



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Análisis y diseño hidráulico y estructural de un puente peatonal y
para bicicletas con sus vías de acceso perteneciente a la
parroquia La Asunción, cantón Girón, provincia del Azuay.**

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

EDGAR ANDRÉS OCHOA DÍAZ

JOSÉ DAVID PULLA CAMPOVERDE

Director:

ING. JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO, Ms.C.

CUENCA – ECUADOR

2022

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación va dedicado de manera especial a:
Mis padres, quienes con su apoyo incondicional fueron mi pilar durante toda
mi vida universitaria, que gracias a sus consejos y palabras de apoyo
me ayudaron a culminar de manera satisfactoria esta etapa de mi vida.
María Inés quien llego en un momento importante de mi vida y fue mi fuente
De inspiración para finalizar de la mejor manera mi vida universitaria.

Ochoa Díaz Edgar Andrés

Dedico este trabajo de titulación a mis padres y a mi hermana
que siempre fueron una fuente de inspiración y de fuerza en los momentos
difíciles. A toda mi familia y amigos que me han ayudado
a superar todos mis obstáculos.

José David Pulla Campoverde

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a los docentes de la facultad de Ciencia y Tecnología por los conocimientos brindados a lo largo de nuestra etapa universitaria.

Al Ing. José Vázquez, nuestro director de tesis por dedicar su entrega y su valioso tiempo a lo largo de este trabajo que gracias a su motivación nos ayudó a finalizar de la mejor manera.

A los ingenieros Rolando Armas, Patricia Palacios y Jorge León quienes ayudaron a solventar ciertas dudas e inquietudes con la realización de nuestra tesis.
Edgar Andrés Ochoa Díaz, José David Pulla Campoverde

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE DE CONTENIDOS	IV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE ANEXOS	XII
RESUMEN	XIII
ABSTRACT.....	XIV
CAPÍTULO 1.....	1
1. GENERALIDADES	1
Introducción	1
1.1. Definición de la zona de estudio	2
1.2. Alcance	2
1.3. Problemática	3
1.4. Motivación de la investigación	3
1.5. Objetivos	4
1.5.1. Objetivo general.....	4
1.5.2. Objetivos específicos	4
1.6. Metodología	5
1.7. Información básica sobre puentes	6
1.8. Componentes de la estructura	6
1.8.1. Superestructura.....	6
1.8.2. Subestructura.....	8
1.8.3. Accesos	12
1.8.4. Obras de protección	12
1.9. Tipos de puentes	12
1.9.1. Clasificación	12
1.9.1.1. Según su movilidad.....	13
1.9.1.2. Según el tipo de estructura	14
1.9.1.3. Según el tipo de material.....	16
1.9.1.4. Según el tipo de servicio	18
CAPÍTULO 2.....	21
2. TOPOGRAFÍA	21

2.1. Trabajos de campo	21
2.2 Trabajos de oficina.....	22
CAPÍTULO 3.....	25
3. ESTUDIOS DE SUELOS	25
3.1. Toma de muestras	25
3.2. Ensayos para obtener los parámetros físicos de las muestras 1 y 2 de suelo	26
3.2.1. Determinación del contenido del agua o humedad del suelo, método del secado al horno	26
3.2.2. Análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm en un suelo	28
3.2.3. Determinación de los límites de consistencia	31
3.2.4. Determinación de la gravedad específica del suelo natural (Gs)	32
3.2.5. Clasificación del suelo natural por la AASHTO Y SUCS	33
3.3. Determinación de los parámetros mecánicos de las muestras 1 y 2 de suelo	34
3.4. Cálculo de capacidad de carga última.....	35
CAPÍTULO 4.....	38
4. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	38
4.1. Hidrología	38
4.1.1. Cuenca hidrográfica	38
4.1.2. Área de la cuenca	39
4.1.3. Tiempo de concentración	39
4.1.4. Escorrentía	40
4.1.5. Periodo de retorno T	41
4.1.6. Intensidad de lluvia	42
4.1.7. Caudal de diseño	43
4.2. Hidráulica del cauce.....	44
4.2.1. Geometría del río	44
4.2.2. Coeficiente de rugosidad.....	45
4.2.3. Fórmula de Manning.....	46
4.2.4. Curvas de áreas y gastos acumulados	47
4.2.5. Socavación general	48
4.2.5.1. Coeficiente de contracción μ	49
4.2.5.2. Tirante medio	49
4.2.5.3. Coeficiente β	50
4.2.5.3. Diámetro promedio	50
4.2.5.5. Coeficiente x	51

4.2.5.6. Calculo de la profundidad de socavación general	52
4.2.6. Socavación local	53
4.2.6.1. Calculo de coeficientes correctivos.....	54
4.2.6.2. Calculo de la profundidad de la socavación local	55
4.2.7. Altura de remanso	55
4.2.7.1 Coeficiente de remanso	56
4.2.7.2 Determinación del nivel de máximo remanso (NMR)	56
CAPÍTULO 5.....	59
5. ESTUDIOS ESTRUCTURALES	59
Diseño de la superestructura	59
5.1. Diseño de las barandas	59
5.1.1. Carga muerta DC	60
5.1.2. Solicitaciones	60
5.1.3. Momento resistente	60
5.2. Diseño del poste	61
5.2.1. Solicitaciones	61
5.2.2. Momento resistente	61
5.3. Diseño de la losa	61
5.3.1. Espesor mínimo	62
5.3.2. Determinación de momento y cortante	62
5.3.3. Cálculo de acero en losa.....	63
5.4. Diseño de viga de hormigón armado	63
5.4.1. Peralte mínimo	64
5.4.2. Combinaciones de carga	64
5.4.3. Cálculo de acero principal.....	65
5.5. Diseño del estribo	66
Diseño de la subestructura	67
5.6. Diseño muros de cimentación	67
5.6.1 Fuerzas principales.....	68
5.6.2 Cargas actuantes.....	68
5.6.3 Cimentación corrida con aportamiento	69
5.6.3.1. Peso propio del muro	69
5.6.3.2 Peso del relleno	69
5.6.4. Cargas horizontales	69
5.6.4.1. Empuje activo	69
5.6.4.2. Empuje por sobrecarga.....	70

5.6.4.3. Empuje pasivo.....	70
5.7. Calculo considerando efectos sísmicos.....	70
5.7.1. Volcamiento.....	70
5.7.2. Deslizamiento	71
5.7.3. Asentamiento	71
5.7.3.1. Capacidad portante.....	71
5.7.3.2. Excentricidad	72
5.7.4. Control de asentamientos	72
5.7.5. Rangos de parámetros del material para calcular asentamientos	73
5.7.6. Memoria de calculo.....	74
5.8. Diseño del estribo	76
5.8.1. Estabilidad.....	76
5.8.2. Diseño de armadura	77
CAPÍTULO 6.....	78
6. PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA.....	78
6.1. Estudio de los rendimientos	78
6.2. Análisis de precios unitarios	78
6.3. Presupuesto referencial	79
CAPÍTULO 7.....	80
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	80
7.1. CONCLUSIONES	80
7.2. RECOMENDACIONES.....	81
BIBLIOGRAFIA	82
ANEXOS	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de la parroquia La Asunción.	2
Figura 2: Estructura provisional de puente.	4
Figura 3: Componentes de un puente.	6
Figura 4: Componentes principales de la superestructura de un puente.	7
Figura 5: Componentes secundarios de la superestructura de un puente.	7
Figura 6: Componentes de la subestructura de un puente.	8
Figura 7: Partes de un apoyo elastomérico.....	9
Figura 8: Apoyo basculante curvo esférico fijo.....	10
Figura 9: Apoyo basculante con rotación en un eje.	10
Figura 10: Apoyo tipo rodillo.....	10
Figura 11: Esquema de un estribo.	11
Figura 12: Esquema de una pila.	11
Figura 13: Puente fijo.....	13
Figura 14: Puente móvil.....	13
Figura 15: Puente desmontable.	14
Figura 16: Puente simplemente apoyado.....	14
Figura 17: Puente en arco.....	15
Figura 18: Esquema de un puente aporticado.	15
Figura 19: Esquema de un puente colgante.....	15
Figura 20: Esquema de un puente atirantado.	16
Figura 21: Puente de madera.	16
Figura 22: Puente metálico.....	17
Figura 23: Esquema de un puente de hormigón armado.	17
Figura 24: Esquema de un puente de hormigón pretensado.....	18
Figura 25: Puente rural.	18
Figura 26: Puente urbano.	19
Figura 27: Viaducto.....	19
Figura 28: Puente peatonal.	20
Figura 29: Ferrocarriles.....	20
Figura 30: Levantamiento topográfico con dron.	22
Figura 31: Topografía de la zona de emplazamiento.	23
Figura 32: Relieve del terreno.	23
Figura 33: Sección transversal del río Chantaco.....	24
Figura 34: Toma de muestras, lado derecho del río.....	25
Figura 35: Toma de muestras, lado izquierdo del río.....	25
Figura 36: Preparación y cuarteo de la muestra 1.....	26
Figura 37: Preparación y cuarteo de la muestra 2.....	26
Figura 38: Curvas granulométricas de la muestra 1.	30
Figura 39: Curvas granulométricas de la muestra 2.	31
Figura 40: Cuenca hidrológica de estudio.....	39
Figura 41: Geometría del río Chantaco modelado en CIVIL CAD 3D.....	44
Figura 42: Sección transversal del río.....	45
Figura 43: Nivel de crecida del río.....	47
Figura 44: Curvas de áreas y gastos acumulados.	48
Figura 45: <i>Determinación del D50 de la muestra 1.</i>	51
Figura 46: <i>Determinación del D50 de la muestra 2.</i>	51

Figura 47: Sección socavada.	53
Figura 48: Sección con socavación general y local.....	55
Figura 49: Atura de máximo remanso.	58
Figura 50: Diagramas de cortante, momento y deflexión.	63
Figura 51: Combinaciones de carga.....	65
Figura 52: Dimensiones y armado de la viga.	67
Figura 53: Fuerzas actuantes en un muro de contención.	68
Figura 54: Control de asentamientos.	73
Figura 55: Geometría del estribo.....	76
Figura 56: Diseño de armadura.	77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Alturas y tirantes de agua del río Chantaco.....	24
Tabla 2: Promedio del contenido de agua del suelo natural de la muestra 1.....	27
Tabla 3: Promedio del contenido de agua del suelo natural de la muestra 2.....	28
Tabla 4: Resumen de los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 1.....	29
Tabla 5: Resumen de los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 2.....	30
Tabla 6: Resumen de los resultados obtenidos del ensayo de límites de consistencia.	32
Tabla 7: Gravedad específica del suelo natural.....	33
Tabla 8: Valores aproximados de propiedades físicas y mecánicas de los suelos.	35
Tabla 9: Determinación del tiempo de concentración.....	40
Tabla 10: Valores de coeficiente de escorrentía C.....	41
Tabla 11: <i>Parámetros para la determinación del coeficiente de escorrentía C.</i>	41
Tabla 12: Periodo de retornos según su clasificación vial.	42
Tabla 13: Ecuaciones intensidad duración frecuencia de la estación meteorológica Santa Isabel.....	42
Tabla 14: Determinación de la intensidad de precipitación.	43
Tabla 15: Determinación del caudal de diseño.	43
Tabla 16: <i>Diferentes coeficientes de rugosidad de Manning en función de las condiciones del canal.</i>	45
Tabla 17: Procedimiento para calcular el nivel de crecida del río.	47
Tabla 18: Coeficientes de contracción μ	49
Tabla 19: Probabilidad anual en (%) que se presente el gasto de diseño Qd.	50
Tabla 20: Coeficiente x para suelos cohesivos y no cohesivos.	52
Tabla 21: Parámetros necesarios para calcular la profundidad de socavación.....	52
Tabla 22: Determinación de la profundidad de socavación.	52
Tabla 23: Valores del coeficiente correctivo.....	54
Tabla 24: <i>Valores del coeficiente Pq en función Qt/Qd</i>	54
Tabla 25: Valores del coeficiente correctivo PR.....	54
Tabla 26: Determinación de la profundidad de socavación.	55
Tabla 27: Coeficientes de remanso.	56
Tabla 28: Cálculos de la velocidad media del agua y velocidad media del agua en la sección 2.	57
Tabla 29: Cálculos de la altura de remanso y el NMR.....	57
Tabla 30: Determinación de tipo de losa.....	61
Tabla 31: Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas.	62
Tabla 32: As min para losas en dirección no preesforzadas.....	63
Tabla 33: Altura mínima de vigas no preesforzadas.	64
Tabla 34: Área mínima de refuerzo requerido.	66
Tabla 35: Características del suelo	69
Tabla 36: Parámetros de diseño.	74
Tabla 37: Geometría del estribo.	74
Tabla 38: Calculo y diseño estructural.....	74
Tabla 39: Esfuerzos del suelo.....	75
Tabla 40: Cálculo del dedo.....	75
Tabla 41: Cálculo del talón.....	75
Tabla 42: Cálculo de la pantalla.....	75
Tabla 43: Acero por tramos.	75

Tabla 44: Acero por temperatura 76
Tabla 45: Presupuesto referencial de la obra..... 79

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1.3.1. Contenido de agua.....	86
Anexo 1.3.2. Análisis granulométrico por tamizado.....	87
Anexo 1.3.3. Límites de consistencia	93
Anexo 1.3.4. Gravedad específica	100
Anexo 1.4.1. Tirantes de agua	101
Anexo 1.4.2. Cálculo de nivel de crecida del río	115
Anexo 1.4.3. Cálculo de curva de área y gasto acumulado.....	116
Anexo 1.5.1. Diseño de pasamano.....	117
Anexo 1.5.2. Diseño de poste	119
Anexo 1.5.3. Diseño de losa	122
Anexo 1.5.4. Diseño de viga.....	130
Anexo 1.5.5. Diseño de estribos	135
Anexo 1.5.6. Diseño de la subestructura.....	137
Anexo 1.6.1. Análisis de precios unitarios.....	141

RESUMEN

El presente trabajo de titulación consiste en el diseño integral de un puente de hormigón armado simplemente apoyado, a emplazarse en la parroquia La Asunción, el mismo que facilitará la movilidad de peatones y ciclistas de forma segura, mejorando las condiciones de vida y desarrollo de los habitantes del sector.


Para garantizar el nivel de servicio previsto y las prestaciones de la estructura diseñada, se desarrollaron un conjunto de estudios básicos: topografía, mecánica de suelos, hidrología e hidráulica, así como el diseño definitivo de la estructura de hormigón armado y presupuesto referencial, incluyendo el análisis de precios unitarios. Una vez finalizado el trabajo de titulación, el diseño y los estudios definitivos se entregarán al GAD Parroquial de La Asunción, quienes podrán gestionar el financiamiento correspondiente para la construcción del puente peatonal.

Palabras clave: Puente Peatonal, Simplemente Apoyado, Hormigón Armado, Estudios Topográficos, Mecánica de Suelos, Hidráulicos, Presupuesto Referencial.



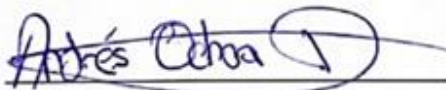
Ing. José Fernando Vázquez C. M.Sc.

Director de Escuela



Ing. José Fernando Vázquez C. M.Sc.

Director del Trabajo de Titulación



Edgar Andrés Ochoa Díaz



José David Pulla Campoverde

Autores

ABSTRACT

This research consists of definitive studies and design of a simply supported reinforced concrete bridge, which will be located in the township of La Asunción. This bridge will ease the mobility for pedestrians and cyclists in a safe way, improving the life conditions and development of local residents. To ensure the proper level of service and functioning of the designed structure a set of basic studies were developed, topographical, soil mechanics, hydrological and hydraulic, as well as the final design of the reinforced concrete structure with its reference budget, including the analysis of unit price studies. Once the research is completed, the final studies and design will be delivered to La Asunción's GAD for the correct management and financing for the construction of the footbridge.

Keywords: Footbridge, Simply supported, Reinforced concrete, Topographical, Soils Mechanics, Hydrological, Hydraulic, Reference budget.



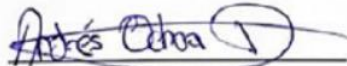
Ing. José Fernando Vázquez C. M.Sc.

School Director



Ing. José Fernando Vázquez C. M.Sc.

Thesis Director



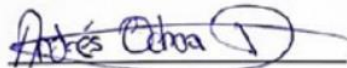
Edgar Andrés Ochoa Díaz



José David Pulla Campoverde

Authors

Translated by



Edgar Andrés Ochoa Díaz



José David Pulla Campoverde



Edgar Andres Ochoa Diaz

José David Pulla Campoverde

Trabajo de titulación

Ing. José Vázquez Calero, Ms.c

Julio 2022.

Análisis y diseño hidráulico y estructural de un puente peatonal y para bicicletas con sus vías de acceso perteneciente a la parroquia La Asunción, cantón Girón, provincia del Azuay.

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES

Introducción

A través del tiempo, el hombre siempre tuvo la necesidad básica de inventar un medio que les facilite el transporte de un lugar a otro o movilizarse a través de un accidente geográfico. En los últimos años, las técnicas constructivas para diseñar un puente han pasado desde una simple losa asentada en el terreno hasta grandes puentes colgantes de extensos kilómetros pasando de ser estructuras básicas a un icono mismo.

El propósito fundamental de los puentes es dar continuidad a una vía, unir caminos o comunicar dos espacios distantes separados ante un accidente geográfico natural como un río, quebrada, una depresión profunda favoreciendo la movilización de los peatones o vehículos sobre la vía.

Por lo descrito anteriormente con el motivo de dar una solución técnica que satisfaga a los moradores de la parroquia La Asunción, se efectúa el presente estudio para diseñar una estructura que reemplace a la existente, la cual influirá favorablemente en la población.

Para el diseño del puente, se seguirá una metodología basada en las normas y especificaciones técnicas nacionales e internacionales, con el objeto de cumplir parámetros de seguridad y calidad a la estructura planteada.

1.1. Definición de la zona de estudio

El análisis y el estudio del proyecto se realizará en la parroquia La Asunción ubicada en el Cantón Girón al sur de la provincia del Azuay, la misma que posee una población de 3051 habitantes y con una superficie de 5917,7 hectáreas de acuerdo con información de la página web principal de la parroquia (La Asunción, 2022).

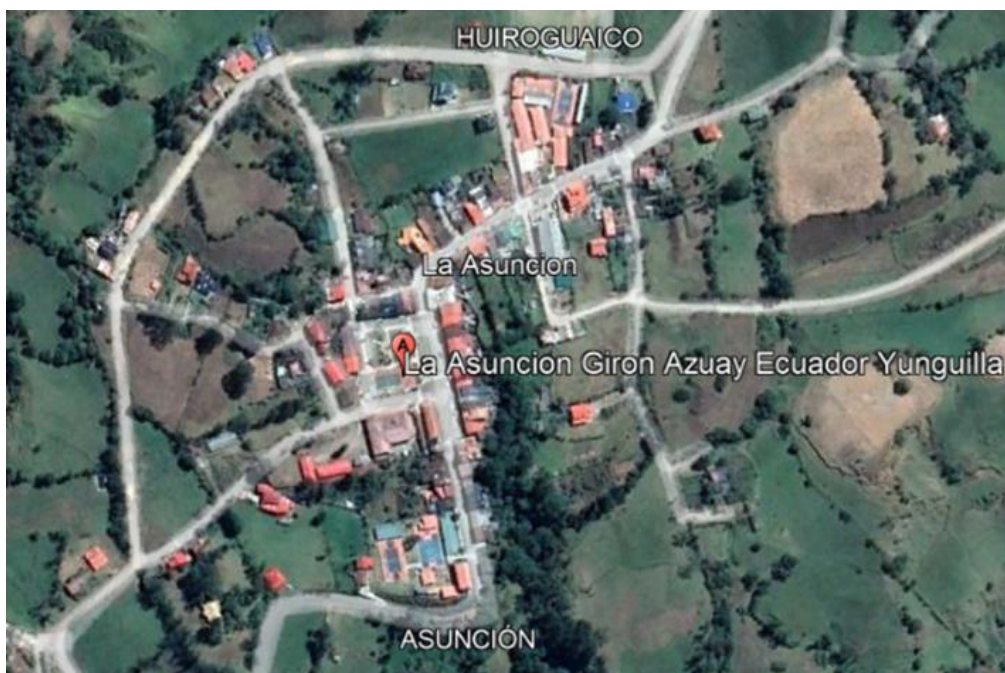


Figura 1: Mapa de la parroquia La Asunción.

Fuente: Google Earth Pro 2022, parroquia La Asunción (Earth, 2022).

La zona de emplazamiento donde estará ubicado el puente será sobre el río Chantaco perteneciente a la parroquia La Asunción, el primer extremo del puente se encuentra ubicado a $3^{\circ}12' 29.02''$ en su latitud Sur y a $79^{\circ}15' 38.75''$ de longitud Oeste y el segundo extremo del puente se encuentra a $3^{\circ}12'29.02''$ en su latitud Sur y a $79^{\circ} 15'38.42''$ de longitud Oeste.

1.2. Alcance

El proyecto de titulación tiene como alcance realizar los estudios y diseños de un puente peatonal y para bicicletas dentro de la parroquia La Asunción, basándonos

en las normas y especificaciones nacionales e internacionales como son la AASHTO y la NEC.

Asimismo, se emplearán diversos programas computacionales tales como: SAP 2000, CIVIL 3D, EXCEL, ARCGIS, los cuales nos brindarán el apoyo necesario para el correcto cálculo y comprobación de parámetros necesarios para concluir el diseño.

1.3. Problemática

En la parroquia La Asunción, existe un sendero que en determinado sector está atravesado por el río Chantaco en el cual, en época de invierno, tiende a aumentar considerablemente su caudal debido a las fuertes lluvias, lo que imposibilita el tránsito seguro de los habitantes del lugar.

Las autoridades municipales en busca de una solución temporal al problema, sin llevar a cabo ningún tipo de estudio, instaló una estructura provisional hecha a base de tubos de metal para que las personas puedan trasladarse de un lado a otro de la quebrada.

