuestas por la AISC. Este paso permitirá obtener el peso total de la estructura y el esfuerzo que esta ejercerá sobre el suelo y diseñar la cimentación de la estructura.

Con los datos de diseño de la cimentación de la vivienda y los datos entregados por los estudios de suelo se realizará una modelación del talud del suelo de implantación, donde se determinará la necesidad de realizar una estructura adicional como un muro de contención que permita mantener la estabilidad del suelo.

Estos datos obtenidos de la modelación permitirán determinar el tipo de muro que se va a utilizar, escoger la mejor opción en base a la eficiencia constructiva y de costo-beneficio.

CAPITULO IV

RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS

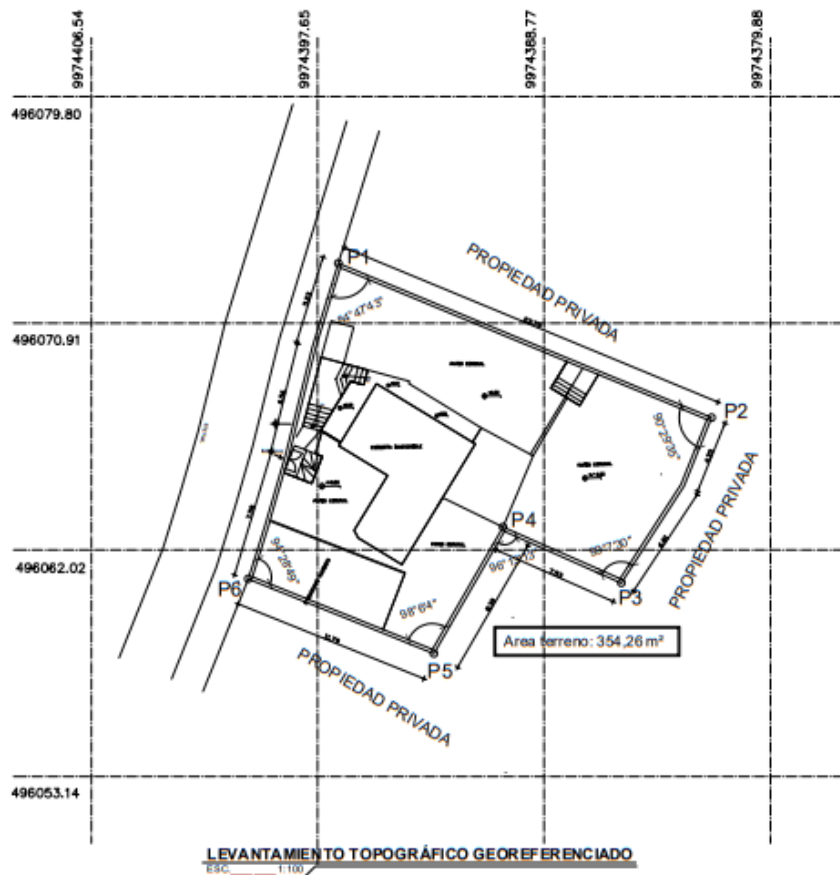
4.1. Estudio topográfico

Antes de realizar el diseño arquitectónico o estructural de la vivienda, se considera el estudio topográfico del terreno, el cual fue otorgado previamente por la familia Toapanta, donde se presenta información del terreno como la planimetría y altimetría del terreno. En escala 1:1000

Se indica a continuación el esquema topográfico del predio.

Figura 4

Levantamiento Topográfico georreferenciado del terreno.



Nota. La figura muestra las coordenadas de cada punto y sus respectivos linderos. Fuente: Arq. Mauricio Flores 2022.

Tabla 1.

Cuadro de coordenadas de la vivienda de la familia Toapanta

CUADRO DE COORDENADAS WGS 84 -TM QUITO					
VÉRTICE	LADO	DIST.	ANGULO	X	Y
P1	P1-P2	23.79	84° 47' 43''	496054.97	9974411.30
P2	P2-P3	11.14	90° 29' 35''	496076.96	9974402.22
P3	P3-P4	7.53	99° 7' 30''	496071.95	9974392.49
P4	P4-P5	8.3	96° 13' 13''	496064.76	9974395.53
P5	P5-P6	11.79	94° 28' 49''	496064.76	9974395.53
P6	P6-P1	19.38	94° 28' 49''	406049.67	9974392.73

Nota. Datos otorgados por los propietarios. Fuente: Arq. Flores 2022.

Tabla 2.

Cuadro de linderos de la vivienda de la familia Toapanta

CUADRO DE LINDEROS			
LINDERO NORTE	LINDERO SUR	LINDERO ESTE	LINDERO OESTE
En 23.79 m con la Propiedad Privada	En 19.32 m con la Propiedad Privada	En 19.44 m con la Propiedad Privada	En 19.38 m con la Calle
AREA SEGÚN MEDICIÓN			354.26 m ²

Nota. Datos otorgados por los propietarios. Fuente: Arq. Flores 2022.

4.2. Estudios de suelos

Las investigaciones necesarias para determinar los datos iniciales para el diseño de las estructuras, se las obtuvo por medio de un estudio de suelos ejecutado en colaboración del propietario del predio y cuya necesidad fue especificada en el Capítulo II. Para este fin se tomó en cuenta factores como la topografía, las áreas colindantes de construcción de la propiedad, los diseños arquitectónicos previamente aprobados y el tipo de uso que se le va a asignar a la edificación, a fin de ubicar los puntos de los sitios de perforación, que permitan obtener las características estratigráficas del suelo. Obteniéndose de esta manera 3 puntos de ensayo de SPT y con la extracción de una calicata en la base del talud, que determinará las propiedades mecánicas de la zona de proyección del muro de contención.

Es importante mencionar, que los ensayos fueron realizados por un equipo de extracción profesional contratado por el propietario, siendo los ensayos SUCS los únicos realizados por los autores. Además, se establece los alcances del estudio del suelo para el presente trabajo de titulación:

- Del ensayo SPT realizado, se obtendrá la capacidad portante del suelo y el perfil del suelo para el diseño sismorresistente, cuyos resultados finales, serán entregados por la empresa encargada del estudio geotécnico.
- Los autores del trabajo de titulación realizaron en esta investigación únicamente la clasificación SUCS del suelo extraído por el ensayo de SPT, los cuales se compartieron con el Ingeniero geotécnico para la elaboración del informe geotécnico.
- De la Calicata extraída, se realizó los ensayos de clasificación SUCS, densidad específica y ensayo triaxial.

4.2.1. Tipo de ensayo SPT según categoría de la estructura

Para determinar los tipos y la cantidad de sondeo la Guía N°6 de Geotecnia perteneciente a la NEC, solicita que se realice la clasificación de la estructura en unidades de construcción, Baja, Media, Alta y Especial. Esta clasificación se realiza por medio del peso preliminar de la estructura y el número de pisos.

Para este caso específico los planos arquitectónicos muestran 3 niveles de construcción desde la primera plataforma, la carga máxima de servicio que llega a la columna es de 458.75 kN, lo que lo categoriza según la Norma NEC-SE-CG como una unidad de construcción “BAJA”.

Figura 5

Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4 000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4 001 y 8 000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8 000

Nota. En esta figura se encuentran los tipos de unidades de construcción clasificados en función del número de pisos y la carga máxima de servicio. Fuente: MIDUVI, (2016).

Figura 6

Tipo de exploración subterránea aplicada a cada tipo de unidad de construcción

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Nota. Se establece el número de sondeos y su profundidad mínima. Elaborado por:

MIDUVI, (2016)

Por tanto, se establece que en la categoría de construcción baja se deben realizar un mínimo de 3 sondeos a una profundidad de 6m. En la siguiente tabla se presentan la ubicación y cotas de los sondeos.

Tabla 3.

Ubicación de sondeos realizados

SPT	COORDENADAS		COTA (msnm)	PROF. (m)	NORMA REFERENCIA
	ESTE	NORTE			
SPT - 01	774323.3	9974387.25	3016	6	ASTM
SPT - 02	774339.55	9974394.95	3013	6	D1586-67
SPT - 03	774343.94	9974398.38	3013	6	

Nota. En esta tabla se presenta las coordenadas en sistema UTM de los sondeos realizados, la cota sobre el nivel del mar, la profundidad del sondeo y la norma utilizada. Elaborado por: Los Autores.

4.2.1.1. Resultados de capacidad portante de SPT

De las extracciones obtenidas, se obtuvo la clasificación SUCS y Límites de Atterberg, ensayos que realizaron los autores del presente Trabajo de Titulación en los laboratorios de la Universidad Politécnica Salesiana. En la siguiente tabla se presentan los datos resumidos obtenidos de estos procedimientos. Los cálculos y gráficos pertenecientes a este ensayo serán presentados en la sección de Anexos.

Tabla 4.

Numero de golpes realizados en el ensayo SPT por cada metro de sondeo

NÚMERO DE GOLPES OBTENIDOS POR			
ENSAYO SPT			
PROF. m	SPT - 01	SPT - 02	SPT - 03
0.00 - 1.00	3	6	3
1.00 - 2.00	6	9	7
2.00 - 3.00	10	9	9
3.00 - 4.00	6	15	12
4.00 - 5.00	8	18	20
5.00 - 6.00	14	29	26

Elaborado por: Los Autores.

Tabla 5.

Clasificación SUCS, contenido de humedad y límites de Atterberg obtenidos en el primer sondeo

SPT - 01					
PROF. m	Contenido de humedad (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad	Clasificación SUCS
0.00 - 1.00	22.796	28.150	25.269	2.881	ML
1.00 - 2.00	22.796	21.690	17.888	3.802	ML
2.00 - 3.00	24.416	30.600	23.185	7.415	ML
3.00 - 4.00	33.597	37.260	25.339	11.921	ML
4.00 - 5.00	30.150	33.757	24.594	9.163	ML
5.00 - 6.00	31.151	33.740	24.539	9.201	ML

Nota. Tabla de resumen de la clasificación SUCS del suelo de cada metro de perforación pertenecientes al primer sondeo. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 6.

Clasificación SUCS, contenido de humedad y límites de Atterberg obtenidos en el segundo sondeo

SPT - 02					
PROF. m	Contenido de humedad (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad	Clasificación SUCS
0.00 - 1.00	24.196	29.296	22.792	6.504	ML

1.00 - 2.00	23.680	35.180	24.266	10.913	ML
2.00 - 3.00	25.172	30.600	23.278	7.322	ML
3.00 - 4.00	25.826	32.004	23.485	8.519	ML
4.00 - 5.00	23.986	33.757	24.159	9.598	ML
5.00 - 6.00	31.151	33.740	23.944	9.796	ML

Nota. Tabla de resumen de la clasificación SUCS del suelo de cada metro de perforación pertenecientes al segundo sondeo. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 7.

Clasificación SUCS, contenido de humedad y límites de Atterberg obtenidos en el segundo sondeo

SPT - 03					
PROF. m	Contenido de humedad (%)	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice de Plasticidad	Clasificación SUCS
0.00 - 1.00	24.079	29.296	23.504	5.792	ML
1.00 - 2.00	25.686	35.148	24.374	10.774	ML
2.00 - 3.00	24.461	30.360	23.193	7.167	ML
3.00 - 4.00	25.141	32.840	24.147	8.693	ML
4.00 - 5.00	23.340	31.773	23.492	8.281	ML
5.00 - 6.00	30.976	31.010	23.218	7.792	ML

Nota. Tabla de resumen de la clasificación SUCS del suelo de cada metro de perforación pertenecientes al segundo sondeo. Elaborado por: Los Autores.

4.2.2. Ensayo triaxial

Uno de los ensayos iniciales necesarios para el diseño del muro es el ensayo triaxial, que permite relacionar los esfuerzos normales y de corte, para obtener los parámetros de resistencia al corte y deformaciones que se producen en el suelo, al someterlo a distintos esfuerzos de confinamiento y de corte.

Para este ensayo, se inicia con la extracción muestras cilíndricas de la calicata obtenida del terreno, cuyas medidas deben cumplir con la relación de que la altura del cilindro de muestra debe ser 2 veces la medida del radio. Se introduce la muestra en una célula de pared transparente, colocada dentro de membranas de látex que va sujeta a los cabezales sobre los que se apoyan la probeta. Además, entre los cabezales y la muestra se introducen 2 piedras porosas que permiten el drenaje del suelo.

Luego de preparar la muestra, para simular el confinamiento del suelo, se ejerce una presión hidrostática con fluido que por lo general es agua hasta llenar la celda consiguiendo que los esfuerzos σ_2 y σ_3 permanezcan constantes. Se aplica un esfuerzo inicial σ_3 en la base del cilindro, para conseguir el confinamiento en todos los ejes de giro. Se procede a aplicar un esfuerzo desviador $\Delta\sigma$ en la base del cilindro hasta llegar a su rotura. En este proceso se puede medir los esfuerzos axiales producidos y medir la deformación de la muestra cilíndrica.

En este ensayo se maneja la norma ASTM D2850-95 “Método Estándar De Prueba De Compresión Triaxial En Suelos Cohesivos No Consolidados No Drenados”.

4.2.2.1. Resumen de cálculos obtenidos

Para este se realizó el cálculo de la probeta N 1 que se tiene las siguientes

características

Tabla 8.

Datos de muestra probeta N°1

DATOS DE MUESTRA		
Masa	g	825.910
Volumen	cm ³	476.345
Densidad	g/cm ³	1.734
Altura(H)	cm	14.180
Diámetro 1	cm	6.730
Diámetro 2	cm	6.540
Diámetro 3	cm	6.350
D Promedio	cm	6.540
Área	cm ²	33.593

Nota. Esta tabla se encuentran las características físicas de la probeta de suelo. Elaborado por: Los autores.

Del ensayo Triaxial se obtuvo valor de cargas asignadas con respecto al valor del desplazamiento de la muestra expresados en la siguiente tabla.

Tabla 9.

Tabla de resumen de cálculo de esfuerzo-deformación de Probeta N°1

DESPLAZAMIENTO	PRESIÓN	FUERZA (N)	DEFORMACIÓN EN % E	ÁREA		
	DE CAPSULA			CORREGIDA (mm ²)	ESFUERZO (N/mm ²)	ESFUERZO (KN/m ²)
0.000	25.200	0.000	0.000	3359.274	0.000	0.000
0.150	25.200	47.700	0.001	3362.831	0.014	14.184
0.300	25.200	120.300	0.002	3366.396	0.036	35.736
0.500	25.200	212.700	0.004	3371.161	0.063	63.094
0.750	25.200	337.500	0.005	3377.136	0.100	99.937
1.000	25.200	429.600	0.007	3383.132	0.127	126.983
1.250	25.200	501.000	0.009	3389.150	0.148	147.825
1.500	25.200	532.800	0.011	3395.189	0.157	156.928
1.750	25.200	499.200	0.012	3401.250	0.147	146.770
2.000	25.200	436.200	0.014	3407.332	0.128	128.018
2.250	25.200	382.200	0.016	3413.436	0.112	111.969
2.500	25.200	346.200	0.018	3419.562	0.101	101.241
2.750	25.200	326.400	0.019	3425.710	0.095	95.280
3.000	25.200	309.300	0.021	3431.880	0.090	90.126
3.500	25.200	282.900	0.025	3444.288	0.082	82.136
4.000	25.200	273.600	0.028	3456.785	0.079	79.149
4.500	25.200	265.500	0.032	3469.374	0.077	76.527
5.000	25.200	261.600	0.035	3482.054	0.075	75.128

Nota. Se presentan las etapas de calculo que incluye cálculo de deformaciones unitarias y

corrección de áreas para obtener esfuerzos en kPa. Elabora por: Los autores.

4.2.2.2.1. La deformación unitaria (ϵ):

$$\epsilon = \frac{\Delta h}{H} = \frac{0,15 \text{ mm}}{141.8 \text{ mm}} = 0,001$$

4.2.2.2.2. Área corregida:

$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon} = \frac{3359.3 \text{ mm}^2}{1 - 0,001} = 3362.831 \text{ mm}^2$$

4.2.2.2.3. Esfuerzo (σ)

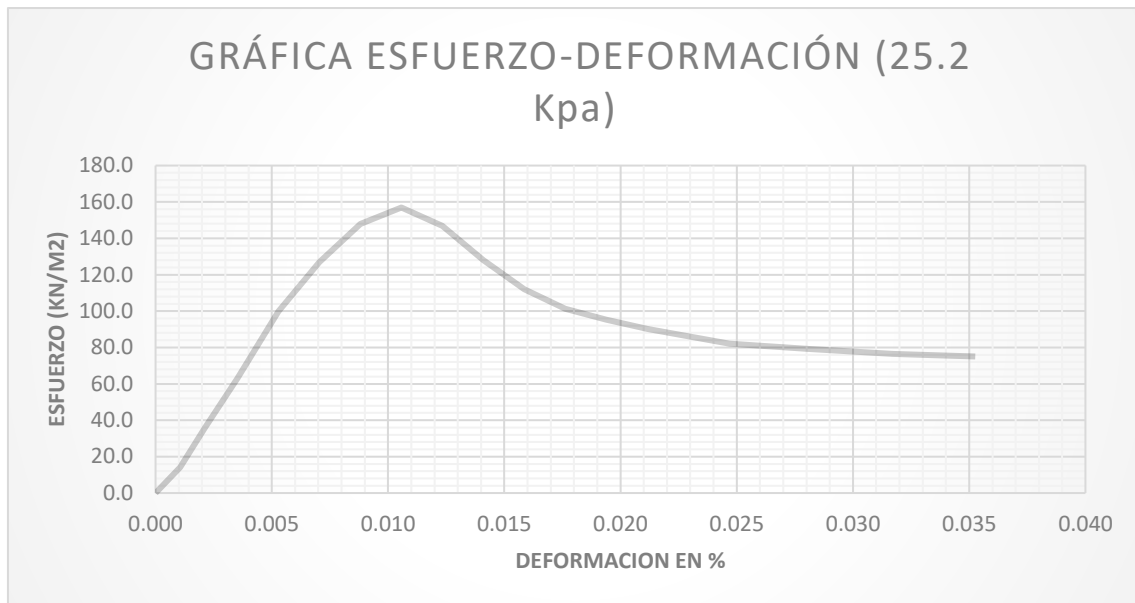
$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{47.70 \text{ N}}{3362.831 \text{ mm}^2} = 0.047 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * \frac{(1000 \text{ mm})^2}{(1 \text{ m})^2} * \frac{1 \text{ KN}}{1000 \text{ N}} = 14.184 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

4.2.2.2. Gráficas Esfuerzo-Deformación:

Una vez demostrado la obtención de los resultados graficamos las siguientes curvas para cada muestra.

Figura 7

Grafica de esfuerzo- deformación pertenecientes a probeta N°1



Nota. Gráfica de esfuerzo – deformación perteneciente a un esfuerzo menor δ_3 de 25 kPa.

Elaborado por: Los autores.

Para esta Probeta con un $\delta_3 = 25.2$ kPa se obtuvo un $\Delta \delta = 523.093$ kPa por lo tanto:

$$\delta_1 = \delta_3 + \Delta \delta$$

$$\delta_1 = 25.2 \text{ Kpa} + 523.093 \text{ Kpa}$$

$$\delta_1 = 523.093 \text{ Kpa}$$

Radio:

$$\delta_r = \frac{\Delta \delta}{2}$$

$$\delta_r = \frac{523.093 \text{ Kpa}}{2} = 261.547 \text{ Kpa}$$

Centro:

$$\delta_{cent.} = \delta_3 + \frac{\Delta \delta}{2}$$

$$\delta_{cent.} = 25.2 \text{ Kpa} + \frac{523.093 \text{ Kpa}}{2} = 286.747 \text{ Kpa}$$

Este cálculo se aplicó al resto de probetas y los resultados se pueden encontrar en Anexo 2. Por lo tanto, se obtuvo la siguiente tabla de cálculo

Tabla 10.

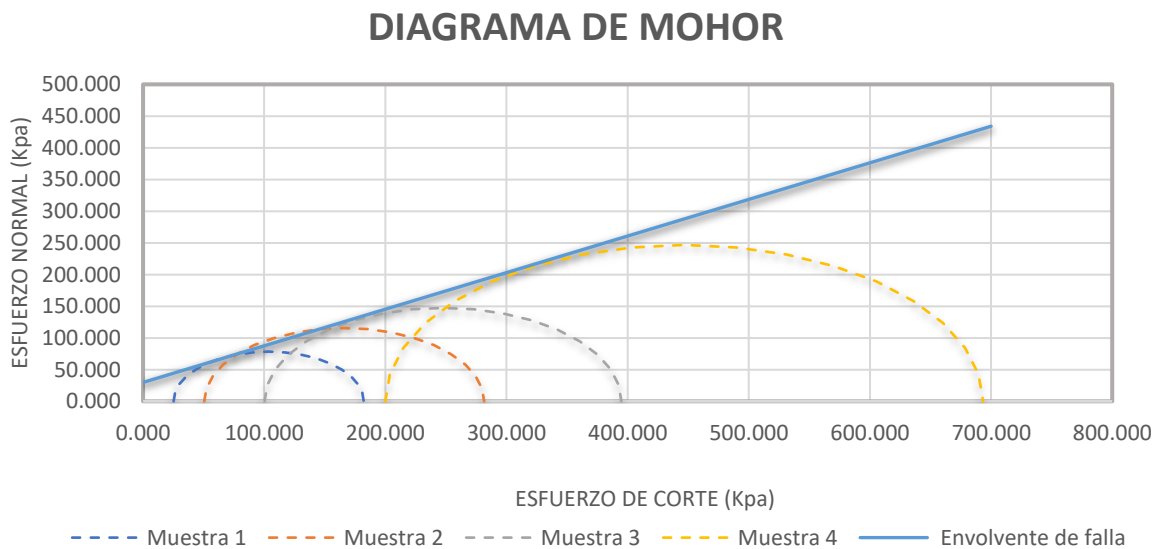
Tabla de resumen de esfuerzos resultantes obtenidos en probetas

DATOS DE MUESTRAS				
	1	2	3	4
σ_1	182.128	281.538	394.800	693.389
σ_3	25.200	50.500	100.300	200.000
Radio	78.464	115.519	147.250	246.695
Centro	103.664	166.019	247.550	446.695

Nota. Se presentan los esfuerzo menores y mayores en kPa además se realiza el cálculo del radio y el centro para realizar el trazo de círculos de Mohor. Elaborado por: Los Autores.

Figura 8

Círculos de Mohor obtenidos de los ensayos de probetas



Nota. Se representa los cuatro círculos de Mohor de las probetas ensayadas y la envolvente

de falla que permitirá obtener los valores de Cohesión y Ángulo de Fricción del suelo.

Elaborado por: Los autores.

Tabla 11.

Valores de Cohesión y ángulo de fricción

Envolvente de falla	
$\tau = c + \sigma \tan \phi$	
C	29.8
ϕ	30

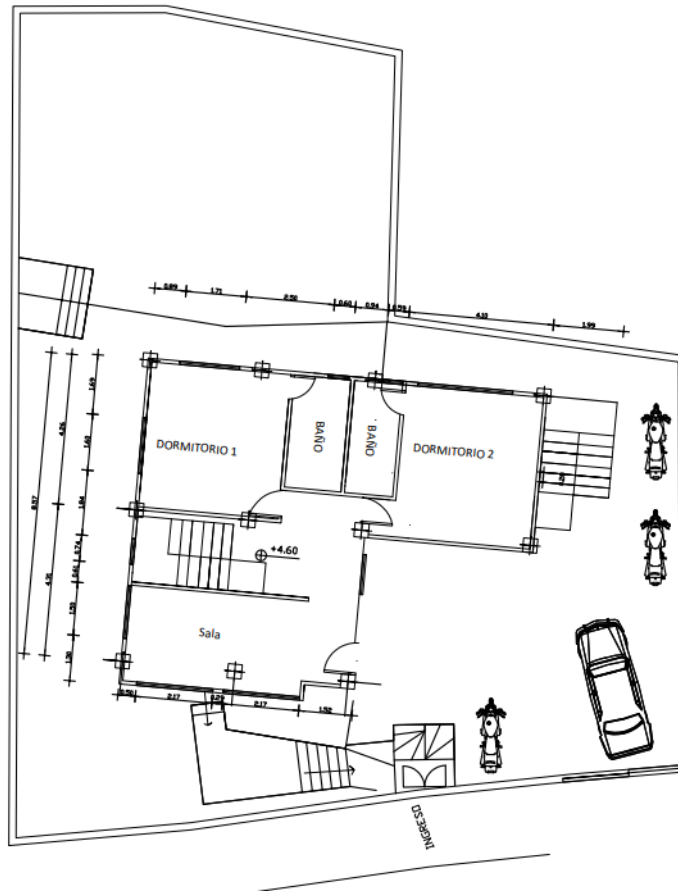
Nota. se presenta la fórmula de envolvente de falla y los valores de cohesión y ángulo de fricción del suelo. Elaborado por: los Autores.

CAPITULO V

DISEÑO DE VIVIENDA

5.1. Descripción arquitectónica

Con el estudio de los planos arquitectónicos otorgados por los propietarios, el proyecto consta de 3 plantas desde el nivel de superficie con una altura libre de 2.4m y una planta adicional correspondiente al subsuelo generado por el perfil irregular del terreno, esta estructura será destinada para vivienda multifamiliar. El diseño consta 4 ejes horizontales y 3 ejes verticales. Se propone una altura de edificación de 10.4m.

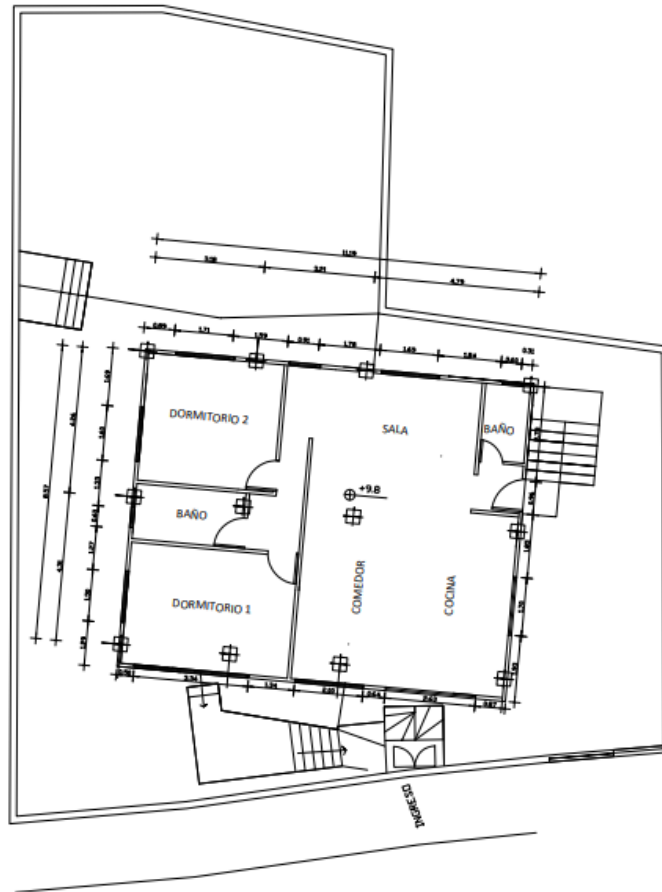


Nota. La figura muestra la distribución de espacios y la ubicación de la misma. Elaborado por:
 Fuente: Arq. Mauricio Flores 2022.

El tercer y cuarto nivel son departamentos independientes que cuentan con una arquitectura completa, donde cuentan con dos dormitorios, sala, baño, cocina y comedor.

Figura 11

Plano Arquitectónico en planta de los niveles +7.2 y +9.8



Nota. La figura muestra la distribución de espacios y la ubicación de la misma. Elaborado por:
Los autores.

En el siguiente gráfico, se puede observar las cuatro vistas de la vivienda proyectada, frontal, posterior, lateral derecha y lateral izquierda.

Figura 12

Fachadas frontales, posterior y laterales de la edificación.



Nota. La figura muestra las diferentes vistas de la residencia Toapanta. Elaborado por: Los autores.

5.2. Descripción del proyecto estructural

En el presente Trabajo de Titulación se diseñará la residencia como una estructura metálica, compuesto por un sistema de pórticos espaciales resistentes a momentos, conformados por columnas y vigas metálicas de acero laminado en caliente, el cual es cortado con la forma y dimensión deseada, para evitar pandeos locales y son adecuados para diseñar elementos sismorresistentes. Además, se evaluará por medio de requerimientos sísmicos el uso de rigidizadores. Los cimientos de la estructura serán proyectados por zapatas aisladas unidas por medio de cadenas de amarre.

Para observar el comportamiento de los materiales y elementos estructurales, se realizará un diseño sísmico dinámico tridimensional de la estructura que permita incorporar restricciones de desplazamiento, efectos de torción, rigidez mínima necesaria. De esta manera

se determinará las secciones de elementos correctas para garantizar el buen comportamiento de la estructura ante un episodio sísmico, por medio del programa computarizado ETABS y siguiendo los requerimientos que se expresan en la norma PELIGRO SÍSMICO NEC_SE_DS.

5.2.1. Uso de edificación

Esta estructura está destinada a vivienda multifamiliar y por esta razón al seguir la normativa NEC-SE-CG Cargas sección 4.2 se utilizará la carga viva para el análisis de la estructura de 2 kN/m².

Figura 13

Determinación de carga viva según la ocupación de la estructura

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Pacios y terrazas peatonales	4.80	
Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm ²)		1.40
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

Nota. Figura extraída de NEC Peligro Sísmico (MIDUVI, 2015).

5.2.2. Estudios de suelos

Para la profundidad de desplante se optó por 2m, que permite una capacidad de carga con dimensiones 2m x 2m de cimentación de 6,48 t/m². Además, con el estudio del suelo se obtuvo un perfil de suelo tipo D para diseño sísmico. Estos datos se encuentran en el Anexo 1, perteneciente al informe geotécnico.

5.2.3. Cargas de diseño

Para este diseño estructural se utilizará cargas acordes al tipo de uso de la estructura por lo que, se tomarán en cuenta: peso de mampostería, instalaciones, enlucidos y masillados, y cerámica. en conformidad con los lineamientos de la NEC – 2015.

Tabla 12.

Sobrecargas que se aplicarán en losas para el diseño de la estructura

Sobrecargas muertas utilizadas		
Mampostería	200	kg/m ²
Enlucido y masillado	66	kg/m ²
Instalaciones	20	kg/m ²
Acabados de piso	36.71	kg/m ²
Total	322.71	kg/m ²

Nota. Estas sobrecargas muertas se adicionarán al peso propio de los elementos para obtener el periodo fundamental de la estructura y el correcto diseño de los elementos estructurales.

Elaborado por: Los Autores

También se toma en cuenta en la losa de cubierta de la estructura una carga de granizo.

Para este parámetro la NEC Cargas No Sísmicas argumenta que:

“En los sitios donde sea necesario considerar la carga de granizo, se adicionará una sobrecarga de 1.0 kN/m² en las áreas de los aleros, en un ancho del 10% de la luz libre, medido desde el borde hacia el apoyo y no menor a 1000 mm. (MIDUVI, 2014, p.37)

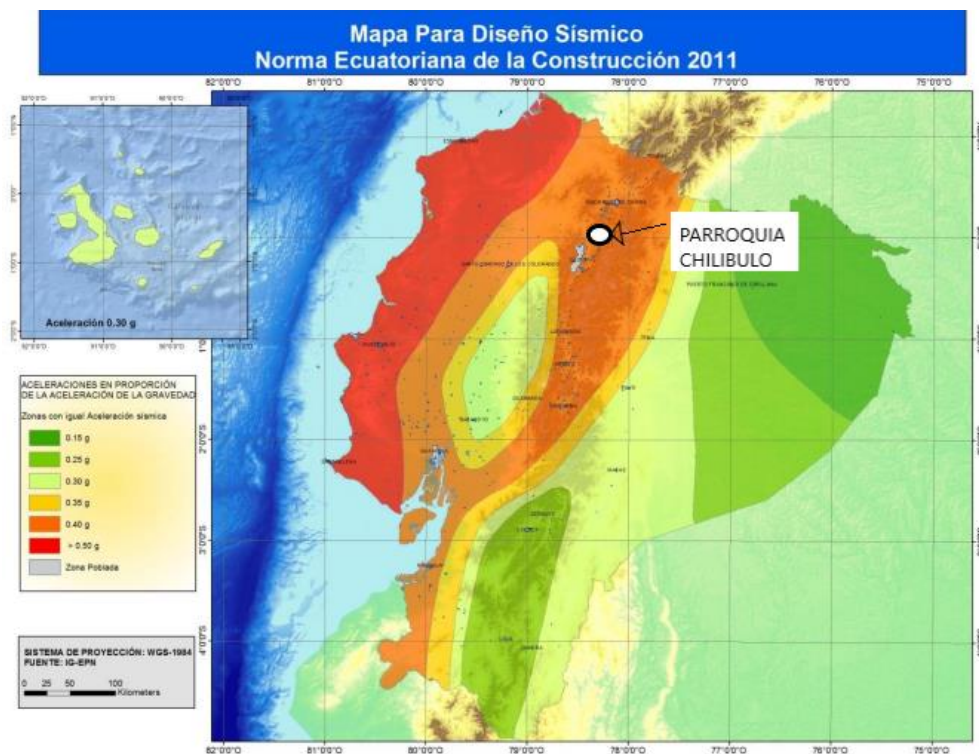
Por la tanto en la estructura de diseño se tiene una luz 4.8 m por lo que se asume una carga de 50 kgf/m².

5.2.4. Determinación de cargas sísmica

El proyecto se encuentra ubicado en el Barrio Jesús Del Gran Poder, Parroquia Chilibulo, Cantón Quito, Provincia de Pichincha, al tomar en cuenta la Norma Ecuatoriana de la Construcción de la Construcción, se establecen que este proyecto está ubicado en Zona Sísmica Alta.

Figura 14

Mapa del territorio ecuatoriano para diseño sísmico



Nota. Este grafico representa la ubicación zonas sísmicas que están presentes en el territorio ecuatoriano. Fuente: (MIDUVI, 2015).

Esta zonificación permite obtener los parámetros F_a , F_d , F_s , que son importantes para dar forma al espectro de diseño de aceleraciones presentado en la NEC. También es importante identificar el perfil sísmico del suelo. En los análisis de SPT presentes en el Anexo 1, se demostró que para el presente proyecto se tiene un perfil tipo D. por esta razón se presenta los

siguientes datos:

Tabla 13.

Tabla de resumen de factores sísmicos

Zonificación y parámetros del suelo		
Zona Sísmica	Caracterización del peligro sísmico	Factor Z
V	Alta	0.4
Factor de sitio	Suelo	Factor
Fa	D	1.2
Fd	D	1.19
Fs	D	1.28
Relación de amplificación espectral	Región Sierra	2.48

Nota. Los factores Fa, Fd, Fs se obtuvo en base a las tablas de la NEC Peligro Sísmico, con la utilización el tipo de suelo y la zona sísmica. Elaborado por: Los Autores.

5.2.5. Periodo de vibración

También la norma solicita que se realice un cálculo empírico aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura. Para obtener este valor, se considera características como el material de los elementos estructurales, la altura de la edificación y la existencia de rigidizadores o muros de corte que colaboren con la rigidez de la estructura. Se utilizaron las tablas proporcionadas por la NEC se obtiene los siguientes valores:

Figura 15

Factores de cálculo del periodo de vibración

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Alternativamente, para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural (con $\alpha = 1$):

Nota. Para el análisis sísmico se utiliza factores pertenecientes a una estructura de acero sin arriostramientos. Fuente: MIDUVI, 2015.

Se sabe que la estructura tendrá una altura de 10.6m y para encontrar el periodo de vibración se remplazaran estos datos en la siguiente ecuación

$$T_a = Ct^{hn*\alpha}$$

$$T_a = 0.469 \text{ seg}$$

Con estas condiciones se puede obtener la aceleración S_a que se ejercerá sobre esta estructura.

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 0.698 \text{ seg}$$

Para $0 \leq T_a \leq T_c$, se utiliza la siguiente ecuación;

$$S_a = \mu * Z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * g * 1.2 = 1.19g$$

5.2.6. Determinación del coeficiente basal (E)

Para la obtención de este coeficiente es importante establecer los siguientes factores

5.2.6.1. Determinación de los Factores de Importancia.

Este es un factor de mayoración de cargas que se le aplica a la estructura dependiendo de su uso. Para la edificación estudiada se ubicará en la sección “Otras estructuras”, pues al ser destinada para vivienda multifamiliar.

Figura 16

Tipo de uso e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Nota. Figura extraída de la NEC Peligro Sísmico (MIDUVI, 2015).

5.2.6.2. Determinación de los Factores de Reducción de Respuesta Estructural

Es un factor de reducción de fuerzas sísmicas de diseño siempre que se realice un adecuado detallamiento de diseño de los elementos estructurales, que permitan generar mecanismo de falla previsible y que la estructura tenga una adecuada ductilidad para que la estructura tenga un comportamiento adecuado ante un sismo.

Figura 17

Coeficientes de reducción de respuesta para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles		R
Sistemas Duales		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).		8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.		8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).		8

Nota. Figura extraída de NEC Peligro Sísmico (MIDUVI, 2015).

5.2.6.3. Coeficiente de Irregularidad Penalizada en Elevación

Es un coeficiente de penalización sísmica que se le aplica a una estructura cuando existe una variación de rigidez entre pisos. Para el caso de análisis se tiene una variación de dimensiones de planta.

Figura 18

Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_v = 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota. Figura extraída de NEC Peligro Sísmico (MIDUVI, 2015).

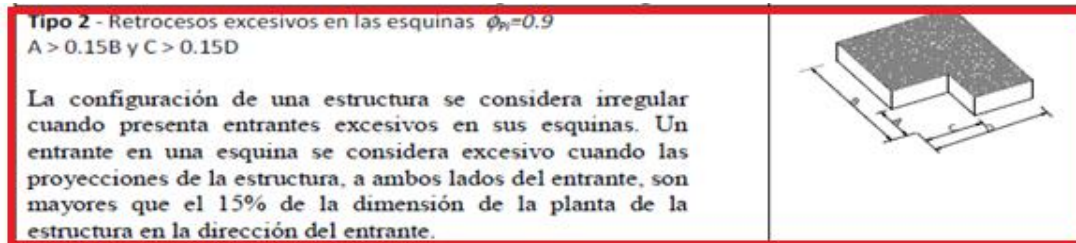
5.2.6.4. Coeficiente de Irregularidad Penalizada en Planta

Este coeficiente penaliza a estructuras que tengan plantas irregulares donde exista una variación entre el centro de masa y el centro de rigidez que puedan generar torsión en la

estructura. Para la estructura de análisis se consideró usar la irregularidad tipo 2.

Figura 19

Coefficientes de irregularidad en elevación



Nota. Figura extraída de NEC Peligro Sísmico (MIDUVI, 2015).

Tabla 14.

Tabla de resumen de factores de cálculo de coeficiente basal.

Factores de cálculo de coeficientes basal	
Aceleración espectral	1.19g
Factores de Importancia	1
Factores de reducción de respuesta	8
Coefficiente de irregularidad elevación	0.9
Coefficiente de irregularidad planta	0.9

Nota. Valores escogidos en base a las tablas de la NEC Peligro Sísmico. Elaborado por: Los Autores.

Estos valores serán remplazados en la fórmula del coeficiente basal

$$E_{basal} = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E}$$

$$E_{basal} = \frac{1 * 1.19}{8 * 0.9 * 0.9} = 0.1837$$

5.2.7. Espectro sísmico de diseño

Para la realización del espectro de diseño se utiliza las fórmulas de variación de la aceleración espectral $S_a(t)$ en función del tiempo de vibración de la estructura y los factores de cálculo del coeficiente basal antes ya encontrados.

Tabla 15.

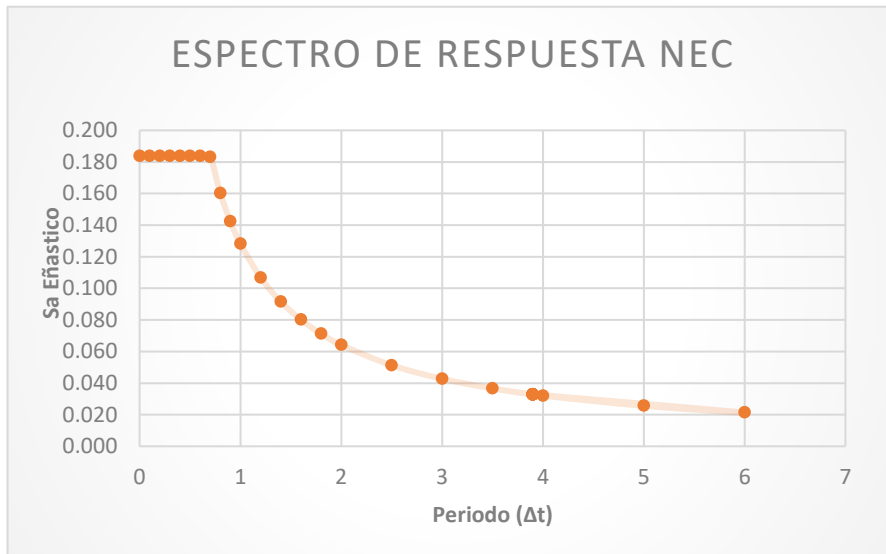
Tabla de diseño de Espectro sísmico de diseño.

Δt (seg)	Sa Elástico (g)
0	0.184
0.1	0.184
0.2	0.184
0.3	0.184
0.4	0.184
0.5	0.184
0.6	0.184
0.7	0.183
0.8	0.160
0.9	0.142
1	0.128
1.2	0.107
1.4	0.092
1.6	0.080
1.8	0.071
2	0.064
2.5	0.051
3	0.043
3.5	0.037

Elaborada por: Los autores.

Figura 20

Gráfico de Espectro sísmico de diseño



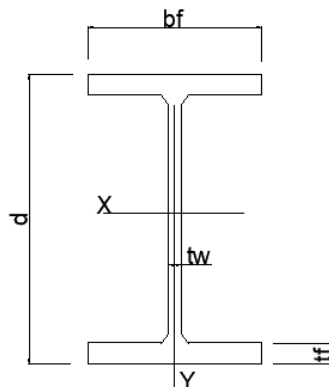
Elaborado por: Por los autores.

5.2.8. Diseño de las vigas

Para el diseño de las vigas, se calcularon las vigas principales y las vigas secundarias también conocidas como viguetas, debido a la facilidad del constructor, solo se diseña para los elementos más críticos y que están sometidos a mayor carga, y con la mayor área tributaria.

Figura 21

Perfil de viga Tipo I



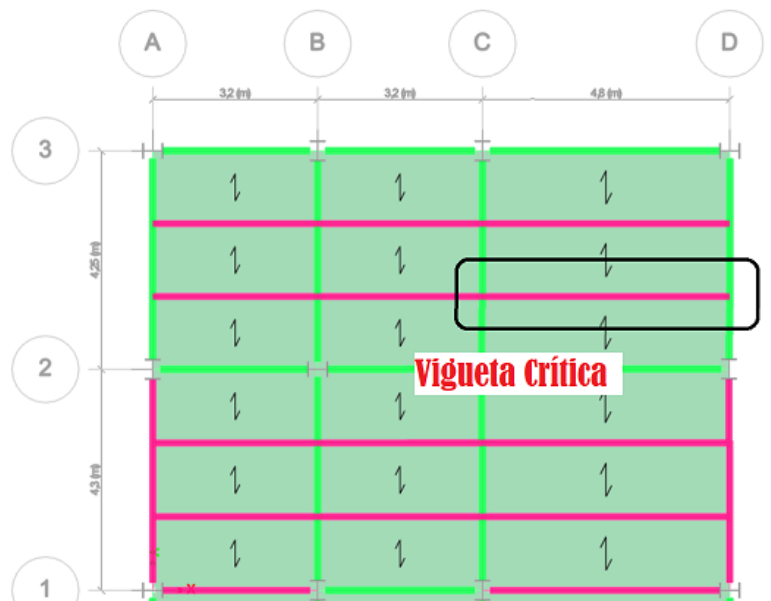
Nota. La figura muestra las variables usadas en los cálculos. Elaborado por: Los autores

5.2.8.1. Diseño de viga secundaria

Se calcula la vigueta con más área tributaria, en este caso se analizará la vigueta ubicada entre el eje 2-3, C-D, considerada la más crítica con una longitud de 4,8 metros. Las viguetas transmitirán sus cargas a las vigas principales.

Figura 22

Ubicación de la vigueta crítica.



Elaborado por: Los autores

Se realiza el análisis estático de la vigueta ubicada en el eje C-D, con las cargas de la tabla 11, los datos para el desarrollo son los siguientes.

$$L := 4.8 \text{ m}$$

$$CM := 322.71 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$CV := 203.943 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Fy := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Napoyos} := 1$$

$$\gamma_a := 7860 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

La sección propuesta de la vigueta es un IPE 220, valores obtenidos del catálogo de Importa aceros.

$$t_w := 5.9 \text{ mm}$$

$$b_f := 110 \text{ mm}$$

$$t_f := 9.0 \text{ mm}$$

$$d := 220 \text{ mm}$$

Se procede a calcular la carga lineal mayorada.

$$ss1 := \frac{4.25}{3} \text{ m} = 1.417 \text{ m}$$

$$q := 1.2 \cdot (\text{CM} \cdot ss1) + 1.6 \cdot \text{CV} \cdot ss1$$

$$q = 1010.878 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Se determina la longitud no arriostrada, el momento y cortante máximo considerando que es un elemento no arriostrado.

$$L_b := \frac{L}{\text{Napoyos} + 1} = 2.4 \text{ m}$$

$$M_n := \frac{q \cdot L_b^2}{8} = 0.728 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_1 := \frac{q \cdot L}{2} = 2.426 \text{ tonnef}$$

El factor de gradiente de momentos C_b , considera MB, MC y MA en el tramo de la mitad, tres cuartos y al cuarto de la longitud no arriostrada.

$$x_A := \frac{L}{4} = 1.2 \text{ m}$$

$$M_A := V_1 \cdot x_A - \frac{q \cdot x_A^2}{2} = 2.183 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x_B := \frac{L}{2} = 2.4 \text{ m}$$

$$M_B := V_1 \cdot x_B - \frac{q \cdot x_B^2}{2} = 2.911 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x_C := \frac{3 \cdot L}{4} = 3.6 \text{ m}$$

$$M_C := V_1 \cdot x_C - \frac{q \cdot x_C^2}{2} = 2.183 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$C_b := \frac{12.5 \text{ abs}(M_n)}{2.5 \cdot \text{abs}(M_n) + 3 \text{ abs}(M_A) + 4 \cdot \text{abs}(M_B) + 3 \cdot \text{abs}(M_C)} = 0.342$$

Se determina las propiedades de la sección propuesta como son, el área (A_g), las inercias ($I_{x,y}$), el módulo plástico ($Z_{x,y}$), y el módulo elástico ($S_{x,y}$).

$$h := d - 2 \cdot t_f = 202 \text{ mm}$$

$$A_g := 2 \cdot b_f \cdot t_f + (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 3171.8 \text{ mm}^2$$

$$I_x := 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + (b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{h + t_f}{2} \right)^2 \right) + \frac{t_w \cdot (h)^3}{12} = 2610.378 \text{ cm}^4$$

$$I_y := 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + \frac{t_w^3 \cdot (h)}{12} = 199.996 \text{ cm}^4$$

$$r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 9.072 \text{ cm}$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 2.511 \text{ cm}$$

$$Z_x := 2 \left(b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h + t_f}{2} \right) + t_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(\frac{h}{4} \right) \right) = 269.076 \text{ cm}^3$$

$$Z_y := 2 \left(2 \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{2} \cdot \frac{b_f}{4} + h \cdot \frac{t_w}{2} \cdot \frac{t_w}{4} \right) = 56.208 \text{ cm}^3$$

$$EN := \frac{(tf \cdot bf) \cdot \left(\frac{tf}{2} + h + tf\right) + (tw \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} + tf\right) + (tf \cdot bf) \cdot \left(\frac{tf}{2}\right)}{Ag} = 11 \text{ cm}$$

$$S_x := \frac{I_x}{EN} = 237.307 \text{ cm}^3$$

$$S_y := \frac{I_y}{EN} = 18.181 \text{ cm}^3$$

Se analiza la relación ancho- espesor para diferenciar secciones compactas, no compactas, o esbeltas. Se usan las fórmulas de la norma Aisc 360-16, para una sección simétrica tipo I sometida a flexión.

Se define el coeficiente de esbeltez K_c y la magnitud de la tensión respecto a la flexión FL .

$$K_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = 0.684$$

$$FL := 0.7 \cdot F_y = 1771.735 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Los límites de ancho espesor para la sección son los que continúan.

Para la sección:

$$\lambda_{fp} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.95$$

$$\lambda_{fr} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_c}{FL}} = 27.04$$

Para el patín:

$$\lambda_f := \frac{0.5 \cdot bf}{tf}$$

$$\lambda_{f'} := \frac{0.5 \cdot bf}{tf}$$

Para el alma:

$$\lambda_w := \frac{h}{t_w} = 34.237$$

$$\lambda_{wp} := 3.36 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 96.783$$

$$\lambda_{wr} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 164.185$$

Se comprueba que la sección, el patín y el alma son compactos debido a que cumplen con la siguiente condición.

$$\lambda_w < \lambda_{wp} \wedge \lambda_f < \lambda_{fp}$$

$$\lambda_f < \lambda_{fp}$$

$$\lambda_w < \lambda_{wp}$$

El momento flector plástico es:

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 6.81 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Para hallar el estado límite de Pandeo Lateral Torsional es necesario hallar la constante de deformación C_w , y la constante de torsión J , para luego obtener la longitud límite no arriostrada lateralmente L_r .

$$h_o := d - t_f = 21.1 \text{ cm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} = (2.226 \cdot 10^4) \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 2.982 \text{ cm}$$

$c := 1$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h_o \cdot t_w^3) = 6.79 \text{ cm}^4$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 432.328 \text{ cm}$$

Una vez que se conocen las longitudes L_p , L_r y L_b , se relacionan para saber en qué estado límite de pandeo lateral se encuentra el elemento, como se puede notar cumple la condición $L_p < L_b < L_r$, por lo que se encuentra en la zona inelástica.

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 127.3 \text{ cm}$$

$$L_r = 432.328 \text{ cm}$$

$$L_b = 2.4 \text{ m}$$

El Momento Nominal es:

$$M_n' := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot S_x}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 3.375 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Para el momento de diseño a flexión, se utiliza el mínimo entre el momento nominal y el momento flector plástico.

$$\phi_b := 0.9$$

$$M_n := \min(M_p, M_n') = 3.375 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{nxx} := \phi_b \cdot M_n = 3.038 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se determina la fluencia M_p , donde se usa la fórmula $1.6 \cdot F_y \cdot S_y$, por la condición $M_p \geq 1.6 \cdot F_y \cdot S_y$, como resultado el pandeo local del patín es:

$$M_{py} := 1.6 \cdot F_y \cdot S_y = 0.736 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se determina el pandeo local del patín, donde $\lambda_f \leq \lambda_{fp}$ por lo tanto se usa el mismo momento M_{py} .

El momento de diseño en el eje débil es:

$$M_{nyy} := M_{py} = 0.736 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{nyy} := \phi_b \cdot M_{nyy} = 0.663 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

El criterio de relación columna fuerte-viga débil, se cumple al demostrar la relación demanda capacidad es menor a 1.

$$M_{ry} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

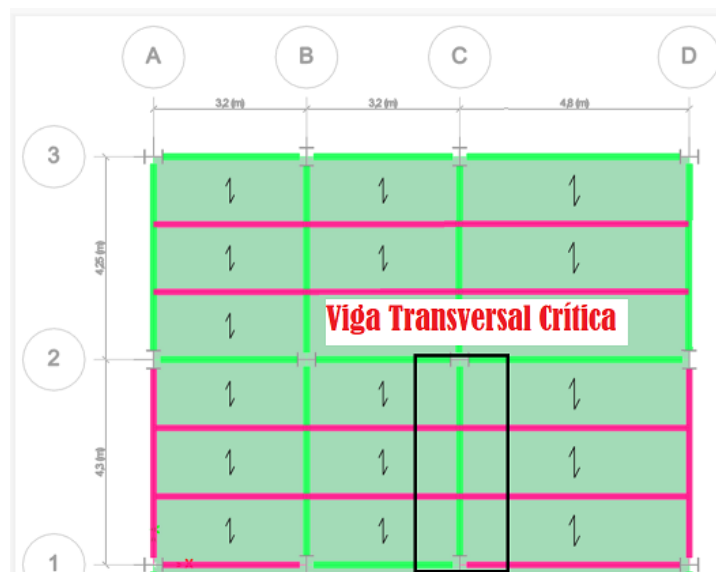
$$\frac{M_{rx}}{\phi M_{nxx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{nyy}} = 0.96$$

5.2.8.2. Diseño de viga principal

Se procede a calcular la viga principal con más área tributaria, en este caso se analizará para la viga transversal en el eje C, 1-2, con una longitud de 4,3 metros.

Figura 23

Ubicación de la viga transversal crítica



Elaborado por: Los autores

Los dos elementos estructurales estarán ubicados sobre las columnas cuya función es soportar las viguetas y la losa deck principalmente, y por consiguiente resistirá las cargas aplicadas de forma lateral a sus ejes.

La sección propuesta para la viga es una sección IPE 220.

$$t_w := 5.9 \text{ mm}$$

$$b_f := 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$$

$$d := 220 \text{ mm}$$

$$t_f := 9.0 \text{ mm}$$

Se realiza el análisis estático de la viga ubicada en el eje C, 1-2. Los datos que se van a utilizar para el prediseño son los siguiente:

$$L := 4.3 \text{ m}$$

$$\phi_b := 0.9$$

$$N_{\text{apoyos}} := 2$$

$$F_y := 36 \text{ ksi}$$

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

Se procede a calcular el momento máximo de la viga

$$q := (1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot CV) \cdot S = 2.854 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_n := \frac{q \cdot L^2}{24} = 2.199 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{n2} := \frac{q \cdot L^2}{12} = 4.398 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max}} := \max(M_n, M_{n2}) = 4.398 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

El factor de gradiente de momentos C_b , se considera en cada longitud no arriostrada de la viga.

Gradiente de Momento del tramo 1.

$$MA := 5.83 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad MC := 2.35 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad MB := 3.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Cb1 := \frac{12.5 \text{ abs}(M_{\max})}{2.5 \cdot \text{abs}(M_{\max}) + 3 \text{ abs}(MA) + 4 \cdot \text{abs}(MB) + 3 \cdot \text{abs}(MC)} = 1.112$$

Gradiente de Momento del tramo 2.

$$MA := 3.13 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad MC := 2.82 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad MB := 2.81 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Cb2 := \frac{12.5 \text{ abs}(M_{\max})}{2.5 \cdot \text{abs}(M_{\max}) + 3 \text{ abs}(MA) + 4 \cdot \text{abs}(MB) + 3 \cdot \text{abs}(MC)} = 1.371$$

Gradiente de Momento del tramo 3.

$$MA := 2.09 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad MB := 6.79 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad MC := 5.42 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Cb3 := \frac{12.5 \text{ abs}(M_{\max})}{2.5 \cdot \text{abs}(M_{\max}) + 3 \text{ abs}(MA) + 4 \cdot \text{abs}(MB) + 3 \cdot \text{abs}(MC)} = 0.906$$

Se selecciona el mínimo de los tres valores.

$$Cb := \min(Cb1, Cb2, Cb3) = 0.906$$

Las propiedades para la sección propuesta son las siguientes:

$$A_g = 31.718 \text{ cm}^2$$

$$h = 20.2 \text{ cm}$$

$$I_x = 2610.378 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 199.996 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 269.076 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 2.511 \text{ cm}$$

$$S_x = 237.307 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 56.208 \text{ cm}^3$$

Se calcula la relación ancho y espesor, de la sección, el alma y el patín.

$$K_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = 0.684$$

$$FL := 0.7 \cdot F_y = 1771.735 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Patín:

$$\lambda_f := \frac{0.5 \cdot bf}{tf}$$

$$\lambda_f := \frac{0.5 \cdot bf}{tf}$$

Alma:

$$\lambda_w := \frac{h}{tw} = 34.237$$

$$\lambda_{wp} := 3.36 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 95.365$$

$$\lambda_{wr} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.779$$

Sección:

$$\lambda_{fp} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79$$

$$\lambda_{fr} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_c}{FL}} = 26.65$$

Se comprueba que la sección, el patín y el alma son compactas.

$$\lambda_w < \lambda_{wp} \wedge \lambda_f < \lambda_{fp} \quad \lambda_f < \lambda_{fp} \quad \lambda_w < \lambda_{wp}$$

El estado límite de fluencia es el siguiente:

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 6.81 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se procede a calcular el estado límite de pandeo lateral

$$h_o := d - t_f = 21.1 \text{ cm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} = 22260.024 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 2.982 \text{ cm}$$

$$c := 1$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h_o \cdot t_w^3) = 6.79 \text{ cm}^4$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 422.734 \text{ cm}$$

Se relacionan las longitudes para saber en qué estado límite de pandeo lateral se encuentra el elemento.

$$L_b = 143.333 \text{ cm}$$

$$L_r = 422.734 \text{ cm}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 125.435 \text{ cm}$$

Se observa que cumple la condición $L_p < L_b < L_r$, por lo que se encuentra en la zona inelástica.

El Momento Nominal es M_p resultado de la condición $L_b < L_p$.

$$M_n' = 6.027 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño en el eje de las x.

$$\phi M_{nxx} := \phi_b \cdot M_n = 5.425 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se determina la fluencia y el pandeo local del patín M_{py} .

$$M_{py} := 1.6 \cdot F_y \cdot S_y = 0.736 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

El momento de diseño en el eje débil es:

$$\phi M_{nyy} := \phi_b \cdot M_{ny} = 0.663 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{ry} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

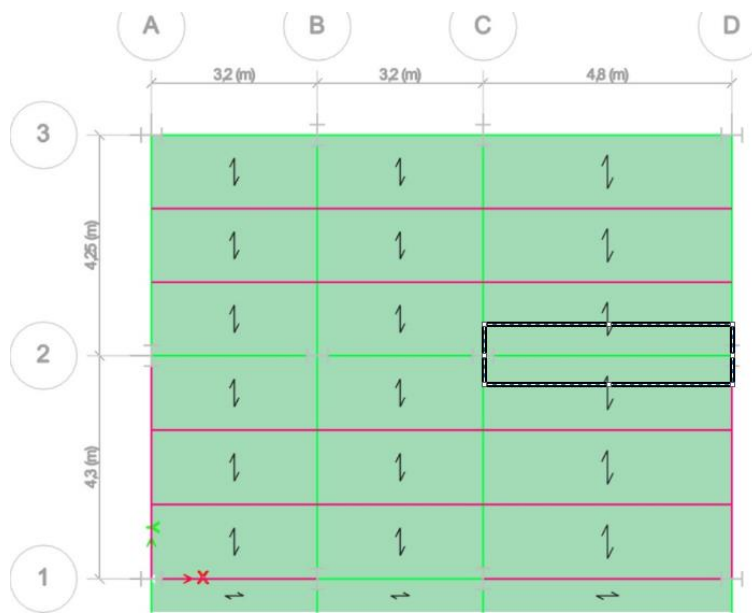
Se cumple el criterio de viga débil, columna fuerte, al demostrar la relación

$$\frac{M_{max}}{\phi M_{nxx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{nyy}} = 0.811$$

5.2.8.3. Diseño de segunda viga principal

Figura 24

Ubicación de la viga longitudinal crítica



Elaborado por: Los autores.

La siguiente viga principal crítica se encuentra en el eje 2 C-D, donde se propuso la siguiente sección.

$$t_w := 5.9 \text{ mm}$$

$$b_f := 110 \text{ mm}$$

$$t_f := 9.0 \text{ mm}$$

$$d := 220 \text{ mm}$$

Los datos que se van a utilizar para el prediseño son los siguientes.

$$F_y := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$L := 4.8 \text{ m}$$

$$\phi_b := 0.9$$

$$N_{\text{apoyos}} := 0$$

Las solicitaciones son.

$$S := \frac{4.25 \text{ m} + 4.3 \text{ m}}{2} = 4.275 \text{ m}$$

$$Lb := \frac{L}{N_{\text{apoyos}} + 1} = 4.8 \text{ m}$$

$$q := (1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot CV) \cdot S = 3.05 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_n := \frac{q \cdot L^2}{24} = 2.928 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{n2} := \frac{q \cdot L^2}{12} = 5.857 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max}} := \max(M_n, M_{n2}) = 5.857 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se considera el gradiente de momentos en cada longitud no arriostrada de la viga.

$$MA := 4.59 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$MC := 1.78 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$MB := 1.46 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$xA := \frac{Lb}{4} = 1.2 \text{ m}$$

$$xC := \frac{3 \cdot Lb}{4} = 3.6 \text{ m}$$

$$xB := \frac{Lb}{2} = 2.4 \text{ m}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot \text{abs}(M_{\text{max}})}{2.5 \cdot \text{abs}(M_{\text{max}}) + 3 \cdot \text{abs}(M_A) + 4 \cdot \text{abs}(M_B) + 3 \cdot \text{abs}(M_C)} = 1.849$$

El resumen de las propiedades son las que continúan.

$$A_g = 31.718 \text{ cm}^2$$

$$h = 20.2 \text{ cm}$$

$$I_x = 2610.378 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 199.996 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 269.076 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 2.511 \text{ cm}$$

$$S_x = 237.307 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 56.208 \text{ cm}^3$$

La relación ancho y espesor, de la sección es:

$$K_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.684$$

$$F_L := 0.7 \cdot F_y = 1771.735 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Patín:

$$\lambda_f := \frac{0.5 \cdot b_f}{t_f}$$

$$\lambda_{f'} := \frac{0.5 \cdot b_f}{t_f}$$

Alma:

$$\lambda_w := \frac{h}{tw} = 34.237 \quad \lambda_{wp} := 3.36 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 95.365$$

$$\lambda_{wr} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.779$$

Sección:

$$\lambda_{fp} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79$$

$$\lambda_{fr} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_c}{F_L}} = 26.65$$

Se comprueba que la sección, el patín y el alma son compactas.

$$\lambda_w < \lambda_{wp} \wedge \lambda_f < \lambda_{fp} \quad \lambda_f < \lambda_{fp} \quad \lambda_w < \lambda_{wp}$$

El estado límite de fluencia es.

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 6.81 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se calcula el estado límite de pandeo lateral.

$$h_o := d - tf = 21.1 \text{ cm}$$

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} = 22260.024 \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 2.982 \text{ cm}$$

$$c := 1$$

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot bf \cdot tf^3 + h_o \cdot tw^3) = 6.79 \text{ cm}^4$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 422.734 \text{ cm}$$

Se relacionan las longitudes para saber en qué estado límite de pandeo lateral se encuentra el elemento.

$$L_r = 422.734 \text{ cm}$$

$$L_b = 480 \text{ cm}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 125.435 \text{ cm}$$

Por ende, cumple la condición porque se encuentra en la zona elástica.

El Momento Nominal es M_p , ya que cumple la condición $L_b < L_p$.

$$M_p = 6.81 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

El momento de diseño es:

$$\phi M_{nxx} := \phi_b \cdot M_{nx} = 5.932 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

La flexión en el eje y es:

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 5.932 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se determina la fluencia y el pandeo local del patín M_{py} .

$$M_{py} := 1.6 \cdot F_y \cdot S_y = 0.736 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

El momento de diseño en el eje débil es:

$$\phi M_{nyy} := \phi_b \cdot M_{ny} = 0.663 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{ry} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

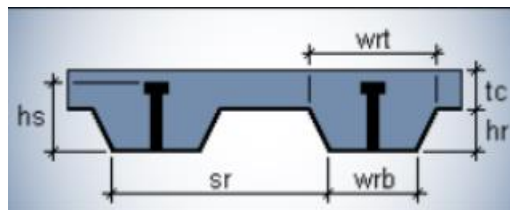
Por lo tanto, cumple el criterio de viga débil, columna fuerte.

$$\frac{M_{rx}}{\phi M_{nxx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{nyy}} = 0.987$$

5.2.9. Prediseño de la losa METALDECK

Figura 25

Variables de dimensión de la losa METALDECK.