La estructura provisional no es de mucha ayuda, ya que las fuertes lluvias producen inundaciones, lo cual puede desplazar los tubos, el material metal se vuelve resbaloso y estos factores sumados a la falta de barandales se vuelve inseguro para las personas ya que fácilmente puede ocurrir accidentes como caídas, resbalones, que pueden ocasionar graves lesiones.

1.4. Motivación de la investigación

La estructura provisional otorgada por las autoridades del municipio de Girón, no brinda la seguridad adecuada para el cruce peatonal y para bicicletas, lo que dificulta el vivir de las personas que habitan en lugar y para los turistas que visitan la zona, ya que actualmente al cruzar por los tubos metal de la estructura provisional sobre el río Chantaco, se presenta una serie de riesgos que pueden llevar a accidentes graves para las personas. Por esta razón, se realizará todos los estudios competentes para una estructura definitiva que brinde todas las seguridades necesarias y no ponga en riesgo de lesiones a los transeúntes.



Figura 2: Estructura provisional de puente.

Fuente: Fotografía tomada por el dron PHANTOM 4 PRO V2. Autores (2022).

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Realizar el diseño del puente peatonal y para bicicletas sobre el río Chantaco, ubicado en la parroquia La Asunción, con el fin de facilitar una transición de movilidad segura para las personas brindando una mejor condición actual de vida.

1.5.2. Objetivos específicos

- Recolectar la información mediante visitas técnicas a la parroquia La Asunción para establecer factores que nos ayuden para la resolución de la problemática actual.
- Realizar los estudios topográficos, hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos, estructurales necesarios para el diseño del puente.
- Analizar y diseñar la superestructura y subestructura del puente sobre el río acorde a las normas actuales de la construcción de puentes.
- Determinar las cantidades de obras y el presupuesto del puente a construirse.

1.6. Metodología

Para realizar el diseño estructural del puente, se enfocará principalmente en la normativa ecuatoriana de construcción NEC-15. Así mismo, utilizaremos normativas internacionales como la AASHTO y la AISC. Además, para realizar el estudio nos basaremos en libros, artículos, ensayos, tesis y otros documentos necesarios que ayudarán a realizar el correcto diseño.

Como primera parte del estudio, realizaremos un levantamiento topográfico del terreno por una nave no tripulada (Drone) que nos facilitará obtener la información del terreno de una manera más rápida y precisa. Seguido de esto emplearemos el software computacional CIVIL CAD 3D para la generación de las curvas de nivel, superficie del terreno y la sección transversal del río. Además, haremos uso de la estación total con la finalidad de obtener la altimetría del río para determinar su sección a estudiar.

Como segunda parte realizaremos un estudio de suelos del lugar, sustrayendo muestras del suelo, para que en los laboratorios de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay obtener el tipo de suelo, su granulometría, las propiedades físicas de suelo para el correcto diseño de los cimientos del puente.

Como tercera parte, realizaremos un estudio hidrológico e hidráulico del terreno y emplearemos el software computacional Excel para la creación de una hoja de cálculo que nos ayudarán a obtener los datos de la cuenca como la precipitación máxima, caudal de diseño, caudal real, caudal máximo del río, crecida máxima del río, la socavación general y local del lecho del río, entre otros.

Cómo cuarta parte, realizaremos el diseño estructural del puente, basándonos en la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-15 y la normativa AASHTO. Nos ayudaremos del software computacional SAP2000 22 para las comprobaciones del mismo.

Para finalizar el estudio, tabulamos todos los datos obtenidos del estudio, realizamos los correspondientes planos de la estructura y en base a esto determinamos las cantidades de obra y presupuesto para una futura construcción de la estructura.

1.7. Información básica sobre puentes

Aguirre (2014) afirma que “Es una estructura que salva un obstáculo, sea río, foso, barranco o vía de comunicación natural o artificial, que permite el paso de peatones, animales o vehículos” (p.09).

Existen diversos tipos de diseños de puentes y estos varían dependiendo de su función y la naturaleza del terreno donde va a estar construido el puente.

La función principal de un puente es dar continuidad a la ruta, permitiendo así, conectar diferentes espacios de la naturaleza que no se pueda acceder. En el transcurso del tiempo, el diseño y la ingeniería de los puentes ha variado significativamente, de igual forma el material con el que se construye y la utilidad siendo algunos exclusivamente decorativos.

1.8. Componentes de la estructura

La estructura de un puente se constituye de dos partes principales:

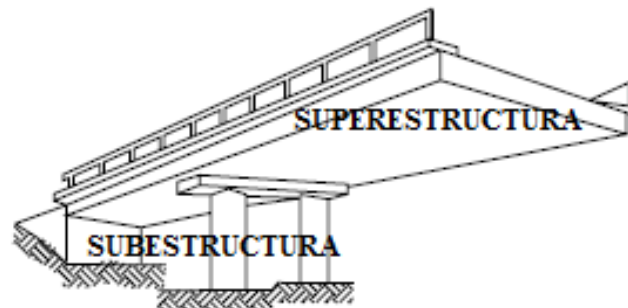


Figura 3: Componentes de un puente.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

- La superestructura
- La subestructura

1.8.1. Superestructura

La superestructura es la parte que constituye el puente que se construye sobre los apoyos conformada por las losas, las vigas, los diafragmas, etc. siendo así los elementos estructurales que componen el tramo horizontal del puente.

La superestructura está compuesta de dos partes:

- Elementos principales
- Elementos secundarios

Elementos principales

Son los elementos que transfieren las cargas vivas (tránsito) y muertas (peso propio de la superestructura) a los apoyos extremos e intermedios de la subestructura (estribos y pilas). Los elementos principales de la superestructura varían según el tipo de puente.



Figura 4: Componentes principales de la superestructura de un puente.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

- **Losa:** Sirve como tablero al mismo tiempo, está compuesta por una plancha de concreto reforzado o preesforzado, madera o metal.
- **Vigas:** Se encuentran ubicadas paralelas a la carretera y tienen la función de soportar esfuerzos de la componente vertical transmitiendo las cargas y esfuerzos recibidos a las pilas y estribos del puente.

Elementos secundarios

Son los elementos adicionales de la superestructura, los mismos que son necesarios para la estabilidad de la estructura permitiendo el traslado por el puente.



Figura 5: Componentes secundarios de la superestructura de un puente.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

- **Tablero:** Elemento estructural que soporta directamente el tráfico de los vehículos o peatones. Cuando está conformado de madera se denomina tablero y cuando está compuesto de concreto y metal se le designa losa.
- **Diafragmas transversales:** Son elementos considerados simplemente apoyados, que sirven como rigidizadores entre vigas transmitiendo las fuerzas de la cortante vertical a las vigas longitudinales.
- **Barandas:** Son elementos de seguridad que se ubican a los costados del puente cuya función es encarrilar el tránsito y evitar la posible caída de vehículos y personas.
- **Calzadas:** Denominada también superficie de rodamiento, su función es proporcionar el piso para el tránsito de los vehículos y personas. Se sitúa sobre la cara superior de la losa estructural. Por lo regular, la calzada es colocada posteriormente de colada la losa, sin embargo, también existen calzadas coladas con la losa estructural.

1.8.2. Subestructura

La subestructura son todos los elementos adicionales que soportan la superestructura. Los elementos básicos de la subestructura son:

- Aparatos de apoyo
- Estribos
- Pilas
- Fundaciones



Figura 6: Componentes de la subestructura de un puente.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

Aparatos de apoyo

Son mecanismos cuya finalidad es transferir las cargas (horizontales y verticales) desde la superestructura a la subestructura. Además, están sujetos a repartir de manera proporcional las reacciones sobre las áreas de la subestructura y deben ser capaces de ajustarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otros factores provocados por la superestructura.

Conforme al tipo de material del que están fabricados, existen apoyos metálicos y elastoméricos.

Los apoyos metálicos por lo general se utilizan en puentes con superestructura a base de estructura metálica, a diferencia de los apoyos elastoméricos, se emplean en puentes con superestructuras de concreto o metálicas.

Aparatos de apoyo elastoméricos

Es el tipo de apoyo más simple para un puente, por lo general es un bloque rectangular que permite desplazamientos y/o rotaciones elásticas entre la superestructura y la subestructura. Estos apoyos son utilizados en puentes de luces pequeñas.

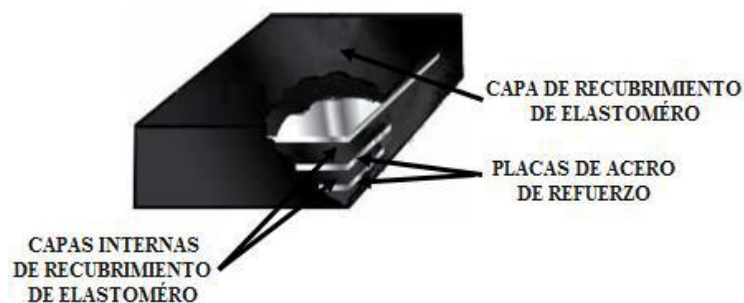


Figura 7: Partes de un apoyo elastomérico.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

Aparatos de apoyo metálicos

Son los más antiguos, pueden ser dos placas que se colocan entre sí, un rodillo o esfera sobre una superficie plana o curva.

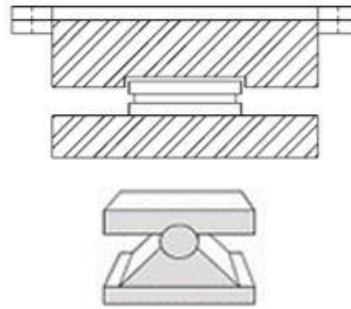


Figura 8: Apoyo basculante curvo esférico fijo.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

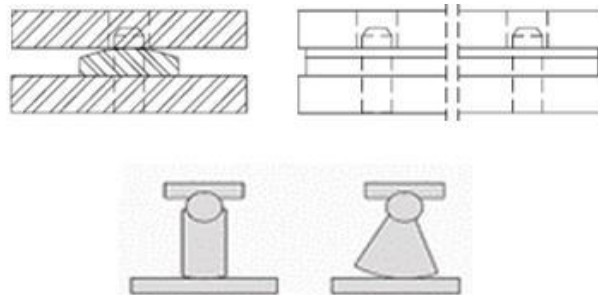


Figura 9: Apoyo basculante con rotación en un eje.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

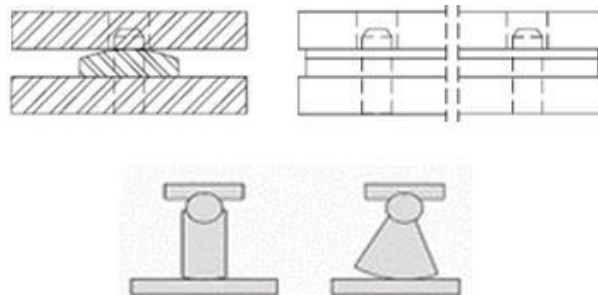


Figura 10: Apoyo tipo rodillo.

Figura 10. Apoyo tipo rodillo.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

Estribos

Es la parte de la subestructura de un puente que está ubicada en los extremos del mismo, cuya función es transmitir las cargas de la superestructura y contener el empuje del suelo.

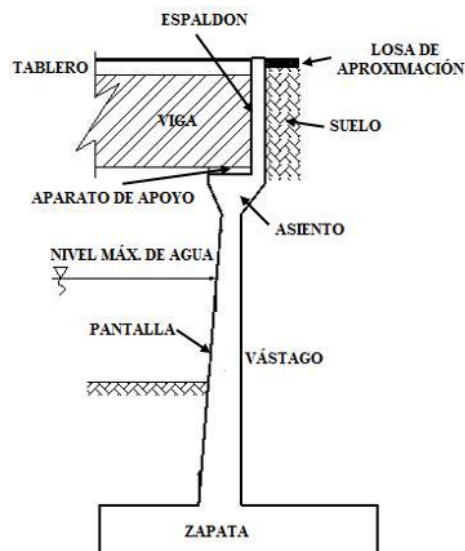


Figura 11: Esquema de un estribo.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

Pilas

Se encuentran ubicados en los puntos intermedios de los puentes de dos o más tramos, con la función de transmitir las cargas horizontales y verticales procedentes de la superestructura hacia las cimentaciones. Están conformados por el sistema de fundación, el cuerpo de la pila y el cabezal de apoyo.

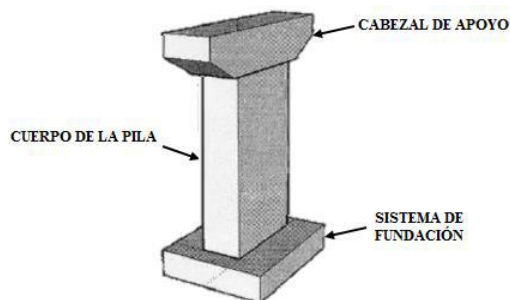


Figura 12: Esquema de una pila.

Fuente: Gustavo Hidalgo (2000), *Elementos de Puentes (E.S.P.E.)*.

Fundaciones

Las fundaciones transfieren las cargas de la superestructura y la subestructura al suelo de cimentación, sin exceder su capacidad de carga. Para la elección y diseño de la fundación apropiada, existen diversos factores a tomar en cuenta como la geometría del elemento de la subestructura en análisis, de las cargas especificadas en

el análisis estructural, de las condiciones geológicas de la superficie y subsuelo, de la interpretación de los datos obtenidos de campo y pruebas de laboratorio, todo ello combinado con juicio ingenieril.

1.8.3. Accesos

Los accesos para un puente están conformados por las siguientes obras:

- Terraplenes de acceso
- Estructura de pavimento
- Barreras de protección del tráfico
- Banquinas
- Losas de aproximación

1.8.4. Obras de protección

Avellaneda, Samaniego (2016) afirma que: “Las obras de protección de un puente comprenden: los enrocados, gaviones, muros de encauce, obras de drenaje y elementos de contención de tierras tales como muros de contención, pantallas de pilotes, etc” (p.99).

1.9. Tipos de puentes

Los puentes pueden ser diseñados en base a varios factores, como pueden ser la topografía del terreno o la función básica para la cual se diseña la estructura, al igual que la facilidad de la obtención de los materiales, las técnicas constructivas que se planean utilizar, entre otros factores.

1.9.1. Clasificación

Los puentes pueden clasificarse en diferentes tipos en base a varios conceptos como son:

- Su movilidad
- El tipo de estructura
- Materiales de construcción
- Tipo de servicio

1.9.1.1. Según su movilidad

Puentes fijos: Son aquellos que permanecen anclados de forma continua en las pilas. En este tipo se encuentran los puentes que cuentan con una armadura conformada por una plancha de hormigón armado o pretensado que cuenta con la longitud total de la distancia entre las pilas del puente. Es la construcción más común en esta clasificación.



Figura 13: Puente fijo.

Fuente: TECYRSA (2019) <https://urlzs.com/MYAYG>

Puentes móviles: Estos puentes cuentan con una parte, la cual, con un mecanismo, se puede desplazar, generalmente para permitir el paso de un barco. A su vez pueden ser: giratorios, levadizos, basculantes o flotantes.



Figura 14: Puente móvil.

Fuente: Santiago Medina (2006) *Manual de diseño de puentes*

Puentes desmontables: Todos aquellos los cuales en caso de ser necesario se los puede llegar a desmantelar, generalmente de metal, como son los puentes tipo Bailey.



Figura 15: *Puente desmontable.*

Fuente: *PeruConstruye (2019) <https://urlzs.com/8Wgq5>*

1.9.1.2. Según el tipo de estructura

Esta clasificación se basa en los tipos de apoyo que posee el puente en sus tramos, los cuales van a depender de los estados de carga, la luz del puente, entre otros.

Puente de tramos simplemente apoyados o continuos: Utilizan la viga como elemento principalmente resistente a flexión, con vigas paralelas simplemente apoyadas, generalmente construidas de hormigón pretensado o de hierro.



Figura 16: *Puente simplemente apoyado.*

Fuente: *Roberto Aguilar (2011) Análisis sísmico de un puente (E.S.P.E.).*

Puente de arco: Son puentes que poseen sus apoyos en los extremos de la luz, en medio de estos se encuentra una estructura en forma de arco la cual transmite las cargas. En base a la ubicación del tablero con respecto a la estructura del arco estos pueden ser apoyados o colgados de esta estructura.



Figura 17: Puente en arco.

Fuente: *Structuralia* (2020) <https://urlzs.com/oe3vx>

Puente aporticado: Son estructuras de hormigón armado, la cual puede soportar cargas y ondas sísmicas debido a su diseño en base a varios pórticos consecutivos.

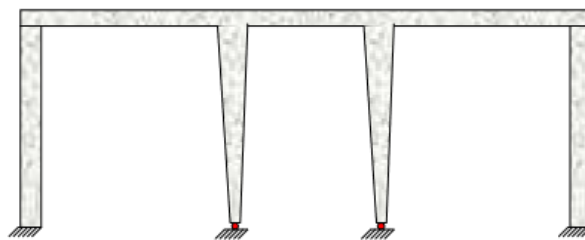


Figura 18: Esquema de un puente aporticado.

Fuente: *Juan Sola* (2015) *Diseño de un puente (U.C.A.C.U.E)*

Puente colgante: Los elementos estructurales más importantes de este tipo de puentes son los cables, los cuales están sometidos a fuerzas de tracción, por lo que generalmente son de acero debido a su capacidad resistente a tracción



Figura 19: Esquema de un puente colgante.

Fuente: *Nelson Aguirre* (2014) *Diseño del puente sobre el río Coyago (U.I.D.E.)*

Puente atirantado: Los tirantes, los cuales son cables rectos, sostienen el tablero con apoyos intermedios más o menos rígidos. Muy utilizados para puentes de largas luces.

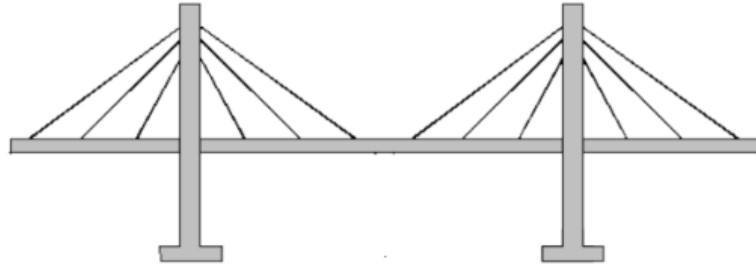


Figura 20: Esquema de un puente atirantado.

Figura 20. Esquema de un puente atirantado.

Fuente: Nelson Aguirre (2014) *Diseño del puente sobre el río Coyago (U.I.D.E.)*

1.9.1.3. Según el tipo de material

De madera: La madera ha sido utilizada desde un inicio como material para la construcción de puentes, siendo los primeros puentes troncos recostados sobre los extremos de un río.

Los puentes de madera se los utiliza para cubrir luces de hasta 20m y en caminos de poca circulación de vehículos livianos. Este tipo de puente generalmente han servido como estructuras de carácter provisional debido a que su durabilidad es reducida en comparación con el resto de materiales.



Figura 21: Puente de madera.

Fuente: Hess (2016) <https://urlzs.com/VdVXM>

Metálicos: Los puentes construidos con este material permiten cubrir luces de hasta 45 m si se utilizan vigas metálicas, en el caso de celosías se pueden alcanzar los 80 m y con arcos metálicos se han logrado alcanzar luces de hasta 100 m; además, la facilidad para su construcción y traslado lo hacen el material óptimo en varios casos.

Los principales inconvenientes de la construcción con este material son sus altos costos y su recurrente mantenimiento debido a los efectos de la corrosión que producen los diversos agentes atmosféricos.



Figura 22: Puente metálico.

Fuente: Tecyrsa (2018) <https://urlzs.com/Vmne6>

Hormigón armado: El hormigón armado brinda una rápida construcción y bajo gasto en mantenimiento, en el caso del uso de elementos prefabricados se pueden agilizar significativamente los tiempos de su construcción.

Al tener un costo conveniente se lo utiliza para luces no mayores de 30 m, ya que al aumentar esta medida se ocasionan inconvenientes debido al incremento significativo de su peso.

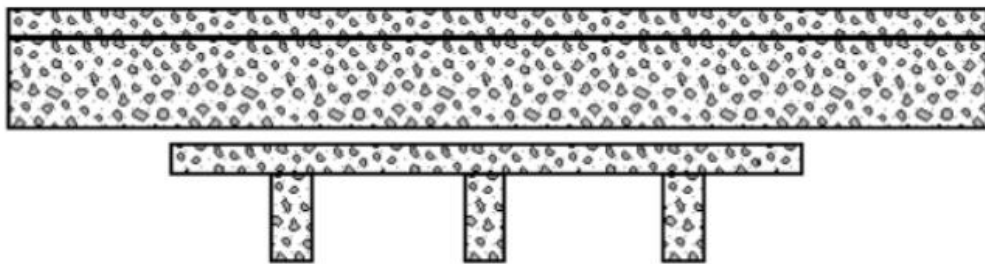


Figura 23: Esquema de un puente de hormigón armado.

Fuente: Nelson Aguirre (2014) *Diseño del puente sobre el río Coyago (U.I.D.E.)*

Hormigón pretensado: El hormigón pretensado hace referencia a la tecnología constructiva del hormigón, en la cual este está sometido a esfuerzos de compresión, en una sección de la viga, mediante barras o cables de acero tensados y anclados al momento de fraguar el hormigón. A diferencia del hormigón armado estos pueden llegar a superar luces de 45 m.

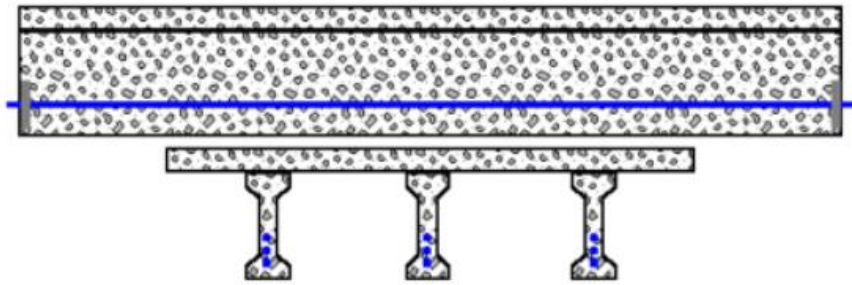


Figura 24: Esquema de un puente de hormigón pretensado.

Fuente: Nelson Aguirre (2014) *Diseño del puente sobre el río Coyago (U.I.D.E.)*

1.9.1.4. Según el tipo de servicio

Puentes rurales: Estos puentes van a depender principalmente de la facilidad de obtención de los materiales necesarios para la construcción de puentes, de igual manera se debe tener en cuenta la posibilidad del ingreso de maquinaria pesada o de grúas.



Figura 25: Puente rural.

Fuente: Alcaldía de Ibagué (2017) <https://urlzs.com/CMCUg>

Puentes urbanos: Son puentes de luces pequeñas o medianas, los cuales experimentan una mayor variación tanto en los materiales escogidos como en la forma

y acabados que presentan debido a que se da una misma importancia a la estructura como a la forma arquitectónica del puente.



Figura 26: Puente urbano.

Fuente: Pxhere (2017) <https://urlzs.com/Fozxo>

Viaductos: Generalmente puentes construidos sobre terreno seco o en un valle y conformado por varios tramos cortos.



Figura 27: Viaducto.

Fuente: Estructurando (2017) <https://urlzs.com/PPogJ>

Puentes peatonales: De uso exclusivo para uso peatonal, usualmente usado para salvaguardar la vida de los peatones proporcionando un paso seguro sobre vías de alta velocidad.



Figura 28: Puente peatonal.

Fuente: Arqa (2015) <https://urlzs.com/kb74g>

Ferrocarriles: Puentes diseñados para el uso exclusivo de vías férreas.



Figura 29: Ferrocarriles.

Fuente: Freepik (2015) <https://urlzs.com/UdmRg>.

CAPÍTULO 2.

2. TOPOGRAFÍA

La topografía estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones relativas de los puntos sobre la superficie de la tierra y debajo de la misma, mediante la combinación de las medidas según los tres elementos del espacio: distancia, elevación y dirección (Miranda, 2015, p38).

Los estudios topográficos nos ayudan a representar perfiles longitudinales y transversales, curvas de nivel, brindándonos información esencial como la ubicación geográfica georreferenciada en coordenadas UTM, la altura sobre el nivel del mar entre otras.

En la parroquia La Asunción, se realizó el levantamiento topográfico sobre el río Chantaco a unos 100 metros del parque central de La Asunción; en el cual determinamos curvas de nivel del terreno, el perfil transversal del río y el alineamiento del cauce aguas arriba y aguas abajo con los niveles de agua observado.

Con la ayuda de un dron modelo PHANTOM 4 PRO V2 se tomaron curvas de nivel cada 10 cm para lograr obtener el perfil del terreno de una manera más aproximada a la realidad.

2.1. Trabajos de campo

Para los trabajos en campo, se realizó visitas técnicas al lugar donde se emplazará el puente. Se observó un tipo de vegetación conformado por árboles y arbustos grandes, además de la existencia de elevadas pendientes por lo que determinamos que la utilización de un dron sería lo más óptimo y eficiente para determinar la topografía de la zona.

Se realizó la batimetría del río Chantaco en el sitio de emplazamiento del proyecto, a 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del emplazamiento del río, los primeros 50 metros de aproximación se tomaron en intervalos de 10 metros y los otros 50 metros, se tomaron en intervalos de 25 metros, todo esto para representar de una manera más aproximada la sección transversal del río.

Se plantearon datos sobre los ángulos, ubicación y distancia, en donde consideramos:

- Implantación del puente
- Recolección de datos
- Levantamiento topográfico con dron
- Georreferenciación con GPS



Figura 30: *Levantamiento topográfico con dron.*

Fuente: *Autores (2022).*

2.2 Trabajos de oficina

Una vez finalizados los trabajos en campo, se inició con el procesamiento de toda la información topográfica recopilada y por medio del uso del software computacional CIVIL CAD 3D 2023 se elaboró un plano topográfico a una escala 1:600 con sus respectivas curvas de nivel cada 10 cm y se obtuvo la sección transversal del río donde se implantará el puente a una escala de 1:100.

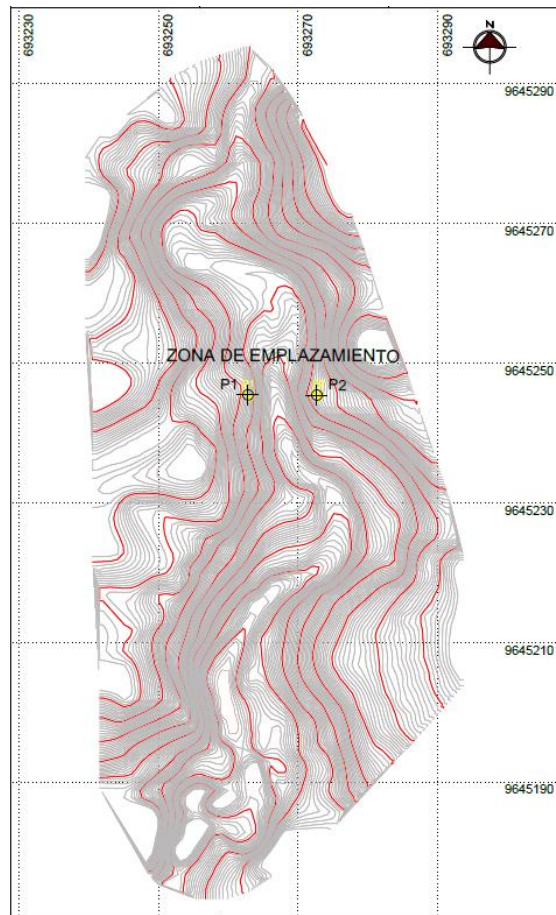


Figura 31: *Topografía de la zona de emplazamiento.*

Elaborado por: *Autores (2022).*

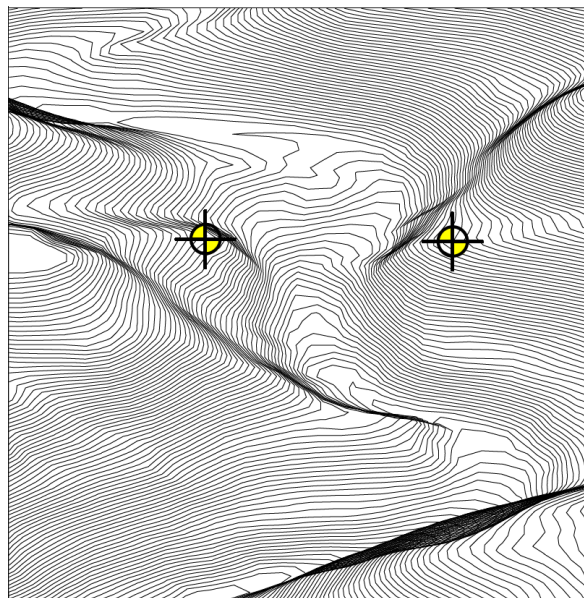


Figura 32: *Relieve del terreno.*

Elaborado por: *Autores (2022).*

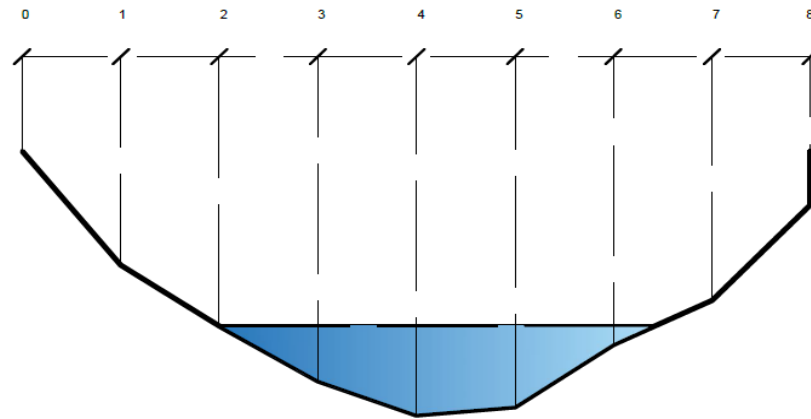


Figura 33: Sección transversal del río Chantaco.

Elaborado por: Autores (2022).

Tabla 1: Alturas y tirantes de agua del río Chantaco.

ALTURAS		
X(m)	H(m)	T(m)
0	0	0
1	1,2400	0
2	1,9000	0
3	2,5000	0,3800
4	2,8700	0,2200
5	2,7800	0,0600
6	2,1000	0,0900
7	1,6200	0
8	0,5800	0

Elaborado por: Autores (2022).

CAPÍTULO 3.

3. ESTUDIOS DE SUELOS

La zona de La Asunción, se caracteriza por la existencia de pendientes pronunciadas, el 79,4 % de su territorio es relieve montañoso, por lo cual la actividad ganadera y agrícola se torna difícil. Además, según la geología, la parroquia está expuesta a amenazas de origen natural, ya que se encuentra ubicada en las estribaciones de la cordillera occidental, por lo consiguiente su suelo es frágil y con exposición de derrumbes (GAD La Asunción, 2015).

3.1. Toma de muestras

Debido a la imposibilidad de introducir maquinaria de excavación, procedimos a tomar muestras alteradas con la colaboración del GAD de la Asunción, dichas muestras alteradas se tomaron a ambos extremos del lecho del río excavando con herramientas manuales a una profundidad de 2 metros aproximadamente, procurando que sea lo más representativa para así lograr resultados cercanos a la realidad.



Figura 34: Toma de muestras, lado derecho del río.



Figura 35: Toma de muestras, lado izquierdo del río.

Fuente: Autores, parroquia La Asunción (2022).

Fuente: Autores, parroquia La Asunción (2022).

En los laboratorios de la facultad de Ciencia y Tecnología, se continuó, a mezclar, golpear el material con un mazo de goma para evitar grumos del material y posteriormente se realizó el cuarteo de las dos muestras para poder realizar los diferentes estudios y ensayos.



Figura 36: Preparación y cuarteo de la muestra 1

Fuente: Autores (2022).



Figura 37: Preparación y cuarteo de la muestra 2.

Fuente: Autores (2022).

3.2. Ensayos para obtener los parámetros físicos de las muestras 1 y 2 de suelo

Las muestras de suelo de la parroquia La Asunción, se trasladaron al laboratorio de la Universidad del Azuay para la realización de los ensayos de laboratorio para las muestras 1 y 2 respectivamente, siendo estos necesarios para conocer los parámetros físicos y mecánicos del suelo.

Para la determinación de los parámetros físicos se realizaron ensayos de granulometría, límite líquido, límite plástico, contenido de humedad y densidad específica, de tal manera que podamos clasificar el material de las muestras según la norma SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Propiedades físicas del suelo natural

3.2.1. Determinación del contenido del agua o humedad del suelo, método del secado al horno

Alvarado y Portilla (2020) afirman:

Los suelos contienen agua generalmente como parte de su estructura. El contenido de agua, también llamada humedad del suelo, se define como la masa de agua por una unidad de suelo seco, es uno de los métodos más sencillos, su

valor se determina secando la muestra de suelo a 105° C alrededor de 24 horas (p. 08).

Los ensayos de suelos que se realizan en el laboratorio, en su mayoría requieren la determinación del contenido del agua, a continuación, se detalla en la ecuación 1:

$$\omega = \frac{\text{masa del agua presente en una determinada masa del suelo}}{\text{masa seca del suelo}} \times 100 \quad \text{Ecuación 1}$$

3.2.1.1. Objetivo

Determinar el porcentaje de contenido de agua en las muestras de suelo 1 y 2, por medio del secado al horno.

3.2.1.2. Documentos de referencia

- NTE INEN 688 1982-05. Mecánica de suelos. Preparación de muestras alteradas para ensayos.
- NTE INEN 690 1982-05. Mecánica de suelos. Determinación del contenido de agua. Método del secado al horno.

3.2.1.3. Análisis de los resultados

Se realizaron los ensayos a la muestra 2 y 3, se tomaron tres submuestras a cada una para determinar su contenido de humedad, obteniendo como resultados los mostrados en la *tabla 1* y *tabla 2*.

Tabla 2: Promedio del contenido de agua del suelo natural de la muestra 1.

MUESTRA 1				
	Submuestra 1	Submuestra 2	Submuestra 3	Promedio
CONTENIDO DE AGUA ω %	28.96	28.21	29.78	28.99

Elaborado por: Autores (2022).

Tabla 3: Promedio del contenido de agua del suelo natural de la muestra 2.

MUESTRA 2				
	Submuestra 1	Submuestra 2	Submuestra 3	Promedio
CONTENIDO DE AGUA ω %	34.11	33.87	33.60	33.86

Elaborado por: Autores (2022).

Revisar el procedimiento de cálculo a detalle en la sección de **Anexo 1.3.1.**

3.2.2. Análisis granulométrico por tamizado y determinación del porcentaje menor a 0.075 mm en un suelo

Según Alvarado y Portilla (2020) manifiestan que:

El análisis granulométrico de un material se puede denominar como, la determinación del rango de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje de la masa seca total, dicho ensayo es primordial para poder definir el tipo de suelo con el que estamos trabajando; el ensayo se realiza mediante la norma ASTM D 422-63, Mecánica de suelos. Método del tamaño de partículas de suelo. Y la normativa ecuatoriana NTE INEN 696:2011, Áridos, Análisis Granulométrico en los Áridos, Fino y Grueso (p.09).

3.2.2.1. Objetivo

Establecer el porcentaje de suelo seco que pasa a través de cada uno de los tamices, con relación a la masa de suelo seco inicial o ensayada.

3.2.2.2. Documentos de referencia

- ASTM D422-63 Mecánica de suelos. Método de análisis del tamaño de partículas de suelo.

3.2.2.3. Análisis de resultados

A continuación, se efectuaron tres ensayos de granulometría a las muestras 1 y 2 del suelo natural. En la *tabla 4* se puede observar los resultados obtenidos de la muestra 1.

Tabla 4: Resumen de los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 1.

TAMIZ	ABERTURA (mm)	MUESTRA 1								
		SUBMUESTRA 1			SUBMUESTRA 2			SUBMUESTRA 3		
		RETENIDO (g)	RETENIDO ACU. (%)	PASANTE (%)	RETENIDO (g)	RETENIDO ACU. (%)	PASANTE (%)	RETENIDO (g)	RETENIDO ACU. (%)	PASANTE (%)
3"	75	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00
2 ½"	63,5	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,8	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00
1½"	38,1	70,20	6,07	93,93	90,71	7,92	92,08	108,29	9,58	90,42
1"	25,4	27,13	8,42	91,58	30,44	10,58	89,42	34,67	12,65	87,35
¾"	19,05	41,97	12,05	87,95	57,73	15,62	84,38	54,45	17,47	82,53
½"	12,5	39,32	15,45	84,55	42,82	19,36	80,64	45,73	21,52	78,48
3/8"	9,5	8,35	16,17	83,83	10,49	20,28	79,72	7,83	22,21	77,79
N°4	4,75	28,05	18,60	81,40	22,54	22,25	77,75	28,65	24,75	75,25
N°8	2,36	20,01	20,33	79,67	16,78	23,71	76,29	11,51	25,76	74,24
N°10	2	1,92	20,50	79,50	2,70	23,95	76,05	2,78	26,01	73,99
N°16	1,1	9,63	21,33	78,67	7,22	24,58	75,42	6,71	26,60	73,40
N°30	0,6	17,04	22,80	77,20	16,93	26,06	73,94	14,79	27,91	72,09
N°40	0,425	57,10	27,74	72,26	45,78	30,06	69,94	38,95	31,36	68,64
N°50	0,3	75,31	34,26	65,74	63,49	35,60	64,40	55,68	36,29	63,71
N°100	0,15	109,24	43,71	56,29	90,60	43,51	56,49	87,07	43,99	56,01
N°200	0,075	81,50	50,78	49,22	75,03	50,13	49,87	69,49	50,18	49,82
<N°200		569,00	49,22		571,00	49,87		563,00	49,82	

Elaborado por: Autores (2022).

	SUBMUESTRA 1	SUBMUESTRA 2	SUBMUESTRA 3	PROMEDIO
GRAVAS	18,60	22,25	24,75	21,87
ARENAS	32,18	27,88	25,43	28,50
FINOS	49,22	49,87	49,82	49,64

Elaborado por: Autores (2022).

El material que pasa el tamiz N°200 (0,075 mm) varía entre el 49,2% y 49,9%, estableciendo un valor promedio de 49,64% de suelo fino. Asimismo, los resultados arrojaron que en promedio el 21,87% de las partículas son gravas y el 28,50% de las partículas son arenas.

En la figura 38, se observan las curvas granulométricas de las tres submuestras de la muestra 1.

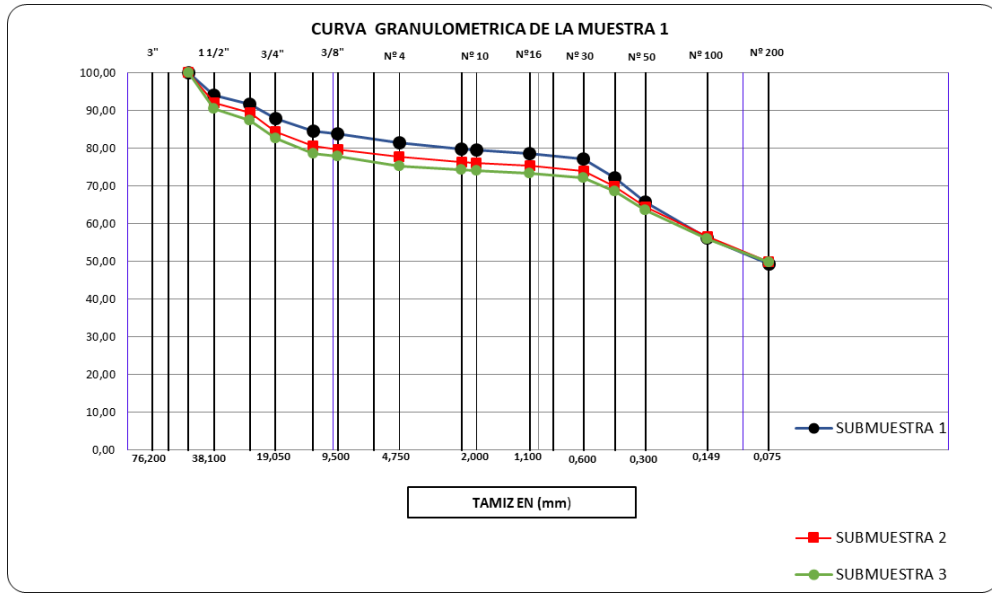


Figura 38: Curvas granulométricas de la muestra 1.

Elaborado por: Autores (2022).

Tabla 5: Resumen de los resultados del ensayo de granulometría de la muestra 2.

TAMIZ	ABERTURA (mm)	MUESTRA 2								
		SUBMUESTRA 1			SUBMUESTRA 2			SUBMUESTRA 3		
		RETENIDO (g)	RETENIDO ACU. (%)	PASANTE (%)	RETENIDO (g)	RETENIDO ACU. (%)	PASANTE (%)	RETENIDO (g)	RETENIDO ACU. (%)	PASANTE (%)
3"	75	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2"	63,5	188,50	17,31	82,69	0,00	0,00	100,00	189,43	17,46	82,54
2"	50,8	88,99	25,48	74,52	199,49	18,34	81,66	98,31	26,52	73,48
1 1/2"	38,1	85,81	33,36	66,64	91,45	26,74	73,26	95,56	35,33	64,67
1"	25,4	50,75	38,02	61,98	87,62	34,79	65,21	47,33	39,69	60,31
3/4"	19,05	0,00	38,02	61,98	11,72	35,87	64,13	8,20	40,45	59,55
1/2"	12,5	9,36	38,88	61,12	23,67	38,05	61,95	5,50	40,95	59,05
3/8"	9,5	7,60	39,58	60,42	2,15	38,24	61,76	2,65	41,20	58,80
N°4	4,75	23,14	41,70	58,30	15,89	39,70	60,30	13,32	42,42	57,58
N°8	2,36	23,57	43,87	56,13	23,38	41,85	58,15	14,39	43,75	56,25
N°10	2	5,52	44,37	55,63	8,32	42,62	57,38	5,54	44,26	55,74
N°16	1,1	29,17	47,05	52,95	14,92	43,99	56,01	23,86	46,46	53,54
N°30	0,6	33,67	50,15	49,85	21,22	45,94	54,06	23,39	48,62	51,38
N°40	0,425	18,82	51,87	48,13	16,67	47,47	52,53	14,58	49,96	50,04
N°50	0,3	20,51	53,76	46,24	31,65	50,38	49,62	29,02	52,63	47,37
N°100	0,15	58,95	59,17	40,83	61,01	55,99	44,01	50,81	57,32	42,68
N°200	0,075	39,72	62,90	37,10	25,07	58,36	41,64	29,08	60,00	40,00
<N°200		404,00	37,10		453,00	41,64		434,00	40,00	

Elaborado por: Autores (2022).

	SUBMUESTRA 1	SUBMUESTRA 2	SUBMUESTRA 3	PROMEDIO
GRAVAS	41,70	39,70	42,42	41,27
ARENAS	21,20	18,66	17,58	19,15
FINOS	37,10	41,64	40,40	39,58

Elaborado por: Autores (2022).

El material que pasa el tamiz N°200 (0,075 mm) varía entre el 37% y 42%, estableciendo un valor promedio de 39,58% de suelo fino. Asimismo, los resultados

arrojaron que en promedio el 19,15% de las partículas son arenas y el 41,27% de las partículas son gravas.