Nota. Gráfica donde se identifica las diferentes secciones de la losa Deck. Fuente: Etabs.

Figura 26

Propiedades de la Losa Deck.

Propiedades de la Sección Simple Novalosa 55 mm					
Espesor Novalosa (mm)	Peso (kg/m ²)	Ie+ (cm ⁴ /m)	Se+ (cm ³ /m)	Se- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0,76	7,47	36,89	11,46	12,81	9,03

Nota. Se tomaron las características de la tabla para diseñar la losa Deck. Fuente: Catálogo Novalosa.

Tabla 16.

Propiedades de la Losa Deck.

Datos		
e =	0,08	cm

$It_{sd} =$	450	cm
$A_{ssd} =$	12,78	cm ²
$I_{sd} =$	36,89	cm ⁴
$S_{psd} =$	12,81	cm ³
$S_{nsd} =$	11,46	cm ³
$W_{ssd} =$	10,6074	kgf/m
$E_s =$	2.000.000	kgf/cm ²
$W_1 =$	100	kg/m ²
$W_2 =$	100	kg/m ³
$t =$	12	cm
$A_{consd} =$	0,084	m ² /m
$f_c =$	210	kg/cm ²
$\gamma_{con} =$	2.400	kg/m ³
$W_1 =$	3.924,00	kg/m

Nota. Las propiedades se tomaron del catálogo Novalosa. Elaborado por: Los autores.

El peso del concreto es:

$$W_{con} = A_{consd} * \gamma_{con}$$

$$W_{con} = 0,084 \times 2400 = 201,6 \frac{kg}{m}$$

La carga muerta por unidad de longitud es:

$$W_d = W_{con} + W_{ssd} + W_1 + W_2 = 412,21 \frac{kg}{m}$$

Cuando se realiza el vaceado de concreto sobre la losa Deck, ésta actúa como una formaleta es decir tiene la función de resistir los esfuerzos que produce su propio peso, el peso del concreto y las generadas por el montaje. Por tanto, se realiza la revisión de las deflexiones de la lámina, como se ilustra el valor de deflexión admisible es mayor al actuante, por tanto, si cumple la resistencia.

$$\delta_{adm} = \frac{l}{180} = 0,79 \text{ cm}$$

$$\delta_{act} = \frac{0.0069 \times Wd^4 \times Wd^4}{EI} = 0,16 \text{ cm}$$

Los momentos positivos y negativos que serán comparados con los esfuerzos de fluencia de la lámina, producidas por la carga muerta y la carga viva son los siguientes.

$$Msd^+ = 0.2 \times 47,73 \times 4,5 + 0,094 \times 412,21 \times 4,5^2 = 91,69 \text{ kg m}$$

$$Msd^+ = 0,096 \times (412,21 + 189,2) \times 4,5^2 = 116,4 \text{ kg m}$$

$$Msd^- = 0,117 \times (412,21 + 189,2) \times 4,5^2 = 141,86 \text{ kg m}$$

Se adopta el momento máximo para el cálculo del esfuerzo positivo.

$$f^+ = \frac{Msd^+}{Spsd} = 908,68 \text{ kg m}$$

$$f^- = \frac{Msd^-}{Spsd} = 1237,91 \text{ kg m}$$

$$0,06 \times fy = 0,06 \times 4200 = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

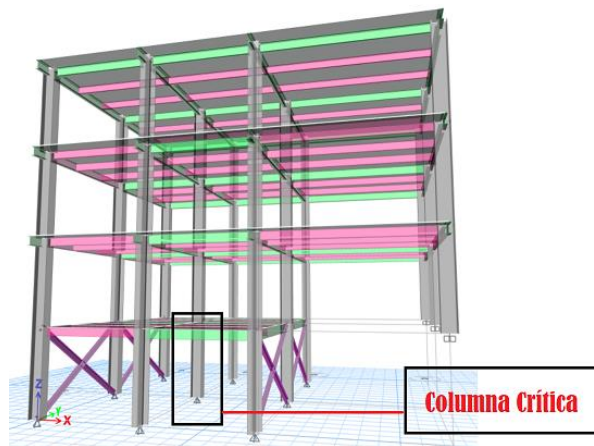
Consecuentemente los esfuerzos de tracción resisten los esfuerzos por flexión del sistema STEELDECK, debido a que f^+ y f^- son menores a $2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

5.2.10. Diseño de columna

Se procede a calcular la columna más crítica ubicada en el eje B2, con los valores de perfil que se adopten para esta columna, se diseñará para todas las columnas de la estructura.

Figura 27

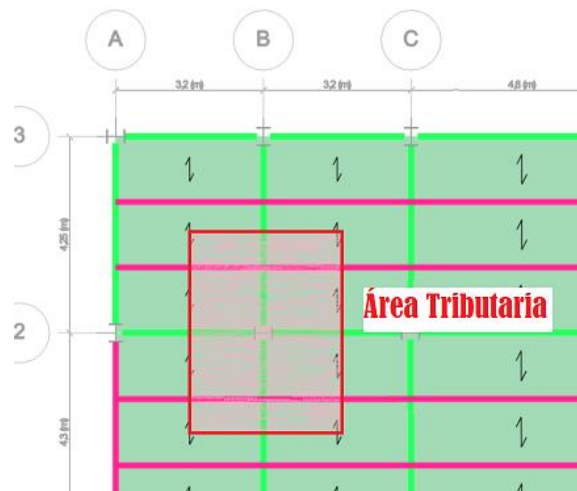
Ubicación de la columna crítica



Elaborado por: Los autores.

Figura 28

Determinación del área tributaria



Elaborado por: Los autores.

Se realiza el análisis estático de la columna más crítica ubicada en el eje B2. Los datos que se van a utilizar para el prediseño son los siguientes:

$$L_{col} := 2.6 \text{ m}$$

$$F_y := 36 \text{ ksi}$$

$$E := 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$L_{viga} := 4.3 \text{ m}$$

Las cargas puntuales en la columna son las siguientes:

$$P_D := 36.52 \text{ tonnef}$$

$$P_L := 11.16 \text{ tonnef}$$

$$P_{Lr} := 10 \text{ tonnef}$$

$$P_R := 0 \text{ tonnef}$$

$$P_S := 5 \text{ tonnef}$$

$$P_W := 0 \text{ tonnef}$$

Se opta por la combinación de carga que mayor carga puntual ultima resulte:

$$Pu1 := 1.4 \cdot P_D = 51.128 \text{ tonnef}$$

$$Pu2 := 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L + 0.5 \cdot \max(P_{Lr}, P_S, P_R) = 66.68 \text{ tonnef}$$

$$Pu3 := 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot \max(P_{Lr}, P_S, P_R) + \max(P_L, 0.5 \cdot P_W) = 70.984 \text{ tonnef}$$

$$Pu4 := 1.2 \cdot P_D + P_W + P_L + 0.5 \cdot \max(P_{Lr}, P_S, P_R) = 59.984 \text{ tonnef}$$

$$Pu5 := 1.2 \cdot P_D + P_E + P_L + 0.2 \cdot P_S = 55.984 \text{ tonnef}$$

$$Pu6 := 0.9 \cdot P_D + P_W = 32.868 \text{ tonnef}$$

$$Pu7 := 0.9 \cdot P_D + P_E = 32.868 \text{ tonnef}$$

$$Pu := \max(Pu1, Pu2, Pu3, Pu4, Pu5, Pu6, Pu7) = 70.984 \text{ tonnef}$$

La sección propuesta para la columna es una sección HBE 180.

$$bf := 18 \text{ cm}$$

$$tw := 0.85 \text{ cm}$$

$$tf := 1.4 \text{ cm}$$

$$d := 18 \text{ cm}$$

Las propiedades para la sección propuesta de la columna son las siguientes:

$$Ag = 63.32 \text{ cm}^2$$

$$h = 15.2 \text{ cm}$$

$$Ix = 3729.041 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 1361.578 \text{ cm}^4$$

$$Zx = 467.416 \text{ cm}^3$$

$$ry = 4.637 \text{ cm}$$

$$Sx = 414.338 \text{ cm}^3$$

$$Zy = 229.546 \text{ cm}^3$$

Resumen de las inercias de la viga superior e inferior, que se conectan a la columna.

$$Ix_{vs} = 7517.36 \text{ cm}^4$$

$$Iy_{vs} = 563.171 \text{ cm}^4$$

$$Iy_{vi} = 563.171 \text{ cm}^4$$

$$Ix_{vi} = 7517.36 \text{ cm}^4$$

Se relaciona ancho y espesor, de la sección sometida a compresión, el alma y el patín.

$$K_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = 0.946$$

Patín:

$$\lambda_1 := \frac{0.5 \cdot bf}{tf} = 6.429$$

$$\lambda_{1r} := 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_c}{F_y}} = 17.93$$

Alma:

$$\lambda_2 := \frac{h}{tw} = 17.882$$

$$\lambda_{2r} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.919$$

Se concluye que la sección de la columna, patín y alma no son esbeltas, dado por las siguientes condiciones.

$$\lambda_1 < \lambda_{1r}$$

$$\lambda_2 < \lambda_{2r}$$

Las rigideces relativas que se calculó en la columna y la viga en el eje x y y son las siguientes:

$$G_{AI} := \frac{\frac{2 \cdot I_x}{L_{col}}}{\frac{2 \cdot I_{x_{vs}}}{L_{viga}}} = 0.82 \qquad G_{BI} := \frac{\frac{2 \cdot I_x}{L_{col}}}{\frac{2 \cdot I_{x_{vi}}}{L_{viga}}} = 0.82$$

$$G_A := \frac{\frac{2 \cdot I_y}{L_{col}}}{\frac{2 \cdot I_{y_{vs}}}{L_{viga}}} = 3.999 \quad G_B := \frac{\frac{2 \cdot I_y}{L_{col}}}{\frac{2 \cdot I_{y_{vi}}}{L_{viga}}} = 3.999$$

El factor de longitud efectiva para el pandeo por flexión, se usa la formula $\sqrt{0.8 \cdot G_A + 1}$ debido a que $G_A = G_B$.

$$K_x := \sqrt{0.8 \cdot G_{AI} + 1} = 1.287$$

$$K_y := \sqrt{0.8 \cdot G_A + 1} = 2.049$$

La relación de esbeltez en el eje x y y, cumple ya que no exceden el valor de 200, definida en la norma AISC 360-16.

$$e_x := K_x \cdot \frac{L_{col}}{r_x} = 43.603$$

$$e_y := K_y \cdot \frac{L_{col}}{r_y} = 114.891$$

Para determinar el esfuerzo Elástico de pandeo, consideramos la menor

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{e d^2} = 1570.176 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo crítico de Pandeo es:

$$F_{cr} := 0.658 \frac{F_y}{F_e} \cdot F_y = 1289.109 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$e d = 114.891$$

$$\frac{F_y}{F_e} = 1.612$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.669$$

La resistencia de diseño a compresión es la siguiente:

$$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 81.626 \text{ tonnef}$$

$$\phi P_n := 0.9 \cdot P_n = 73.464 \text{ tonnef}$$

Se cumple el criterio de columna fuerte, viga débil.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.966$$

5.2.11. Modelación de la estructura metálica

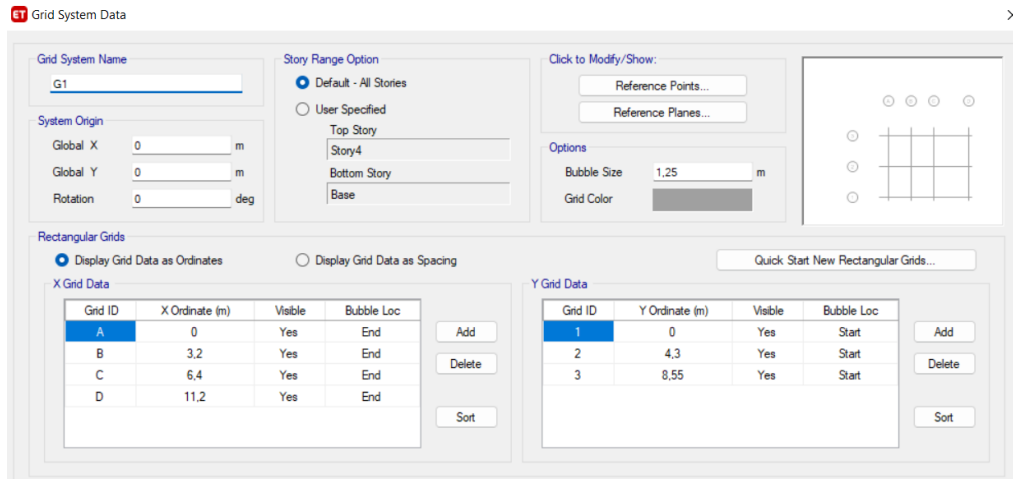
En este subcapítulo se procede hacer la modelación de la estructura metálica al emplear el programa estructural Etabs18, donde se va a tomar en cuenta la resistencia sísmo resistente.

Para empezar, se realiza el dibujo de todos los ejes (x,y,z), para ubicar todos los elementos de la estructura, por lo que se realizó por la opción de espaciamiento entre cada eje.

Se trabaja con el sistema de unidades que más confianza se tenga, en este caso se va a trabajar con: Toneladas- fuerza, metros y Celcius (tonf, m, C).

Figura 29

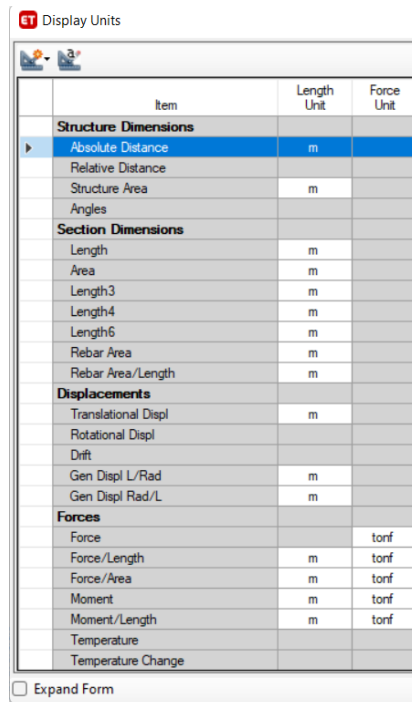
Espaciamiento entre ejes



Elaborado por: Los autores

Figura 30

Unidades de las diferentes variables

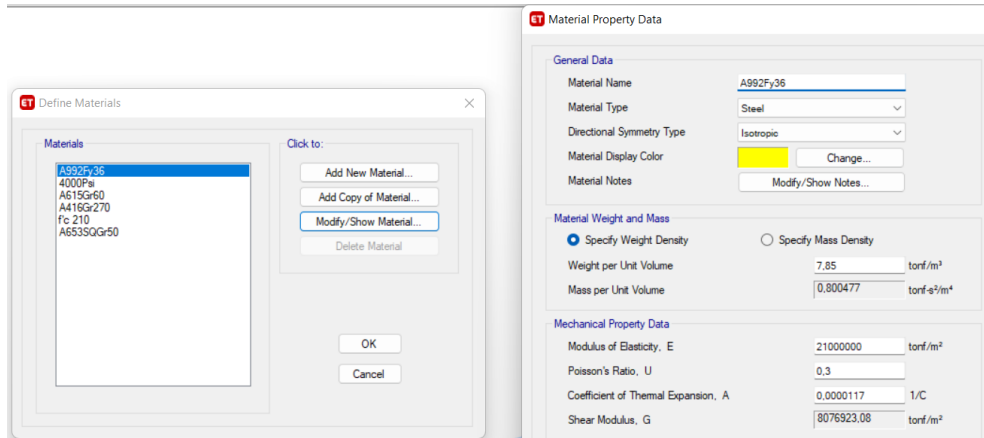


Elaborado por: Los autores.

Se procede a la elección de los materiales y sus características, con la opción Define Materials, para definir el acero A36 y para el hormigón 210 kg/cm².

Figura 31

Definición de Materiales



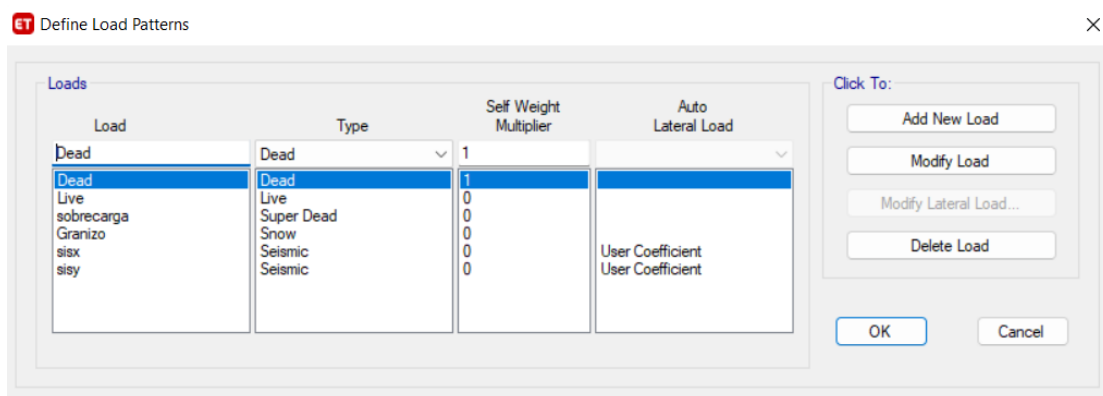
Elaborado por: Los autores.

Se ingresan los diferentes patrones de carga para usarse a continuación para los respectivos cálculos, donde se define el tipo de carga: carga muerta, carga viva, carga permanente, carga de granizo y carga sísmica en X y Y.

Para la carga sísmica en X y Y, se modifica sus características debido a que son cargas laterales, donde se ingresan los coeficientes de cortante basal y se asigna el eje correspondiente a la carga.

Figura 32

Patrones de Carga para la estructura

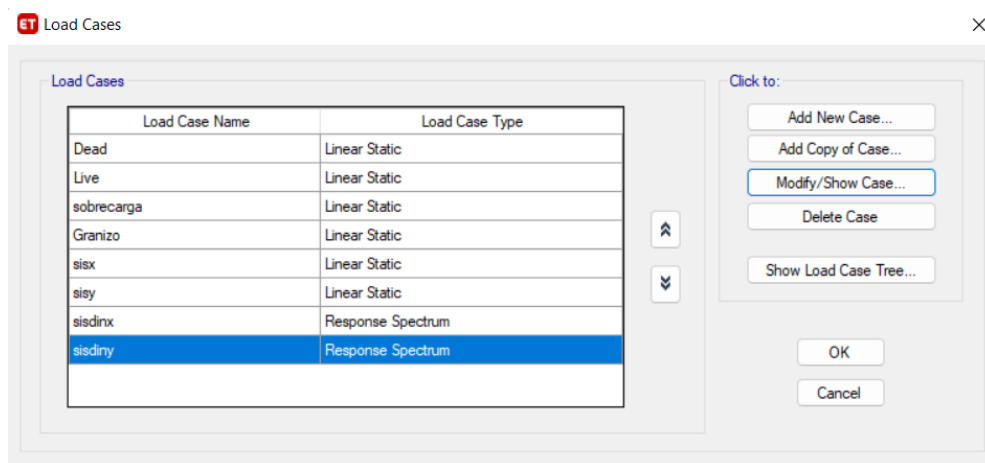


Elaborado por: Los autores.

Se ingresan los diferentes casos de carga, con su respectivo espectro de sismo definido con anterioridad, para la carga sísmica en X y Y, con espectro de respuesta para su posterior análisis sismo resistente.

Figura 33

Definición de Casos de Carga

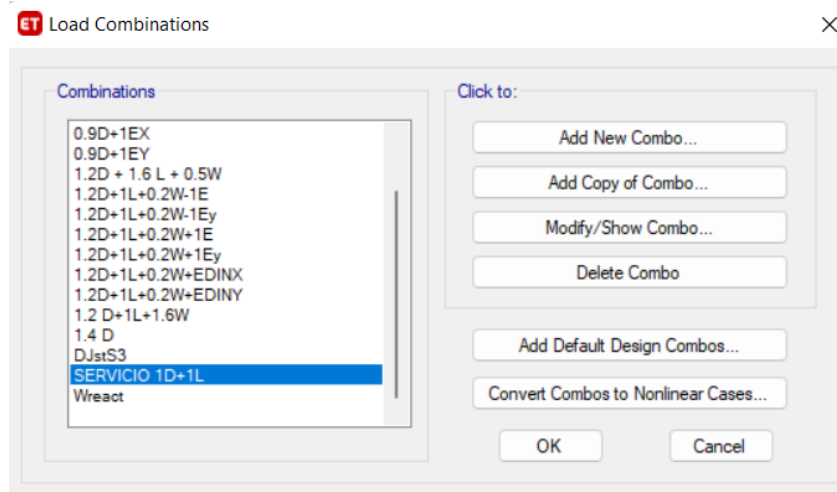


Elaborado por: Los autores.

Se procede a realizar las diferentes combinaciones de cargas, para analizar la combinación más crítica, y observar si los elementos utilizados para su diseño son resistentes ante esas solicitaciones críticas, por lo que se crean las combinaciones de cargas con sus respectivos factores multiplicadores contenidos en la NEC15.

Figura 34

Combinaciones de Carga para el análisis

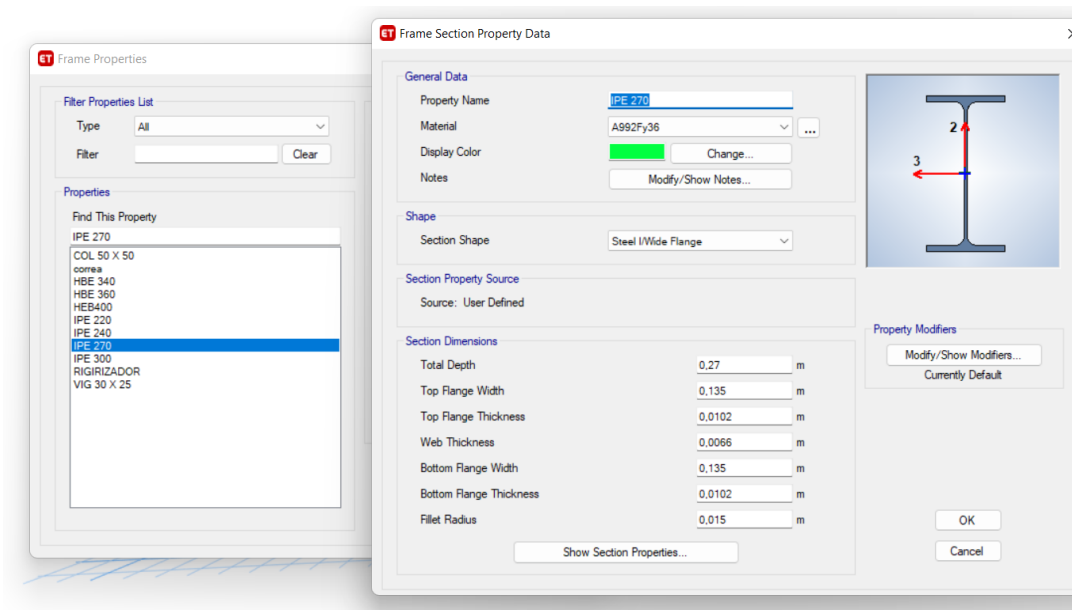


Elaborado por: Los autores.

Se diseñan los perfiles metálicos con su respectivo nombre para poder diferenciarlas y además se puede personalizar el color para mejor identificación, con secciones obtenidas del Catálogo Importaceros y para la losa deck del catálogo Novacero, se usan las secciones en base al AISC 360-16. Es importante verificar si esas secciones cumplen con la resistencia sismo resistente en el programa, caso contrario se asignan nuevas secciones que si cumplan todas las solicitaciones.

Figura 35

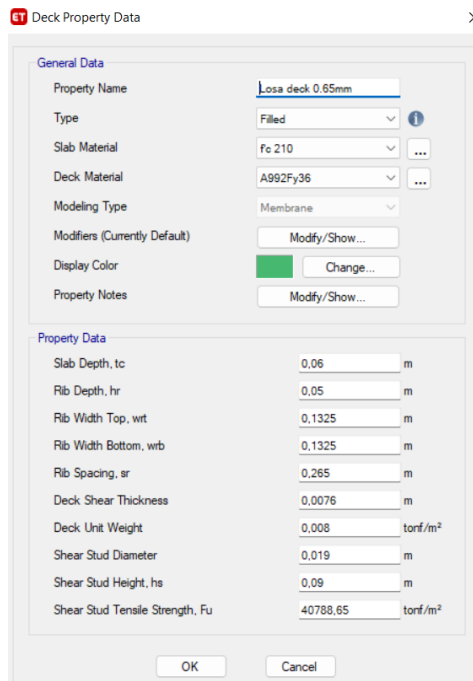
Secciones que se van a asignar



Elaborado por: Los autores.

Figura 36

Características de la losa Deck

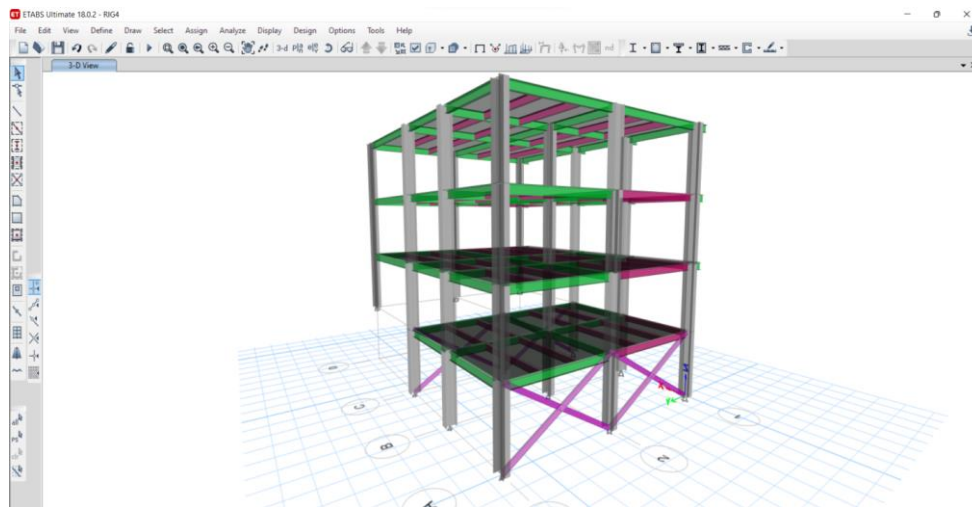


Elaborado por: Los autores.

Es la opción que permite asignar las diferentes secciones creadas, para columnas, vigas principales, vigas secundarias, losas y arriostramientos, donde se dio un color para cada sección, para así diferenciarlas con mayor facilidad. De no cumplir la sección, se vuelve a definir una sección y se la reemplaza por un perfil que si cumpla todas las combinaciones de carga.

Figura 37

Estructura con sus respectivos perfiles

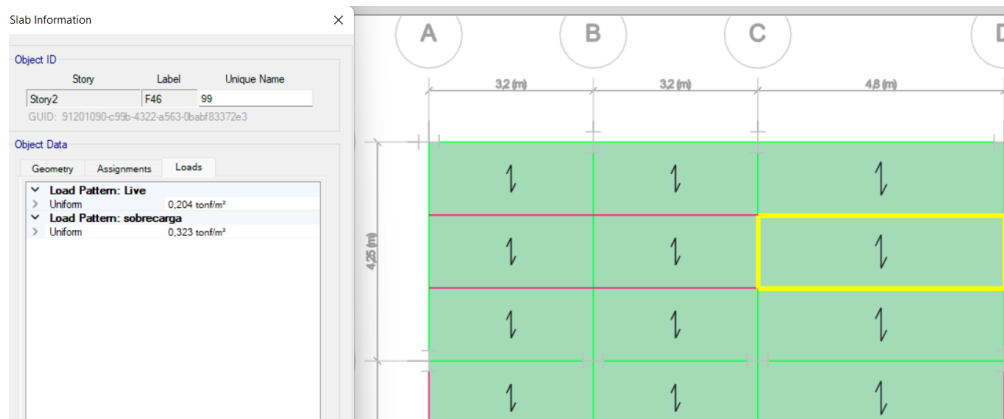


Elaborado por: Los autores.

Procedemos a asignar las cargas vivas y muertas, es importante asegurarse que estén establecidas las cargas dando click derecho en la losa, donde se desplegarán sus características, a continuación, se da click a la opción Loads para verificar a que cargas está sometida.

Figura 38

Cargas aplicadas en la losa Deck



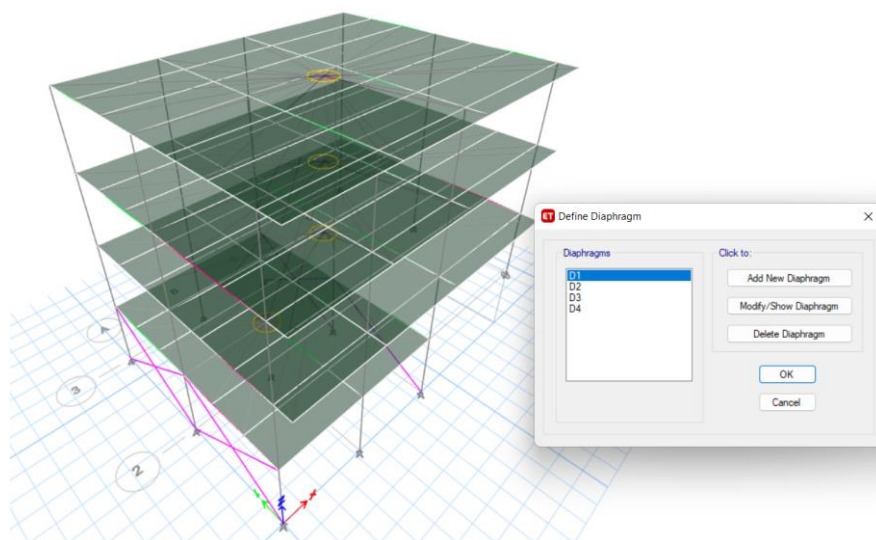
Elaborado por: Los autores.

Para asignar los diafragmas se crean con anterioridad, en este caso se crearon con el nombre de: D1, D2, D3, D4 para asignarlos cada una a un piso diferente, de esta manera la losa actúa como un cuerpo rígido.

Este proceso se lo realiza para que la losa deck transmita las cargas laterales y efectos de torsión a los elementos resistentes principales, así como también ayuda a reducir los grados de libertad en cada nivel.

Figura 39

Diafragmas en las losas

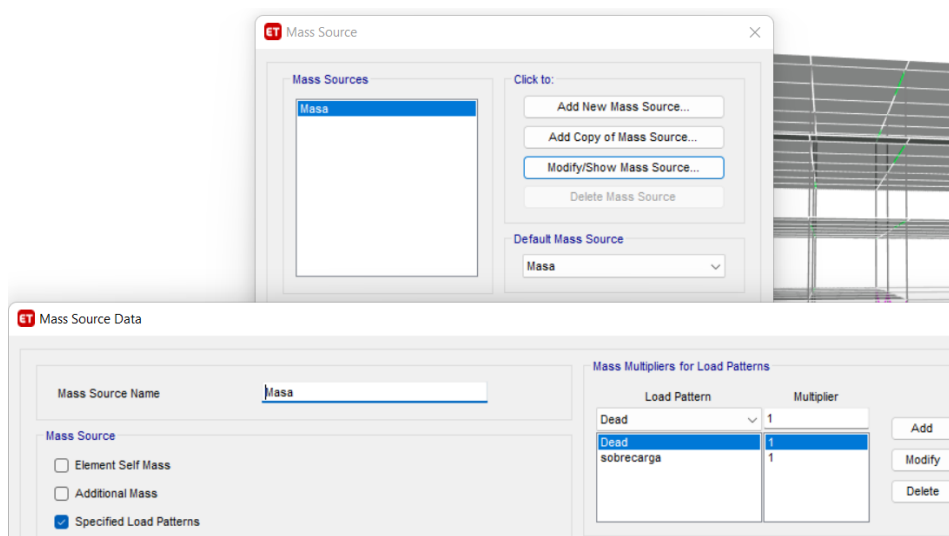


Elaborado por: Los autores.