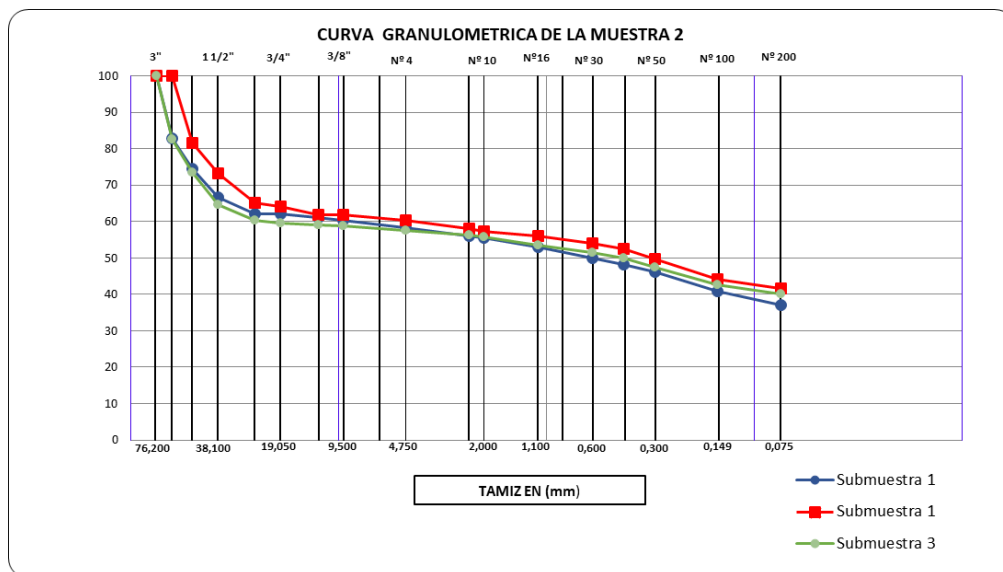


Figura 39: Curvas granulométricas de la muestra 2.

Elaborado por: Autores (2022).

Las tablas y las curvas granulométricas a detalle de cada ensayo se pueden observar en la sección de **Anexo 1.3.2**.

3.2.3. Determinación de los límites de consistencia

El límite líquido y plástico se usa principalmente para la identificación y clasificación de suelos conjuntamente con la granulometría, además, mediante relaciones empíricas se puede utilizar para predecir la densidad máxima en el ensayo de compactación y en ocasiones el límite líquido es utilizado para estimar asentamientos. La normativa para estos ensayos es: NTE 688 1982-05, Mecánica de suelos. Preparación de muestras alteradas para ensayos, NTE INEN 691 1982-05, Mecánica de suelos. Determinación del límite líquido: Método de Casagrande y NTE INEN 692 1982-05, Mecánica de suelos. Determinación del límite plástico (Alvarado y Portilla, 2020, p.09).

3.2.3.1. Objetivo

Determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de la muestra 1 y 2 del suelo natural.

3.2.3.2. Documentos de referencia

- NTE INEN 688 1982-05. Mecánica de suelos. Preparación de muestras alteradas para ensayos.
- NTE INEN 691 1982-05. Mecánica de suelos. Determinación del límite líquido: método de Casagrande.
- 3.4.4.3.2 NTE INEN 692 1982-05. Mecánica de suelos. Determinación del límite plástico.

3.2.3.3. Análisis de resultados

Según la *Tabla 6*, podemos observar de manera resumida los resultados y el promedio obtenido de los ensayos de los límites de consistencia del suelo natural, se ensayaron dos muestras una a cada lado del lecho del río donde se va a asentar el puente. El ensayo a detalle se puede observar en la sección de **Anexo 1.3.3**.

Tabla 6: Resumen de los resultados obtenidos del ensayo de límites de consistencia.

	LÍMITES DE CONSISTENCIA							
	MUESTRA 1				MUESTRA 2			
	Submuestra 1	Submuestra 2	Submuestra 3	PROMEDIO	Submuestra 1	Submuestra 2	Submuestra 3	PROMEDIO
Límite Líquido (%)	50,16	53,74	54,13	52,68	67,00	65,79	68,39	67,06
Límite Plástico (%)	41,27	40,94	41,05	41,09	52,54	50,18	50,77	51,16
Índice Plástico (%)	8,89	12,80	13,08	11,59	14,46	15,62	17,62	15,90

Elaborado por: Autores (2022).

3.2.4. Determinación de la gravedad específica del suelo natural (Gs)

El ensayo de gravedad específica determina un valor adimensional que se define como la relación entre la densidad de los sólidos y la densidad del agua destilada a 4°C. Siguiendo el procedimiento de la normativa, para densidad específica, tomaremos tres muestras en tres matraces para obtener un valor promedio. El ensayo sigue la norma ASTM D 854-02, Método de ensayo para la determinación de la gravedad específica de los sólidos de suelo, a través del matraz con agua. NTE INEN 856:2010, Áridos, Determinación de la densidad, densidad relativa (Gravedad específica) y absorción del árido fino (Alvarado y Portilla, 2020, p.09).

3.2.4.1. Objetivo

Determinar la gravedad específica de las muestras de suelo 1 y 2, mediante la masa de agua desplazada por las partículas sólidas del suelo dentro de un matraz.

3.2.4.2. Documentos de referencia

- ASTM D854-02. Método de ensayo para la determinación de la gravedad específica de los sólidos de suelo a través del matraz con agua.

3.2.4.3. Análisis de resultados

Para la determinación de la gravedad específica, se ensayaron 3 submuestras de suelo natural de la muestra 1 y 2 aplicando la Norma ASTM D854-02, utilizando matraces que se calibraron con anticipación. En la *tabla 7*, se muestra los resultados de la muestra 1 y 2, dichos valores son homogéneos, de modo que, se tomó el valor promedio de $G_s = 2,67$ y $G_s = 2,50$ respectivamente.

Tabla 7: Gravedad específica del suelo natural.

Muestra 1			
Submuestra	1	2	3
Gs	2.67	2.66	2.67
Promedio	2.67		
Muestra 2			
Submuestra	1	2	3
Gs	2.50	2.49	2.50
Promedio	2.50		

Elaborado por: Autores (2022).

Revisar el procedimiento de cálculo a detalle en la sección de **Anexo 1.3.4.**

3.2.5. Clasificación del suelo natural por la AASHTO Y SUCS

Existe un lenguaje común con el cual se puede identificar el comportamiento y las características del suelo, dado por grupos y subgrupos donde se pueden identificar suelos que tengan propiedades similares. Para ello tenemos dos tipos de sistemas para dicha clasificación: Sistema de clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS. Normados en ASTM Standard D 422-63 y ASTM D 2487 respectivamente. Método AASHTO M145 (Alvarado y Portilla, 2020, p.10).

Para clasificar el suelo natural, tanto por el método AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) nos basaremos en el libro de Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica del autor Braja M Das, el cual proporciona tablas desde la página 35 hasta la 44.

Muestra 1

Para la clasificación del suelo natural mediante el método SUCS, el material pasante promedio del tamiz N°4 y N°200 es 78% y 51% respectivamente. Debido a que el material pasante del tamiz N°200 es mayor al 50% de la muestra y el material pasante del tamiz N°4 es mayor al 50% determinamos que trabajamos material fino, específicamente limo. Utilizando la Figura 2.12, la Tabla 2.7 y la Figura 2.14 del libro Braja M Das, nos da como resultado una clasificación de suelo **MH: Limo elástico arenoso con grava.**

Muestra 2

Para la clasificación del suelo natural mediante el método SUCS, el material pasante promedio del tamiz N°4 y N°200 es 59% y 40% respectivamente. Debido a que el material pasante del tamiz N°200 es menor al 50% de la muestra y el material pasante del tamiz N°4 es mayor al 50% determinamos que trabajamos material grueso, específicamente arena. Utilizando la Figura 2.12, la Tabla 2.6 y la Figura 2.13 del libro Braja M Das, nos da como resultado una clasificación de suelo **SC: Arena arcillosa con grava.**

3.3. Determinación de los parámetros mecánicos de las muestras 1 y 2 de suelo

Para la obtención de los parámetros mecánicos de la resistencia al corte del suelo como es el ángulo de fricción ϕ y la cohesión **C**; nos basaremos en la *tabla 8* de la literatura internacional de la mecánica de suelos. Para el uso de esta tabla, es necesario haber obtenido previamente la clasificación del tipo de suelo según el método SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Tabla 8: Valores aproximados de propiedades físicas y mecánicas de los suelos.

Grupo	Ensayo Proctor estandar		Porosidad n	Permeabilidad K cm/s	ε = ΔH/H		Resistencia al corte (tensiones efectivas)		Compactacion Proctor Modificado	
	d _{max} t/m ³	W _{opt}			por la presión		C' kg/cm ² despues de saturacion	tan φ'	CBR	Modulo de reaccion kg/ cm ³
					1.4 kg/cm ²	3.5 kg/cm ²				
GW	>1.91	<13.3	<28	1.4*10 ⁻² - 4.0*10 ⁻²	<1.4	+	-	>0.79	60-80	>8
GP	>1.76	<12.4	<33	3.0*10 ⁻² - 9.8*10 ⁻²	<0.3	+	-	>0.74	35-60	>8
GM	>1.80	<14.5	<32	>0.3*10 ⁻²	<1.2	<3.0	0.05	>0.67	40-80	>8
GC	>1.84	<14.7	<31	>0.3*10 ⁻²	<1.2	<2.4	0.05	>0.60	20-40	5-8
SW	1.83-1.99	10.8-15.8	30-24	+	1.4	+	-	0.77-0.81	15-25	5-8
SP	1.73-1.82	10.0-13.0	34.5-31	>1.5*10 ⁻²	0.5-1.1	+	-	0.72-0.76	20-45	5-8
SM	1.81-1.85	14.1-14.9	32.7-31.2	2.7*10 ⁻² - 1.2*10 ⁻¹	1.1-1.3	2.6-3.4	0.13-0.27	0.65-0.69		5-8
SC-SM	1.85-1.91	12.3-14.0	31.3-29	2*10 ⁻² - 1.4*10 ⁻¹	1.1-1.7	1.9-3.9	0.09-0.21	0.59-0.73	+	+
SC	1.82-1.86	13-15.1	32.6-31.1	1*10 ⁻² - 5*10 ⁻²	1.0-1.4	1.9-2.9	0.05-0.17	0.53-0.67	10 20	5-8
ML	1.63-1.75	16-19.9	39.4-35	3.6*10 ⁻² - 8.2*10 ⁻²	1.3-1.7	2.3-2.9	0.09	0.58-0.66	5 15	3-5
CL-ML	1.72-1.78	16.1-17.5	36.3-34	0.6*10 ⁻² - 2*10 ⁻²	0.8-1.2	2.2	0.22	0.56-0.68	+	+
CL	1.65-1.75	17-19.5	38.8-35.2	5*10 ⁻² - 2*10 ⁻¹	1.2-1.6	2.2-3	0.1-0.15	0.50-0.58	5 15	3-5
MH	1.25-1.38	33.1-39.5	50.7-55.9	5.8*10 ⁻³ - 2.6*10 ⁻²	0.8-3.2	3.0-4.6	0.11-0.29	0.42-0.52	+	+

Elaborado por: Laboratorio de suelos, Universidad del Azuay (2022).

Fuente: Literatura internacional de la Mecánica de Suelos.

En la muestra 1, al haber obtenido un suelo tipo MH, utilizaremos los valores marcados en rojo y se optó por escoger los valores medios de los mismos.

$$c' = 0.11 \text{ kgf/cm}^2 \quad \phi = 23^\circ$$

En la muestra 2, al haber obtenido un suelo tipo SM, utilizaremos los valores marcados en azul y se optó por escoger los valores medios de los mismos.

$$c' = 0.05 \text{ kgf/cm}^2 \quad \phi = 28^\circ$$

3.4. Cálculo de capacidad de carga última

Según Terzaghi, para estimar la capacidad de carga última para cimentaciones en franja, se utiliza la siguiente ecuación obtenida del Fundamentos de Ingeniería Geotécnica del autor M Braja Das 4ta edición.

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

donde

c' = cohesión del suelo

γ = peso unitario del suelo

$$q = \gamma * D_f$$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales en función del ángulo de fricción del suelo

De la tabla 3.1 del libro Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones del autor Braja M. Das de la página 395 elegimos los valores del ángulo φ = 23° y 34° respectivamente y procedemos a realizar los siguientes cálculos.

Muestra 1

$$N_c = 18.05$$

$$N_q = 8.66$$

$$N_\gamma = 8.20$$

Por lo tanto, para un ancho $B = 1$ m, una profundidad de desplante de 2 m y un peso específico de suelo de 1.83 Ton/m^3

$$q_u = 1.1 \text{ Ton/m}^2 * (18.05) + (1.83 \text{ Ton/m}^3)(2\text{m})(8.66) + \frac{1}{2}(1\text{m})(1.83 \text{ Ton/m}^3)(8.20)$$

$$q_u = 59.1 \text{ Ton/m}^2$$

Por consiguiente, para un factor de seguridad $FS=3$, la carga admisible por unidad de área de la cimentación es:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{59.1}{3}$$

$$q_{adm} = 19.7 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \approx 2 \text{ Kgf/cm}^2$$

Muestra 2

$$N_c = 28.80$$

$$N_q = 14.72$$

$$N_\gamma = 16.72$$

Para un ancho $B = 1$ m, una profundidad de desplante de 2 m y un peso específico de suelo de 1.83 Ton/m^3

$$q_u = 0.5 \text{ Ton/m}^2 * (28.80) + (1.83 \text{ Ton/m}^3)(2 \text{ m})(14.72) + \frac{1}{2}(1\text{m})(1.830 \text{ Ton/m}^3)(16.72)$$

$$q_u = 82.1 \text{ Ton/m}^2$$

Para un factor de seguridad $FS=3$, la carga admisible por unidad de área de la cimentación es:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{82.1}{3}$$

$$q_{adm} = 27.4 \frac{Ton}{m^2} \approx 2.8 Kgf/cm^2$$

Se obtuvieron los valores de $2 Kgf/cm^2$ y de $2.8 Kgf/cm^2$ respectivamente de las muestras extraídas de cada lado del lecho del río.

CAPÍTULO 4.

4. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

Descripción

4.1. Hidrología

La base del estudio hidrológico es la evaluación de la zona en la cual se planea emplazar el puente, con su determinada área, que son básicos para precisar los diversos criterios de diseño y definir las dimensiones del puente, para así proporcionar estabilidad a la estructura.

El objetivo de este estudio es establecer un caudal máximo que se espera en un periodo de retorno establecido, con su respectiva capacidad de descarga en base al área de la cuenca donde se construye; todo esto en base de información pluviométrica. Se ha considerado la información de la estación meteorológica M-032, ubicada en las coordenadas Latitud 691245 y longitud 9640518 a una altura de 1450 msnm, debido a que es la más cercana al sitio de emplazamiento del puente.

4.1.1. Cuenca hidrográfica

Una cuenca hidrográfica es un área, en la cual, las gotas de las precipitaciones que caen sobre esta zona son drenadas por un sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida que puede ser un lago o un punto en los límites de la cuenca.

Existen dos tipos de cuenca que varían según su tipo de salida: endorreicas y exorreicas. En las primeras su punto de salida se encuentra dentro de los límites de la cuenca y por lo regular es un lago. En el segundo tipo, su punto de salida está en los límites de la cuenca desembocando en el mar.

La cuenca brinda diversas características físicas como el coeficiente de forma, coeficiente de ramificación, la topografía de la zona y el área de la cuenca.

4.1.2. Área de la cuenca

Es uno de los parámetros necesarios para el cálculo de los caudales, por lo que, para trazar el área se ha delimitado por todas las zonas divisorias de la topografía hasta interceptar con el sitio de emplazamiento del puente proyectado.

La topografía de la zona en la que nos basaremos para los diversos cálculos, fue proporcionada por el IERSE (Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador) de la Universidad del Azuay.

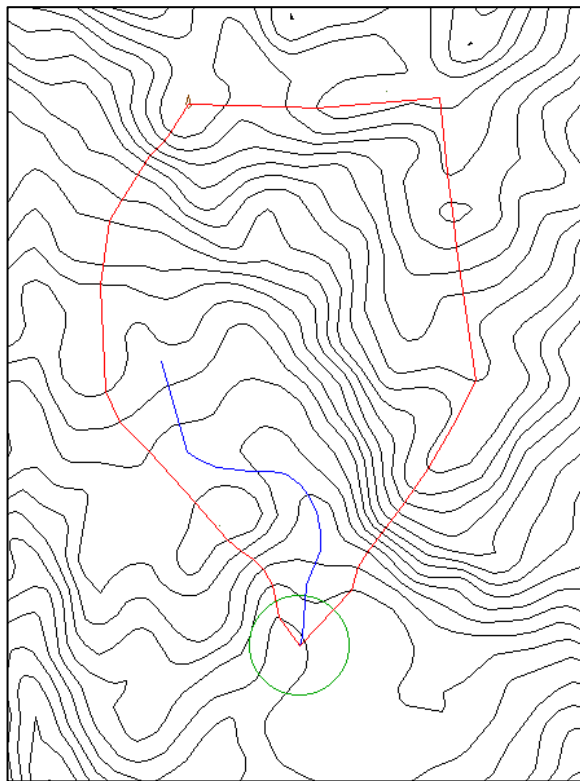


Figura 40: Cuenca hidrológica de estudio.

Elaborado por: Autores (2022).

El área de nuestra cuenca de estudio es de 129.4 Ha.

4.1.3. Tiempo de concentración

Se denomina tiempo de concentración al tiempo de viaje de una gota de lluvia que cae en el punto más alejado de la cuenca y escurre superficialmente hasta su salida. Para determinar este parámetro, utilizaremos la fórmula de Kirpich que son para cuencas montañosas.

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^2}{H} \right)^{0.385} \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración (s)

L: Longitud del curso de agua más largo (m)

H: Desnivel de cotas entre los puntos extremos de la corriente (m)

Tabla 9: Determinación del tiempo de concentración.

DATOS		UNIDAD
Longitud del Cause Principal (L)	1155,05	m
	1,155	km
Desnivel del Cause Principal (H)	360,00	m
Área de Aporte de la Cuenca de Estudio (A)	1294023,28	m ²
	129,4	ha

Tiempo de Concentración (T_c)		UNIDAD
- Ec. Kirpich	$T_c = 0,87 \left(\frac{L}{H} \right)^{0,385}$	0,0954
		5,724

Elaborado por: Autores (2022).

4.1.4. Escorrentía

El coeficiente de escorrentía representa la cantidad de agua que no se infiltra y se convierte en escurrimiento superficial. Depende de las características del terreno, como son: su uso, manejo del suelo, la pendiente y la cobertura del suelo.

En la *tabla 10* se exponen los valores para establecer el coeficiente de escorrentía según la descripción del tipo de nuestro suelo.

Tabla 10: Valores de coeficiente de escorrentía C.

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		P>50%	50%-20%	20%-5%	5%-1%	1%-0%
SIN VEGERACIÓN	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
CULTIVOS	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
PASTOS, VEGETACIÓN LIGERA	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
HIERBA	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
BOSQUE, VEGETACIÓN DENSA	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Elaborado por: Autores (2022).

Fuente: Ven Te Chow (1994).

En base a las varias visitas técnicas realizadas al lugar, conjuntamente con la información por el IERSE de la Universidad del Azuay, se determinó que la cobertura del suelo en la zona es pasto, vegetación ligera, con un tipo de suelo semipermeable el cual posee una pendiente del 31%, se procedió a escoger el valor de $C=0.50$.

Tabla 11: Parámetros para la determinación del coeficiente de escorrentía C.

Coeficiente de Escorrentía	
Cobertura de Suelo:	PASTOS, VEGETACIÓN LIGERA
Tipo de Suelo:	Semipermeable
Pendiente:	31%
C =	0,50

Elaborado por: Autores (2022).

4.1.5. Periodo de retorno T

Avellaneda y Samaniego () afirman que el periodo de retorno es el periodo en años, en el cual se espera que determinadas magnitudes de lluvia sean igualadas o excedidas. La selección del periodo de retorno influirá en el dimensionamiento de las obras y por ende en su costo. El periodo de retorno mínimo a considerar es de 10 años, el cual aumentara en función de la clasificación vial.

Tabla 12: *Periodo de retornos según su clasificación vial.*

Clasificación Vial	Periodo de Retorno (años)
Arteria principal rural	50
Arteria rural menor	25-50
Colector rural, mayor	25
Colector rural, menor	10
Calle local rural	5-10
Arteria principal urbana	25-50
Calle menor urbana	25
Colector urbano	10
Calle local urbana	5-10

Elaborado por: Autores (2022).

Fuente: FHWA (2002).

Nuestra estructura se considera una arteria rural menor y como se está diseñando un puente peatonal, el periodo de retorno será de 25 años.

4.1.6. Intensidad de lluvia

“Los datos meteorológicos, necesarios para el cálculo de las crecidas, consisten en las intensidades de diseño para diferentes periodos de retorno, considerando duraciones del mismo orden de magnitud que los tiempos de concentración de cada microcuenca” (Avellaneda y Samaniego, 2016, p. 174).

Para calcular la intensidad de precipitación, nos hemos basado en la información del estudio de lluvias intensas del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) actualizado al 2019 y hemos empleado las ecuaciones de la estación meteorológica M-032, estación Santa Isabel.

Tabla 13: *Ecuaciones intensidad duración frecuencia de la estación meteorológica Santa Isabel.*

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO	ECUACIONES	R	R ²
CÓDIGO	NOMBRE	(minutos)			
M0032	SANTA ISABEL	5<30	$i = 145.0058 * T^{0.1928} * t^{-0.5569}$	0.9931	0.9862
		30<120	$i = 317.8456 * T^{0.1552} * t^{-0.7549}$	0.9885	0.9772
		120<1440	$i = 554.9772 * T^{0.1439} * t^{-0.8697}$	0.9770	0.9954

Elaborado por: Autores (2022).

Fuente: INAMHI.

Utilizamos la ecuación correspondiente al intervalo de tiempo $5 < 30$ min debido a que el tiempo de concentración es de 5,72 min.

Tabla 14: Determinación de la intensidad de precipitación.

Intensidad de Precipitación		UNIDAD
Tiempo de Concentración (t)	5,724	min
Intervalo de Tiempo [min]:	5<30	
Clasificación Vial:	Arteria rural menor	
Periodo de Retorno (T)	25	años
Tiempo de Concentración (t)	0,0954	horas
$i = 145.0058 \cdot T^{0.1928} \cdot t^{-0.5559}$		
i =		102,08 mm/h

Elaborado por: Autores (2022).

4.1.7. Caudal de diseño

Para determinar el caudal en el lugar del cruce del puente hemos empleado el Método Racional. La fórmula del método racional es:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \qquad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

Q: Caudal máximo a drenar en m^3/s

A: Área del drenaje en Ha

C: Coeficiente de escorrentía

i: Intensidad de la precipitación en mm/hora

Tabla 15: Determinación del caudal de diseño.

Caudal Máximo Esperado		UNIDAD
$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$		
C =	0,50	-
i =	102,08	mm/h
A =	129,40	Ha
Q =	18,35	m³/s

Elaborado por: Autores (2022).

4.2. Hidráulica del cauce

La finalidad del estudio hidráulico es determinar la profundidad del agua con el objetivo de delimitar el nivel de la rasante del puente teniendo en cuenta un gálibo adecuado para brindar seguridad antes las crecidas ocasionales que se producen en el lugar del sitio del puente proyectado.

Para garantizar condiciones de flujo adecuadas y una seguridad para el flujo, se determinarán ciertos parámetros que son:

- Nivel de Crecida de Diseño (NCD)
- Altura de remanso
- Profundidad de socavación

4.2.1. Geometría del río

Realizada la batimetría del río cada 10 metros en los primeros 50 metros y cada 25 metros los siguiente 50 metros, para así obtener un total de 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del sitio de emplazamiento, exportamos los datos obtenidos al programa CIVIL CAD 3D 2023 y modelamos el eje del río.

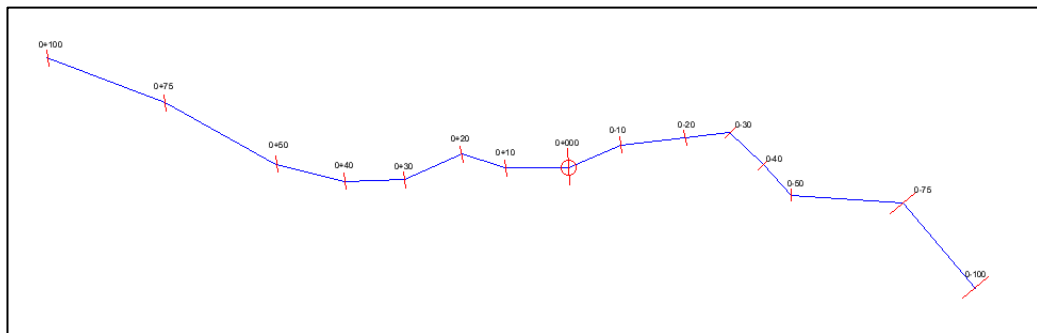


Figura 41: Geometría del río Chantaco modelado en CIVIL CAD 3D.

Fuente: Autores (2022).

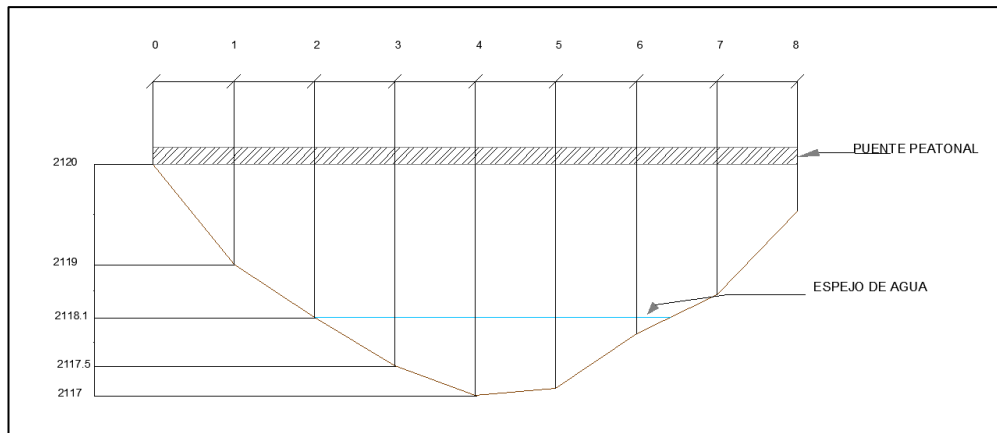


Figura 42: Sección transversal del río.

Elaborado por: Autores (2022).

Como se obtuvieron las secciones transversales de los tramos del río se encuentran en el **Anexo 1.4.1**.

4.2.2. Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad en el lecho del río se basa en diversos parámetros según la superficie del cauce, por lo que nos remitiremos a la tabla de valoración del coeficiente de rugosidad de Manning en función de las condiciones de canal que proporciona Joaquín Gómez en su libro de Puentes.

Tabla 16: Diferentes coeficientes de rugosidad de Manning en función de las condiciones del canal.

Valores de (n) de la fórmula de Manning.				
Superficies de canales de corrientes naturales	Óptimo	Bueno	Regular	Malo
(1) limpias, de riberas rectas, a plena altura, sin hendiduras ni rebalsas profundas.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Lo mismo que en (1) pero con algo de maleza y piedras.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuosas, algunos bancos y rebalsas, limpias.	0.030	0.035	0.040	0.045
(4) Lo mismo que en (3), alturas más bajas, pendientes y secciones más inefectivas.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Lo mismo que en (3), con algunas malezas y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) El mismo (4) pero de secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Tramos lentos del río, con malezas o con rebalsas muy profundas.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Tramos con mucha maleza.	0.075	0.100	0.125	0.150

Fuente: Libro Puentes, Ing. Joaquín Gómez Díaz.

Basándonos en la *tabla 16* se determinó que el coeficiente de rugosidad de Manning apropiada para el tipo de canal es $n = 0.040$.

4.2.3. Fórmula de Manning

Para determinar el nivel de crecida de diseño del río (NCD) que circula por el cauce en el sitio de emplazamiento, se utilizará la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * A * i^{1/2} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

Q: Caudal en m^3/s

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

R_h : Radio hidráulico en metros

A: Área de la sección hidráulica en m^2

i: Pendiente del cauce

Debido a que el cauce del río presenta una sección transversal irregular, asimétrica, la fórmula de Manning es aplicada por tramos o subsecciones, de esta manera se obtendrían los q_i de cada subsección para luego determinar el gasto que circula por el cruce del río.

Así mismo, conocido el caudal de diseño que se calculó con el método Racional, el nivel de crecida del se obtiene mediante un proceso de interpolación. Este proceso consiste en delimitar un nivel de agua H1, calcular el gasto con la altura H1 y compararlo con el Q_d , se repite el proceso con una altura H2, se encuentra el gasto y se compara con el Q_d . Se interpola los dos caudales y se obtiene el nivel de crecida del río el H_d , nivel que corresponde al caudal de diseño.

Tabla 17: Procedimiento para calcular el nivel de crecida del río.

H		2,2						
i	a _i	p _i	r _i	S	η _i	η	q _i	
	[m ²]	[m]	[m]	[m/m]			[m ³ /s]	
1	0,13	1,30	0,10	0,02	η ₁	0,040	0,1	
2	0,90	3,00	0,30	0,02	η ₁	0,040	1,43	
3	1,53	4,23	0,36	0,02	η ₁	0,040	2,75	
4	2,02	5,10	0,40	0,02	η ₁	0,040	3,84	
5	2,16	5,31	0,41	0,02	η ₂	0,040	4,18	
6	1,77	4,75	0,37	0,02	η ₂	0,040	3,24	
7	1,19	3,49	0,34	0,02	η ₂	0,040	2,05	
8	0,43	2,27	0,19	0,02	η ₂	0,040	0,5	
						Σ q _i	18,09	
<i>Nota: Q ≈ Q d</i>								

Elaborado por: Autores (2022).

Después de realizados los cálculos, se determinó un nivel de crecida de diseño de 2.2 m

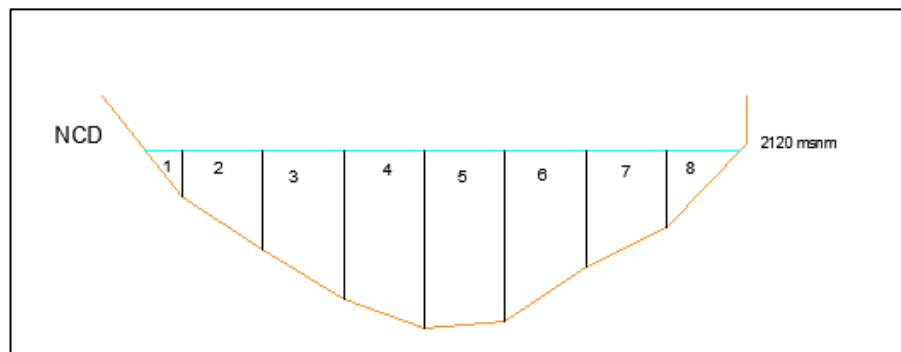


Figura 43: Nivel de crecida del río.

Elaborado por: Autores (2022).

El procedimiento de cálculo para encontrar el nivel de crecida de diseño se encuentra en el **Anexo 1.4.2**.

4.2.4. Curvas de áreas y gastos acumulados

Las curvas de áreas y gastos acumulados nos ayudan a determinar una longitud de puente mínima y la restricción que se le imponga a la corriente ocasionando perturbaciones menores a las admisibles.

La zona donde exista una pendiente máxima de ambas curvas será la longitud mínima para el puente a diseñar.

Los cálculos para realizar la curva de áreas y gastos acumulados se encuentran en el **Anexo 1.4.3.**

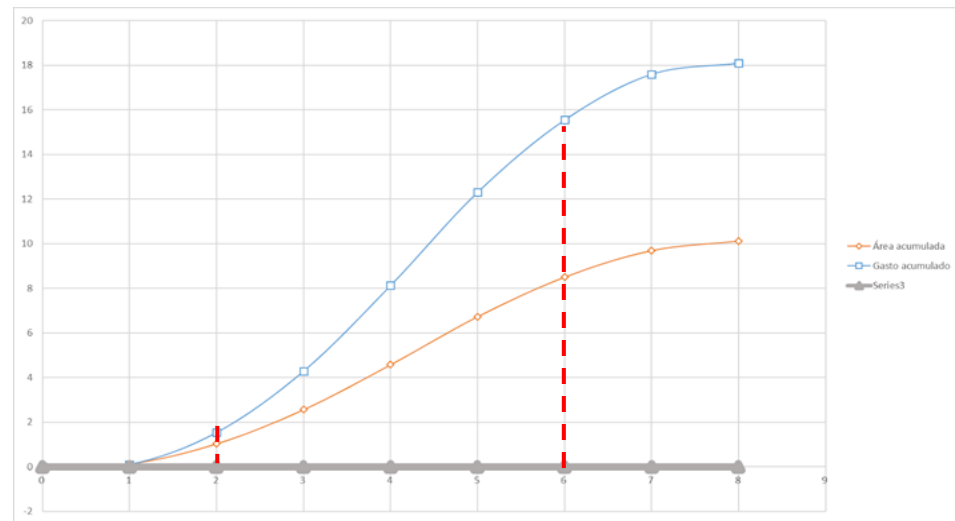


Figura 44: Curvas de áreas y gastos acumulados.

Elaborado por: Autores (2022).

En función de la curva de áreas y gastos acumulados que obtuvimos se determinó que la longitud mínima del puente es de 4 metros.

4.2.5. Socavación general

El método con el que calcularemos la socavación general es el propuesto por Lischvan-Lebediev y se basa en la condición de equilibrio entre la velocidad real media de la corriente y la velocidad media de flujo para que se origine el arrastre de partículas del cauce del río.

Según nuestros estudios de suelos, se determinó que nuestro tipo de suelo es no cohesivo, por lo tanto, la profundidad de socavación viene dada por la siguiente ecuación:

$$H_s = \left[\frac{\alpha \cdot H_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot \beta \cdot D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

β : Coeficiente de posibilidad anual en % de que ocurra el gasto de diseño

D_m : Diámetro medio de las partículas

H_o : Perfil del río original

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} * B_e * \mu} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

Q_d : Caudal de diseño

H_m : Tirante medio

B_e : Ancho de superficie de agua

μ : Coeficiente de contracción

4.2.5.1. Coeficiente de contracción μ

El coeficiente de contracción es la relación existente entre las contracciones laterales del flujo, las cuales se producen en la cara de un obstáculo en el flujo normal del cauce, como por ejemplo los estribos de un puente.

Tabla 18: *Coefficientes de contracción μ .*

Velocidad (m/s.)	Longitud de las luces libres, en (m).					
	< 10	15	20	30	50	> 100
< 1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.0	0.96	0.98	0.99	0.99	1.0	1.0
1.5	0.94	0.97	0.97	0.99	0.99	1.0
2.0	0.93	0.95	0.97	0.98	0.99	0.99
2.5	0.90	0.94	0.96	0.97	0.98	0.99
3.0	0.89	0.93	0.95	0.96	0.98	0.99
3.5	0.87	0.92	0.94	0.96	0.98	0.99
4.0	0.85	0.91	0.93	0.95	0.97	0.99
> 4.0	0.85	0.91	0.93	0.95	0.97	0.99

Elaborado por: *Autores (2022).*

Fuente: *Lischvan Lebediev.*

Dada que la velocidad media en el tramo del río es de 1.8 m/s y la luz libre del puente es de 8 metros, el coeficiente de contracción μ es de 0,934.

4.2.5.2. Tirante medio

El tirante medio se calcula mediante la ecuación:

$$H_m = \frac{A_t}{B_e} \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

A_t : Área hidráulica

B_e : Luz libre del puente

Tirante Medio:	
$H_m =$	1,26 m

4.2.5.3. Coeficiente β

El coeficiente β es un parámetro, que se encuentra en base al periodo de retorno de los caudales máximos esperados, para determinar los procesos erosivos en el lecho del río.

Tabla 19: Probabilidad anual en (%) que se presente el gasto de diseño Q_d .

Probabilidad anual en % de que se presente el gasto de diseño Q_d	β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Elaborado por: Autores (2022).

Fuente: Lischivan Lebediev.

El periodo de retorno de la estructura es de 25 años, por ende, la probabilidad anual es del 4%, interpolando el coeficiente β es del 0.95.

4.2.5.3. Diámetro promedio

Para determinar el diámetro promedio de partículas, nos remitiremos a las curvas granulométricas del capítulo 3 y mediante la gráfica hallaremos el D50 que representa el tamaño medio de grano de la muestra.

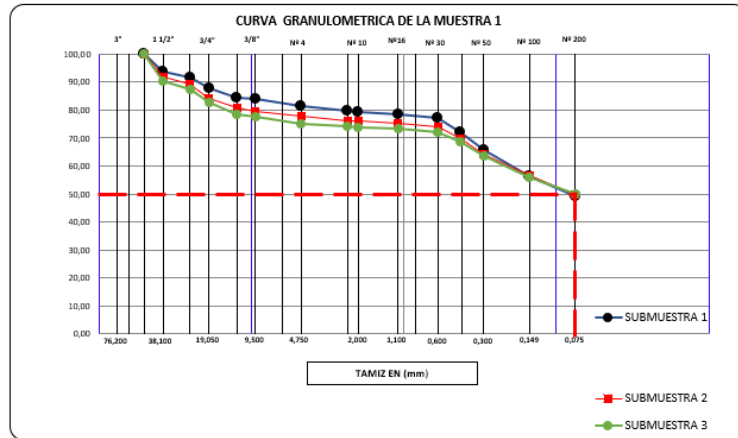


Figura 45: Determinación del D50 de la muestra 1.

Elaborado por: Autores (2022).

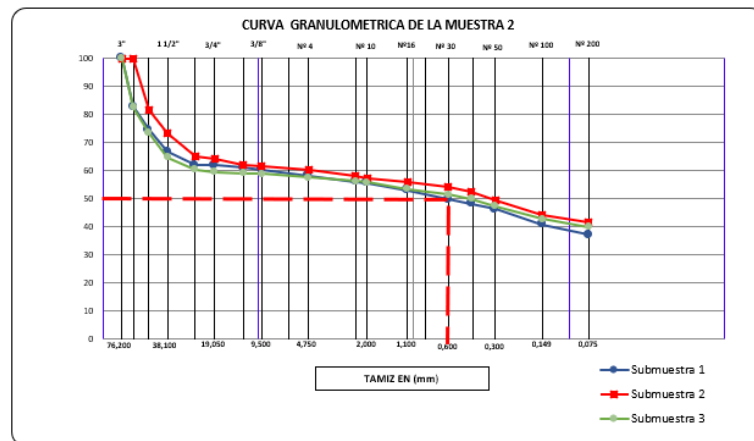


Figura 46: Determinación del D50 de la muestra 2

Elaborado por: Autores (2022).

4.2.5.5. Coeficiente x

Para seleccionar el coeficiente x, nos basaremos en el diámetro promedio de las partículas y en nuestro caso el diámetro promedio es de: 0.075 y 0.6 mm, por lo tanto, el coeficiente x es de 0.43 y 0,41 respectivamente.

Tabla 20: Coeficiente x para suelos cohesivos y no cohesivos.

Suelos Cohesivos						Suelos no Cohesivos					
$\gamma_s(t/m^3)$	x	$\frac{l}{l+x}$	$\gamma_s(t/m^3)$	x	$\frac{l}{l+x}$	$d(mm)$	x	$\frac{l}{l+x}$	$d(mm)$	x	$\frac{l}{l+x}$
0.8	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.5	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.5	0.38	0.72	250	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.0	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.0	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.0	0.35	0.74	450	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.0	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.0	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.0	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.0	0.31	0.76	-	-	-

Elaborado por: Autores (2022).

Fuente: Lischvan Lebediev.

4.2.5.6. Calculo de la profundidad de socavación general

Tabla 21: Parámetros necesarios para calcular la profundidad de socavación.

DATOS	UNIDAD
$Q_D =$	18,09 m^3/s
$B_e =$	8,00 m
$V_m =$	1,8 m/s
$T_r =$	25 años
% prob.	4,00%
β	0,95
μ	0,93
dm_1	0,075 mm
dm_2	0,60 mm

Área Hidráulica:	
$A_t =$	10,05 m^2

Tirante Medio:	
$H_m =$	1,26 m

Elaborado por: Autores (2022).

Tabla 22: Determinación de la profundidad de socavación.

μ	α	β	$\frac{1}{1+x}$	H_0	H_s	S_g
				[m]	[m]	[m]
0,93	1,66	0,95	0,70	0,57	1,67	1,10
0,93	1,66	0,95	0,70	1,23	2,72	1,49
0,93	1,66	0,95	0,70	1,83	4,32	2,49
0,93	1,66	0,95	0,70	2,20	5,36	3,16
0,93	1,66	0,95	0,71	2,11	5,22	3,11
0,93	1,66	0,95	0,71	1,43	3,30	1,87
0,93	1,66	0,95	0,71	0,95	2,03	1,08

Elaborado por: Autores (2022).

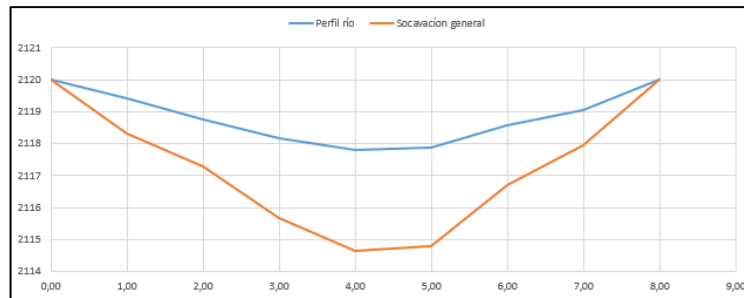


Figura 47: Sección socavada.

Elaborado por: Autores (2022).

4.2.6. Socavación local

La socavación local se produce debido a la existencia de un obstáculo, en este caso los estribos del puente, que se interpone en el flujo del agua, lo que ocasiona componentes verticales de la velocidad, las cuales arrastran material del fondo en la zona.

Para el cálculo de la socavación utilizamos el método de Artamonov, utilizando la relación entre el gasto interceptado por el estribo con el gasto total, el talud que se genera en los estribos del puente y el ángulo que la estructura forma con la corriente.

La socavación viene dada por la ecuación:

$$S = P_{\alpha} * P_q * P_R * H_o \quad \text{Ecuación 9}$$

Para el caso que exista terraplenes de aproche en las dos orillas, la profundidad de la socavación se la deberá reducir a un 75%, por lo que la formula sería:

$$S = 0.75 * P_{\alpha} * P_q * P_R * H_o \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde:

P_{α} : Coeficiente en función del ángulo que se forma entre el eje del estribo con la corriente.

P_q : Coeficiente en función de la relación entre el caudal que pasa por el lugar ocupado por el estribo y el caudal total.

P_R : Coeficiente en base al talud producido en el estribo.

H_o : Tirante que se tiene en la zona en la cual se ubicaría el estribo.

4.2.6.1. Calculo de coeficientes correctivos

Para el caso de P_{α} se tomó un valor de 1.00 en función de la *tabla 23* debido a que ángulo que se forma entre el eje del estribo y la corriente del río es 90° .

En nuestro caso, para calcular la socavación local ocuparemos la ecuación 10 debido a que se colocara terraplenes de aproche en ambas orillas.

Tabla 23: Valores del coeficiente correctivo.

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_{α}	0,84	0,94	1,00	1,07	1,19

Elaborado por: Autores (2022).

Fuente: Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en caminos rurales.

Para el factor P_q se tomó el valor de 2 debido a que los valores de Q_1/Q_d y de Q_2/Q_d son 0.08 y 0.11 respectivamente.

Tabla 24: Valores del coeficiente P_q en función Q_t/Q_d

Q_t/Q_d	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
P_q	2,00	2,65	3,22	3,45	3,67	3,87	4,06	4,20

Elaborado por: Autores (2022).

Fuente: Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en caminos rurales.

El factor P_R es de 1 debido a que el talud formado del terreno con los estribos sería vertical.

Tabla 25: Valores del coeficiente correctivo P_R .