Se selecciona Mass Source, en la parte de Define, donde se ingresa el valor de tanto por uno de las cargas que van a considerarse en el cálculo de la masa efectiva sísmica, en este caso para la carga muerta y sobrecarga.

Figura 40

Multiplicadores de masa para los patrones de carga



Elaborado por: Los autores.

5.2.12. Análisis sísmico

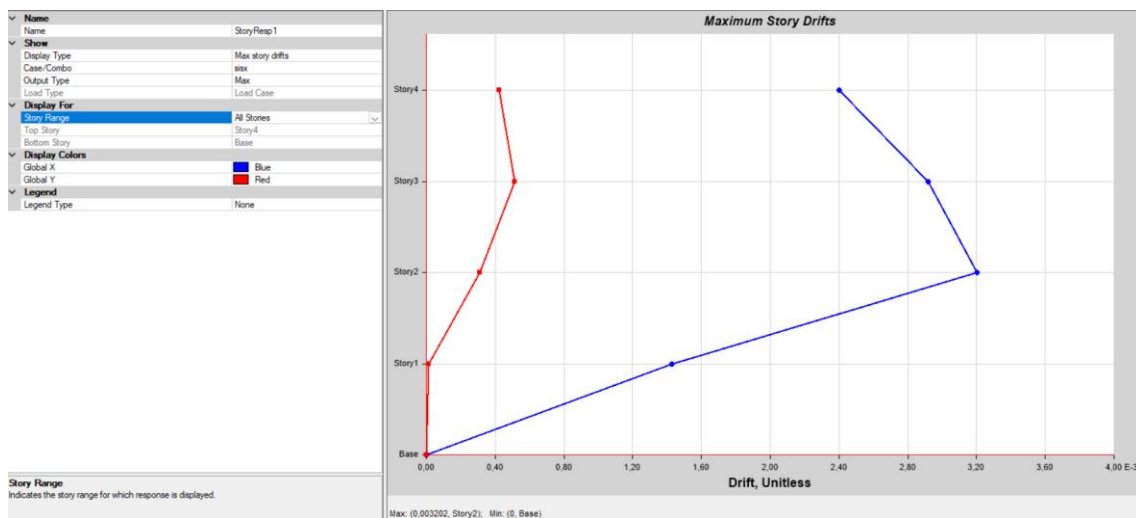
5.2.12.1. Derivas máximas de piso

Lo que se pretende hallar es la deriva inelástica de piso para comparar con la máxima permitida según la NEC15.

Por lo tanto, se realizan los cálculos para hallar la deriva inelástica máxima, comprobando así que si resiste en sismo en X y sismo en Y debido a que no sobrepasa Δ_{max} , que equivale a un valor de 0,02.

Figura 41

Deriva elástica de piso en X



Nota. La figura es tomada de la modelación de la estructura en el programa Etabs. Elaborado por: Los autores.

$$\Delta_x = 0.75 \times \delta_x \times R$$

$$\Delta_x = 0.75 \times 0.0032 \times 8$$

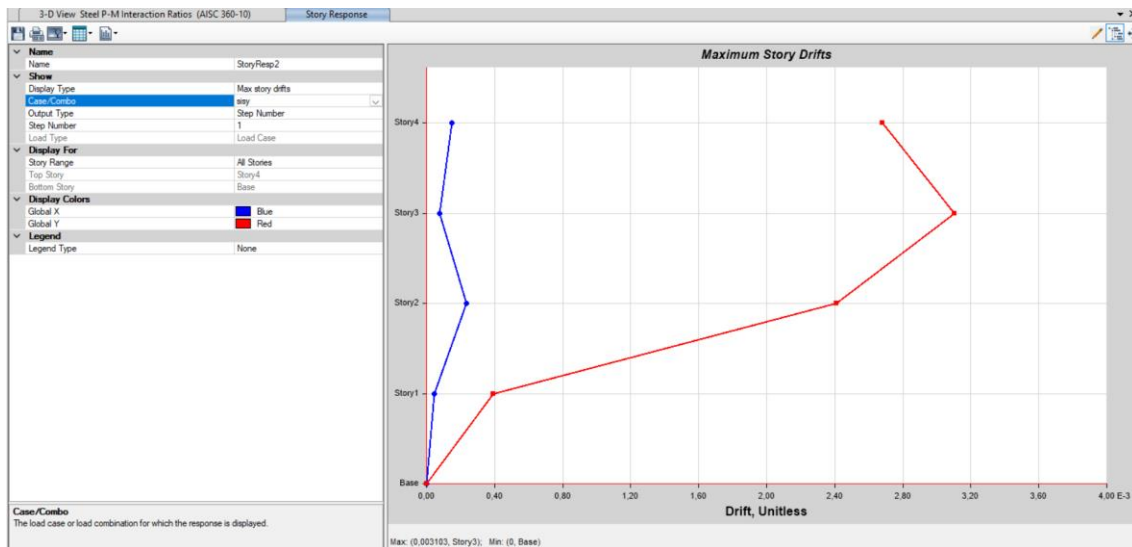
$$\Delta_x = 0.019$$

$$0.019 \leq 0.02$$

$$\Delta_x \leq \Delta_{max} \quad \text{Sí cumple}$$

Figura 42

Deriva elástica de piso en Y



Nota. El modelo pertenece a toda la estructura. **Elaborado por:** Los autores

$$\Delta_y = 0.75 \times \delta_x \times R$$

$$\Delta_y = 0.75 \times 0.0031 \times 8$$

$$\Delta_y = 0.0186$$

$$0.0186 \leq 0.02$$

$$\Delta_y \leq \Delta_{max} \quad \text{Sí cumple}$$

Consecuentemente los perfiles que nos cumplen para analisis sísmico son los siguientes.

Tabla 17.

Perfiles de cada elemento estructural

ELEMENTO	PERFIL CATÁLOGO	DIMENSIÓN
VIGUETAS	IPE 240	240X120X6.2X9.8
VIGAS	IPE 270	270X135X6.6X10.2

Elaborado por: Los autores

5.2.12.2. Diseño por capacidad

Figura 43

Diseño por capacidad en el eje C.



Nota. Datos obtenidos del programa Etabs 18. Elaborado por: Los autores

Se cumple el criterio de relación demanda- capacidad de columna fuerte-viga débil, se comprueba que la rotura se produce por flexión, lo cual da seguridad a la estructura, y se evita la falla por cortante.

En las siguientes tablas se pueden distinguir los diferentes valores de relación de columna fuerte-viga débil, donde se denotan los ejes y niveles de piso.

Tabla 18

Relación de demanda capacidad en el eje C3

Columnas eje C3	
Nivel	Ratios
1	0,432
2	0,84
3	0,825
4	0

Elaborado por: Los autores.

Tabla 19

Relación de demanda capacidad en el eje B2

Columnas eje B2	
Nivel	Ratios
1	0,873
2	0,85
3	0,838
4	0

Elaborado por: Los autores.

Tabla 20

Relación de demanda capacidad en el eje C2

Columnas eje C2	
------------------------	--

Nivel	Ratios
1	0,89
2	0,867
3	0,837
4	0

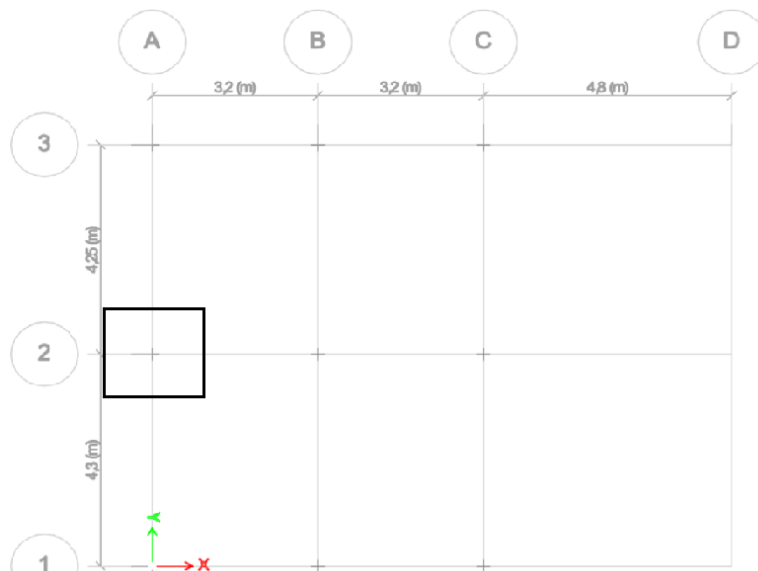
Elaborado por: Los autores.

Una vez comprobado que la estructura resiste sísmicamente se realiza el análisis del pórtico sin arrostramiento como una comprobación más.

5.2.13. Zapata aislada crítica

Figura 44

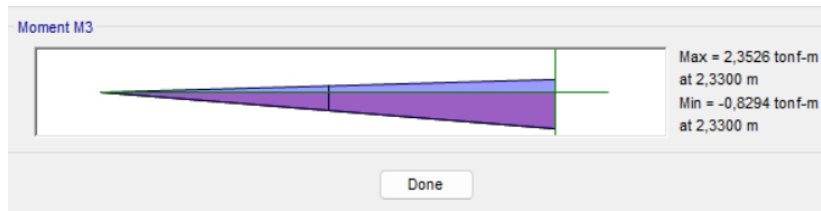
Eje crítico de la estructura.



Nota. Se señala el eje de la zapata más crítica. Elaborado por: Los autores.

Figura 45

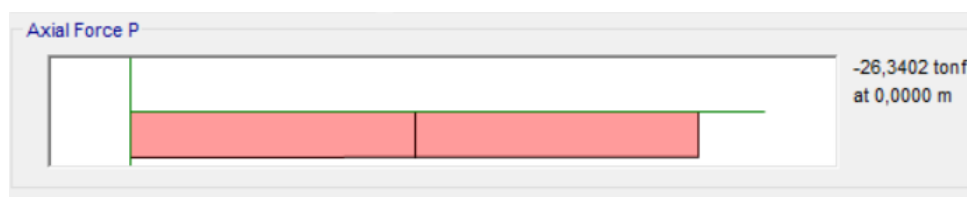
Momento último en el eje x



Nota. Valor obtenido del análisis sísmico de la estructura. **Elaborado por:** Los autores

Figura 46

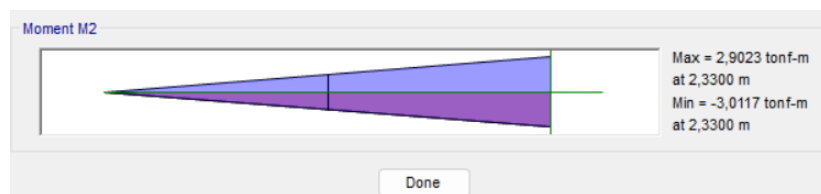
Carga axial última



Elaborado por: Los autores

Figura 47

Momento último en el eje y



Elaborado por: Los autores

Una vez hecho el análisis sísmico se diseñan las zapatas tipo, que cuentan con las siguientes solicitaciones.

$$P_u := 26.34 \text{ tonnef}$$

$$M_{ux} := 2.35 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} := 3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$q_a := 11.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 1.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se presupone las dimensiones de la columna sobre la cual se apoyará la placa metálica, de $b_c = 50\text{cm}$ y $h_c = 60\text{cm}$.

Antes de realizar los cálculos se propone dimensiones de la cimentación.

$$l := 2 \text{ m}$$

$$b := 2 \text{ m}$$

$$d := 0.3 \text{ m}$$

$$A := b \cdot l = 4 \text{ m}^2$$

Las excentricidades deben ser menores a un sexto del ancho y largo de la zapata, caso contrario la carga última no estará ubicada en el tercio medio de la cimentación. Se puede observar que los valores calculados no sobrepasan el valor de 33 cm por lo tanto si cumplen.

$$e_x := \frac{M_{uy}}{P_u} = 11.39 \text{ cm}$$

$$e_y := \frac{M_{ux}}{P_u} = 8.922 \text{ cm}$$

Cuando se asegure que la carga última esté ubicada en el tercio medio de la cimentación, se verifica que q_l no sobrepase la capacidad portante máxima de $1.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

$$q_l := \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{b} + \frac{6 \cdot e_y}{l} \right) = 1.06 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se diseña la zapata en la dirección X:

$$q_{max} := \frac{Pu}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{b}\right) = 0.884 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min} := \frac{Pu}{A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{b}\right) = 0.434 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_d := \left(\frac{q_{max} - q_{min}}{b}\right) \cdot \left(\left(\frac{b}{2} - \frac{bc}{2}\right) + bc + d\right) + q_{min} = 0.782 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo cortante último es:

$$Vu := \left(\frac{q_{max} + q_d}{2}\right) \cdot 0.55 \text{ m} \cdot l = 9161.625 \text{ kgf}$$

$$\phi := 0.85 \quad dx := 20 \text{ cm}$$

$$Vu := \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot dx} = 2.695 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo de corte Vc es mayor al solicitante Vu, de esta manera comprobamos que el peralte de 30 cm es aceptable.

$$Vc := 0.5 \cdot \sqrt{fc \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 7.246 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se diseña la zapata en la dirección Y.

$$q_{max2} := \frac{Pu}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_y}{l}\right) = 0.835 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{min2} := \frac{Pu}{A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_y}{l}\right) = 0.482 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_d := \left(\frac{q_{max} - q_{min}}{b} \right) \cdot \left(\left(\frac{b}{2} - \frac{bc}{2} \right) + bc + d \right) + q_{min} = 0.782 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_u := \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot dy} = 2.138 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo solicitante V_u , es menor a V_c por lo que se cumple la verificación en dirección Y.

La sección sobre la cual actúa el esfuerzo cortante de punzonamiento es $b+d$.

$$b := 2 \cdot \left(bc + \frac{dx}{2} + \frac{dx}{2} \right) \cdot dx = (2.8 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$d := 2 \cdot \left(hc + \frac{dy}{2} + \frac{dy}{2} \right) \cdot dy = (3.608 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

Se verifica las solicitaciones por punzonamiento.

$$q := \frac{Pu}{A} = 0.659 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{UC} := q \cdot \left(A - \left(bc + \frac{dx}{2} + \frac{dx}{2} \right) \cdot \left(hc + \frac{dy}{2} + \frac{dy}{2} \right) \right) = (2.256 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$V_{UP} := \frac{V_{UC}}{\phi \cdot (b + d)} = 4.142 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_c := \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 14.491 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, el esfuerzo resistente a corte es mayor al solicitante, por lo que se cumple la comprobación por punzonamiento.

Se realiza el diseño a flexión en la Dirección X.

$$q_d := \left(\frac{q_{max} - q_{min}}{b} \right) \cdot \left(\left(\frac{b}{2} - \frac{bc}{2} \right) + bc \right) + q_{min} = 0.715 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_i := q_{max} - q_{min} = 0.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mu := \left(\frac{q_d \cdot (g)^2}{2} + \left(\frac{q_i \cdot (g)}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (g) \right) \right) \cdot 100 \text{ cm} = 2.854 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se procede a calcular la sección de acero requerida, para un metro.

$$As := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot dx}{F_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot dx^2}} \right) = 3.863 \text{ cm}^2$$

La sección mínima de armado es:

$$\rho_{min} := \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{F_y} = 0.003$$

$$As_{min} := \rho_{min} \cdot b \cdot dx = 6.667 \text{ cm}^2$$

La sección que se adopta es la mayor entre As_{min} y As requerido.

$$As := As_{min} = 6.667 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del número y diámetro de varillas, se usó un recubrimiento mínimo de 7.5 cm, a cada lado según la norma ACI 318, obteniendo el valor de 6 varillas, de 12 mm de diámetro con un espaciamiento de 15 cm en dirección X.

$$A_{sD} := A_v \cdot \#var_{adoptado} = 6.786 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{vI} = 12 \text{ mm}$$

Se realiza el diseño a flexión en la $sep_I = 15 \text{ cm}$ Dirección Y.

$$Mu := \left(\frac{q_d \cdot (g)^2}{2} + \left(\frac{q_i \cdot (g)}{2} \right) \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (g) \right) \right) \cdot 100 \text{ cm} = 2.319 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cuántía mínima de armado a flexión es:

$$\rho_{min} := \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{F_y} = 0.003$$

La sección que se adopta es la mayor entre A_{sD} y A_{smin} requerido.

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d_y}{F_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d_y^2}} \right) = 2.831 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} := \rho_{min} \cdot b \cdot d_y = 7.333 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se adopta el área mínima, obteniendo el valor de 7 varillas, de 14 mm de diámetro con un espaciamiento de 30 cm en dirección Y.

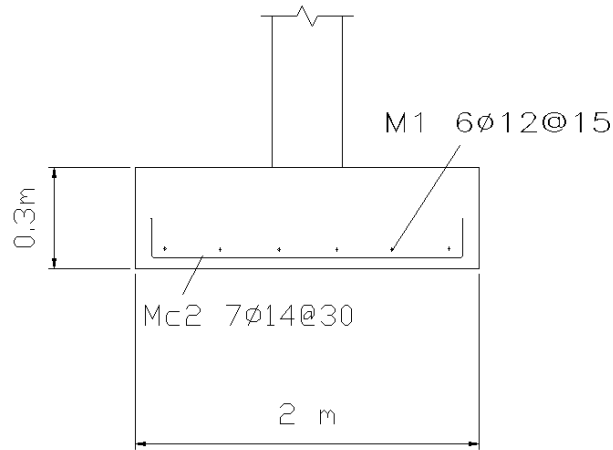
$$\phi_{vI} := 14 \text{ mm}$$

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

$$A_{sD} := A_v \cdot \#var_{adoptado} = 7.917 \text{ cm}^2$$

Figura 48

Armado de la zapata aislada.

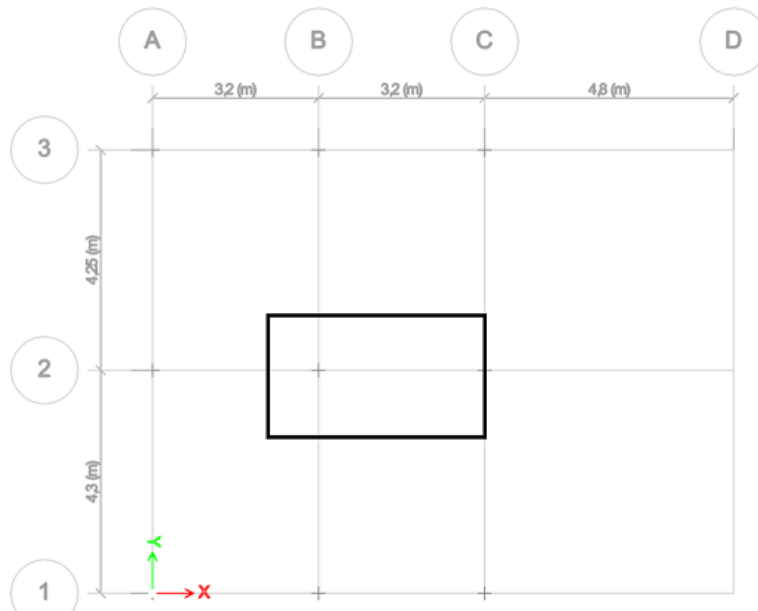


Nota. Se describe el acero en dirección X y Y. **Elaborado por:** Los autores

Para todos los ejes que se encuentran entre B y C, se propone zapatas combinadas trapezoidales, debido a que las cimentaciones aisladas no cumplen con las condiciones de los esfuerzos de los ejes centrales.

Figura 49

Ejes críticos de la estructura.



Nota. Se señala el eje de la zapata más crítica. **Elaborado por:** Los autores

5.2.14. Zapata combinada crítica

Los datos que se consideran para los cálculos son los siguientes.

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_a := 1.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$L := 3.2 \text{ m}$$

$$l_{\text{volado}} := 0.25 \text{ m}$$

$$b_c := 50 \text{ cm}$$

$$h_c := 50 \text{ cm}$$

Las cargas últimas obtenidas a través del análisis sísmico en cada eje son.

$$P_1 := 49.22 \text{ tonnef}$$

$$P_2 := 54 \text{ tonnef}$$

Los parámetros para el desarrollo del ejercicio son.

$$\text{Long} := L + \text{vol} \cdot 2 = 3.7 \text{ m}$$

$$R := P_1 + P_2 = 103.22 \text{ tonnef}$$

$$x := \frac{P_2 \cdot L}{R} + \text{vol} = 1.92 \text{ m}$$

Seguidamente se halla el ancho transversal menor y mayor de la zapata trapezoidal.

$$AF := \frac{R}{q_a} = 9.22 \text{ m}^2$$

$$a + b = \frac{AF \cdot 2}{Long}$$

$$a = 2.79 \text{ m}$$

$$b = 2.19 \text{ m}$$

Se verifica que el valor de q, no sobrepase la capacidad portante máxima del suelo de $1.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

$$q := \frac{R}{\left(\frac{a+b}{2}\right) \cdot Long} = 1.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Próximo a la verificación, se considera a la mayor carga de los dos ejes, como la última. Se calculan los esfuerzos del suelo, tanto el mayor como el menor y los esfuerzos que se encuentran colindantes a las cargas puntuales.

$$P_u := P_2 = 54 \text{ tonnef}$$

$$q_{su} := \frac{P_u}{\left(\frac{a+b}{2}\right) \cdot Long} = 5.86 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{smenor} := q_{su} \cdot b = 12.84 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$q_{smayor} := q_{su} \cdot a = 16.35 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$q_{sx1} := \frac{q_{smayor} \cdot (Long - l_{volado}) + q_{smenor} \cdot (l_{volado})}{Long} = 16.11 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$v := Long - 0.25 \text{ m}$$

$$q_{sx2} := \frac{q_{smayor} \cdot (Long - v) + q_{smenor} \cdot (v)}{Long} = 13.08 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Del diagrama de corte y momento, que se muestra en el ANEXO 4 se obtiene:

$$V_{\text{mayor}} := 24.15 \text{ tonnef}$$

$$M_{\text{positivo}} := 18.18 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{negativo}} := 0.51 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

5.2.14.1. Corte unidireccional

Se asume un $H=60$ cm y un peralte de 52.5 cm.

$$L_1 := L - d = 2.68 \text{ m}$$

$$L_c := \frac{(b-a) \cdot L_1}{\text{Long}} + a = 2.36 \text{ m}$$

$$x := \frac{bc}{2} + d = 0.78 \text{ m}$$

$$V_u := V_{\text{mayor}} - \frac{\left(q_{sx1} - \left(\frac{q_{sx1} - q_{su2}}{\text{Long} - \frac{bc}{2}} \right) \cdot x \right) + q_{sx1}}{2} \cdot x = 11.64 \text{ tonnef}$$

$$V_u := \frac{V_u}{0.75 \cdot L_c \cdot d} = 1.25 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Si se cumple en el corte unidireccional ya que V_u es menor que V_c .

5.2.14.2. Corte bidireccional

$$q_{su} = 5.86 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$V_u := P1 - q_{su} \cdot \left(bc + \frac{d}{2} \right) \cdot (hc + d) = 44.64 \text{ tonnef}$$

$$b_o := \left(bc + \frac{d}{2} \right) \cdot 2 + (hc + d) = 2.55 \text{ m}$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 15.36 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_u := \frac{V_u}{0.75 \cdot b_o \cdot d} = 4.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se cumple en el corte bidireccional ya que V_u es menor que V_c .

5.2.14.3. Acero en la parte superior

Se utiliza el momento último negativo $M_u := 0.51 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$.

$$b_{\text{ancho}} := \frac{b + a}{2} = 2.49 \text{ m}$$

$$A_{s_{\text{cal}}} := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b_{\text{ancho}} \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot 0.9 \cdot b_{\text{ancho}} \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} := \frac{14 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}}{f_y} \cdot b_{\text{ancho}} \cdot d = 4.36 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se adopta la mayor de las dos áreas, donde se obtiene el valor de 5 varillas, de 12 mm de diámetro, con un espaciamiento de 50 cm.

5.2.14.4. Acero en la parte inferior

Se utiliza el momento último positivo $M_u := 18.18 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$.

$$b_{\text{ancho}} := \frac{b+a}{2} = 249.08 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{cal}}} := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b_{\text{ancho}} \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot 0.9 \cdot b_{\text{ancho}} \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} := \frac{14 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}}{f_y} \cdot b_{\text{ancho}} \cdot d = 4.36 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el área de acero calculada, donde se obtiene el valor de 8 varillas, de 14 mm de diámetro, con un espaciamiento de 30 cm.

5.2.14.5. Armadura transversal en el ancho izquierdo.

$$l_d := 0.75 d + bc = 0.89 \text{ m}$$

$$L_c := \frac{(b-a) \left(\text{Long} - \frac{bc}{2} \right)}{\text{Long}} + a = 2.23 \text{ m}$$

$$q_{su_{\text{izq}}} := \frac{P_1}{L_c} = 22.05 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$L_v := \frac{L_c - bc}{2} = 0.87 \text{ m}$$

$$M_{u_{\text{izq}}} := q_{su_{\text{izq}}} \cdot \frac{L_v^2}{2} \cdot l_d \cdot \frac{1}{m} = 7.39 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{\text{cal}}} := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot l_d \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u_{\text{izq}}}}{0.85 \cdot 0.9 \cdot l_d \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} := \frac{14 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}}{f_y} \cdot l_d \cdot d = 1.56 \text{ cm}^2$$

Se utiliza el área de acero calculada, donde se obtiene el valor de 3 varillas, de 14 mm de diámetro, con un espaciamiento de 30 cm.

5.2.14.6. Armadura transversal en el ancho derecho.

$$q_{su_{der}} := \frac{P2}{Lc} = 19.64 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Mu_{der} := q_{su_{der}} \cdot \frac{Lv^2}{2} \cdot ld \cdot \frac{1}{m} = 11.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$As_{cal} := \frac{0.85 \cdot fc \cdot ld \cdot d}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu_{der}}{0.85 \cdot 0.9 \cdot ld \cdot d^2 \cdot fc}} \right) = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} := \frac{14 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}}{fy} \cdot ld \cdot d = 1.56 \text{ cm}^2$$

Se adopta el área de acero calculada, donde se obtiene el valor de 4 varillas, de 14 mm de diámetro, con un espaciamiento de 20 cm.

5.2.14.7. Acero de temperatura

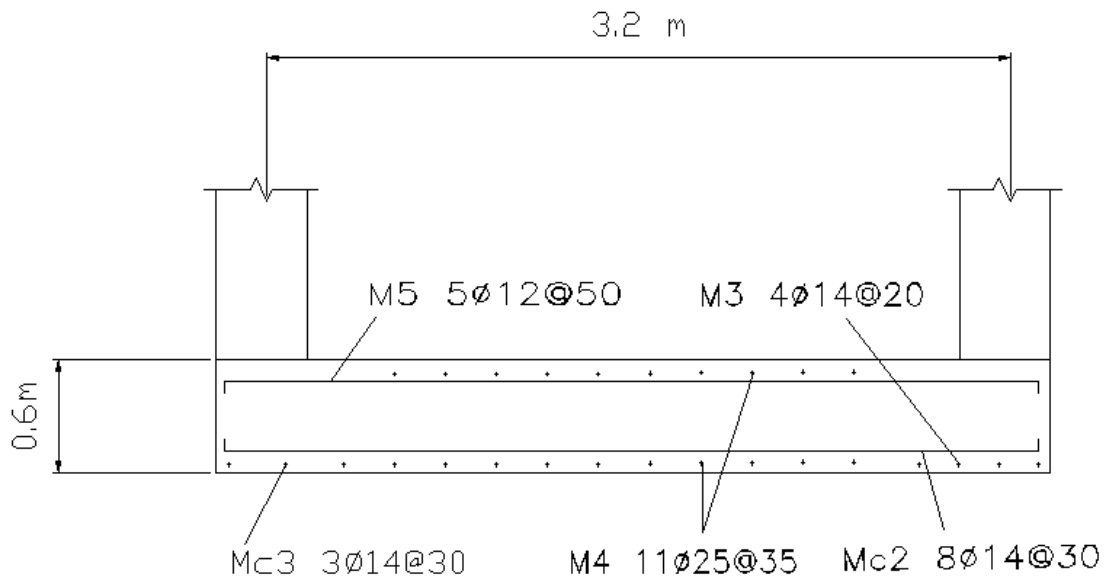
$$As_{temp} := \frac{2.5}{1000} \cdot Long \cdot d = 48.56 \text{ cm}^2$$

$$L := Long - 2 \text{ rec} = 3.55 \text{ m}$$

Se obtiene el valor de 11 varillas, de 25 mm de diámetro, con un espaciamiento de 35 cm.

Figura 50

Armado de la zapata combinada.

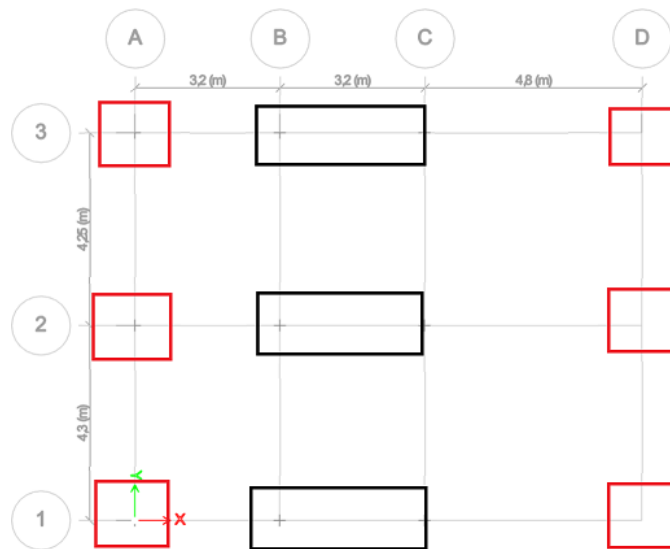


Nota. Se describe las diferentes marcas de acero de forma transversal y longitudinal.

Elaborado por: Los autores

Figura 51

Zapatas Tipo de la estructura



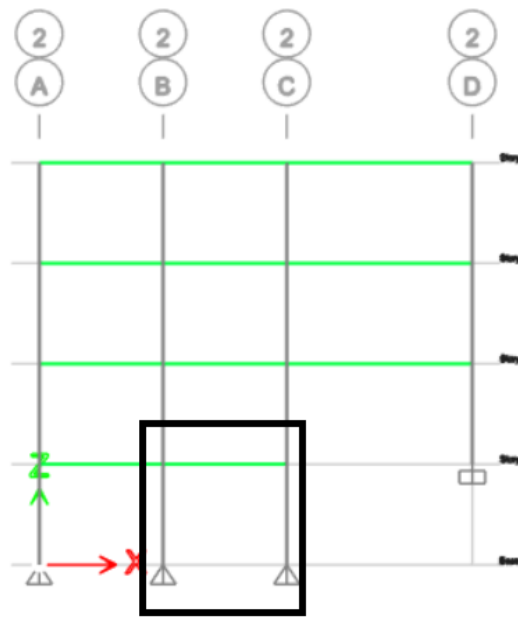
Nota. Se describe la ubicación de las zapatas aisladas y combinadas. **Elaborado por:** Los autores

5.2.15. Diseño por Capacidad

Una vez comprobado que la estructura resiste sísmicamente se realiza el análisis del pórtico sin arrostramiento para verificar el diseño por capacidad.

Figura 52

Pórtico no arriostrado del eje 2, B-C.



Elaborado por: Los autores

$$L_{col} := 2.6 \text{ m}$$

$$L_{vig} := 3.2 \text{ m}$$

$$\phi_c := 0.9$$

$$F_y := 36 \text{ ksi} = (2.531 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2.10 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se corre el programa para encontrar las combinaciones más desfavorables.

$$\begin{aligned}
 Pnt &:= 48.94 \text{ tonnef} & Plt &:= 0.13 \text{ tonnef} \\
 MGSntx &:= 0.1528 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & MESltx &:= 1.454 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \\
 MGIntx &:= 0.15 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & MEIltx &:= 1.4656 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \\
 Mnt &:= \max(MGSntx, MGIntx) & Mlt &:= \max(MEIltx, MESltx) \\
 Mnt &= 0.153 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & Mlt &= 1.466 \text{ tonnef} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

Se evalúa la sección que cumplió con sismo.

Columna:

$$bf := 30 \text{ cm}$$

$$tw := 1.35 \text{ cm}$$

$$tf := 2.4 \text{ cm}$$

$$d := 40 \text{ cm}$$

Viga superior e inferior:

$$ds := 27 \text{ cm}$$

$$di := 27 \text{ cm}$$

$$tfs := 1.02 \text{ cm}$$

$$tfi := 1.02 \text{ cm}$$

$$tws := 0.66 \text{ cm}$$

$$twi := 0.66 \text{ cm}$$

$$bfs := 13.5 \text{ cm}$$

$$bfi := 13.5 \text{ cm}$$

Las propiedades mecánicas son:

$$I_{y_{vs}} := \frac{(2 \cdot tfs \cdot bfs^3 + (ds - 2 \cdot tfs) \cdot tws^3)}{12} = 418.862 \text{ cm}^4$$

$$I_{y_{vi}} := \frac{(2 \cdot tfi \cdot bfi^3 + (di - 2 \cdot tfi) \cdot twi^3)}{12} = 418.862 \text{ cm}^4$$

$$I_{xvp} := 2 \cdot \left(\frac{bfs \cdot tfs^3}{12} + (bfs \cdot tfs) \cdot \left(\frac{ds - tfs}{2} \right)^2 \right) + \frac{tws \cdot (hs)^3}{12} = (5.505 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

$$I_{xvi} := 2 \cdot \left(\frac{bfi \cdot tfi^3}{12} + (bfi \cdot tfi) \cdot \left(\frac{di - tfi}{2} \right)^2 \right) + \frac{twi \cdot (hi)^3}{12} = (5.505 \cdot 10^3) \text{ cm}^4$$

$$Ag := 2 \cdot bf \cdot tf + (h) \cdot tw = 191.52 \text{ cm}^2$$

$$I_x := 2 \cdot \left(\frac{bf \cdot tf^3}{12} + (bf \cdot tf) \cdot \left(\frac{d - tf}{2} \right)^2 \right) + \frac{tw \cdot (h)^3}{12} = (5.587 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$I_y := 2 \cdot \frac{tf \cdot bf^3}{12} + \frac{tw^3 \cdot (h - 2 \cdot tf)}{12} = (1.081 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

$$rx := \sqrt{\frac{I_x}{Ag}} = 17.08 \text{ cm}$$

$$ry := \sqrt{\frac{I_y}{Ag}} = 7.512 \text{ cm}$$

$$S_x := \frac{I_x}{0.5 \cdot d} = (2.794 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$$

$$S_y := \frac{I_y}{0.5 \cdot bf} = 720.416 \text{ cm}^3$$

$$A_{xm} := \frac{Ag}{2} = 95.76 \text{ cm}^2$$

$$ym := \frac{A_{xm} - (bf \cdot tf)}{tw} + tf = 20 \text{ cm}$$

$$Z_x := tw \cdot \frac{(d - tf - ym)^2}{2} + tf \cdot bf \cdot \left(d - ym - \frac{tf}{2} \right) + tw \cdot \frac{(ym - tf)^2}{2} + tf \cdot bf \cdot \left(ym - \frac{tf}{2} \right) = (3.125 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$$

$$Z_y := 4 \cdot \left(tf \cdot \frac{bf}{2} \cdot \frac{bf}{4} \right) + 2 \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot \frac{tw}{2} \cdot \frac{tw}{4} = (1.096 \cdot 10^3) \text{ cm}^3$$

Factor de longitud efectiva en el plano de flexión.

$$G_A := \frac{2 \cdot \frac{I_x}{L_{col}}}{\frac{I_{xvp}}{L_{vig}}} = 42.941 \qquad G_B := \frac{2 \cdot \frac{I_x}{L_{col}}}{\frac{I_{xvi}}{L_{vig}}} = 42.941$$

$$K_x := \sqrt{0.8 \cdot G_A + 1} = 5.946$$

$$G_A := \frac{\frac{2 \cdot I_y}{L_{col}}}{\frac{2 \cdot I_{yvs}}{L_{vig}}} = 54.575 \qquad G_B := \frac{\frac{2 \cdot I_y}{L_{col}}}{\frac{2 \cdot I_{yvi}}{L_{vig}}} = 54.575$$

$$K_y := \sqrt{0.8 \cdot G_A + 1} = 6.683$$

La resistencia de Diseño a compresión es:

$$\phi P_n := 0.9 \cdot P_n = 58.556 \text{ tonnef}$$

Los momentos de resistencia para el diseño a flexión son:

$$C_b := 1$$

$$N_{apoyo} := 0$$

$$M_{ry} := 0.789 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{rx} := 2.469 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$L_b := \frac{L}{N_{apoyo} + 1} = 2.6 \text{ m}$$

La Relación Ancho-Espesor muestra que la sección es compacta:

Patín:

$$\lambda_f := \frac{0.5 \cdot b_f}{t_f} = 6.25$$

$$\lambda_{pf} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.946$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$$

Alma:

$$\lambda_w := \frac{d - 2 \cdot t_f}{t_w} = 26.074$$

$$\lambda_{pw} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.305$$

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 164.185$$

Se comprueba que se encuentra en la zona plástica según el diseño de flexión, en el eje fuerte XX.

$$M_{px} := F_y \cdot Z_x = 79.105 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.808 \text{ m}$$

$$h_o := d - t_f = 37.6 \text{ cm}$$

$$b := b_f = 30 \text{ cm}$$

$$J := \frac{(2 \cdot b \cdot t_f^3 + h_o \cdot t_w^3)}{3} = 307.317 \text{ cm}^4$$

$$C_w := \frac{t_f \cdot b^3 \cdot h_o^2}{24} = (3.817 \cdot 10^6) \text{ cm}^6$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 8.527 \text{ cm}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 15.989 \text{ m}$$

$$L_b \leq L_p$$

Por lo tanto, el momento a flexión en X es:

$$M_{rx} := \min(M_{px}, M_{rx}) = 79.105 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{rx} := \phi b \cdot M_{rx} = 71.194 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se obtiene la resistencia a flexión del eje débil Y.

$$M_{ry} := \min(M_{py}, M_{ry}) = 27.741 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{ry} := \phi b \cdot M_{ry} = 24.967 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

La resistencia de Diseño a flexión es:

Eje fuerte: $\phi M_{rx} := \phi b \cdot M_{rx} = 71.194 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Eje débil: $\phi M_{ry} := \phi b \cdot M_{ry} = 24.967 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Se calcula con la siguiente fórmula al comprobar que es menor a 0.2. Por lo tanto, el diseño por capacidad si cumple al comprobar que es menor a 1

$$\frac{Pr}{\phi P_n} = 0.839$$

$$f := \frac{Pr}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{Mrx}{\phi M_{rx}} + \frac{Mry}{\phi M_{ry}} \right) = 0.892$$

CAPÍTULO VI

ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL SUELO

6.1. Estabilidad de taludes

Al presentar el terreno un talud, la superficie inclinada que se forma, por la variación del nivel de estratos en el suelo cuya geometría se logra por medio de un equilibrio entre fuerzas de fricción y volcamiento. Según su formación se tiene dos tipos de talud, los que se forman de manera natural llamados laderas, generados por una prolongada meteorización del suelo que provoca la pérdida de equilibrio de fuerzas y los taludes generados por el ser humano que se llaman cortes, que se generan al realizar excavaciones en el suelo natural. En esta sección del trabajo de investigación se analizará la estabilidad de los taludes presentes en el proyecto y en caso de ser necesario, proponer sistemas que permitan asegurar la estabilidad del talud.

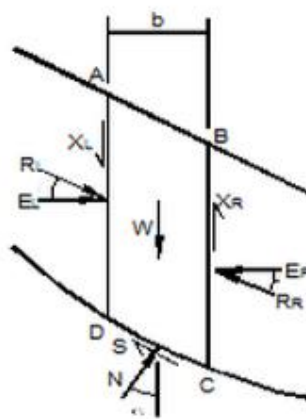
Es importante analizar la estabilidad un talud para evitar que existan fallas en las estructuras que se encuentran sobre el talud o derrumbes que afecten a viviendas y vías que se encuentren en la parte inferior del mismo. Para este objetivo es importante conocer; las características estratigráficas del suelo, sobrecargas y presencia de nivel freático que influyan en la estabilidad general del talud, de esta manera proponer una geometría de corte que permitan reducir de forma preventiva la amenaza de riesgo a un deslizamiento. En el siguiente capítulo se tomará en cuenta la geometría del talud ya existente y se analizará su estabilidad por medio de factores de seguridad al deslizamiento

Según Jaime Suarez (1955), la definición de factor de seguridad contra la falla de un talud es la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta. (p. 123) Siendo este, uno de los aspectos más importantes para asegurar la estabilidad

estructural del talud, existen diferentes métodos de calculo que permiten llegar a la obtención de este valor. El método Morgenstern y Price utiliza funciones que relacionan fuerzas de resistente a corte y fuerzas normales que dividen la superficie total de falla en dovelas y permite realizar un análisis más preciso del factor del seguridad del talud. Además, la línea de superficie de falla pueda tomar cualquier función no solo circular que lo convierte en un método muy riguroso.

Figura 53

Diagrama de fuerzas existentes en una dovela para el método Morgenstern y Price

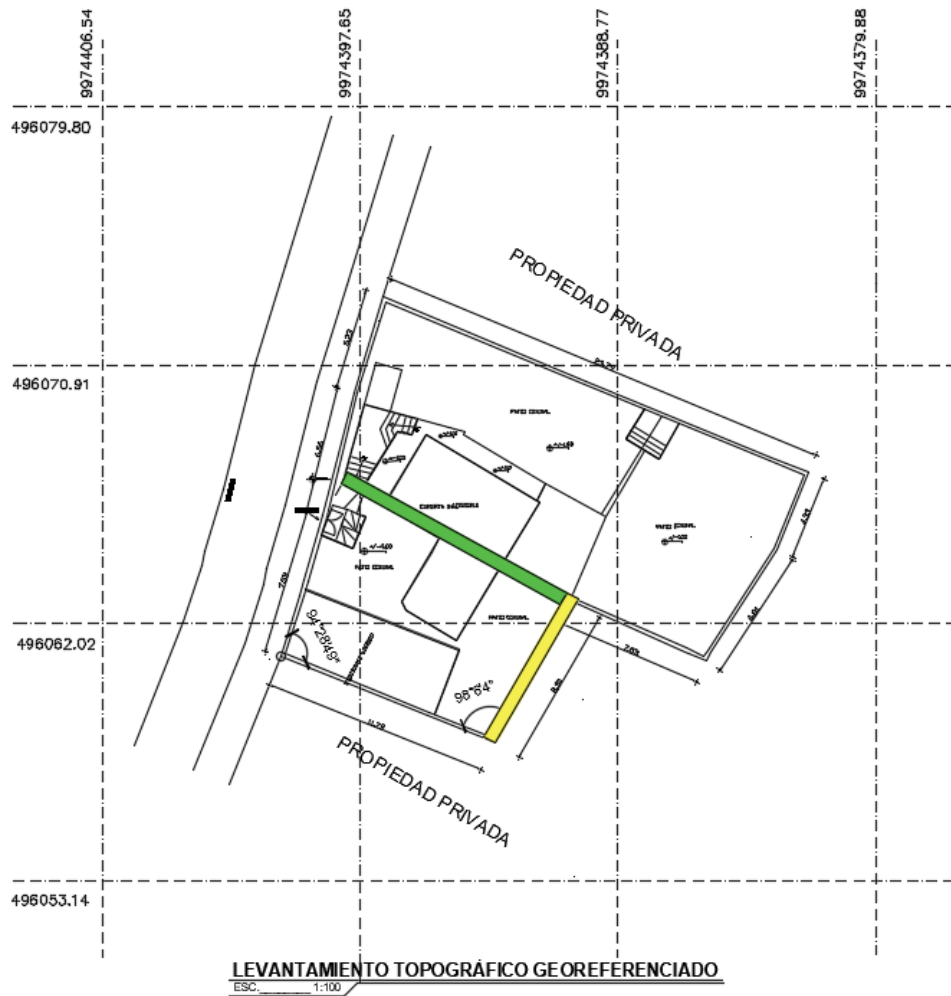


Nota. Figura extraída del libro Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales de Jaime Suarez (2002).

Para el presente trabajo de titulación, se determinó por medio de la topografía y la visita de campo dos taludes relevantes en el proyecto. El más crítico tiene una altura de 7 m con una pendiente 2:1 y una longitud de 8,3 m en la parte posterior del proyecto, bajo este talud se encuentra un terreno baldío. El segundo talud tiene una altura de 2,8 m con pendiente vertical y tiene una longitud de 12,92 m que se encuentra atravesando la propiedad.

Figura 54

Ubicación de taludes en el esquema topográfico de la propiedad Toapanta



Nota. En esta figura se presenta la ubicación los taludes existentes en el proyecto representados por rectángulos de colores. El rectángulo de color amarillo corresponde al talud más crítico de 7,2 m de altura y el rectángulo verde es el talud de 2,8 m de altura.

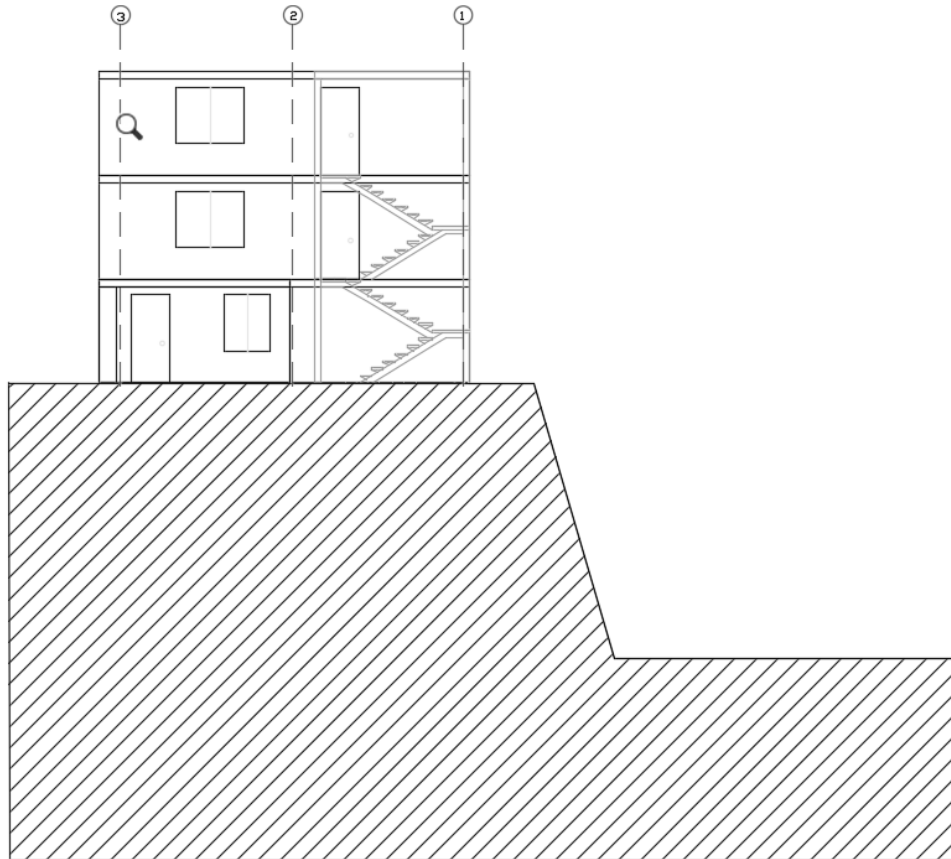
6.1.1. Análisis de estabilidad de talud de 7 m

Siendo este el talud más crítico del proyecto, es importante conocer las cargas existentes sobre el talud. Como se puede observar en los planos arquitectónicos del proyecto, sobre este talud se encontraría ubicado el eje D, que consta de 3 columnas perimetrales de la vivienda que serán incluidas en el cálculo de análisis de taludes; además, se tomara en cuenta

las sobrecargas producidas por el garaje vehicular correspondiente a $0,5 \text{ ton/m}^2$

Figura 55

Esquema de perfil de talud y corte de la estructura alrededor del Eje D



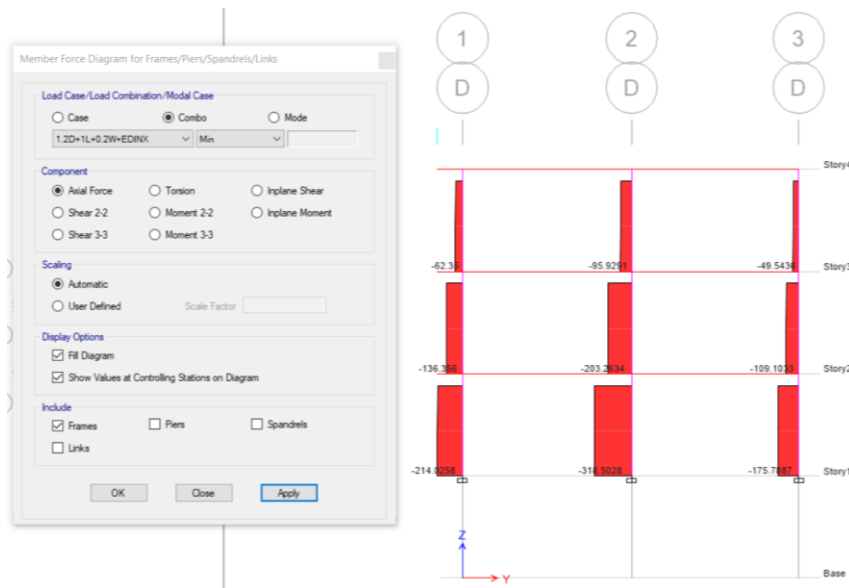
Elaborado por: Los autores.

Es importante mencionar que para el análisis de estabilidad de talud se utilizó el programa de cálculo GeoStudio, que se especializa en la obtención del factor de seguridad de talud. Realiza un análisis de todas las posibles superficies de falla y las ordena de acuerdo al incremento del factor de seguridad en cada falla. Para esto es importante conocer la ubicación de precisa de las cargas de la estructura que llegan a la superficie del talud.

6.1.1.1. Cargas de diseño

Figura 56

Diagramas de cargas axiales existentes en las columnas que conforman el Eje D



Nota. Estas cargas axiales son generadas utilizando la combinación N° 5 propuesta por NEC-SE-CG. Elaborado por los autores por medio de ETABS.

6.1.1.2. Característica estratigráfica del suelo

Como se pudo determinar en el Capítulo IV, el suelo del proyecto cuenta con un estrato de limo arenoso con peso específico $\gamma_h=14,91 \text{ kN/m}^3$, un peso específico saturado $\gamma_s=16,353 \text{ kN/m}^3$, con una cohesión de $C=29,8 \text{ kN/m}^2$ y Angulo de fricción $\phi=31^\circ$

6.1.1.3. Factores sísmicos

De acuerdo con la NEC-15 (NEC-SE-CM), se evalúa la estabilidad sísmica de taludes considerando un factor de seguridad por corte mínimo de 1.05, en condición de diseño, mediante un análisis pseudo estático, con la aplicación de una fuerza horizontal y vertical respectivamente equivale a:

$$kh = 0.60(Z * Fa)W$$

$$kv = \frac{2}{3} * kh$$

Dónde:

Z: es la aceleración en roca

Fa: es el factor de amplificación sísmica de sitio para un suelo tipo.

W: es el peso del talud

Figura 57

Factor de seguridad por corte mínimos propuestos por la NEC-SE-CM

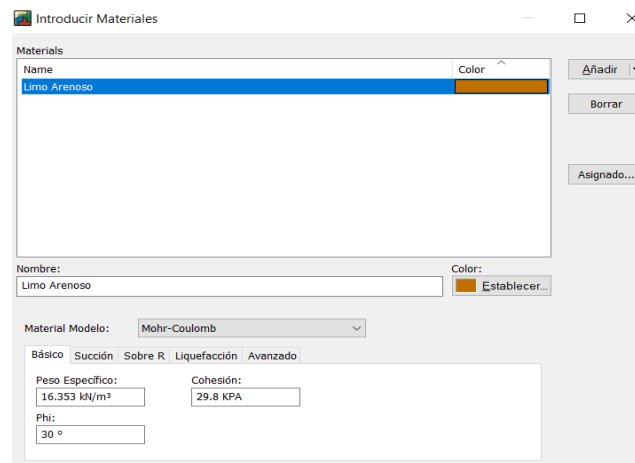
Condición **	Fscore Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta+Carga Viva Nominal	1.5	1.25
Carga Muerta+ Carga Viva Máxima	1.25	1.1
Carga Muerta+ Carga Viva Nominal + Sismo de diseño Pseudo estático	1.1	1.00 *
Taludes - condición estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25
Taludes - condición pseudo estática con agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de diseño	1.05	1.00 *

Nota. Tabla extraída de La Guía N° 6 de Geotecnia perteneciente a la NEC (2016).

6.1.1.4. Ingreso de información al programa GeoStudio

Figura 58

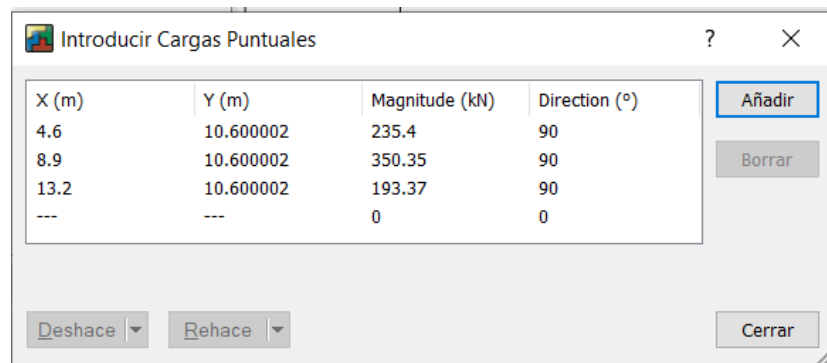
Ingreso de características del suelo GeoStudio



Nota. Tabla generada por medio de GeoStudio. Elaborado por: Los autores.

Figura 57

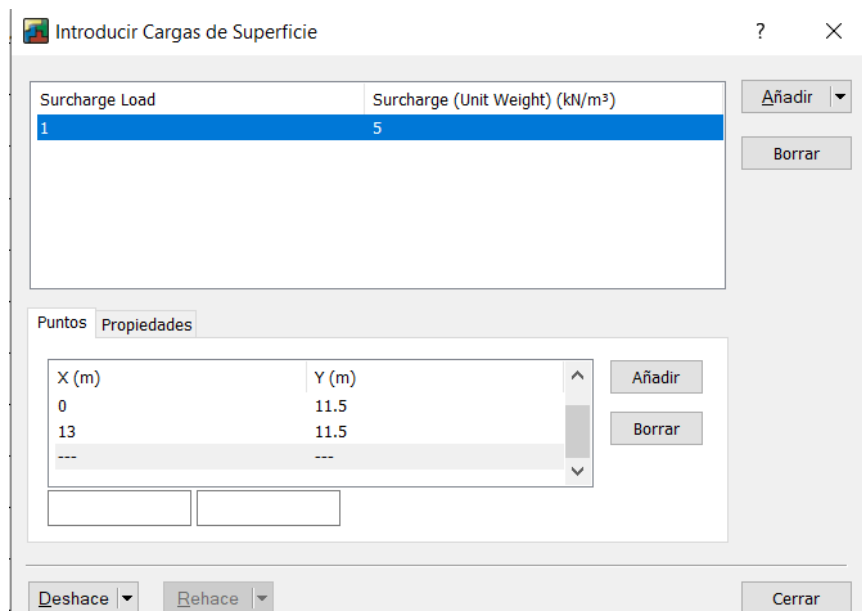
Ingreso de cargas ejercidas por la estructura sobre el talud



Nota. Elaborado por los Autores por medio de GeoStudio

Figura 59

Ingreso de sobrecargas complementarias Vehículos y contrapiso



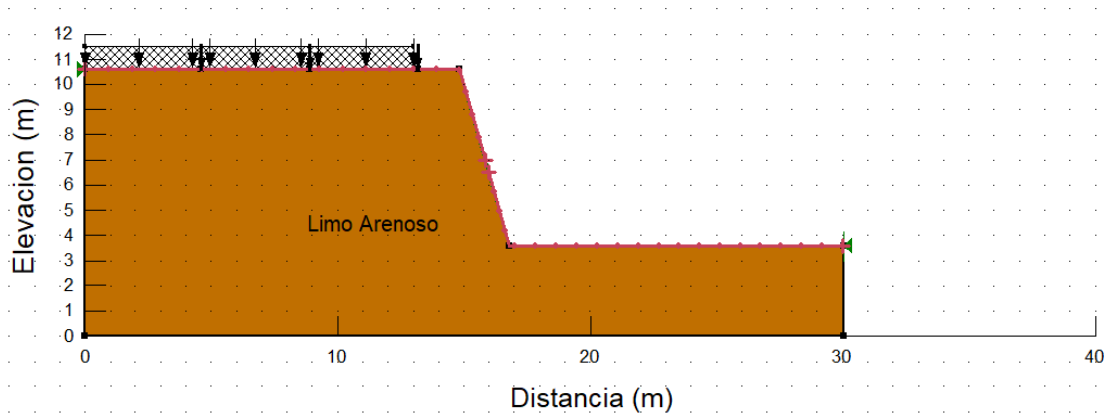
Nota. Elaborado por los Autores por medio de GeoStudio

Con el ingreso de estos valores se procede a graficar la geometría del talud de análisis, tomando en cuenta la ubicación precisa de las cargas de diseño

6.1.1.5. Esquema geométrico del talud de análisis

Figura 60

Modelación del talud para cargas de diseño propuestas



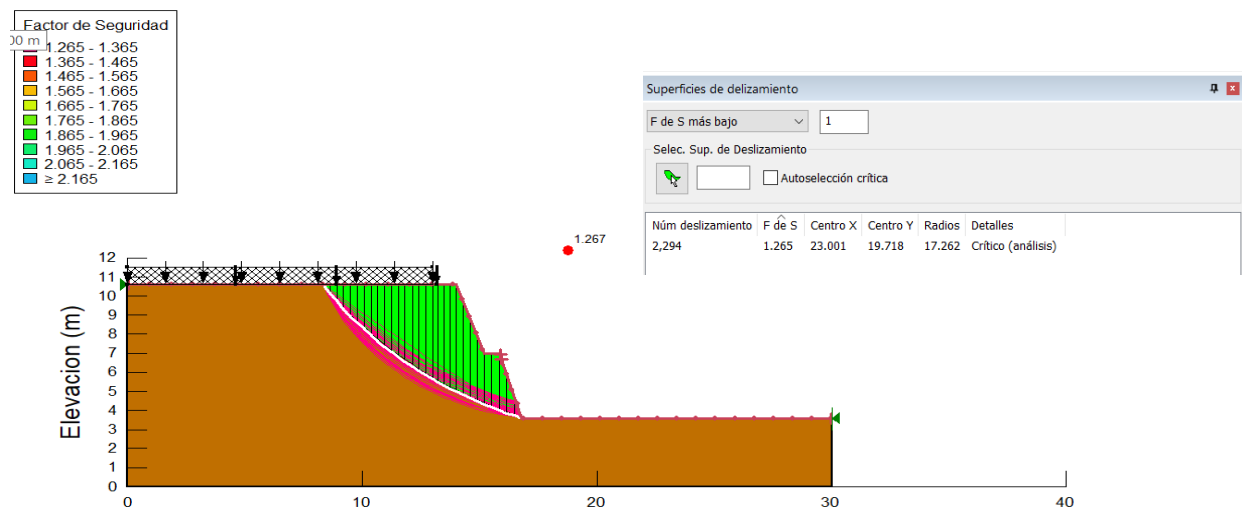
Nota. En esta figura se presenta la modelación del talud, a través de los efectos generados por cargas de columnas utilizando una carga puntual y sobrecargas vehiculares y de contrapiso representado por una carga distribuida. Elaborado por: Los Autores por medio de GeoStudio

6.1.1.6. Análisis de resultados de modelación

Para este procedimiento se inició con el análisis de la superficie de falla más crítica que se presenta en el programa.

Figura 61

Superficie de falla del talud para el Factor de seguridad más crítico



Nota. Para el análisis se dividió la superficie de falla en 30 dovelas de la misma dimensión.

Elaborado por los Autores por medio de GeoStudio

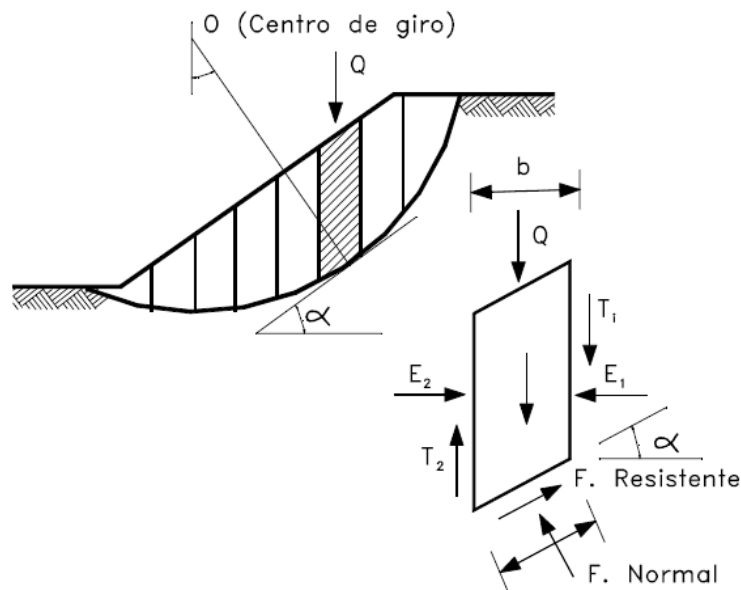
Como se puede observar, el talud no necesita confinamiento lateral pues cumple con el factor de seguridad al deslizamiento, siendo este en su sección más crítica de 1,267 y el factor de seguridad necesario es de 1,05 tomando en cuenta las cargas sísmicas.

6.1.1.6.1 Análisis de resultados de modelación

El análisis de estabilidad de taludes que se realizará en este apartado corresponde a un cálculo estático por lo tanto para el factor de seguridad necesario es $FS= 1,5$. Este procedimiento se lo realizará con el método Ordinario o Fellenius, y el área de falla se la dividirá en 10 dovelas.