Talud R:1	vert.	0.5:1	1:1	1.5:1	2:1	3:1
P_R	1,00	0,91	0,85	0,83	0,61	0,50

Elaborado por: Autores (2022).

Fuente: Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en caminos rurales.

4.2.6.2. Cálculo de la profundidad de la socavación local

Tabla 26: Determinación de la profundidad de socavación.

P_α	P_q	P_R	H_0 [m]	S_T [m]
1,00	2	1	1,23	1,845
1,00	2	1	1,43	2,145

Elaborado por: Autores (2022).

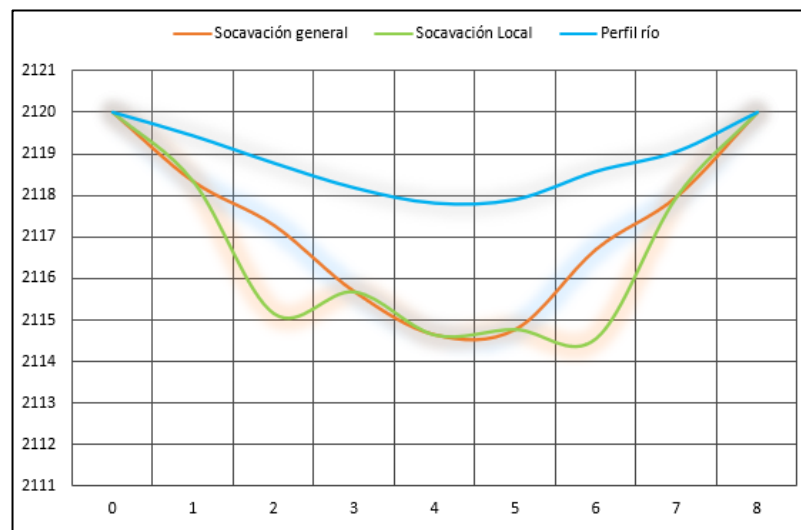


Figura 48: Sección con socavación general y local

Elaborado por: Autores (2022).

Ante el alto nivel de cimentación que se produce en los estribos se recomienda aumentar la longitud del puente, para que de esta manera los estribos no sean tan afectados por el flujo del agua.

4.2.7. Altura de remanso

La altura de remanso se puede definir como un aumento en el nivel de agua de un río debido a la presencia de una constricción natural o artificial en la corriente de un cauce.

La altura de remanso se calcula mediante la siguiente expresión:

$$h_r = \eta(V_2^2 - V_m^2) \tag{Ecuación 11}$$

Donde:

h_r : Altura máxima de remanso

η : Coeficiente de remanso

V_2 : Velocidad media del agua en la sección 2

V_m : Velocidad media del agua en la sección transversal sin constricción

La velocidad media del agua en la sección 2, se calcula mediante la expresión

$$V_2 = \frac{Q_d}{A_2 * \mu} \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

A_2 : Área hidráulica que corresponde a la longitud de abertura

η : Coeficiente de remanso

4.2.7.1 Coeficiente de remanso

En la *tabla 27* se puede observar una serie de valores con sus rangos según el tipo de río. En nuestro caso se determinó un coeficiente de remanso de 0.06 debido que nuestro río es montañoso y presenta pequeños valles de inundación.

Tabla 27: *Coefficientes de remanso.*

Características del río	η
Ríos montañosos o ríos pequeños valles de inundación, cuando $\eta_{bp} < 20\%$	0.05 - 0.07
Ríos semimontañosos o ríos con mayor valle de inundación, cuando $21\% < \eta_{bp} < 40\%$	0.07 - 0.10
Ríos llanos $41\% < \eta_{bp} < 60\%$	0.10 - 0.13
Ríos llanos $61\% < \eta_{bp} < 80\%$.	0.13 - 0.17

Fuente: *Libro puentes.*

4.2.7.2 Determinación del nivel de máximo remanso (NMR)

El nivel de máximo remanso es muy importante, ya que el intradós del puente deberá cumplir con un galibo de seguridad para evitar el posible impacto de objetos flotantes que son arrastrados por la corriente ante una crecida próxima a la de diseño.

Se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$NMR = NCD + S + h_r \quad \text{Ecuación 13}$$

Cuando la pendiente del lecho del río es suave, el término S resulta pequeño, por lo que se desprecia. Por lo que el nivel de máximo remanso se resume en:

$$NMR = NCD + h_r \quad \text{Ecuación 14}$$

Tabla 28: Cálculos de la velocidad media del agua y velocidad media del agua en la sección 2.

V_m		
Q _D	18,09	m ³ /s
At	10,12	m ²
V _m	1,8	m/s

V2		
L	4,00	m
Q _D	18,09	m ³ /s
A2	7,47	m ²
μ	0,93	-
V2	2,59	m/s

Elaborado por: Autores (2022).

Tabla 29: Cálculos de la altura de remanso y el NMR.

hr		
η	0,06	-
V2	2,59	m/s
V _m	1,8	m/s
hr	0,21	m

NMR	2,41	m
------------	------	---

Elaborado por: Autores (2022).

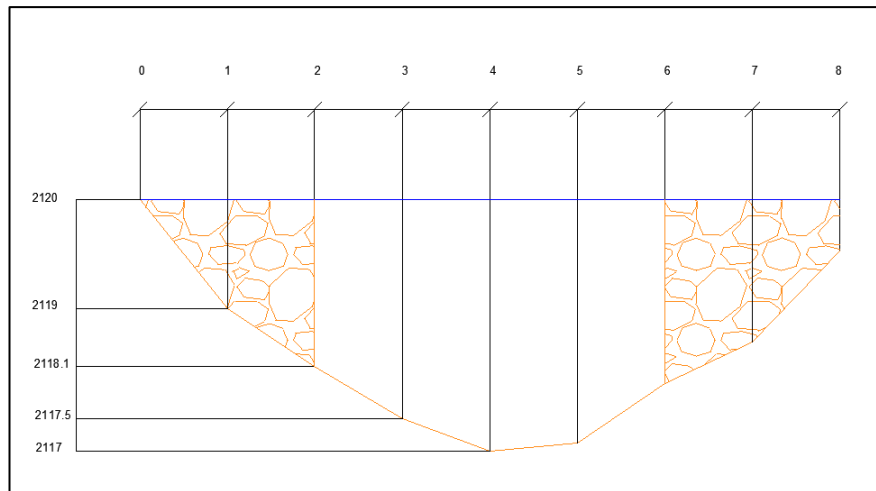


Figura 49: Atura de máximo remanso.

Elaborado por: Autores (2022).

4.3. Conclusiones

Finalizados los diversos cálculos, se determinó que el área de la cuenca será de 129.4 Ha, que, en su punto de salida, el sitio de emplazamiento del puente, tendrá un caudal de 18.35 m^3 . La longitud mínima que deberá tener el puente deberá tener una longitud mínima de 4 metros para un nivel de crecida de 2.2 metros.

Debido al tipo de suelo en el lecho del río, la profundidad de socavación que se produce por el flujo se optó por aumentar la longitud del puente a 10 metros para ubicar a los estribos fuera de la acción del agua, reduciendo así la profundidad del estribo a 3 metros.

CAPÍTULO 5.

5. ESTUDIOS ESTRUCTURALES

Descripción

Para el diseño estructural nos enfocaremos en el prediseño de la superestructura y de la subestructura, para lo cual será necesario contar con valores reales para los respectivos cálculos del prediseño, como son la luz del puente, espesor de la losa, cargas vivas y cargas muertas, etc.

La luz inicial del puente era de 8 metros y se tenían que diseñar estribos a una gran profundidad debido a la curva de socavación, sin embargo, se optó por diseñar estribos a un metro de la curva de socavación, para así reducir la profundidad de excavación. Por esta razón, la nueva luz del puente es de 10 metros, con un ancho de tablero de 2.20 metros, el cual tendrá un ancho libre de circulación de 1.90 metros basándonos en las normas constructivas.

La superestructura estará conformada por una losa sobre vigas longitudinales simplemente apoyadas, ambas estructuras de hormigón armado. Al igual que la superestructura, la subestructura será de hormigón armado.

Diseño de la superestructura

5.1. Diseño de las barandas

Las barandas se diseñaron a partir de la normativa de la AASHTO LRFD 2014 cumpliendo con las características y especificaciones que nos dicta la norma para las alturas mínimas de las barandas, su resistencia, sus cargas de diseño, etc.

Acorde a las especificaciones del artículo 13.8.2 de la AASHTO LRFD 2014, para comenzar a diseñar el pasamano metálico, se consideró una sobrecarga de 0.75 ton/m más una carga concentrada de 0.0907 ton actuando simultáneamente.

5.1.1. Carga muerta DC

Se toman como referencia las cargas ya establecidas para diseño en 1 metro cuadrado. Se considera una sobrecarga de 0.75 ton/m más una carga concentrada de 0.0907 ton que actúa simultáneamente.

PLL=0.0907 ton	Carga concentrada que actúa en la baranda
W= 0.75 ton/m	Sobrecarga de diseño
L= 2 metros	Longitud de baranda entre poste

5.1.2. Solicitaciones

Los momentos por sobrecarga positivos $M_w = 0.025 \text{ ton}\cdot\text{m}$

De igual forma, para carga de diseño negativo $M_w = 0.023 \text{ ton}\cdot\text{m}$

Por suposición de efectos, el momento negativo es igual a $M = 0.073 \text{ ton}\cdot\text{m}$

De modo que, el factor de último de carga es **$M_u = 0.127 \text{ ton}\cdot\text{m}$**

5.1.3. Momento resistente

La relación entre el diámetro y el espesor del tubo estructural sometido a flexión, debe ser menor a 0.45 veces la relación entre el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia del acero.

$$\frac{D_e}{t} = 20.1 \quad 0.45 \cdot \frac{E}{F_y} = 407.33$$

$$\frac{D_e}{t} < 0.45 \frac{E}{F_y} \quad OK$$

$$M_r = 0.171 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_r > M_u \quad OK$$

En el **Anexo 1.5.1.** se puede revisar a detalle el procedimiento de cálculo del diseño de baranda.

5.2. Diseño del poste

La AASHTO LRFD 2014 señala que se debe aplicar una carga concentrada determinada por la siguiente ecuación:

$$P_{LL} = 0.0907 + W * L \quad \text{Ecuación 15}$$

$$P_{LL} = 0.241 \text{ ton*m}$$

5.2.1. Solicitaciones

Considerando el factor de carga viva, el estado límite de resistencia de momento último es igual a $Y_{LL} = 1.75$

$$M_u = 0.421 \text{ ton*m}$$

5.2.2. Momento resistente

$$M_r = 0.548 \text{ ton*m}$$

$$M_r > M_u \quad \text{Ok}$$

En el **Anexo 1.5.2.** se puede revisar a detalle el procedimiento de cálculo del diseño del poste.

5.3. Diseño de la losa

Para diseñar la losa, nos basaremos en el manual ACI 318S-14, donde indica si la losa debe ser de una dirección o dos direcciones.

Tabla 30: Determinación de tipo de losa.

$\frac{l_{larga}}{l_{corta}} > 2$	Una dirección
$\frac{l_{larga}}{l_{corta}} < 2$	Dos direcciones

Elaborado por: Autores (2022)

$$l_{larga}=10 \text{ metros} \quad l_{corta}=2.2 \text{ metros}$$

$$\frac{10}{2.2} = 4.55 > 2. \quad \text{Por lo tanto, diseñamos en una dirección.}$$

5.3.1. Espesor mínimo

La tabla 31, indica el espesor mínimo para las diferentes condiciones de apoyo de las losas en una sola dirección.

Tabla 31: *Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzada.*

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

Fuente: *ACI 318S - 14*

La losa a diseñar está simplemente apoyada, por lo tanto, el espesor mínimo es $l/20$, por lo que adoptamos un espesor mínimo de 0.12 m.

5.3.2. Determinación de momento y cortante

Para las cargas vivas según las especificaciones de la AASHTO LRFD 2014 nos indica que para puentes peatonales y/o para bicicletas se debe tomar una carga de $0.42 \text{ ton}/m^2$, mientras la NEC 2015 indica un valor de $0.48 \text{ ton}/m^2$, por lo tanto, para estar del lado de la seguridad se tomará la carga más alta.

Adicionalmente se tiene una carga muerta de $0.634 \text{ ton}/m$, más un peso de $0.083 \text{ ton}/m$ de las protecciones laterales, por lo que con las respectivas combinaciones de carga da un cortante y momento máximo de 1.26 ton y $0.67 \text{ ton}\cdot m$ respectivamente.

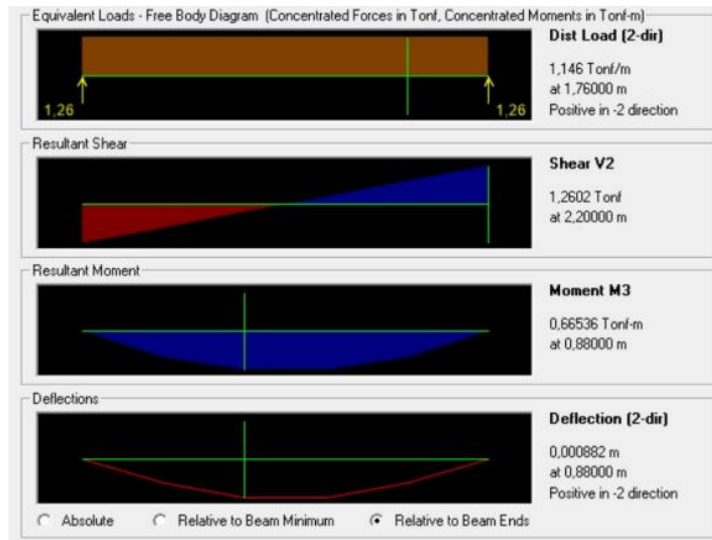


Figura 50: Diagramas de cortante, momento y deflexión.

Elaborado por: Autores (2022).

5.3.3. Cálculo de acero en losa

Según la tabla 32, considera el acero mínimo para losas en una dirección no preesforzadas.

Tabla 32: As min para losas en dirección no preesforzadas.

Tipo de refuerzo	f_y , MPa	$A_{s,min}$	
Barras corrugadas	< 420	0.0020 A_g	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 420	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

Fuente: ACI 318S - 14

En base a las consideraciones de la tabla anterior se definió que la mejor opción sería colocar una varilla de 12 mm cada 25 cm, dando un total de 40 varillas a lo largo de todo el puente.

En el **Anexo 1.5.3.** se puede revisar a detalle el procedimiento de cálculo del diseño de la losa.

5.4. Diseño de viga de hormigón armado

Para el material de diseño de la viga se optó por hormigón armado debido a la dificultad de transportar una viga metálica de 10 metros hasta el lugar de

emplazamiento. La viga será diseñada en base a las normas tanto nacionales como internacionales vigentes.

5.4.1. Peralte mínimo

Para el dimensionamiento del peralte de la viga se considera la tabla de altura mínima de vigas no preesforzadas que proporciona la ACI 318S-14, en la cual detalla las fórmulas para vigas según su condición de apoyo.

Tabla 33: *Altura mínima de vigas no preesforzadas.*

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: *ACI 318S - 14*

Según la tabla 33 se tomará una altura mínima de $l/16$ debido a que en este caso las vigas se encuentran simplemente apoyada.

Donde:

$l = 10$ metros

Luz de viga de diseño

Con estas consideraciones obtenemos un valor de 62.5 cm que por motivos constructivos adoptamos un peralte de 65 cm.

Para la determinación del ancho consideramos que según la ACI 318S-14 el ancho mínimo de vigas en zonas sísmicas es de al menos 30 cm.

5.4.2. Combinaciones de carga

Para las diversas combinaciones de cargas existentes, utilizaremos la tabla de combinaciones de carga en la NEC-SE-CG 2015, en la cual especifica las combinaciones existentes para la mayoración de las cargas.

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

Figura 51: Combinaciones de carga.

Fuente: NEC-SE-CG- Cargas sísmicas

$$\text{Carga última MU} = 1.2(0.876) + 1.6(0.48)$$

$$\text{Carga última MU} = 1.8. \text{ ton/m}$$

$$M_n = 25.704 \text{ ton*m}$$

5.4.3. Cálculo de acero principal

Para el cálculo del acero necesario en la viga será necesario calcular la cuantía mínima, una vez obtenida la cuantía, calculamos el acero con la siguiente fórmula:

$$A_s = \rho * d * b$$

$$A_s = 1057.87 \text{ mm}^2$$

Obtenida la cantidad de acero determinamos el número y diámetro de las varillas y su respectiva distribución, que en nuestro caso son 8 Ø 16 distribuidas en dos capas.

Calculado la nueva cantidad de acero realizamos la comprobación de que la nueva cantidad de acero sea mayor a la calculada con la cuantía mínima y que el espaciamiento cumple con las normas respectivas.

En el **Anexo 1.5.4.** se puede revisar a detalle el procedimiento de cálculo del diseño de la viga.

5.5. Diseño del estribo

Para calcular el acero mínimo requerido en los estribos nos remitimos a la tabla 34, en la cual indica las fórmulas para obtener el acero mínimo.

Tabla 34: Área mínima de refuerzo requerido.

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$			
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)	
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)	
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
			$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)	

Fuente: ACI 318S - 14

De las fórmulas proporcionadas por la ACI 318S-14 se toma el diámetro menor, por lo que tenemos un diámetro $\emptyset = 0.179$ cm, por lo que para adoptamos un valor de $\emptyset = 12$ mm

Según la ACI 318S-14 el primer estribo deberá colocarse a 50mm de la cara de apoyo de la viga, la zona de confinamiento tendrá una longitud de 2H, por lo que su longitud será de 1.3m con una separación en sus estribos de 8 veces el diámetro mínimo de las varillas longitudinales, dando como resultado una separación de 10 cm.

$$s \leq \begin{cases} d/4 \\ 8 * \text{diametro menor del refuerzo longitudinal} \\ 24 * \text{diametro del estribo de confinamiento} \\ 300mm \end{cases}$$

La separación de los estribos en la zona central se los colocará a una distancia de $d/2$, por lo tanto, su separación será de 25 cm.

En el **Anexo 1.5.5.** se puede revisar a detalle el procedimiento de cálculo del diseño del estribo.

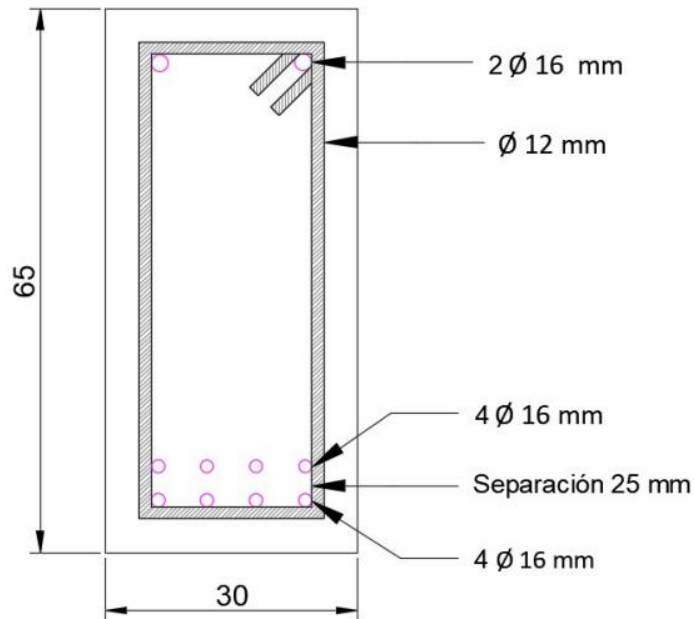


Figura 52: Dimensiones y armado de la viga.

Elaborado por: Autores (2022).

Diseño de la subestructura

5.6. Diseño muros de cimentación

Los muros de cimentación de un puente son aquellos que soportan toda la superestructura en la orilla, son las encargadas de contener los terraplenes y transmitir las cargas al terreno.

Para el análisis y diseño de un muro de cimentación se debe tener en cuenta que sus elementos trabajen únicamente bajo esfuerzos de compresión y de tensión menores a los establecidos en los diversos códigos constructivos.

Para el dimensionamiento de la cimentación del puente es necesario contar con el ancho, el largo o la longitud más larga del estribo, la altura para conseguir una capacidad portante adecuada, mientras que de acuerdo a la tabla de capacidad admisible se obtendrá el ancho de la zapata.

5.6.1 Fuerzas principales

Las fuerzas que inciden sobre un muro de contención van a ser variables y se las deberá analizar de acuerdo al lapso de construcción y al tiempo de su uso que tendrá.

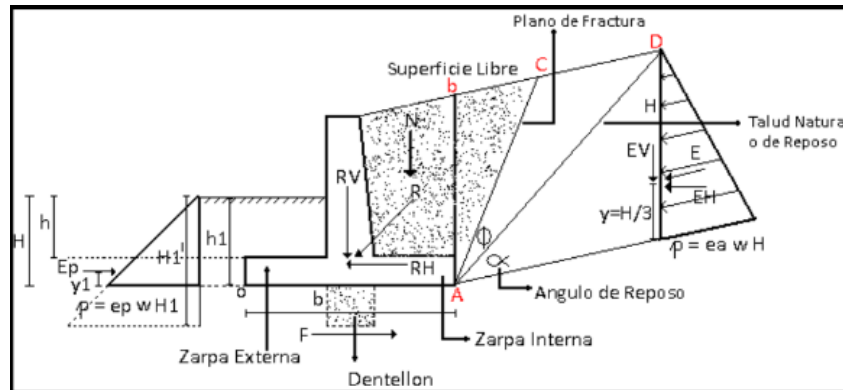


Figura 53: Fuerzas actuantes en un muro de contención.

Fuente: Jorge Encalada (2015), *Diseño en Hormigón Armado del puente en el río Rircay (U.C.A.C.U.E)*

Donde:

N: Peso propio de la estructura sobre la zapata

E: Empuje activo provocado por el material contra el plano vertical

Ep: Empuje activo

Y: Línea de acción del empuje activo

y1: Línea de acción de empuje pasivo

α : Angulo de reposo

ϕ : Angulo de fricción interna

5.6.2 Cargas actuantes

Los estribos del puente se verán afectados por las cargas horizontales como son el empuje suelo y las sobrecargas, y por las cargas verticales las cuales son ocasionadas por el peso muerto de la estructura, el relleno sobre el talón y las sobrecargas.