Figura 62

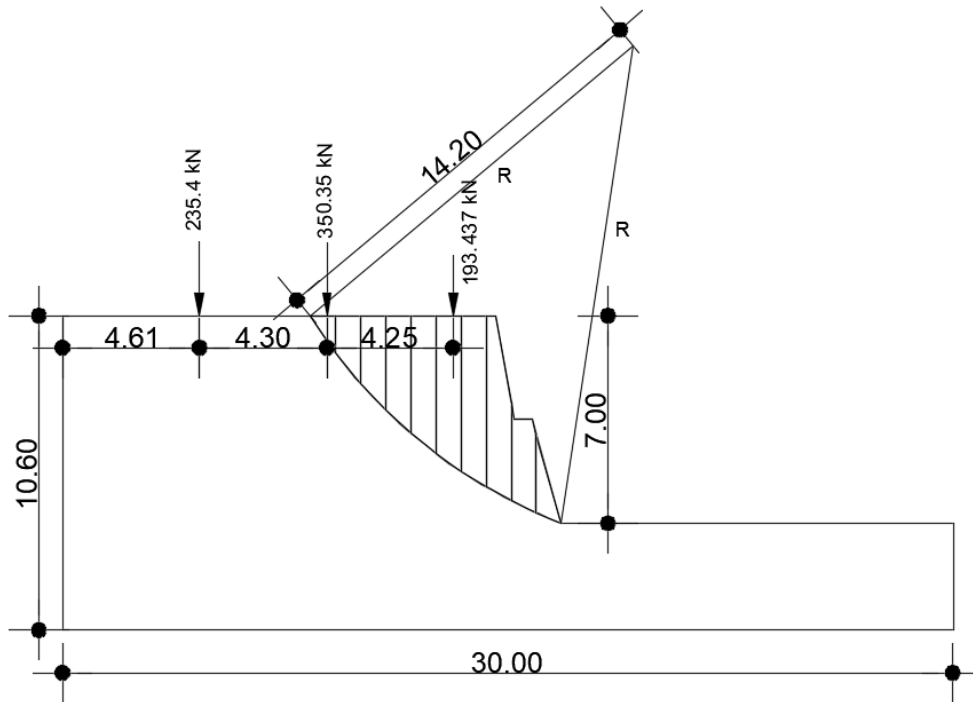
Diagrama de fuerzas presentes en la dovela en el método de Fellenius



Nota. Figura extraída del libro Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Elaborado por: Jaime Suarez (2002).

Figura 63

Perfil del talud de diseño



Nota. En esta figura se presentan las cargas aplicadas sobre el talud y sus respectivas distancias, además las dimensiones del talud, radio de superficie de falla y también se presenta a la superficie de falla dividida en 10 dovelas. Elaborado por: Los autores.

Formas necesarias para el cálculo:

$$\alpha = \sin^{-1} \left(\frac{a}{r} \right)$$

$$\Delta l = \frac{b}{\cos \alpha}$$

$$M = \sum W * \sin \alpha$$

$$M = \sum [c * \Delta l + (W * \cos \alpha - u * \Delta l * \cos^2 \alpha) * \tan \phi]$$

Siendo:

a: Distancia del centro de la circunferencia al eje central de la dovela

r: Radio de superficie de falla

b: Ancho de dovela

α : Ángulo de superficie de falla de dovela

W: Peso total de la dovela a la superficie de falla

Δl : Superficie de falla

u: Presión de poros

c: Cohesión del suelo

Φ : Ángulo de Fricción.

Para este cálculo se tomará los datos del suelo presentados en la sección 6.1.1.2. Adicionalmente se asume la presión de poros $u = 0 \text{ kN/m}^3$ por la inexistencia de nivel freático en el talud.

Tabla 18.

Valores de los factores a y b pertenecientes a cada dovela

Dovela	b(m)	a(m)
1	0.848	10.480
2	0.848	9.630
3	0.848	8.780
4	0.848	7.930
5	0.848	7.090
6	0.848	6.240
7	0.848	5.390
8	0.848	4.540
	0.848	3.690
10	0.848	2.850

Elaborado por: Los Autores.

Tabla 19.*Cálculo de Factor de Seguridad en condiciones estáticas para el talud de 7,2m*

Dovela	b(m)	A (m)	α (°)	Δl (m)	Área (m ²)	W (kN/m)	Hw1 (m)	Hw2 (m)	H prom. (m)	U (kN/m ²)	M (kN/m*m)	Mn ordinario(kN/m*m)
1.000	0.848	10.480	37.381	1.067	0.529	359.001	0.000	1.238	0.619	0.000	217.954	196.501
2.000	0.848	9.630	33.909	1.022	1.492	24.399	1.238	2.282	1.760	0.000	13.611	42.140
3.000	0.848	8.780	30.573	0.985	2.314	37.841	2.282	3.136	2.709	0.000	19.247	48.161
4.000	0.848	7.930	27.348	0.955	3.025	49.468	3.136	3.925	3.530	0.000	22.725	53.818
5.000	0.848	7.090	24.251	0.930	3.624	59.263	3.958	4.644	4.301	0.000	24.341	58.913
6.000	0.848	6.240	21.192	0.910	4.191	261.905	4.644	5.207	4.926	0.000	94.676	168.089
7.000	0.848	5.390	18.195	0.893	4.671	76.385	5.240	5.770	5.505	0.000	23.851	68.496
8.000	0.848	4.540	15.248	0.879	4.350	71.136	5.770	6.151	5.961	0.000	18.709	65.817
9.000	0.848	3.690	12.343	0.868	2.481	40.572	3.300	3.954	3.627	0.000	8.673	48.751
10.000	0.848	2.850	9.503	0.860	1.110	18.152	2.662	0.000	1.331	0.000	2.997	35.958
Total											446.784	786.644
FS											1.761	

Nota. Se presenta una tabla de resúmenes de los cálculos realizados. Como se muestra en tabla la presión hidrostática tiene el valor de 0 kN/m²

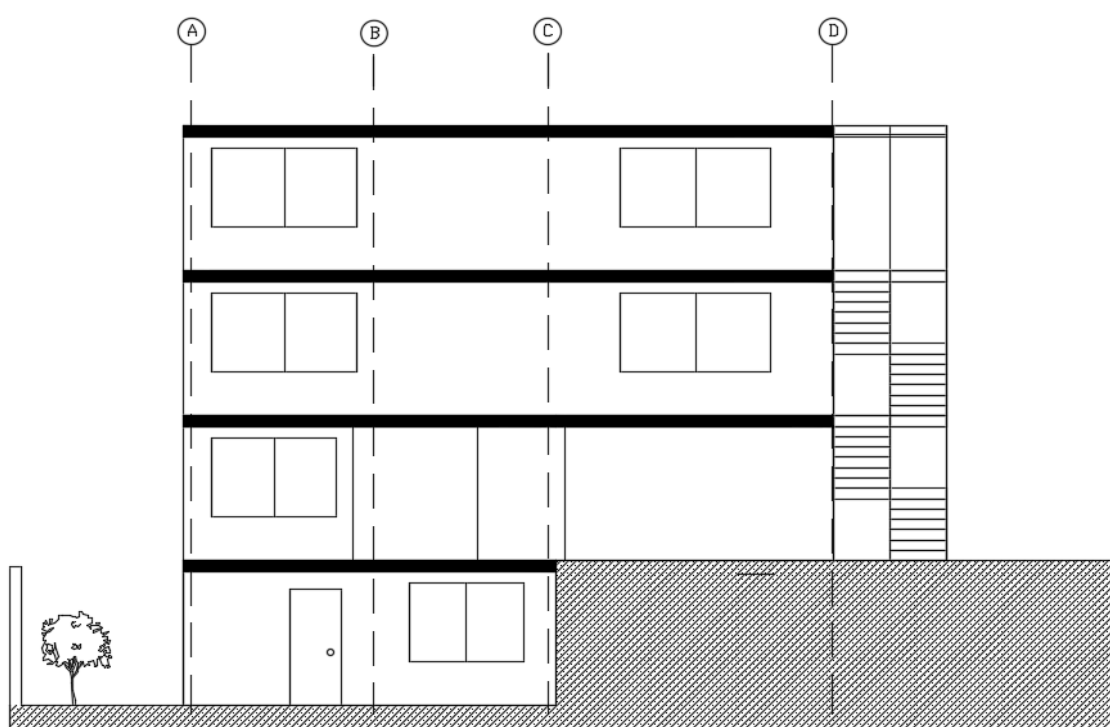
Se puede determinar que el cálculo realizado por el método de dovelas el factor de seguridad estático cumple, siendo este de 1,761 y el requerido por corte estático es de 1,5.

6.1.1.6.2. Análisis de estabilidad de talud de 2.8 m

Para este análisis de talud se realiza un corte en el eje 2 que corresponde a la sección más crítica para este caso. Es importante conocer que por la dirección del eje de transversal del talud solo se cuenta una columna que genera esfuerzo sobre este. Además, se toma en cuenta las sobrecargas producidas por el garaje vehicular y entrepisos y se tomó una carga 0.5 t/m^3 .

Figura 64

Esquema de perfil de talud y corte de la estructura alrededor del Eje 2



Elaborado por: Los Autores.

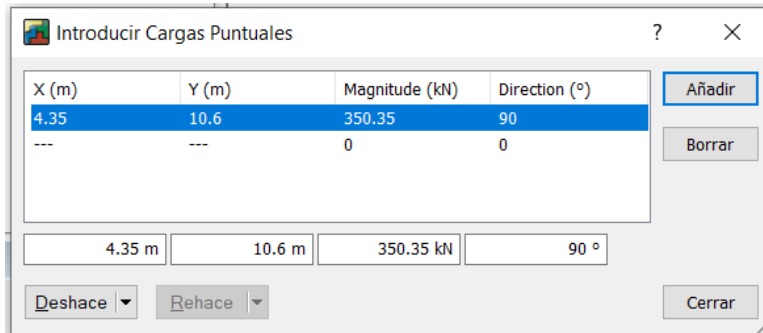
6.1.1.7. Cargas de diseño y modelación de talud

Utilizando la combinación N° 5 de NEC-SE-CG que genera mayores esfuerzos

axiales en las columnas se obtiene la carga en columna D4 de 318,50 kN y una carga máxima de 350,35 kN con peso incluido zapata de cimentación.

Figura 65

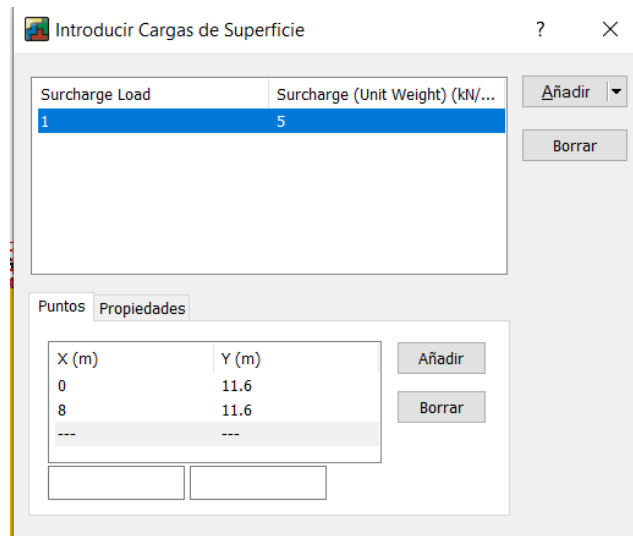
Ingreso de cargas ejercidas por la estructura sobre el talud



Nota. Elaborado por los Autores por medio de GeoStudio.

Figura 66

Ingreso de sobrecargas complementarias Vehículos y contrapiso

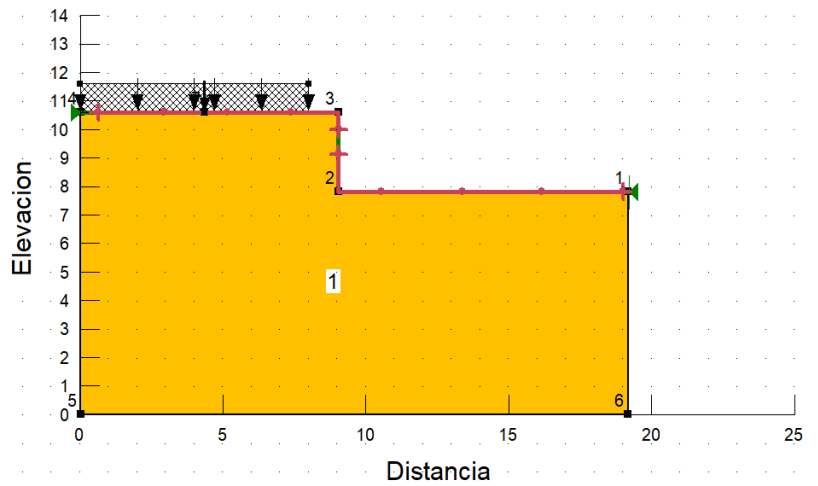


Nota. Elaborado por los Autores por medio de GeoStudio.

6.1.1.8. Esquema geométrico del talud de análisis

Figura 67

Superficie de falla del talud para el Factor de seguridad más crítico



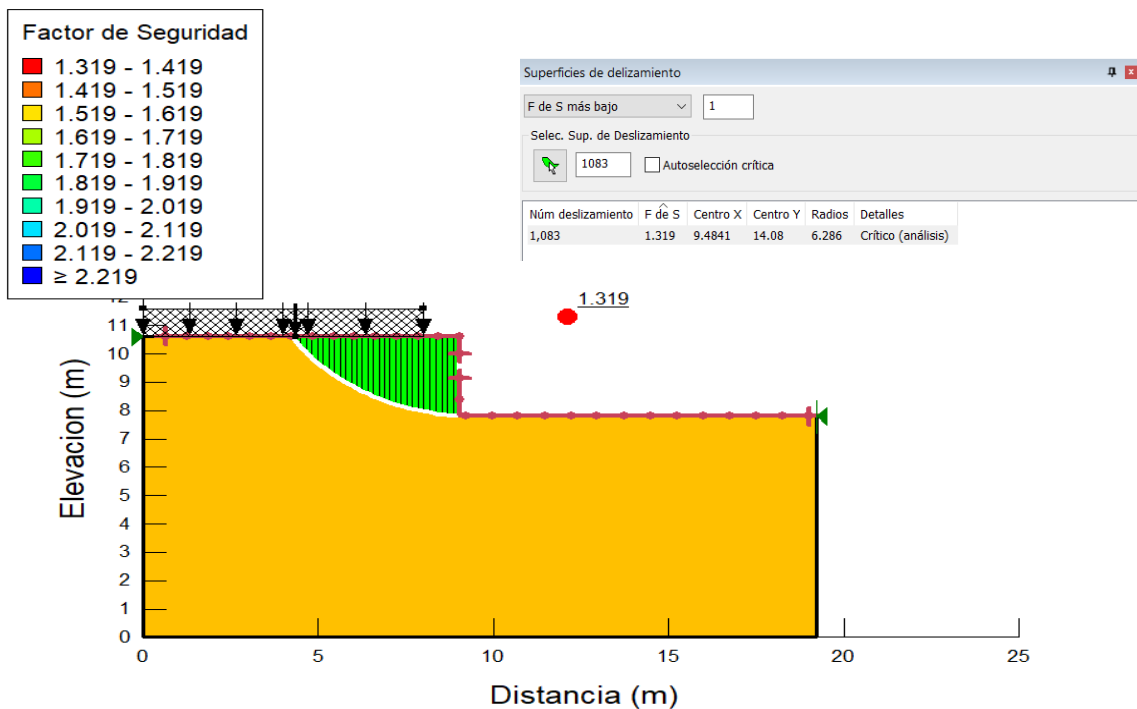
Nota. Para el análisis se dividió la superficie de falla en 30 dovelas de la misma dimensión.
Elaborado por los Autores por medio de GeoStudio.

6.1.1.9. Análisis de resultados de modelación

Para este procedimiento se inició con el análisis de la superficie de falla más crítica que se presenta en el programa.

Figura 68

Superficie de falla del talud para el Factor de seguridad más crítico



Nota. Para el análisis se dividió la superficie de falla en 30 dovelas de la misma dimensión.

Elaborado por los Autores por medio de GeoStudio

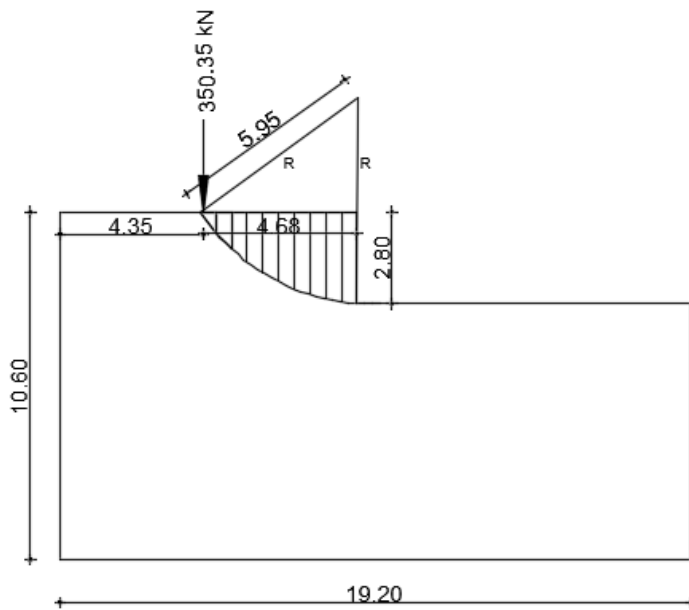
La superficie de deslizamiento más crítica da como resultado un factor de seguridad de 1,319 que cumple con el requerimiento sísmico de un factor de seguridad de 1,05 por lo que el talud es estable y no requiere una estructura de confinamiento.

5.2.4.1.1. Cálculo analítico de estabilidad de talud estático

Se utilizará el mismo procedimiento realizado para el cálculo del talud de 7,2 m, para un factor de seguridad a corte requerido $FS = 1,5$.

Figura 69

Perfil del talud de diseño



Nota. En esta figura se presentan las cargas aplicadas sobre el talud y sus respectivas distancias, además las dimensiones del talud, radio de superficie de falla y también se presenta a la superficie de falla dividida en 10 dovelas

Tabla 20.*Cálculo de Factor de Seguridad en condiciones estáticas para el talud de 2.8 m*

Dovela	b(m)	A (m)	α (°)	Δl (m)	Área (m ²)	W (kN/m)	Hw1 (m)	Hw2 (m)	H prom. (m)	U (kN/m ²)	M (kN/m*m)	Mn ordinario(kN/m*m)
1.000	0.550	4.590	46.903	0.805	0.904	365.127	0.000	1.238	0.619	0.000	266.613	168.020
2.000	0.550	4.110	40.831	0.727	2.519	41.190	1.238	2.282	1.760	0.000	26.931	39.655
3.000	0.550	3.360	32.311	0.651	3.802	62.168	2.282	3.136	2.709	0.000	33.230	49.728
4.000	0.550	3.150	30.074	0.636	4.856	79.417	3.136	3.925	3.530	0.000	39.797	58.618
5.000	0.550	2.670	25.135	0.608	5.716	93.467	3.958	4.644	4.301	0.000	39.701	66.958
6.000	0.550	2.200	20.486	0.587	6.445	105.398	4.644	5.207	4.926	0.000	36.888	74.500
7.000	0.550	1.720	15.880	0.572	6.974	114.052	5.240	5.770	5.505	0.000	31.207	80.375
8.000	0.550	1.240	11.377	0.561	7.408	121.146	5.770	6.151	5.961	0.000	23.898	85.288
9.000	0.550	0.760	6.944	0.554	7.724	126.317	3.300	3.954	3.627	0.000	15.272	88.905
10.000	0.550	0.280	2.553	0.551	7.930	129.683	2.662	0.000	1.331	0.000	5.777	91.204
Total											519.314	803.252
FS											1.547	

Nota. Se presenta una tabla de resúmenes de los cálculos realizados. Como se muestra en tabla la presión hidrostática tiene el valor de 0 kN/m²

Por medio de cálculos analíticos también se demostró que el talud es estable en condiciones estáticas, pues se obtuvo un factor de seguridad de 1,547 que satisface al factor requerido por corte de 1,5.

Al finalizar el análisis de estabilidad de taludes se determinó que no es necesario proporcionar estructuras de soporte lateral del suelo como muros de contención. Pero es importante que desarrolle métodos de prevención de desgaste de la geometría del talud. Este tipo de construcciones tendrán un valor más reducido que un muro de contención ya que su función no radica en la estabilizar el talud sino en mantener las dimensiones y evitar erosiones por agentes meteorizantes como agua y viento.

En la construcción existente se pueden apreciar un muros de mampostería que recubre al talud de 2,8 m de altura, se recomienda que al momento de la construcción de la vivienda no se afecte a este muro al momento del derrocamiento de vivienda. También es importante que se respeten todos los puntos de drenaje lateral que existen en el muro. También se recomienda realizar una impermeabilización con enlucido para evitar que existan filtraciones de agua hacia el muro o a las paredes de la vivienda.

6.2. Obras preventivas

6.2.1. Talud de 2.8 m

En la construcción existente se pueden apreciar un muro de mampostería que recubre al talud de 2.8 m de altura, se recomienda que al momento de la construcción de la vivienda no se afecte a este muro al momento del derrocamiento de vivienda. También es importante que se respeten todos los puntos de drenaje lateral que existen en el muro. También se recomienda realizar una impermeabilización con enlucido para evitar que existan filtraciones de agua hacia el muro o a las paredes de la vivienda.

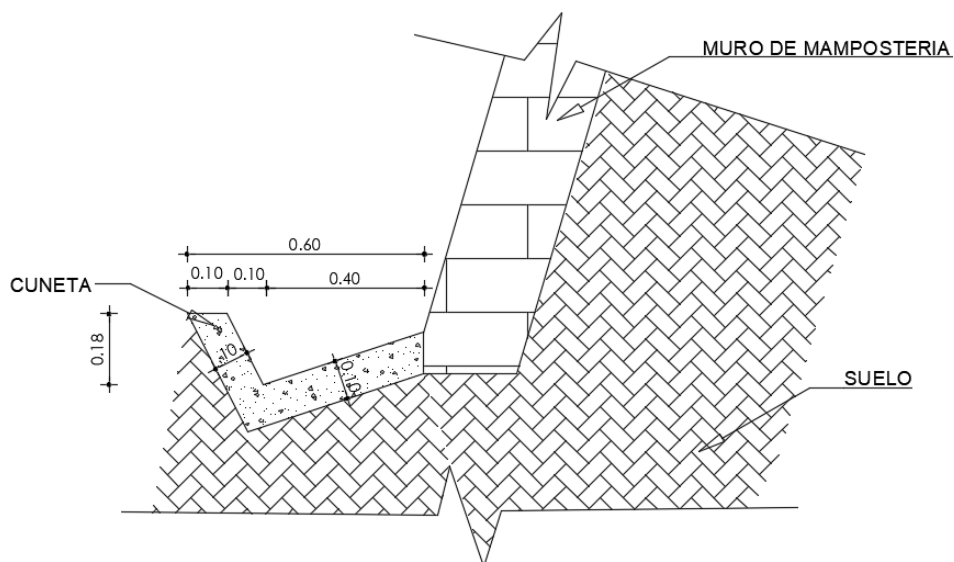
6.2.2. Talud de 7.2 m

Siendo este la parte más crítica del proyecto se presentarán distintas obras preventivas que eviten el desgaste del talud. Para esto es importante mencionar que la mitad del talud se encuentra recubierta por mampostería de piedra con recubrimiento desgastado y puntos de drenaje laterales con tubo de PVC de 2".

Para esta primera parte, se debe restaurar el enlucido existente en el muro que permita que este se impermeabilice y no permita el ingreso de humedad en el suelo a través de la mampostería que pueda llegar a afectar la estabilidad estructural del talud, el área de recubrimiento es de 30,14 m². También en la parte inferior de este se debe de incluir una cuneta que permita el drenaje de agua proveniente de la superficie del talud en tiempo de lluvias que puedan afectar la parte inferior del talud.

Figura 70

Esquema de cuneta propuesto en la base de muro de mampostería de piedra



Nota. Dibujo sin escala. Elaborado por: Los autores.

6.2.3. Talud inferior

Para la parte del talud inferior se proyecta a instalar un geomanto en toda la superficie

del talud. Para la colocación de este material, se colocará en la cuneta anclajes de forma L de varilla con un diámetro de 10 mm de 30 cm x 10 cm cada 50 cm. Además, se pondrá anclajes de la misma dimensión en la parte inferior del talud cada 50 cm.

También se recomienda poner drenes horizontales que permitan drenar el exceso de humedad que exista en el subsuelo del talud. Es importante mencionar que, no se encontró nivel freático en los sondeos realizados, este procedimiento se lo tomará como adicional a la presencia del geo manto en el talud. Este sistema preventivo consiste en realizar una perforación profunda sub horizontal o ligeramente inclinada, normalmente a una separación de 1m a 5m e introducir tubos PVC perforados, que pueden ser ranuras transversales al eje de la tubería con un ancho de 1.5 mm a 5 mm y que contenga una densidad de 15 a 30 agujeros por metro (Suarez, 2002). Esto permite mantener o incluso aumentar el factor de seguridad al reducir al cantidad de agua presente en el talud.

Figura 71

Ejemplo de las ranuras en tubos de PVC que se utilizaran como drenes horizontales

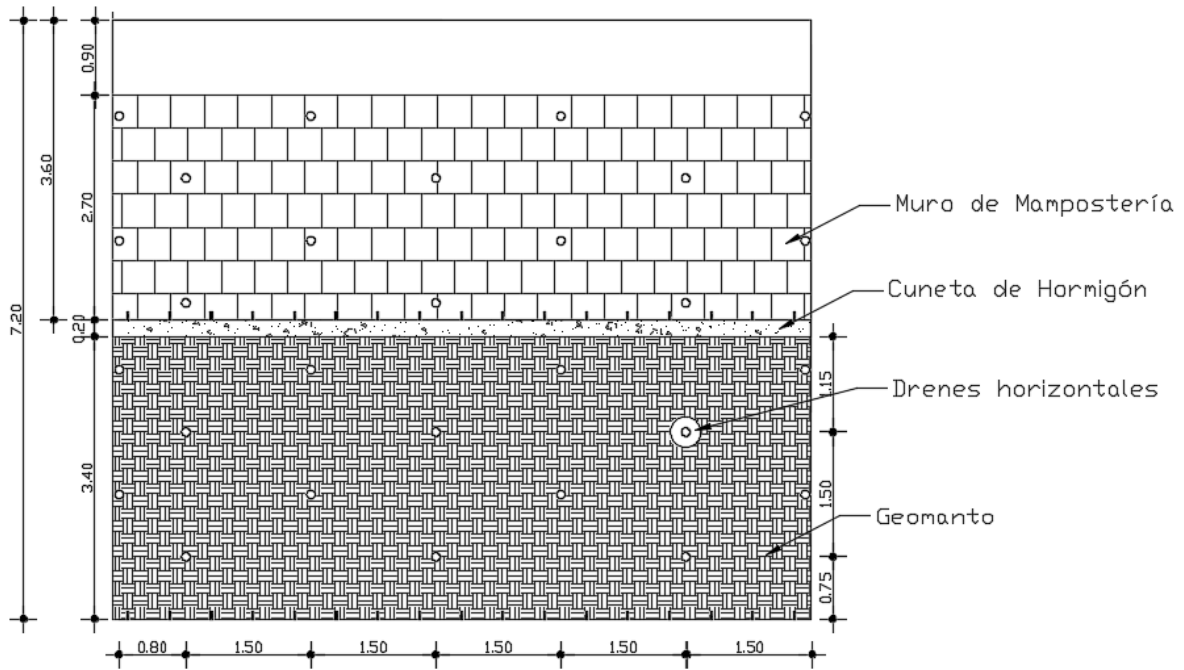


Nota. Figura extraída del libro Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales.

Elaborado por: Jaime Suarez (2002).

Figura 72

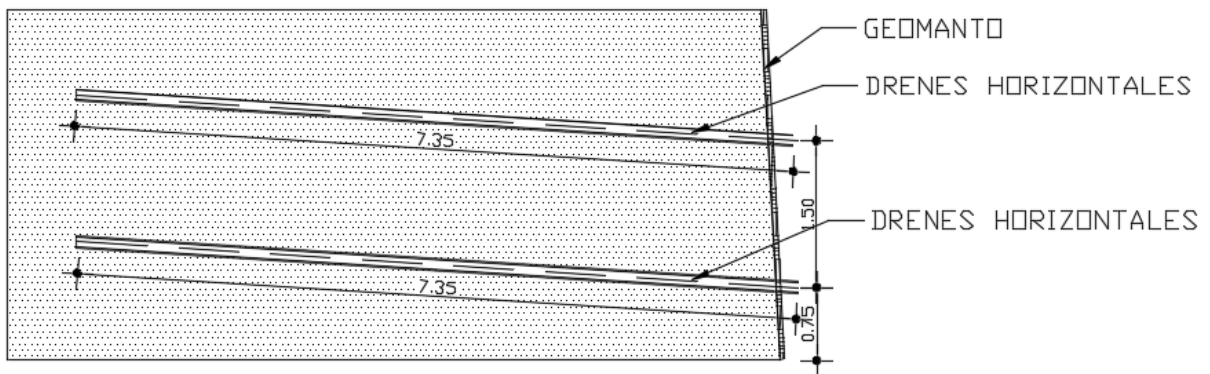
Vista frontal del talud con obras preventivas



Nota. Esta figura representa las obras preventivas que se realizarán en el talud, cuneta en la base del muro del talud, geomanto y drenes horizontales. Elaborado por: Los Autores

Figura 73

Corte trasversal de la parte inferior del talud



Nota. Esta figura presenta la profundidad de perforación de un dren horizontal. Elaborado por: Los Autores.

CAPÍTULO VII

PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LA ESTRUCTURA

Se realizará un análisis de presupuesto de la estructura metálica, con el fin de dar al propietario un panorama de costos actualizados, y que se le facilite, organizarse financieramente, para concluir si tomar la decisión de llevar a cabo la construcción.

Una vez obtenidos analíticamente los tipos y dimensiones de los perfiles a usarse y de la losa deck, se procede a realizar el análisis de precios, cantidades, rendimientos y costos totales de cada rubro.

7.1. Peso de la estructura

Primero se procede a calcular el peso en kilogramos de la estructura, diferenciando los perfiles tipo para su correcto análisis.

Tabla 21.

Descripción de los perfiles tipos usados con su peso en kilogramo fuerza por metro.

PERFIL	Peso
	kp/m
IPE 240	30,7
IPE 270	36,1
HBE 400	155

Nota. Datos tomados del catálogo de Importaceros. Elaborado por: Los autores.

Una vez diferenciados los perfiles a usarse se comienza a calcular los pesos de los elementos estructurales.

7.1.1. Peso de las vigas secundarias

Se determinó las longitudes totales de cada elemento.

Tabla 22.

Descripción de la longitud subtotal de las vigas secundarias

	Longitud	Cantidad	Longitud
			Total
Vigas secundarias	m	u	m
en primer nivel	3,2	8	25,6
SUBTOTAL			25,6

Nota. La longitud subtotal pertenece al primer nivel. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 23.

Descripción de la longitud subtotal de las vigas secundarias

	Longitud	Cantidad	Longitud
			Total
Vigas secundarias	m	u	m
en segundo,	4,8	4	19,2
	3,2	8	25,6

tercero y cuarto	
nivel	
SUBTOTAL	44,8

Nota. La longitud subtotal pertenece al segundo, tercero y cuarto nivel. Elaborado por: Los Autores.

Se calcula el peso total de las vigas secundarias y se multiplica por la longitud por el peso de la viga en unidades de kilogramo fuerza sobre metro obtenida del catálogo Importaceros, para obtener el total de la viga secundaria en kilogramo fuerza.

$$\text{Peso total} = (\text{longitud total vigas secundarias}) \times (\text{peso viga})$$

$$\text{Peso total} = 70,4 \text{ m} \times 30,7 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} = 2161,28$$

Tabla 24.

Descripción del peso total de las vigas secundarias

Longitud total		
vigas secundarias tipo	Peso viga	Peso Total
I		
m	kgf/m	kgf
70,4	30,7	2161,28

Nota. El peso total corresponde a todas las vigas secundarias. Elaborado por: Los Autores.

7.1.2. Peso de las vigas principales

Se calcula las longitudes totales de cada elemento de viga principal, algunas de ellas tienen la misma medida por lo que se multiplica la longitud y la cantidad para sacar la longitud total.

Tabla 25.