5.6.3 Cimentación corrida con aportamiento

5.6.3.1. Peso propio del muro

La fuerza vertical ocasionada por el peso propio del muro será ejercida en el centro de gravedad, por lo cual, para una mayor facilidad en el análisis se procede a dividir la estructura en figuras conocidas para después combinarlas en una sola fuerza.

5.6.3.2 Peso del relleno

Para secciones que no son verticales, el relleno no provoca únicamente empuje, además produce fuerzas verticales que sirven para la estabilidad del muro.

Las características que tendrá el suelo de relleno serán las mismas que las obtenidas en los ensayos de suelos, las cuales se presentan en la tabla 35.

Tabla 35: Características del suelo

SUELO	q_a (kg/cm^2)	2,00
	δ_s (kg/cm^3)	1,83
	ángulo α	10

Elaborado por: Autores (2022)

5.6.4. Cargas horizontales

5.6.4.1. Empuje activo

El empuje activo es la fuerza de mayor importancia al momento de diseñar un muro, para determinarlo se ha utilizado la fórmula de Rankine.

Se debe tener en cuenta que la fórmula de Rankine para suelos friccionantes se desprecia la fricción entre el muro y el relleno, y que la presión actuara de manera paralela a la superficie del relleno.

$$E_a = \frac{ea * w * H}{2} \quad \text{Ecuación 16}$$

O también expresado con la formula

$$P = h_s * W_s * k_a \quad \text{Ecuación 17}$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\delta}{2} \right) \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde

hs: Altura del muro.

Ws: Peso específico del suelo.

Ka: Coeficiente de presión activa.

δ : Angulo de inclinación del talud.

5.6.4.2. Empuje por sobrecarga

Para mantenernos del lado de la seguridad al momento de diseñar el muro se deberán considerar las circunstancias más desfavorables para que el peso que se pueda transmitir se distribuya a lo ancho de la estructura.

5.6.4.3. Empuje pasivo

El empuje pasivo estará dado por las formulas

$$E_a = \frac{ea*w*kp^2}{2} \quad \text{Ecuación 19}$$

$$kp = \cos \delta * \frac{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}}{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \phi}} \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde

h: Altura del empuje pasivo

w: Peso específico del suelo

5.7. Calculo considerando efectos sísmicos

5.7.1. Volcamiento

Un muro puede fallar al volcamiento debido a la componente horizontal que produce el empuje activo, además de un empuje adicional que puede ocasionar un sismo, el cual se lo considera un 30% del empuje activo.

De la misma manera el muro tiende a equilibrar el efecto producido por medio del peso propio, empuje pasivo y el componente vertical producido por el relleno, por lo que a estas fuerzas también se las conoce como fuerzas estabilizadoras.

Para prevenir que el suelo sea solicitado a tracción, las cargas resultantes que se transmiten a la base del muro se deberán encontrar localizadas en el tercio central, además de que el factor de seguridad debe ser superior a 1.5.

$$FS = \frac{\sum M_{estabilizador}}{\sum M_{volcamiento}} \geq 1.5 \quad \text{Ecuación 21}$$

$$M_{volcamiento} = E * \frac{h}{3} \quad \text{Ecuación 22}$$

5.7.2. Deslizamiento

El factor de seguridad para controlar el deslizamiento debe ser mayor a 1.5, y esta se lo calcula mediante las fuerzas de fricción existentes en la cimentación, que deben ser mayores que las cargas horizontales actuantes sobre el muro.

$$FS = \frac{\mu * \sum V}{\sum H} \quad \text{Ecuación 23}$$

Donde

$\sum V$: Sumatoria de cargas verticales

$\sum H$: Sumatoria de cargas horizontales

μ : Coeficiente de fricción presente entre la base del muro y el suelo

5.7.3. Asentamiento

5.7.3.1. Capacidad portante

Por seguridad los esfuerzos que serán transmitidos desde la estructura hacia el suelo deben ser menores al esfuerzo máximo permisible obtenido de los estudios de suelos. Es necesario tener en cuenta la posibilidad de que se produzcan asentamientos de muros, lo que podría ser solucionado mediante la estabilización del terreno por medio del uso de cemento.

Para el cálculo de presiones se determinará mediante la siguiente formula

$$\sigma_{max,min} = \frac{\sum Fv}{A} \pm \frac{Mc*y}{I} \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde

ΣFv : Sumatoria de fuerzas verticales

A: Área

Mc: Momentos en el centro del muro

y: distancia del empuje al extremo del muro

I: Inercia

5.7.3.2. Excentricidad

Es la determinación del posicionamiento de la carga resultante teniendo en consideración los esfuerzos producidos por el peso muerto sobre los estribos.

$$x = \frac{\Sigma Mg - Mp}{p_{total}} \quad \text{Ecuación 25}$$

$$e = \frac{B}{2} - x \quad \text{Ecuación 26}$$

$$e \leq e_{max} \quad \text{Ecuación 27}$$

$$x = \frac{\Sigma Mg - Mp}{\Sigma Fy} \quad \text{Ecuación 28}$$

5.7.4. Control de asentamientos

Los asentamientos se podrán producir debido a la deformación o acomodación de las partículas de los diferentes estratos de suelos o por la expulsión de agua de espacios vacíos.

Para la determinación de asentamientos, se considera un asentamiento inmediato, el cual se produciría por la deformación elástica del suelo para lo cual se utiliza la fórmula para cimentación flexible.

$$\delta_s = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - us^2) \alpha \quad \text{Ecuación 29}$$

$$\alpha = \frac{1}{n} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2+m}}{\sqrt{1+m^2-m}} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2+1}}{\sqrt{1+m^2-1}} \right) \right] \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde

m: L/B

B: Ancho de cimentación

L: longitud de cimentación

q_o : Fuerza neta por unidad de área

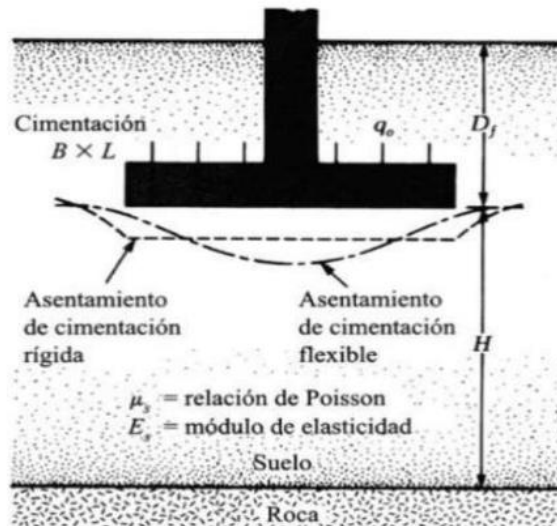


Figura 54: Control de asentamientos.

Fuente: *Hormigón reforzado, Roberto Rochel Awad.*

5.7.5. Rangos de parámetros del material para calcular asentamientos

Para el estribo se utilizará un recubrimiento de 7.5 cm debido a que el hormigón estará asentado directamente sobre el suelo. Para el diseño del estribo intervendrán parámetros como módulo de Poisson y elasticidad, y es necesario comprobar que los asentamientos inmediatos no superan los valores admisibles.

5.7.6. Memoria de calculo

Tabla 36: Parámetros de diseño.

E S F U E R Z O S	HORMIGON	$f'c$ (kg/cm ²)	210
	ACERO	$f'y$ (kg/cm ²)	4.200
	SUELO	qa (kg/cm ²)	2,00
		$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ³)	1,83
		ángulo α	10°
PARAMETROS DEDUCIDOS		Grupo de suelo	14
		Kh (asumido)	1,70

Elaborado por: Autores (2022)

Tabla 37: Geometría del estribo.

ALTURA LIBRE		0,90 m
NIVEL DE FUNDACION (H)		1,00 m
ALTURA TOTAL		1,90 m
PANTALLA (e) variable	Base superior	0,30 m
	Base inferior	0,40 m
DEDO (Longitud)		0,80 m
TALON (Longitud)		1,80 m
ZAPATA	BASE	3,00 m
	ALTURA	0,80 m
DIENTE	ALTURA	0,30 m
	BASE	0,20 m
		1 Ø 16 mm @ cm.

Elaborado por: Autores (2022)

Tabla 38: Calculo y diseño estructural.

Mv	8,10 t-m	
Pv	11,75 ton	
PH	9,72 ton	
Me	20,80 t-m	
FACTORES DE SEGURIDAD		
FSD	ok se ha integrado un dentellon	ok
FSV	2,57	Okey =>1,5 El muro es estable

Elaborado por: Autores (2022)

Tabla 39: Esfuerzos del suelo.

Q - 1	7,21 t/m ²	okey <20 t/m ²
Q - 2	0,63 t/m ²	okey <20 t/m ²
Q - 3		



Elaborado por: Autores (2022)

Tabla 40: Cálculo del dedo.

Q - dedo	9,27 t/m ²
Mu-dedo	3,60 t-m
altura - "X"	0,33 m
Refuerzo	2 ø 16 mm @ 19 cm

Elaborado por: Autores (2022)

Tabla 41: Cálculo del talón.

Q - talón	4,96 t/m ²
Mu-talón	6,41 t-m
altura - "X"	0,33 m
Refuerzo	1 ø 16 mm @ 19 cm

Elaborado por: Autores (2022)

Tabla 42: Cálculo de la pantalla

ALTURA LIBRE	1,50 m
BASE Mayor	0,40 m
BASE Mayor	0,30 m
numero de tramos	1

Elaborado por: Autores (2022)

Tabla 43: Acero por tramos.

TRAMOS				
N	H	Mu	As. Refuerzo	ARMADO
1	1,50 m	2,97 t/m ²	10,00 cm ² /m	1 ø16mm @ 32cm.
2	0,40 m	0,06 t/m ²	6,33 cm ² /m	1 ø16mm @ 32cm.

Elaborado por: Autores (2022)

Tabla 44: Acero por temperatura.

b cm	d cm	REFUERZO = 5,50 cm ² /m	
		INTERIOR	EXTERIOR
100	27,5	1 ø 12 mm @ 30,00 cm	1 ø 12 mm @ 30,00 cm

Elaborado por: Autores (2022)

5.8. Diseño del estribo

5.8.1. Estabilidad

Partimos con un prediseño geométrico, el cual será comprobado según las normas constructivas para comprobar el cumplimiento de sus dimensiones.

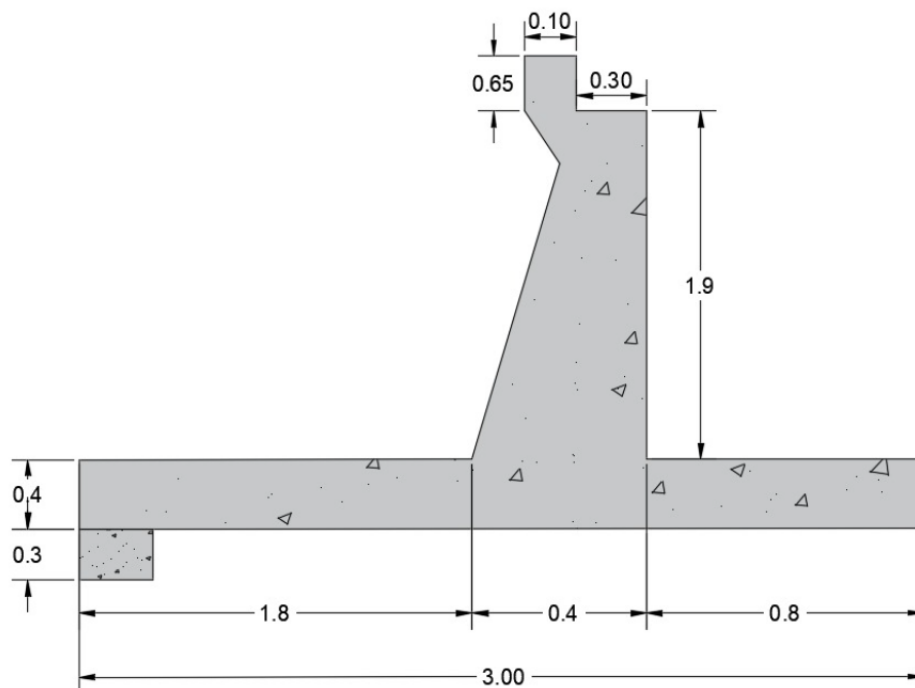


Figura 55: Geometría del estribo.

Elaborado por: Autores (2022).

5.8.2. Diseño de armadura

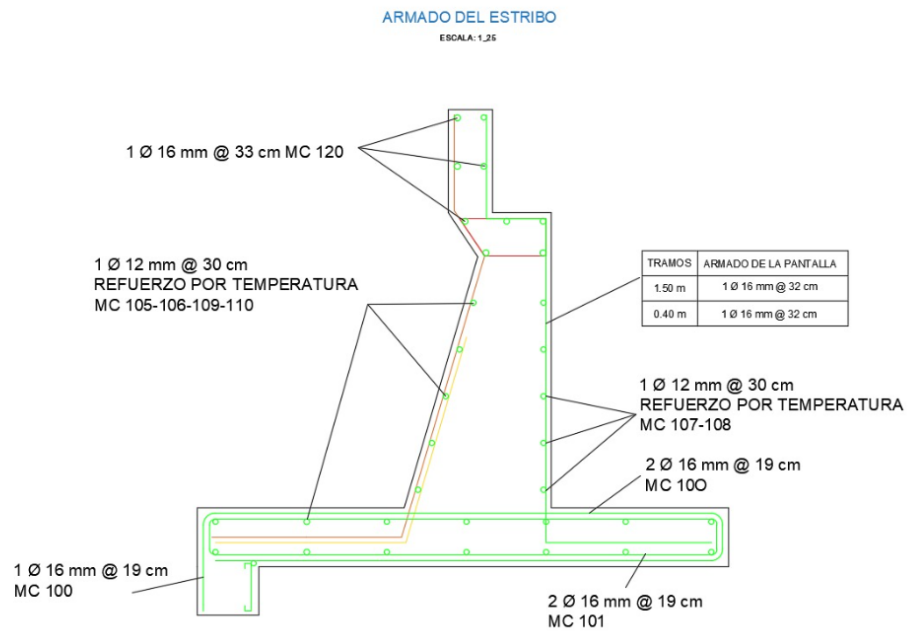


Figura 56: Diseño de armadura.

Elaborado por: Autores (2022).

En el **Anexo 1.5.6.** se puede revisar a detalle el procedimiento de cálculo de la subestructura.

CAPÍTULO 6.

6. PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA

Descripción

El presupuesto de una obra es, determinar cada uno de los elementos que componen la obra y las cantidades requeridas de cada uno, para finalmente establecer precios a cada componente y obtener su valor en un momento determinado.

Para la elaboración de un presupuesto de obra, se debe tomar en cuenta los planos y especificaciones técnicas del proyecto a ejecutar para determinar los volúmenes de obra, realizar un estudio de análisis de precios unitarios y así obtener el valor total de la obra.

Dentro del presupuesto, se distinguen dos tipos de costos: Costos Directos, los cuales tienen una incidencia directa con la ejecución física de la obra e incluye los materiales, mano de obra, equipo y herramientas. El segundo tipo de costo se denomina Costos Indirectos que son los costos generales de la obra como gastos administrativos, de mantenimiento, financieros, impuestos, imprevistos, etc.

6.1. Estudio de los rendimientos

El rendimiento es un factor que relaciona el costo con el tiempo empleado en determinada actividad por lo que es necesario mantener un control continuo del trabajo ya realizado.

El rendimiento de los materiales será la cantidad necesaria que se ocupara en determinado rubro, mientras que el rendimiento de mano de obra es la cantidad de unidades iguales que un obrero puede realizar en un periodo determinado de tiempo.

6.2. Análisis de precios unitarios

Uno de los elementos más importantes en un proyecto de ingeniería civil, es el correcto manejo, análisis y aplicación de precios unitarios, los mismos que nos faciliten realizar presupuestos ajustados a la realidad.

El APU es un modelo matemático que adelanta el resultado, expresado en moneda, de una situación relacionada con una actividad sometida a estudio. También es una unidad dentro del concepto "Costo de Obra", ya que una obra

puede contener varios presupuestos. A grandes rasgos, el análisis consiste en agrupar todos los costos y gastos. (Encalada, 2015, p.122)

En el **Anexo 1.6.1** se encuentra los cálculos detallados del análisis de precios unitarios.

6.3. Presupuesto referencial

El presupuesto referencial es el monto del objeto de contratación la cual será determinada por la entidad contratante al inicio de un proceso contractual (Encalada, 2015).

Tabla 45: Presupuesto referencial de la obra.

DISEÑO EN HORMIGÓN ARAMDO DE UN PUNTE PEATONAL SOBRE EL RIO CHANTACO					
Oferentes: Andrés Ochoa Díaz - José David Pulla Campoverde Ubicación: La Asunción, Girón, Azuay Fecha: 25 de Julio de 2022					
PRESUPUESTO REFERENCIAL					
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,001	Limpieza de terreno	m2	14,00	\$ 1,21	\$ 16,93
1,002	Replanteo y nivelación	m2	14,00	\$ 0,66	\$ 9,19
2	SUBESTRUCTURA				
2,001	Excavación mecánica de suelo 0<H<3 m	m3	42,30	\$ 4,34	\$ 183,40
2,002	Relleno compactado para estructuras menores	m3	2,64	\$ 1,32	\$ 3,48
2,003	Deasalojo de material mas de 5 km	kg	128,50	\$ 0,73	\$ 94,37
2,004	Carga de material a mano	m3	65,40	\$ 7,72	\$ 504,97
2,005	Entibado	m2	54,56	\$ 11,18	\$ 609,71
2,006	Hormigon simple f'c=210 kg/cm2 (en concretera)	m3	8,30	\$ 121,61	\$ 1.009,37
2,007	Acero de refuerzo fy=4200 kg/mc2, en varillas corrugadas	kg	423,82	\$ 2,33	\$ 985,84
2,008	Encofrado recto general	m2	23,50	\$ 7,28	\$ 171,01
2,009	Relleno compactado	m3	23,76	\$ 21,95	\$ 521,43
2,01	Tubos PVC (desague muro)	m	4,80	\$ 6,06	\$ 29,10
2,011	Base de neopreno para vigas	m2	3,00	\$ 177,70	\$ 533,11
3	SUPERESTRUTURA				
3,001	Encofrado para losa, viga y bordillo	m2	63,40	\$ 13,50	\$ 856,09
3,002	Hormigon simple f'c=210 kg/cm2 (en concretera)	m3	4,97	\$ 121,61	\$ 604,40
3,003	Acero de refuerzo fy=4200 kg/mc2, en varillas corrugadas	kg	609,23	\$ 2,33	\$ 1.417,12
3,004	Estructura metalica tubo redondo galvanizado ASTM A 500 (Barandales)	kg	333,60	\$ 4,12	\$ 1.375,82
3,005	Estructura metalica ASTM A-36 (Placas)	kg	6,36	\$ 3,70	\$ 23,56
				SUBTOTAL	\$ 8.948,89
				IVA (12%)	\$ 1.073,87
				TOTAL	\$ 10.022,76
CANTIDAD	DIEZ MIL VEINTIDOS CON SETENTA Y SEIS CENTAVOS				

Elaborado por: Autores (2022).

CAPÍTULO 7.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

- La construcción de un puente peatonal sobre el río Chantaco contribuirá a la mejora de las condiciones de vida de la población de la parroquia la Asunción brindando una ruta segura para el uso diario.
- Mediante el análisis previo de la zona, mediante visitas técnicas se determinaron parámetros básicos para el diseño del puente como la ubicación del emplazamiento del puente, la luz aproximada que tendrá, además de la determinación del tipo de puente y sus materiales de construcción, que en este caso fue un puente simplemente apoyado de hormigón armado.
- Realizados los estudios de suelos se determinó que el tipo de suelo de las orillas según la clasificación SUCS es arena arcillosa con grava y limo elástico arenoso con grava, mientras que los estudios hidrológicos nos dieron como resultado un caudal diseño de $18.35 \text{ m}^3/\text{s}$ y un nivel máximo de crecida del río de 2.2 metros para un periodo de retorno de 25 años.
- Debido a la curva de socavación que se determinó con los estudios hidráulicos se tomó la decisión de cimentar los estribos a un metro del cruce provisional para disminuir las dimensiones de los mismos, dando como resultado una nueva luz del puente de 10 metros.
- En base a los análisis de precios unitarios, se determinó un presupuesto referencial para una futura construcción del puente, cuyo valor será de \$10.022,76, el mismo que incluye los costos de trabajos preliminares, subestructura y superestructura.
- Par el diseño de cada uno de los diversos parámetros se cumplieron con todas las especificaciones brindadas por las distintas normativas, como son: NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), ACI (American Concrete Institute) y AASHTO (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes).

7.2. RECOMENDACIONES

- Los materiales que se emplearán en la construcción deberán ser de buena calidad y deberán cumplir con las especificaciones establecidas en cada uno de los capítulos, además de las normas especificadas por los establecimientos de control, en este caso el ministerio de transporte y obras públicas.
- El material se debe almacenar de manera adecuada, ya que en caso si estos son expuestos a agentes climatológicos podrían perder sus propiedades ocasionando que el puente pueda fallar.
- Ejecutada la obra se recomienda un mantenimiento periódico para garantizar la vida útil del puente.
- El GAD parroquial de la Asunción, quien será el ente encargado de la construcción, se le recomienda una continua supervisión para cumplir con cada una de las especificaciones y requerimientos establecidos en los planos.