Descripción de la longitud subtotal de las vigas principales

	Longitud	Cantidad	Longitud
			Total
Vigas principales	m	u	m
en primer nivel	3,2	6	19,2
	4,25	3	12,75
	4,3	3	12,9
SUBTOTAL			44,85

Nota. La longitud subtotal pertenece al primer nivel. Elaborado por: Los Autores

Tabla 26.

Descripción de la longitud subtotal de las vigas principales

	Longitud	Cantidad	Longitud
			Total
Vigas principales	m	u	m
en	3,2	9	28,8
segundo,tercero y	4,25	4	17
cuarto nivel	4,3	4	17,2

SUBTOTAL

63

Nota. La longitud subtotal pertenece al primer nivel. Elaborado por: Los Autores

Se calcula el peso total de las vigas principales.

Tabla 27.

Descripción del peso total de las vigas secundarias

Longitud total	Peso viga	Peso
Vigas S.		Total
m	kgf/m	kgf
107,85	36,1	3893,385

Nota. El peso total corresponde a todas las vigas principales. Elaborado por: Los Autores.

7.1.3. Peso de las columnas

Se calcula el peso total de las columnas.

Tabla 28.

Descripción de la longitud total de las columnas.

Longitud	Cantidad	Longitud
		Total
Columnas	u	m
2,6	45	117

Nota. La longitud total pertenece a la suma de todas las columnas. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 29.

Descripción del peso total de las columnas

Longitud total	Peso	Peso
columnas tipo I	HBE	Total
m	kgf/m	kgf
117	155	18135

Nota. El peso total corresponde a todas las columnas. Elaborado por: Los Autores.

7.1.4. Peso total de la estructura

Se procede a sumar todos los valores de pesos para hallar el total.

Tabla 30.

Pesos totales en la estructura

Peso vigas secundarias	2161,28	kgf
Peso vigas principales	3893,385	kgf
Peso columnas	18135	kgf
TOTAL	24189,665	kgf

Elaborado por: Los Autores.

El peso total de la estructura metálica es de 24189,665 kilogramo- fuerza, este valor es muy importante para determinar el precio unitario y presupuesto total de la obra.

7.2. Costos horarios reales de mano de obra

Antes de hallar los precios unitarios, se realiza el estudio del costo de mano de obra real en una hora.

Tabla 31.

Cálculo de costos horarios reales de mano de obra

CONCEPTO	SOLDADOR	AYUDANTE
Sueldo básico	700	425
Décimo tercero	58,3333333	35,4166667
Décimo cuarto	35,4166667	35,4166667
Aporte patronal	85,05	51,6375
Fondo de reserva	58,3333333	35,4166667
Vacaciones	29,1666667	17,7083333
Total mensual antes del desahucio	966,3	600,595833
Desahucio	20,13125	12,5124132
Total mensual incluido desahucio	986,43125	613,108247
Horas trabajadas al mes	176	176
Costo horario real	5,60472301	3,48356958

Nota. El costo horario real equivale a una hora de jornada. Elaborado por: Los Autores.

7.3. Análisis de precios unitarios

Se inicia el análisis de precios unitarios, donde se desglosarán los costos por unidad de medida de los rendimientos, cantidades, jornada/ hora, y costos por hora de los materiales, mano de obra, y equipos a utilizarse, los cuales se adjuntan en los anexos.

7.4. Cálculo de cantidades para las zapatas

Tabla 32.

Cálculo del volumen de las zapatas aisladas

Zapata Aislada				
Altura	Base	Longitud	Cantidad	Total
m	m	m	u	m ³
0,3	2	2	6	7,2

Nota. El valor obtenido se usa para calcular el rubro de hormigón. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 33.

Cálculo del volumen de las zapatas combinadas

Zapata Combinada Trapezoidal					
H	Altura	Base menor	Base mayor	Cantidad	Total
m	m	m	m	u	m ³
0,6	3,7	2,19	2,79	3	16,5834

Elaborado por: Los Autores

Tabla 34.

Planilla de aceros de las zapatas

Mc	TIPO	Ø (mm)	N°	Dimensiones		Lon. Desa	Lon. Total	Peso
				A	B	m	m	kg
1	I	12,00	6,00	1,90		1,90	11,40	10,12
2	C	14,00	15,00	6,08	0,40	6,48	97,20	117,42
3	I	14,00	6,00	2,49		2,49	14,94	18,05
4	I	25,00	11,00	2,49		2,49	27,39	105,53
5	C	12,00	5,00	3,20	0,40	3,60	18,00	15,98
							TOTAL	267,11

Nota. El valor total obtenido se usa para calcular el rubro de acero de refuerzo. Elaborado por:
Los Autores.

7.5. Presupuesto de la Obra

Tabla 35.

Precio total referencial de las obras preliminares

Presupuesto referencial					
Ítem	Descripción del rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
1,0	OBRAS PRELIMINARES				
1.1	Derrocamiento de vivienda	m3	60,0	6.820	409.2

1.2	Desalojo de escombros	m3	156	8.330	1299.5
1.3	Replanteo y Nivelación	m2	94,1	1.900	178.8

Elaborado por: Los Autores.

Tabla 36.

Precio total referencial del rubro movimientos de tierra

2,0	MOVIMIENTOS DE TIERRA				
2.1	Excavación Manual	m3	96,0	9.440	906.2
2.3	Mejoramiento de suelo subbase clase III	m3	24,0	17.570	421.7

Elaborado por: Los Autores.

Tabla 37.

Precio total referencial de la estructura metálica y hormigones

2,0	ESTRUCTURA METÁLICA				
2.1	Estructura Metálica	kg	24189,7	4.100	99177.6
2.2	Losa Deck	m2	371,5	38.796	14413.4
3,0	HORMIGONES				
3.1	Replanteo	m3	4,8	124.030	595.3
3.2	Hormigón f'c 210 para zapatas	m3	23,8	154.120	3665.5
3.3	Hormigón f'c 210 para cuneta	m3	0,6	140.240	78.5

Elaborado por: Los Autores.

Tabla 38.

Precio total referencial del acero de refuerzo y obras preventivas

4,0	ACERO DE REFUERZO				
4.1	Acero de refuerzo	kg	267,1	1.430	382.0
4.2	Encofrado y desencofrado	m	30,0	16.597	497.9
5,0	OBRAS PREVENTIVAS PARA TALUD				
5.1	Enlucido de impermeabilización	m2	66,0	7.157	472.4
5.2	Geomanto incluyendo pernos	m2	28,0	6.783	189.9

Elaborado por: Los Autores.

Por tanto, el costo total de la estructura es de 122687.9\$, que incluye equipo, material, mano de obra e indirectos.

CONCLUSIONES

Luego de la finalización de todos los estudios propuestos se puede concluir:

Por medio del ensayo SPT realizado en tres sondeos, se demostró la inexistencia del nivel freático que pueda llegar a afectar a los taludes existentes en el suelo de implantación. Además, a través de la extracción de muestras y el análisis de la clasificación SUCS, se determinó que el suelo es Limo Arenoso (ML) y se mantiene igual hasta 12 metros de profundidad de los sondeos, llegando a la conclusión que existe un solo estrato de suelo. También por medio del perfil estratigráfico del suelo se determinó que corresponde a un suelo tipo D

Por medio del número de golpes de perforación del ensayo SPT, se obtuvo la capacidad portante de suelo para una cimentación de 2m x 2m de 6.48 t/m^2 , a 2 m de profundidad. Al ser este un valor muy bajo para el diseño de zapatas y evitándose que se realice excavaciones de suelo a 3 metros de profundidad, se solicitó el diseño de un mejoramiento de suelo logrando así una capacidad portante de 10.13 t/m^2 que es un valor aceptable para el diseño de zapatas.

Para el diseño de los perfiles se tomó en cuenta el análisis sísmico de la estructura, y las definiciones y requerimientos de las normas AISC 360, y las normas NEC, se obtuvo perfiles con las siguientes dimensiones.

VIGUETAS	IPE 240	240X120X6.2X9.8
VIGAS	IPE 270	270X135X6.6X10.2
COLUMNAS	HBE 400	400X300X13.5X24

Se obtuvo derivas inelásticas de piso $\Delta_x = 0,019$ y $\Delta_y = 0,0186$, que cumplen satisfactoriamente la condición, de no sobrepasar el valor de la deriva máxima del 2%.

Se cumplió la relación de viga débil, columna fuerte al dar valores de demanda-capacidad menores a 1 como se norma en el AISC, las ratios de la columna más crítica son.

Columnas eje B2	
Nivel	Ratios
1	0,873
2	0,85
3	0,838
4	0

Se emplearon zapatas aisladas cuadradas de 2 metros para los ejes A1, A2, A3, D1, D2, D3, y D4 y zapatas trapezoidales con altura de 0,6 m, base menor de 2.19 m, base mayor de 2,79 m y largo de 3,7 m en los ejes BC1, BC2, y BC3.

Con el ensayo triaxial realizado de las muestras inalteradas al pie del talud, se determinó los factores de resistencia al corte del suelo. Se obtuvo una cohesión de $C= 29.8$ kPa y un ángulo de fricción 30° que fueron de gran importancia al momento de realizar el análisis de estabilidad de talud.

El análisis de la estabilidad de taludes determinó que, con las cargas de la estructura proyectada, el factor de seguridad al deslizamiento en el talud más crítico es de 1,267 que supera al FS requerido de 1,05, lo que permite concluir que el talud es estable por sí mismo y no es necesario la construcción de un muro de contención. A su vez se realizará obras preventivas para evitar la erosión de la geometría del talud.

Para el talud de 2,8 m, también el análisis de estabilidad de talud demostró que no es necesario la construcción de un muro de contención, pues se obtuvo un factor de seguridad de 1,319 que supera al requerido de 1,05.

RECOMENDACIONES

Se recomienda hacer el análisis sísmico de cualquier estructura de más de tres pisos, debido a que las secciones de los perfiles obtenidos mediante el análisis estático son significativamente menores, y no cumplen con las resistencias requeridas por sismo, ya que al evaluar la estructura con los desplazamientos y cargas laterales que produce el sismo, las secciones aumentan.

Por seguridad siempre se construye con el criterio de columna fuerte- viga débil, donde se coloca las rótulas plásticas en los extremos de las vigas, de esta manera en caso de existir un sismo primero fallen las vigas y luego las columnas, dando más tiempo a las personas de salir a un lugar seguro y preservar la vida.

Como recomendaciones constructivas se propone la impermeabilización de los muros existentes en los taludes para evitar infiltraciones de humedad que puedan llegar a erosionar el perfil del talud y que afecte a la estabilidad estructural del muro.

Se recomienda implantar drenes horizontales en la parte inferior del talud de 7.2 m de altura que evite que exista un aumento de la humedad natural del suelo y pueda llegar a afectar la estabilidad del talud.

REFERENCIAS

- Ayabaca, B., Salazar, L. (2018). *Análisis comparativotécnico-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 de grado, Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito]. <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/15070>
- Buestán Vera, J. C. (2019). *Evaluación técnica económica del diseño entre losa nervada y losa con placa colaborante de una estructura de cinco plantas y un subsuelo ubicado en el sector Agua Clara, al norte de la ciudad de Quito* [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito]. <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/17842>
- Carvajal, M. (2018, octubre 22). *92 barrios son vulnerables a deslizamientos y deslaves, El Comercio*, <https://www.elcomercio.com/actualidad/quito/barrios-vulnerables-deslizamientos-lluvias-quito.html>
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (J.L. Cardenas, Trad) Sello editorial Cengage Learning. (Trabajo original publicado 2011)
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería Geotécnica* (J.L. Cardenas, Trad) Sello editorial Cengage Learning. (Trabajo original publicado 2013)
- Espinosa, J. (2018). *Diseño sismoresistente del edificio de oficinas en hormigón armado* [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito]. <http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/5081/1/UPS-CYT00109.pdf>
- FLORES MAURICIO. (2022). *Planos arquitectónicos residencia familia Toapanta*.
- FLORES MAURICIO. (2022). *Planos topográficos residencia familia Toapanta*.
- INEN. (1982). *Norma Técnica MECANICA DE SUELOS TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS*. 1–13.
- Mena, R., Guerrero, D. (2019). *Diseño estructural de un edificio de cinco plantas con estructura metálica, utilizando disparadores sísmicos SLB* [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito]. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/17732>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Diseño, D. (2015). *Cargas sísmicas diseño sismo resistente NEC 2015*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Diseño, D. (2015). *Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-6-GEOTECNICA.pdf>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Diseño, D. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-6-GEOTECNICA.pdf>
- NEC Committee-SE-CM. (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-CM - Geotecnia y Cimentaciones. *Norma Ecuatoriana de La Construcción*, 64, 1-64. <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CM.pdf>
- Pantoja, J. (2018). Prácticas de análisis y diseño sismo-resistente de muros de mampostería noestructural de hormigón y arcilla [Tesis de grado, Universidad San Francisco de Quito]. <http://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/7931>
- SANCHEZ DUCHICELA, D. (2017). *Diseño estructural de una edificación educativa de cuatro plantas de hormigón armado en el sur de Quito, sector Quitumbe* [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito]. <http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/5081/1/UPS-CYT00109.pdf>
- Suarez Jaime (2002). Deslizamientos: técnicas de remediación Bucaramanga: Universidad de Santander. https://www.academia.edu/25354094/Deslizamientos_Soluci%C3%B3n_Jaime_Suarez_
- Suarez Jaime (2001). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales: Universidad de Santander. <https://www.buscilibre.co/libro-deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales-jaime-suarez-diaz/1046117/p/1046117>
- Yépez, F., Guzmá, J. (2014). *Análisis comparativo de los métodos de diseño sismorresistente basado en fuerzas y basado en desplazamientos para edificaciones en el Ecuador* [Tesis de grado, Universidad San Francisco de Quito]. <http://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/3629>

ANEXOS

ANEXO 1

Informe geotécnico de la empresa INGENIERÍA INTEGRAL A&

ANEXO 2. PRECIOS UNITARIOS DE LA VIVIENDA.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Derrocamiento de vivienda		RENDIMIE	23	m3/día	
UNIDAD	kg					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Herramienta menor (glb; 5% MDO)	glb					0.21
PARCIAL M						0.21
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Maestro mayor		0.2	3.87	0.774	0.348	0.269
Albañil		1	3.87	3.87	0.348	1.346
Peon		2	3.83	7.66	0.348	2.664
PARCIAL N						4.28
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO		COSTO TOTAL
			A	B	C=AxB	
Andamio		hora	1	1	2	2.00
PARCIAL O						2.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						6.49
INDIRECTOS Y UTILIDAD					5%	0.32
COSTO TOTAL DEL RUBRO						6.82
VALOR PROPUESTO						6.82

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Desalojo de escombros		RENDIMIE	57	m3/día	
UNIDAD	m3					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Volqueta		1	30	30	0.1052632	3.16
Retroexcavadora		1	35	35	0.0877193	3.07
Herramienta menor (5% M.O.)					0	0.08
PARCIAL M						6.31
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Conductor		1	5.62	5.62	0.1403509	0.789
Operador de equipo pesado		0.5	4.29	2.145	0.1403509	0.301
Peon		1	3.83	3.83	0.1403509	0.538
PARCIAL N						1.63
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO		COSTO TOTAL
			A	B	C=AxB	
Ninguno						
PARCIAL O						0.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						7.94
INDIRECTOS Y UTILIDAD					5%	0.40
COSTO TOTAL DEL RUBRO						8.33
VALOR PROPUESTO						8.33

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Replanteo y Nivelacion			RENDIMIE	60	m3/día
UNIDAD	m3					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Topografico		1	5	5	0.1333333	0.67
Herramienta menor (5% M.O.)						0.04
PARCIAL M						0.71
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Topografo		0.5	4.29	2.145	0.1333333	0.286
Albañil		0.2	3.87	0.774	0.1333333	0.103
Peon		1	3.83	3.83	0.1333333	0.511
PARCIAL N						0.90
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO		COSTO TOTAL
			A	B		C=AxB
Estacas		U	2	0.05		0.1
Pirola		m	1	0.1		0.1
PARCIAL O						0.20
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						1.81
INDIRECTOS Y UTILIDAD						5%
COSTO TOTAL DEL RUBRO						1.90
VALOR PROPUESTO						1.90

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Excavacion manual			RENDIMIE	8	m3/día
UNIDAD	m3					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Herramienta menor (5% M.O.)						0.43
PARCIAL M						0.43
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Albañil		1	3.87	3.87	1	3.870
Peon		1	3.83	3.83	1	3.830
Maestro mayor		0.2	4.29	0.858	1	0.858
PARCIAL N						8.56
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO		COSTO TOTAL
			A	B		C=AxB
PARCIAL O						0.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						8.99
INDIRECTOS Y UTILIDAD						5%
COSTO TOTAL DEL RUBRO						9.44
VALOR PROPUESTO						9.44

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Mejoramiento de suelo subbase clase III		RENDIMIENTO	21	m ³ /día	
UNIDAD	m ³					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Compactador		1.000	5.000	5.000	0.190	0.952
Herramienta menor (5% M.O.)						0.147
PARCIAL M						1.099
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Operador E.L.		0.800	3.870	3.096	0.381	1.179
Albañil		0.200	3.870	0.774	0.381	0.295
Peon		1.000	3.830	3.830	0.381	1.459
PARCIAL N						2.933
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO TOTAL
				A	B	C=AxB
Agua			m ³	0.030	0.850	0.026
Sub-Base Clase 3			m ³	1.300	9.750	12.675
PARCIAL O						12.701
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						16.733
INDIRECTOS Y UTILIDAD					0.050	0.837
COSTO TOTAL DEL RUBRO						17.570
VALOR PROPUESTO						17.570

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Replanteo		RENDIMIENTO	12	m ³ /día	
UNIDAD	m ³					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Mezcladora		1	24.11	24.110	0.333	8.037
Herramienta menor (5% M.O.)						1.594
PARCIAL M						9.631
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
M. Mayor		2.000	4.040	8.080	0.667	5.387
Albañil		3.000	3.650	10.950	0.667	7.300
Peon		8.000	3.600	28.800	0.667	19.200
PARCIAL N						31.887
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO TOTAL
				A	B	C=AxB
Cemento			sacos	6.690	7.860	52.583
Agua			m ³	0.226	4.000	0.904
Ripio			m ³	0.950	14.760	14.022
Arena			m ³	0.650	14.000	9.100
PARCIAL O						76.609
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						118.127
INDIRECTOS Y UTILIDAD					0.050	5.906
COSTO TOTAL DEL RUBRO						124.033
VALOR PROPUESTO						124.033

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Hormigon f'c 210 para zapatas		RENDIMIE	8	m3/día	
UNIDAD	m3					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Mezcladora		1	24.11	24.110	0.500	12.055
Herramienta menor (5% M.O.)						2.574
PARCIAL M						14.629
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL	
	A	B	C=AxB	R	D=CxR	
M. Mayor	2.000	4.040	8.080	1.000	8.080	
Albañil	4.000	3.650	14.600	1.000	14.600	
Peon	8.000	3.600	28.800	1.000	28.800	
PARCIAL N						51.480
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO TOTAL		
		A	B	C=AxB		
Cemento	sacos	7.210	7.860	56.671		
Agua	m³	0.221	4.000	0.884		
Ripio	m³	0.950	14.760	14.022		
Arena	m³	0.650	14.000	9.100		
PARCIAL O						80.677
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						146.786
INDIRECTOS Y UTILIDAD					0.050	7.339
COSTO TOTAL DEL RUBRO						154.125
VALOR PROPUESTO						154.125

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Hormigon f'c 210 para Cuneta		RENDIMIE	10	m3/día	
UNIDAD	m3					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Mezcladora		1	24.11	24.110	0.400	9.644
Herramienta menor (5% M.O.)						2.059
PARCIAL M						11.703
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL	
	A	B	C=AxB	R	D=CxR	
M. Mayor	2.000	4.040	8.080	0.800	6.464	
Albañil	4.000	3.650	14.600	0.800	11.680	
Peon	8.000	3.600	28.800	0.800	23.040	
PARCIAL N						41.184
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO TOTAL		
		A	B	C=AxB		
Cemento	sacos	7.210	7.860	56.671		
Agua	m³	0.221	4.000	0.884		
Ripio	m³	0.950	14.760	14.022		
Arena	m³	0.650	14.000	9.100		
PARCIAL O						80.677
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						133.564
INDIRECTOS Y UTILIDAD					0.050	6.678
COSTO TOTAL DEL RUBRO						140.242
VALOR PROPUESTO						140.242

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Encofrado y desencofrado		RENDIMIENTO	20	m3/día	
UNIDAD	m2					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Herramienta menor (5% M.O.)						0.125
PARCIAL M						0.125
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
M. Mayor		0.200	4.040	0.808	0.400	0.323
Albañil		0.500	3.650	1.825	0.400	0.730
Peon		1.000	3.600	3.600	0.400	1.440
PARCIAL N						2.493
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO		COSTO TOTAL
			A	B		C=AxB
Tableros de madera		unidad	2.000	4.720		9.440
Estacas		unidad	6.500	0.150		0.975
Clavos		kg	0.600	1.030		0.618
Pingos		m	1.900	1.100		2.090
Aceite quemado		gl	0.150	0.440		0.066
PARCIAL O						13.189
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						15.807
INDIRECTOS Y UTILIDAD					0.050	0.790
COSTO TOTAL DEL RUBRO						16.597
VALOR PROPUESTO						16.597

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Estructura Metálica		RENDIMIENTO	150	kg/día	
UNIDAD	kg					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Herramienta menor (glb; 5% MDO)	glb					0,04
Soldadora, compresor	u	2	3	6	0,05	0,32
Grúa mobil	hora	0,01	35			0,35
Amoladora eléctrica	hora	0,11	4,3			0,473
PARCIAL M						1,19
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Soldador		1	5,605	5,605	0,053	0,299
Ayudante		3	3,484	10,451	0,053	0,557
PARCIAL N						0,86
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO		COSTO TOTAL
			A	B		C=AxB
Pintura y Thiñer			4000cc	0,01	13,95	0,14
Electrodos			kg	0,05	0,30	0,02
Disco de Corte y Pulido			Unidad	0,01	7,50	0,08
Acero A36			kg	1,00	1,60	1,60
PARCIAL O						1,83
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						3,87
INDIRECTOS Y UTILIDAD					5%	0,19
COSTO TOTAL DEL RUBRO						4,07
VALOR PROPUESTO						4,07

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	NOVALOSA		RENDIMIENTO	150	kg/día	
UNIDAD	m2					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL	
	A	B	C=AxB	R	D=CxR	
Herramienta menor (glb; 5% MDO)	glb				0,60	
Soldadora, compresor	u	2	3	6	0,05	0,32
Grúa mobil	hora	0,01	35			0,35
Amoladora eléctrica	hora	0,11	4,3			0,473
PARCIAL M						1,75
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL	
	A	B	C=AxB	R	D=CxR	
Soldador	1	5,60472301	5,60472301	0,05	0,30	
Maestro mayor (no pasa el 100% viendo este rubro)	0,75	4,06	3,045	0,67	2,03	
Albañil	3,00	3,66	10,98	0,67	7,32	
Peón (ayudará a otras personas en otras actividades)	1,00	3,62	3,62	0,67	2,41	
PARCIAL N						12,06
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P UNITARIO	COSTO TOTAL		
		A	B	C=AxB		
Hor. Premezclado 210 kg/cm2 h:6.5cm	m3	0,085	90,000	7,65		
Master deck e:0.65 mm	u	1,400	11	15,40		
Electrodos	kg	0,050	0,3	0,01500		
Disco de Corte y Pulido	Unidad	0,010	7,5	0,07500		
PARCIAL O						23,14
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						36,95
INDIRECTOS Y UTILIDAD				5%		1,85
COSTO TOTAL DEL RUBRO						38,80
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					VALOR PROPUESTO	0,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Acero de refuerzo					
UNIDAD	kg					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL	
	A	B	C=AxB	R	D=CxR	
Herramienta menor (glb; 5% MDO)	glb				0,01	
Cortadora dobladora de hierro	hora	0,03	0	0,51	0,00	0,02
PARCIAL M						0,03
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO TOTAL	
	A	B	C=AxB	R	D=CxR	
Maestro mayor (no pasa el 100% viendo este rubro)	0,01	0	4,3	0,00	0,04	
Albañil	0,03	0	3,87	0,00	0,12	
Peón	0,01	0	3,87	0,00	0,04	
PARCIAL N						0,20
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P UNITARIO	COSTO TOTAL		
		A	B	C=AxB		
Alambre galvanizado No.18	kg	0,050	2,540	0,13		
Acero de refuerzo fc=4200kg/cm2	kg	1,000	0,81	0,81		
Chicotes	u			0,20		
						1,13700
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						1,36
INDIRECTOS Y UTILIDAD				5%		0,07
COSTO TOTAL DEL RUBRO						1,43
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					VALOR PROPUESTO	1,43

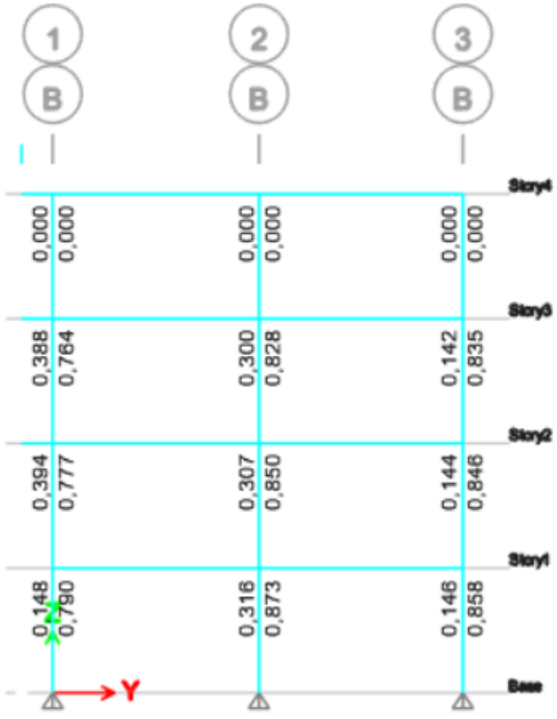
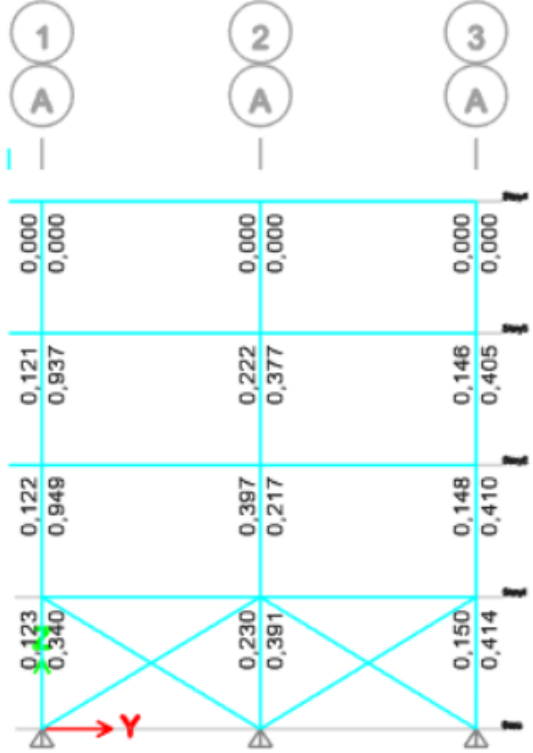
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Enlucido de impermeabilidad		RENDIMIE	10	m3/día	
UNIDAD	m2					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Herramienta menor (5% M.O.)						0.250
PARCIAL M						0.250
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
M. Mayor		0.200	4.040	0.808	0.800	0.646
Albañil		1.000	3.650	3.650	0.800	2.920
Peon		0.500	3.600	1.800	0.800	1.440
PARCIAL N						5.006
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO TOTAL
				A	B	C=AxB
Cemento			m³	0.134	7.860	1.056
Agua			m³	0.006	4.000	0.025
arena			m³	0.034	14.000	0.478
PARCIAL O						1.559
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						6.816
INDIRECTOS Y UTILIDAD					0.050	0.341
COSTO TOTAL DEL RUBRO						7.157
VALOR PROPUESTO						7.157

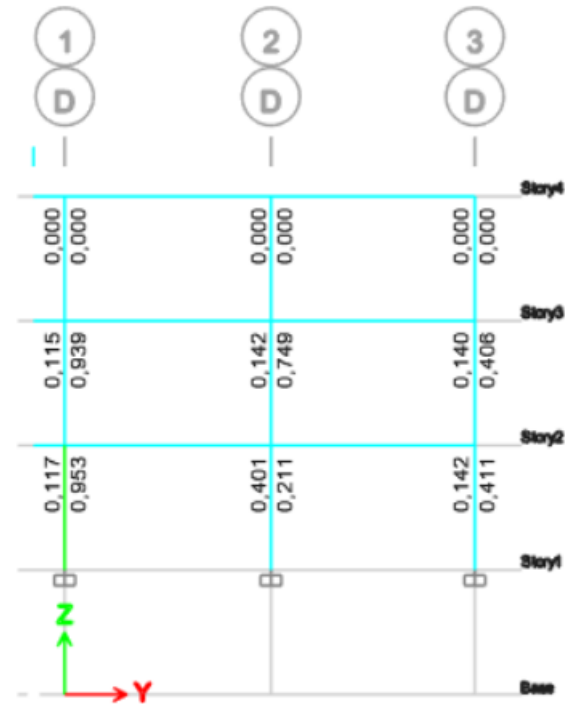
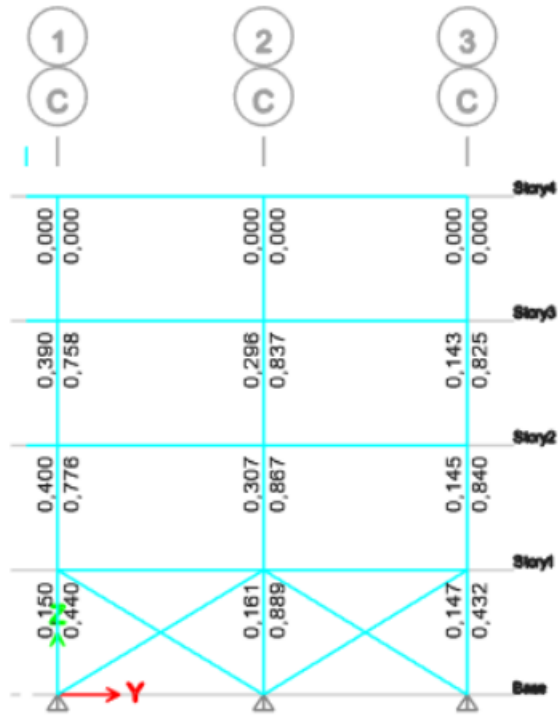
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO	Residencia Toapanta					
RUBRO:	Geomanto incluye pernos		RENDIMIE	20	m3/día	
UNIDAD	m2					
FECHA	Julio					
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
Herramienta menor (5% M.O.)						0.146
PARCIAL M						0.146
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	JORN/HR	COSTO H.	RENDIM	COSTO TOTAL
		A	B	C=AxB	R	D=CxR
M. Mayor		0.900	4.040	3.636	0.400	1.454
Albañil		1.000	3.650	3.650	0.400	1.460
PARCIAL N						2.914
MATERIAL						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO TOTAL
				A	B	C=AxB
Geomanto polietileno 2.00mm			m	1.000	3.400	3.400
PARCIAL O						3.400
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P):						6.460
INDIRECTOS Y UTILIDAD					0.050	0.323
COSTO TOTAL DEL RUBRO						6.783
VALOR PROPUESTO						6.783

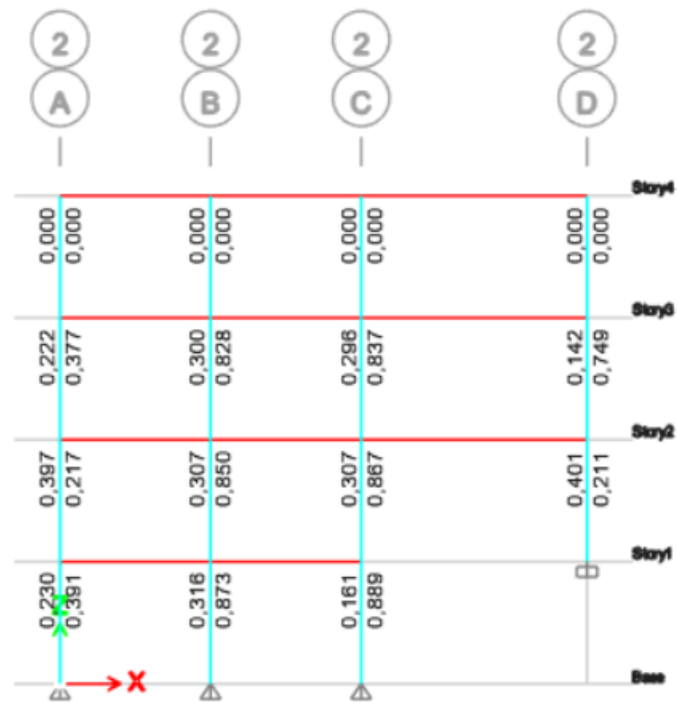
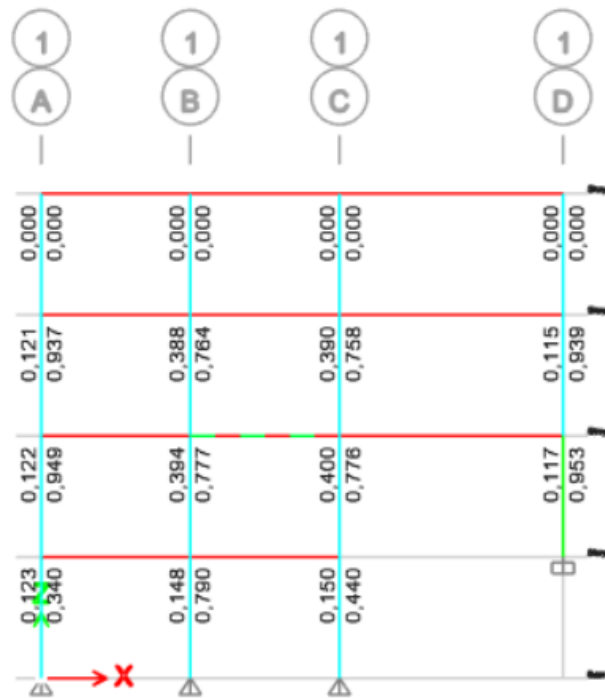
ANEXO 3

INFORME DE CLASIFICACIÓN SUCCS

ANEXO 4. RATIOS, MOMENTOS Y CORTANTES ÚLTIMOS.









Eje A2	
Nivel	Ratio
1	0,391
2	0,397
3	0,377
4	0

Eje B2	
Nivel	Ratio
1	0,873
2	0,85
3	0,838
4	0

Eje A3	
Nivel	Ratio
1	0,414
2	0,41
3	0,41
4	0

Eje B3	
Nivel	Ratio
1	0,858
2	0,846
3	0,835
4	0

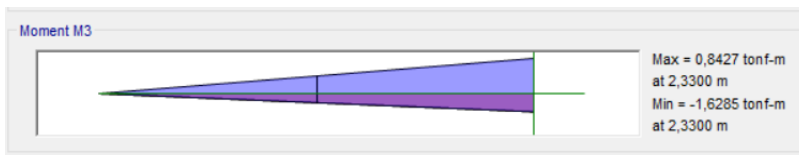
Eje C2		Eje D2	
Nivel	Ratio	Nivel	Ratio
1	0,89	2	0,4
2	0,867	3	0,749
3	0,837	4	0
4	0		

Eje C3		Eje D3	
Nivel	Ratio	Nivel	Ratio
1	0,432	2	0,411
2	0,84	3	0,406
3	0,825	4	0
4	0		

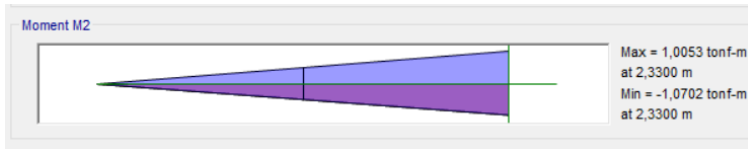
Carga axial en el eje C2



Momento en x en el eje C2



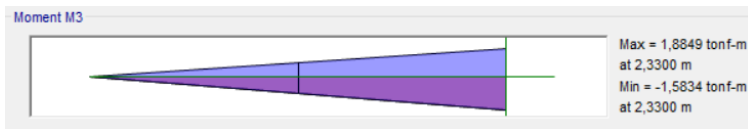
Momento en y en el eje C2



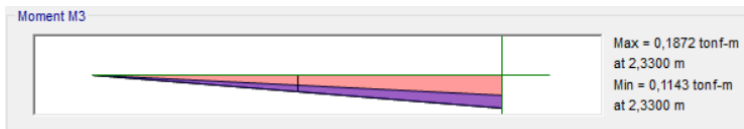
Carga axial en el eje B2



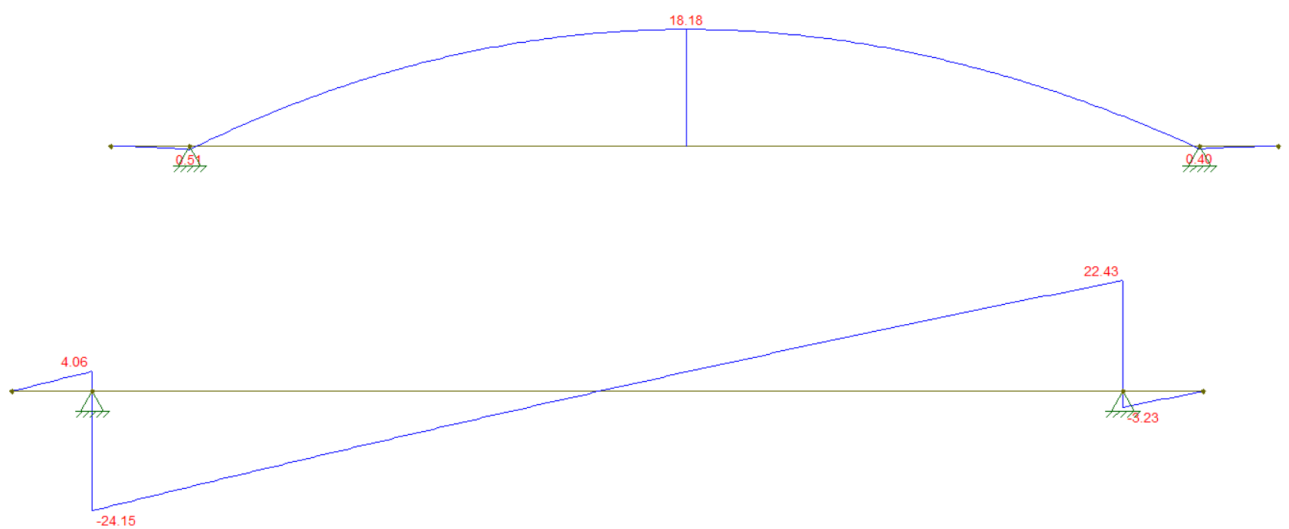
Momento en x en el eje B2



Momento en y en el eje B2



Diagramas de Momento y cortante de las zapatas combinadas



INFORME DE CLACIFICACION SUCCS

PROYECTO RESIDENCIA DE FAMILIA TOAPANTA
LOCALIZACIÓN Pichincha, parroquia Chilibulo barrio Jesus del Gran Poder
ELAVORACION Luis Aguilar y Nicolai Escobar

ANALISIS GRANULOMETRICO

Cápsula N°					4
Masa Capsula					72.89
Masa de Muestra Húmeda (g)					355.62
Masa de Muestra Seca (g)					222.513
Tamiz N°	Abertura (mm)	Masa Retenida (g)	Masa Retenida Acumulada (g)	% Ret. Acumulado	% Que Pasa
3"	76.2	0	0	0.000	100.000
2 1/2"	63.5	0	0	0.000	100.000
2"	50.8	0	0	0.000	100.000
1 1/2"	38.1	0	0	0.000	100.000
1"	25.4	0	0	0.000	100.000
3/4"	19.05	0	0	0.000	100.000
1/2"	12.7	0	0	0.000	100.000
3/8"	9.53	0	0	0.000	100.000
N°4	4.75	0	0	0.000	100.000
N°10	2	0.11	0.11	0.049	99.951
N° 40	0.425	5.64	5.75	2.584	97.416
N° 200	0.075	60.76	66.51	29.890	70.110

LÍMITE LÍQUIDO

N° de golpes	Cápsula N°	Masa Capsula	Masa Humeda	Masa Seca	W
36	23L	21.19	31.97	29.14	35.60
29	76	21	31.27	28.57	35.67
20	9M	25.73	36.47	33.57	36.99

LÍMITE PLÁSTICO

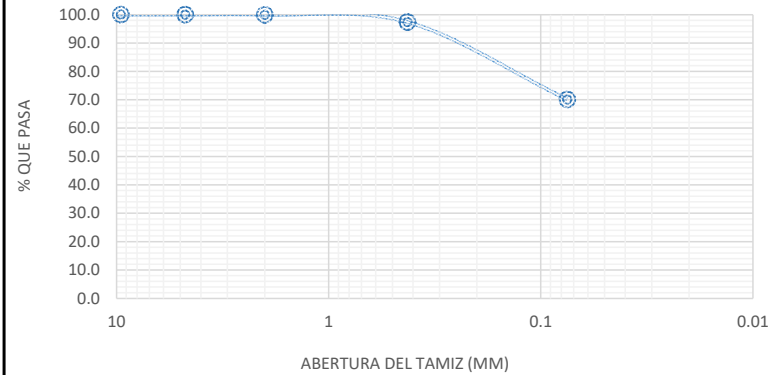
-----	Cápsula N°	Masa Capsula	Masa Humeda	Masa Seca	W
-----	2C	26.39	27.99	27.65	26.984127
-----	42	21.03	25.41	24.52	25.5014327
-----	4M	21.97	23.81	23.41	27.7777778

CONTENIDO DE HUMEDAD

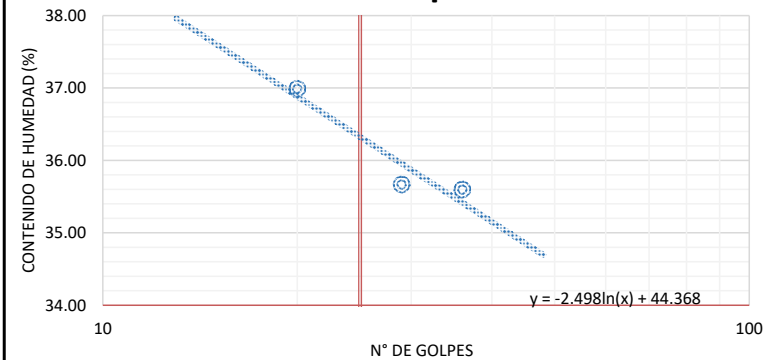
-----	Cápsula N°	Masa Capsula	Masa Humeda	Masa Seca	W
-----	44	27.68	75.4	65.13	27.423231
-----	0	26.47	61.4	53.94	27.1568984
-----	12	26.39	58.92	52	27.020695
-----	74	27.74	60.2	53.37	26.6484588

NORMA	ASTM D 2487	MUESTRA	1
SONDEO	1	PROF.	5.5-6

Granulometria del suelo



Límite Líquido



%H	27.06	ML
LL	36.33	
LP	26.75	
IP	9.57	

CLACIFICACION DEL SUELO

INFORME DE ENSAYO TRIAXIAL

PROYECTO RESIDENCIA DE FAMILIA TOAPANTA
 LOCALIZACIÓN Pichincha, parroquia Chilibulo barrio Jesus del Gran Poder
 ELAVORACION Luis Aguilar y Nicolai Escobar

NORMA	ASTM D 2850
DESCRIPCION	Calicata - Base de Talud
MUESTRA	1

DATOS PREVIOS					DATOS DE MUESTRA			DATOS ENSAYOS / DATOS RESULTADOS	
HUMEDAD					Masa	g	825.910	ESFUERZO MENOR PRINCIPAL (Kpa)	
REC N°	44.000	0.000	12.000	74.000	Volumen	cm3	476.345	σ_3	25.2
M. HUMEDA	75.400	61.400	58.920	60.200	Densidad	g/cm3	1.734	ESFUERZO A COMP. MAXIMA (Kpa)	
M. SECA	65.130	53.940	52.000	53.370	Altura(H)	cm	14.180	σ max	156.928
M. REC	27.680	26.470	26.390	27.740	Diámetro 1	cm	6.730	DEF. AXIAL (%)	
MASA AGUA	10.270	7.460	6.920	6.830	Diámetro 2	cm	6.540	ESFUERZO MAYOR PRINCIPAL (Kpa)	
MASA SECA	37.450	27.470	25.610	25.630	Diámetro 3	cm	6.350	σ_1	182.128
% AGUA	27.423	27.157	27.021	26.648	D Promedio	cm	6.540		
%PROM	27.062				Área	cm2	33.593		

RESULTADOS DE ESFUERZO - DEFORMACION DE PROBETA N° 1

DESPLAZAM ENTO	PRESION DE CAPSULA	FUERZA (N)	DEFORMACI ON EN % E	AREA CORREFIDA (mm2)	ESFUERZO (N/mm2)	ESFUERZO (KN/m2)
0.000	25.200	0.000	0.000	3359.274	0.000	0.000
0.150	25.200	47.700	0.001	3362.831	0.014	14.184
0.300	25.200	120.300	0.002	3366.396	0.036	35.736
0.500	25.200	212.700	0.004	3371.161	0.063	63.094
0.750	25.200	337.500	0.005	3377.136	0.100	99.937
1.000	25.200	429.600	0.007	3383.132	0.127	126.983
1.250	25.200	501.000	0.009	3389.150	0.148	147.825
1.500	25.200	532.800	0.011	3395.189	0.157	156.928
1.750	25.200	499.200	0.012	3401.250	0.147	146.770
2.000	25.200	436.200	0.014	3407.332	0.128	128.018
2.250	25.200	382.200	0.016	3413.436	0.112	111.969
2.500	25.200	346.200	0.018	3419.562	0.101	101.241
2.750	25.200	326.400	0.019	3425.710	0.095	95.280
3.000	25.200	309.300	0.021	3431.880	0.090	90.126
3.500	25.200	282.900	0.025	3444.288	0.082	82.136
4.000	25.200	273.600	0.028	3456.785	0.079	79.149
4.500	25.200	265.500	0.032	3469.374	0.077	76.527
5.000	25.200	261.600	0.035	3482.054	0.075	75.128
6.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
7.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
8.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
9.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
10.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
11.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
12.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
13.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
14.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
15.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
16.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
17.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
18.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
19.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----

GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION (25.2 Kpa)



INFORME DE ENSAYO TRIAXIAL

PROYECTO: RESIDENCIA DE FAMILIA TOAPANTA
 LOCALIZACIÓN: Pichincha, parroquia Chilibulo barrio Jesus del Gran Poder
 ELAVORACION: Luis Aguilar y Nicolai Escobar

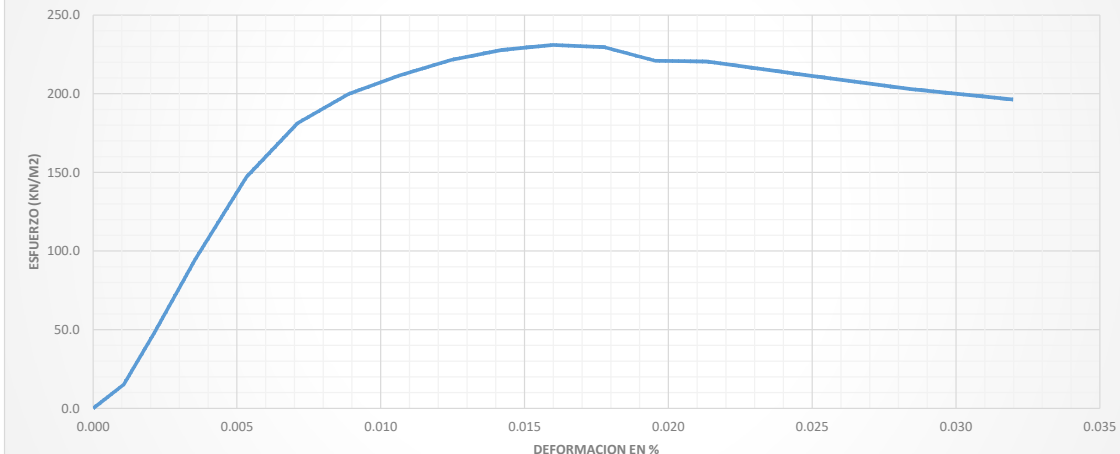
NORMA	ASTM D 2850
DESCRIPCION	Calicata - Base de Talud
MUESTRA	2

DATOS PREVIOS					DATOS DE MUESTRA			DATOS ENSAYOS / DATOS RESULTADOS	
HUMEDAD					Masa	g	853.820	ESFUERZO MENOR PRINCIPAL (Kpa)	
REC N°	44.000	0.000	12.000	74.000	Volumen	cm3	512.181	σ_3	50.5
M. HUMEDA	75.400	61.400	58.920	60.200	Densidad	g/cm3	1.667	ESFUERZO A COMP. MAXIMA (Kpa)	
M. SECA	65.130	53.940	52.000	53.370	Altura(H)	cm	14.070	σ_{max}	231.038
M. REC	27.680	26.470	26.390	27.740	Diámetro 1	cm	6.842	DEF. AXIAL (%)	
MASA AGUA	10.270	7.460	6.920	6.830	Diámetro 2	cm	6.702		
MASA SECA	37.450	27.470	25.610	25.630	Diámetro 3	cm	6.880	ESFUERZO MAYOR PRINCIPAL (Kpa)	
% AGUA	27.423	27.157	27.021	26.648	D Promedio	cm	6.808	σ_1	281.538
%PROM	27.062				Área	cm2	36.402		

RESULTADOS DE ESFUERZO - DEFORMACION DE PROBETA N° 2

DESPLAZAMIENTO	PRESION DE CAPSULA	FUERZA (N)	DEFORMACION EN % E	AREA CORREFIDA (mm2)	ESFUERZO (N/mm2)	ESFUERZO (KN/m2)
0.000	25.200	0.000	0.000	3640.231	0.000	0.000
0.150	25.200	55.440	0.001	3644.116	0.015	15.214
0.300	25.200	175.980	0.002	3648.010	0.048	48.240
0.500	25.200	346.500	0.004	3653.214	0.095	94.848
0.750	25.200	538.440	0.005	3659.739	0.147	147.125
1.000	25.200	664.860	0.007	3666.289	0.181	181.344
1.250	25.200	734.160	0.009	3672.862	0.200	199.888
1.500	25.200	779.100	0.011	3679.458	0.212	211.743
1.750	25.200	816.480	0.012	3686.078	0.222	221.504
2.000	25.200	841.680	0.014	3692.722	0.228	227.929
2.250	25.200	854.700	0.016	3699.390	0.231	231.038
2.500	25.200	850.920	0.018	3706.082	0.230	229.601
2.750	25.200	820.260	0.020	3712.798	0.221	220.928
3.000	25.200	820.260	0.021	3719.539	0.221	220.527
3.500	25.200	790.020	0.025	3733.094	0.212	211.626
4.000	25.200	760.620	0.028	3746.749	0.203	203.008
4.500	25.200	738.360	0.032	3760.503	0.196	196.346
5.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
6.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
7.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
8.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
9.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
10.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
11.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
12.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
13.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
14.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
15.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
16.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
17.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
18.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
19.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----

GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION (50.5 Kpa)



INFORME DE ENSAYO TRIAXIAL

PROYECTO RESIDENCIA DE FAMILIA TOAPANTA
 LOCALIZACIÓN Pichincha, parroquia Chilibulo barrio Jesus del Gran Poder
 ELAVORACION Luis Aguilar y Nicolai Escobar

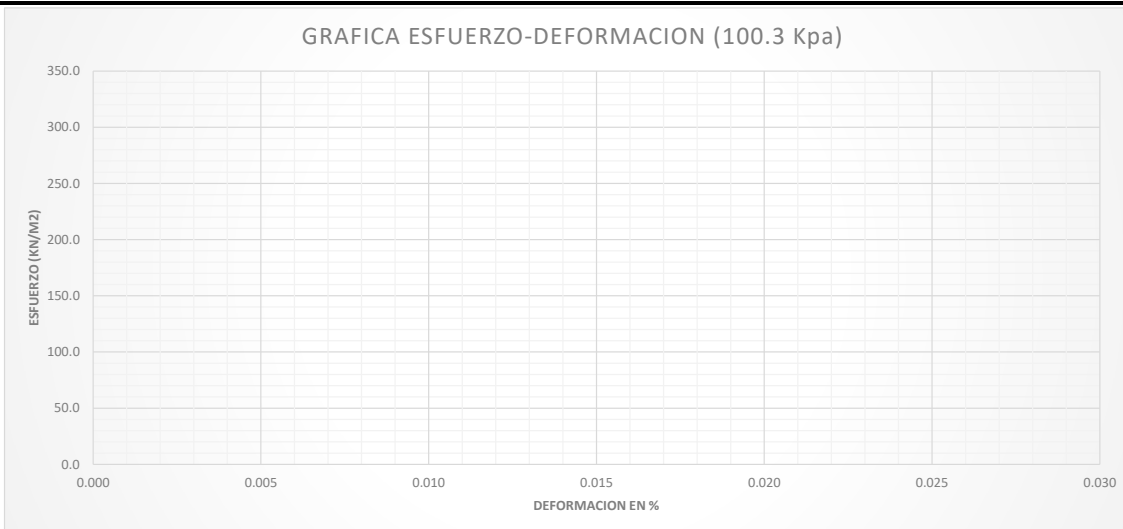
NORMA	ASTM D 2850
DESCRIPCION	Calicata - Base de Talud
MUESTRA	3

DATOS PREVIOS					DATOS DE MUESTRA			DATOS ENSAYOS / DATOS RESULTADOS	
HUMEDAD					Masa	g	866.460	ESFUERZO MENOR PRINCIPAL (Kpa)	
REC N°	44.000	0.000	12.000	74.000	Volumen	cm3	541.463	σ_3	100.3
M. HUMEDA	75.400	61.400	58.920	60.200	Densidad	g/cm3	1.600	ESFUERZO A COMP. MAXIMA (Kpa)	
M. SECA	65.130	53.940	52.000	53.370	Altura(H)	cm	14.292	σ max	294.500
M. REC	27.680	26.470	26.390	27.740	Diámetro 1	cm	6.962	DEF. AXIAL (%)	
MASA AGUA	10.270	7.460	6.920	6.830	Diámetro 2	cm	6.922	ESFUERZO MAYOR PRINCIPAL (Kpa)	
MASA SECA	37.450	27.470	25.610	25.630	Diámetro 3	cm	6.952	σ_1	394.800
% AGUA	27.423	27.157	27.021	26.648	D Promedio	cm	6.945		
%PROM	27.062				Área	cm2	37.886		

RESULTADOS DE ESFUERZO - DEFORMACION DE PROBETA N° 3

DESPLAZAMIENTO	PRESION DE CAPSULA	FUERZA (N)	DEFORMACION EN % E	AREA CORREFIDA (mm2)	ESFUERZO (N/mm2)	ESFUERZO (KN/m2)
0.000	25.200	0.000	0.000	3788.577	0.000	0.000
0.150	25.200	58.000	0.001	3792.557	0.015	15.293
0.300	25.200	206.000	0.002	3796.546	0.054	54.260
0.500	25.200	400.000	0.003	3801.877	0.105	105.211
0.750	25.200	611.600	0.005	3808.563	0.161	160.586
1.000	25.200	775.200	0.007	3815.272	0.203	203.183
1.250	25.200	875.600	0.009	3822.004	0.229	229.094
1.500	25.200	962.000	0.010	3828.761	0.251	251.256
1.750	25.200	1041.600	0.012	3835.541	0.272	271.565
2.000	25.200	1085.600	0.014	3842.346	0.283	282.536
2.250	25.200	1121.200	0.016	3849.174	0.291	291.283
2.500	25.200	1135.600	0.017	3856.027	0.294	294.500
2.750	25.200	1129.600	0.019	3862.905	0.292	292.422
3.000	25.200	1117.200	0.021	3869.807	0.289	288.697
3.500	25.200	1071.200	0.024	3883.685	0.276	275.821
4.000	----	----	----	----	----	----
4.500	----	----	----	----	----	----
5.000	----	----	----	----	----	----
6.000	----	----	----	----	----	----
7.000	----	----	----	----	----	----
8.000	----	----	----	----	----	----
9.000	----	----	----	----	----	----
10.000	----	----	----	----	----	----
11.000	----	----	----	----	----	----
12.000	----	----	----	----	----	----
13.000	----	----	----	----	----	----
14.000	----	----	----	----	----	----
15.000	----	----	----	----	----	----
16.000	----	----	----	----	----	----
17.000	----	----	----	----	----	----
18.000	----	----	----	----	----	----
19.000	----	----	----	----	----	----

GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION (100.3 Kpa)



INFORME DE ENSAYO TRIAXIAL

PROYECTO: RESIDENCIA DE FAMILIA TOAPANTA
 LOCALIZACIÓN: Pichincha, parroquia Chilibulo barrio Jesus del Gran Poder
 ELAVORACION: Luis Aguilar y Nicolai Escobar

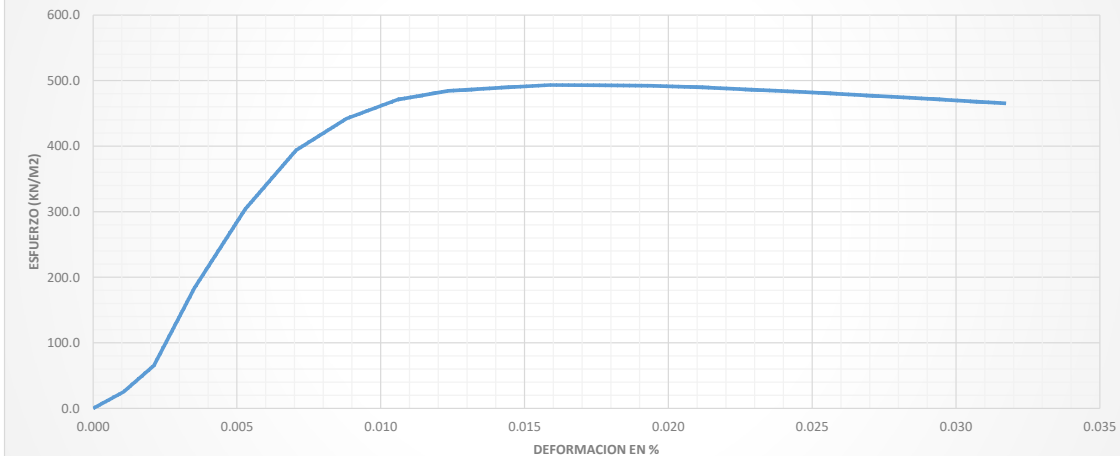
NORMA	ASTM D 2850
DESCRIPCION	Calicata - Base de Talud
MUESTRA	4

DATOS PREVIOS					DATOS DE MUESTRA			DATOS ENSAYOS / DATOS RESULTADOS	
HUMEDAD					Masa	g	873.530	ESFUERZO MENOR PRINCIPAL (Kpa)	
REC N°	44.000	0.000	12.000	74.000	Volumen	cm3	540.732	σ_3	200
M. HUMEDA	75.400	61.400	58.920	60.200	Densidad	g/cm3	1.615	ESFUERZO A COMP. MAXIMA (Kpa)	
M. SECA	65.130	53.940	52.000	53.370	Altura(H)	cm	14.180	σ_{max}	493.389
M. REC	27.680	26.470	26.390	27.740	Diámetro 1	cm	7.000	DEF. AXIAL (%)	
MASA AGUA	10.270	7.460	6.920	6.830	Diámetro 2	cm	6.942	ESFUERZO MAYOR PRINCIPAL (Kpa)	
MASA SECA	37.450	27.470	25.610	25.630	Diámetro 3	cm	6.962	σ_1	693.389
% AGUA	27.423	27.157	27.021	26.648	D Promedio	cm	6.968		
%PROM	27.062				Área	cm2	38.133		

RESULTADOS DE ESFUERZO - DEFORMACION DE PROBETA N° 4

DESPLAZAM ENTO	PRESION DE CAPSULA	FUERZA (N)	DEFORMACI ON EN % E	AREA CORREFIDA (mm2)	ESFUERZO (N/mm2)	ESFUERZO (KN/m2)
0.000	25.200	0.000	0.000	3813.346	0.000	0.000
0.150	25.200	96.250	0.001	3817.384	0.025	25.214
0.300	25.200	250.800	0.002	3821.430	0.066	65.630
0.500	25.200	702.900	0.004	3826.839	0.184	183.676
0.750	25.200	1165.450	0.005	3833.622	0.304	304.008
1.000	25.200	1511.950	0.007	3840.429	0.394	393.693
1.250	25.200	1701.150	0.009	3847.260	0.442	442.172
1.500	25.200	1815.000	0.011	3854.115	0.471	470.925
1.750	25.200	1870.000	0.012	3860.995	0.484	484.331
2.000	25.200	1892.000	0.014	3867.900	0.489	489.154
2.250	25.200	1911.800	0.016	3874.829	0.493	493.389
2.500	25.200	1914.000	0.018	3881.783	0.493	493.072
2.750	25.200	1914.000	0.019	3888.762	0.492	492.187
3.000	25.200	1907.950	0.021	3895.767	0.490	489.750
3.500	25.200	1887.600	0.025	3909.851	0.483	482.781
4.000	25.200	1861.750	0.028	3924.038	0.474	474.448
4.500	25.200	1832.600	0.032	3938.328	0.465	465.324
5.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
6.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
7.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
8.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
9.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
10.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
11.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
12.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
13.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
14.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
15.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
16.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
17.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
18.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----
19.000	-----	-----	-----	-----	-----	-----

GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION (200 Kpa)



INFORME DE ENSAYO TRIAXIAL

PROYECTO: RESIDENCIA DE FAMILIA TOAPANTA
 LOCALIZACIÓN: Pichincha, parroquia Chilibulo barrio Jesus del Gran Poder
 ELAVORACION: Luis Aguilar y Nicolai Escobar

NORMA	ASTM D 2850
DESCRIPCION	Calicata - Base de Talud
MUESTRA	

DATOS PREVIOS					DATOS DE MUESTRAS				
HUMEDAD									
REC N°	44.000	0.000	12.000	74.000	1	2	3	4	
M. HUMEDA	75.400	61.400	58.920	60.200	σ_1	182.128	281.538	394.800	693.389
M. SECA	65.130	53.940	52.000	53.370	σ_3	25.200	50.500	100.300	200.000
M. REC	27.680	26.470	26.390	27.740	Radio	78.464	115.519	147.250	246.695
MASA AGUA	10.270	7.460	6.920	6.830	Centro	103.664	166.019	247.550	446.695
MASA SECA	37.450	27.470	25.610	25.630					
% AGUA	27.423	27.157	27.021	26.648					
%PROM	27.062								

GRAVEDAD ESPECIFICA					
MASA DEL PIC + AGUA	650.730	TEMP (~C)	PICNÓMETRO N°	M. PIC. (g)	VOL. CAL. PIC (ml)
MASA DE SOLIDO ANTES	50.000	17.2	5	151.760	499.620
MASA DEL PIC + AGUA + SÓLIDO	681.120	Gs(l)	Den (t) (g/ml)	$G_s (20^{\circ}C) = G_s (Tt) * K$	
COEFICIENTE DE TEMPERATURA	1.00054	2.550	0.999	2.551	
MASA BANDEJA	329.890	Masa de sólido Después del ensayo (g)			
MASA SOLIDO + BANDEJA	380.270	50.380			

Envolvente de falla	
$\tau = c + \sigma \tan \phi$	
c	29.8
ϕ	30