BIBLIOGRAFIA


- Abarca, J. & Figueroa, A. (2017). *Diseño del puente sobre el río Kirim paso a la comunidad Namaki, parroquia Huamboya, cantón Huamboya, provincia de Morona Santiago*. (tesis de pregrado) Universidad Central del Ecuador.
- ACI. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Estados Unidos.
- Aguirre, Nelson (2014). *Estudio y diseño del puente sobre el río Coyago y trazado vial en la vía “La Concepción – San Lorenzo” de la parroquia Guayllabamba* (tesis de pregrado) Universidad Internacional del Ecuador.
- Alvarado, L. & Portilla, D (2020). *Evaluación de la resistencia a compresión simple del material extraído de la mina de Musmus sector Chordeleg, estabilizada con cemento tipo MH*. (tesis de pregrado). Universidad del Azuay.
- American Association of state Highway and Transportation Officials, (2007). *A.A.S.H.T.O. L.R.F.D. Bridge Desing Specifications*, (4th Edition) Estados Unidos.
- Avellaneda, C., & Samaniego, J. (2016). *ESTUDIO Y DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA QUILLÁN, PARROQUIA DE QUÍMIAG, CANTÓN RIOBAMBA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO*. (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Chimborazo.
- Calle, Héctor (2018). *Diseño de un puente peatonal en arco sobre el río Machángara que une a las parroquias Checa con Chiquintad* (tesis de pregrado). Universidad Católica de Cuenca.
- Chow, V. T. (1994) *Hidráulica de canales abiertos.*, Colombia. McGRAW-HILL.
- Das, B. M. (2011) *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México. Cengage S.A.
- Das, B. M. (2001) *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México. Thomson S.A.
- Encalada, Jorge, (2015). *Diseño en Hormigón Armado del Puente sobre el río Rircay, perteneciente al Cantón Girón* (tesis de pregrado). Universidad Católica de Cuenca.

- Estrella, David, (2016). *DETERMINACIÓN DE CURVAS DE FRECUENCIA Y ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES EN LA CUENCA MEDIA ALTA DEL RÍO PAUTE*. (tesis de pregrado). Universidad de Cuenca.
- Gaitán, B., Moreno, M. y Sánchez, S. (2013). *Propuesta de un diseño estructural de un puente de 15m para un periodo de 50 años en la comarca Paso Hondo, municipio de Santo Tomas del Norte - Chinandega* (tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua.
- Gobierno provincial La Asunción (2014). *Plan de ordenamiento territorial de la parroquia La Asunción 2014 - 2019*. Recuperado de http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/
- Guerrero, A. & Lima, E. (2018). *Elaboración de guías metodológicas para ensayos de laboratorio de la asignatura de Mecánica de Suelos de la Universidad del Azuay* (tesis de pregrado). Universidad del Azuay.
- Hidalgo, Gustavo. (2000), *Elementos de Puentes*. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
- INAMHI (2015). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación*. Recuperado de <https://www.inamhi.gob.ec/Publicaciones/Hidrologia/>
- Instituto Nacional de Vías, (2009). *Manual de drenaje para carreteras*, Colombia
- Juárez, B. (2005) *Mecánica de suelos*. Colombia. Limusa
- León, Karen. (2017). *Diseño Estructural de la Superestructura del Puente sobre el Río Yanuncay, Ubicado en la Ciudad de Cuenca entre la Avenida Primero de Mayo y la Calle Manuel Córdova, que Enlazarán las Calles Carmela Malo e Isauro Rodríguez*. (tesis de pregrado). Universidad del Azuay.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (2014). Cargas (no sísmicas). Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (2014). Estructuras de hormigón armado. Ecuador.
- Rodríguez, Marilia, (2019). *Diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa hasta 20m de luz, en el distrito de Chilca-2017*. (tesis de pregrado). Universidad Continental.
- Romo, Marcelo (2008) *Diseño de hormigón armado*. Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.


- Seminario, Ernesto. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. (tesis de pregrado). Universidad de Piura.
- Silvia, Miranda, (2015). *DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO QUINGEO, PERTENECIENTE A LA PARROQUIA SANTA ANA, ENTRE EL SECTOR DE LOS LAURELES Y LA COMUNIDAD DE TACALZHAPA* (tesis de pregrado). Universidad Católica de Cuenca.
- Tinoco, Gabriela, (2020). *DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE PEATONAL DE HORMIGON ARMADO FRENTE AL PASEO SHOPPING DE LA CIUDAD DE MACHALA* (tesis de pregrado). Universidad Técnica de Machala.
- Yanchatuña, Veronica, (2014). *ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO PITA PARA MEJORAR LAS CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS Y DE TRÁFICO EN LA AV. ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS, PROVINCIA DE PICHINCHA*. (tesis de pregrado). Universidad Católica de Cuenca.

ANEXOS

Anexo 1.3.1. Contenido de agua

FICHA DE LABORATORIO										
UNIVERSIDAD DEL AZUAY										
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS										
DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA										
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla										
Grupo: 1					Fecha: 17/5/2022					
Localización del suelo: La Asunción / Girón / Cuenca										
Descripción de la muestra 1: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas										
Descripción de la muestra 2: Muestra de color marrón oscuro con presencia de grumos										
Muestra N°		1			2					
Recipiente N°		0,88	0,86	0,88	109	35	109			
Masa del recipiente (g)	m_1	30,84	30,11	30,84	29,51	29,25	29,51			
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m_2	94,56	104,14	92,63	78,58	79,13	78,69			
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_3	80,25	87,85	78,45	66,1	66,51	66,32			
Masa del agua (g)	$m_2 - m_3$	14,31	16,29	14,18	12,48	12,62	12,37			
Masa del suelo seco (g)	$m_3 - m_1$	49,41	57,74	47,61	36,59	37,26	36,81			
Contenido del agua (%)	$\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$	28,96	28,21	29,78	34,11	33,87	33,60			
Promedio	ω (%)	28,99			33,86					
Observaciones:										

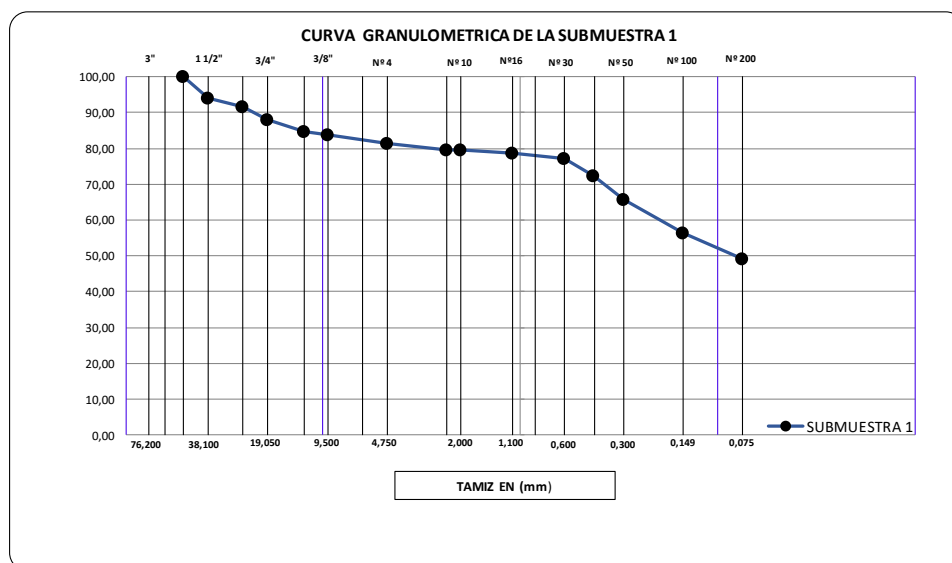
Anexo 1.3.2. Análisis granulométrico por tamizado


FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO Y DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE MENOR A 0.075 mm EN UN SUELO					
Realizado por: Andres Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1			Fecha: 18/05/2022		
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marron claro con presencia de limos y arcillas					
TAMIZ		MASA RETENIDA		% RETENIDO	% PASANTE
Pulgadas	mm	Parcial (g)	ACUMULADO (G)		
3	75	0,0	0,0	0,00	100,00
2 1/2	63,5	0,0	0,0	0,00	100,00
2	50,8	0,0	0,0	0,00	100,00
1 1/2	38,1	70,2	70,2	6,07	93,93
1	25,4	27,13	97,33	8,42	91,58
3/4	19,05	41,97	139,3	12,05	87,95
1/2	12,5	39,3	178,6	15,45	84,55
3/8	9,5	8,35	187,0	16,17	83,83
N° 4	4,75	28,05	215,0	18,60	81,40
N° 8	2,36	20,01	235,0	20,33	79,67
N° 10	2	1,92	237,0	20,50	79,50
N° 16	1,1	9,63	246,6	21,33	78,67
N° 30	0,6	17,04	263,6	22,80	77,20
N° 40	0,425	57,10	320,7	27,74	72,26
N° 50	0,3	75,31	396,0	34,26	65,74
N° 100	0,15	109,24	505,3	43,71	56,29
N° 200	0,075	81,50	587,0	50,78	49,22

Masa Pasa N° 200				
------------------	--	--	--	--

Masa seca de suelo antes del lavado A (g)	1156
Masa seca de suelo del lavado B (g)	587
Masa que pasa el tamiz N° 200 (g)	569
Porcentaje de suelo fino que pasa el tamiz N° 200 (%)	49,22

Observaciones:



FICHA DE LABORATORIO	
UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO Y DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE MENOR A 0.075 mm EN UN SUELO	

Realizado por: Andres Ochoa, David Pulla

Grupo: 1 Fecha: 19/05/2022

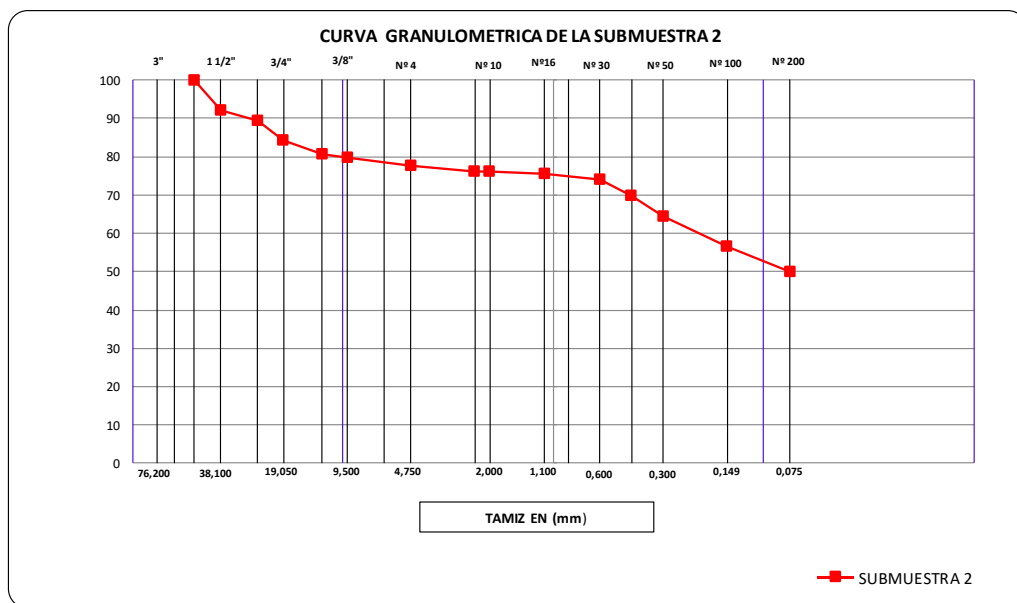
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay
 Descripción de la muestra: Muestra de color marron claro con presencia de limos y arcillas

TAMIZ		MASA RETENIDA		% RETENIDO	% PASANTE
Pulgadas	mm	Parcial (g)	ACUMULADO (G)		
3	75	0,0	0,0	0	100
2 1/2	63,5	0,0	0,0	0	100
2	50,8	0,0	0,0	0	100
1 1/2	38,1	90,7	90,7	7,92	92,08
1	25,4	30,44	121,2	10,58	89,42
3/4	19,05	57,73	178,9	15,62	84,38
1/2	12,5	42,8	221,7	19,36	80,64
3/8	9,5	10,49	232,2	20,28	79,72
N° 4	4,75	22,54	254,7	22,25	77,75
N° 8	2,36	16,78	271,5	23,71	76,29
N° 10	2	2,70	274,2	23,95	76,05
N° 16	1,1	7,22	281,4	24,58	75,42
N° 30	0,6	16,93	298,4	26,06	73,94
N° 40	0,425	45,78	344,1	30,06	69,94
N° 50	0,3	63,49	407,6	35,6	64,4
N° 100	0,15	90,60	498,2	43,51	56,49
N° 200	0,075	75,03	574	50,13	49,87

Masa Pasa N° 200				
------------------	--	--	--	--

Masa seca de suelo antes del lavado A (g)	1145
Masa seca de suelo del lavado B (g)	574
Masa que pasa el tamiz N° 200 (g)	571
Porcentaje de suelo fino que pasa el tamiz N° 200 (%)	49,87

Observaciones:

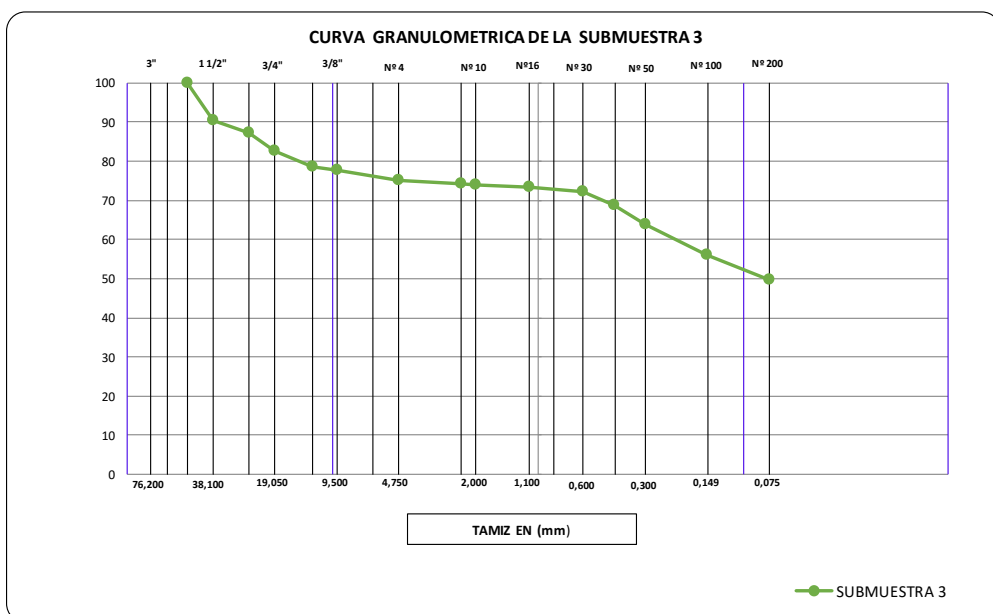


FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO Y DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE MENOR A 0.075 mm EN UN SUELO					
Realizado por: Andres Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1			Fecha: 20/05/2022		
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marron claro con presencia de limos y arcillas					
TAMIZ		MASA RETENIDA		% RETENIDO	% PASANTE
Pulgadas	mm	Parcial (g)	ACUMULADO (G)		
3	75	0,00	0,0	0	100
2 1/2	63,5	0,00	0,0	0	100
2	50,8	0,00	0,0	0	100
1 1/2	38,1	108,29	108,3	9,58	90,42
1	25,4	34,67	143,0	12,65	87,35
3/4	19,05	54,45	197,4	17,47	82,53
1/2	12,5	45,73	243,1	21,52	78,48
3/8	9,5	7,83	251,0	22,21	77,79
N° 4	4,75	28,65	279,6	24,75	75,25
N° 8	2,36	11,51	291,1	25,76	74,24
N° 10	2	2,78	293,9	26,01	73,99
N° 16	1,1	6,71	300,6	26,6	73,4
N° 30	0,6	14,79	315,4	27,91	72,09
N° 40	0,425	38,95	354,4	31,36	68,64
N° 50	0,3	55,68	410,0	36,29	63,71
N° 100	0,15	87,07	497,1	43,99	56,01
N° 200	0,075	69,49	567	50,18	49,82

Masa Pasa N° 200			
------------------	--	--	--

Masa seca de suelo antes del lavado A (g)	1130
Masa seca de suelo del lavado B (g)	567
Masa que pasa el tamiz N° 200 (g)	563
Porcentaje de suelo fino que pasa el tamiz N° 200 (%)	49,82

Observaciones:

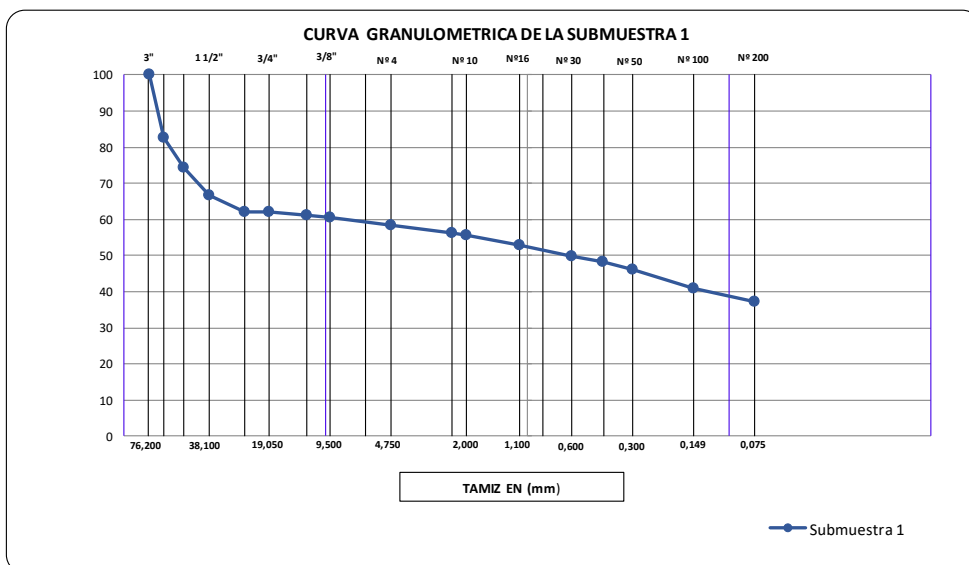


FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO Y DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE MENOR A 0.075 mm EN UN SUELO					
Realizado por: Andres Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1			Fecha: 18/05/2022		
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marron oscuro con presencia de piedras y grumos					
TAMIZ		MASA RETENIDA		% RETENIDO	% PASANTE
Pulgadas	mm	Parcial (g)	ACUMULADO (G)		
3	75	0,0	0,0	0	100
2 1/2	63,5	188,5	188,5	17,31	82,69
2	50,8	88,99	277,5	25,48	74,52
1 1/2	38,1	85,8	363,3	33,36	66,64
1	25,4	50,75	414,1	38,02	61,98
3/4	19,05	0,00	414,1	38,02	61,98
1/2	12,5	9,36	423,4	38,88	61,12
3/8	9,5	7,60	431,0	39,58	60,42
N° 4	4,75	23,14	454,2	41,7	58,3
N° 8	2,36	23,57	477,7	43,87	56,13
N° 10	2	5,52	483,2	44,37	55,63
N° 16	1,1	29,17	512,4	47,05	52,95
N° 30	0,6	33,67	546,1	50,15	49,85
N° 40	0,425	18,82	564,9	51,87	48,13
N° 50	0,3	20,51	585,4	53,76	46,24
N° 100	0,15	58,95	644,4	59,17	40,83
N° 200	0,075	39,72	685	62,9	37,1

Masa Pasa N° 200				
------------------	--	--	--	--

Masa seca de suelo antes del lavado A (g)	1089
Masa seca de suelo del lavado B (g)	685
Masa que pasa el tamiz N° 200 (g)	404
Porcentaje de suelo fino que pasa el tamiz N° 200 (%)	37,1

Observaciones:

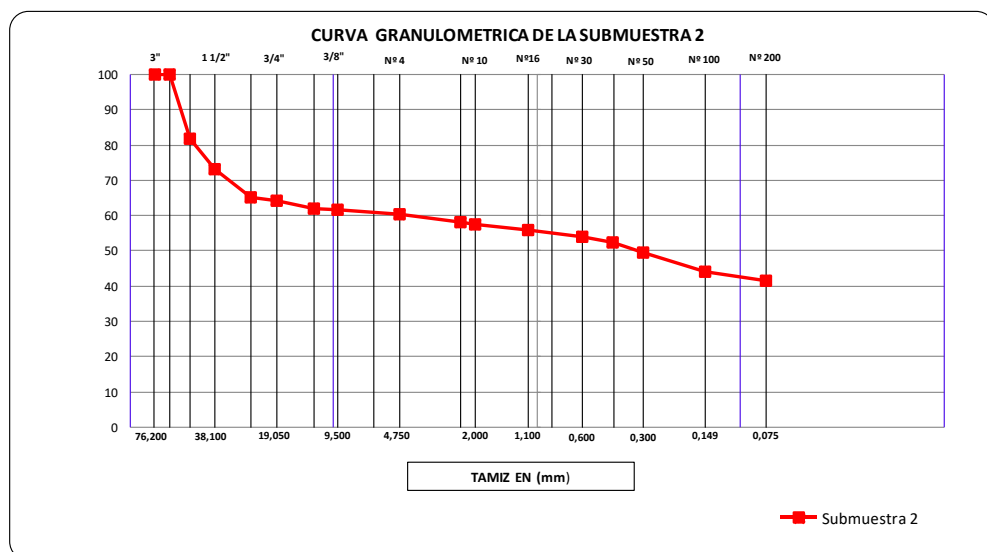


FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO Y DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE MENOR A 0.075 mm EN UN SUELO					
Realizado por: Andres Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1			Fecha: 19/05/2022		
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marron oscuro con presencia de piedras y grumos					
TAMIZ		MASA RETENIDA		% RETENIDO	% PASANTE
Pulgadas	mm	Parcial (g)	ACUMULADO (G)		
3	75	0,0	0,0	0	100
2 1/2	63,5	0,0	0,0	0	100
2	50,8	199,5	199,5	18,34	81,66
1 1/2	38,1	91,45	290,9	26,74	73,26
1	25,4	87,62	378,6	34,79	65,21
3/4	19,05	11,72	390,3	35,87	64,13
1/2	12,5	23,67	414,0	38,05	61,95
3/8	9,5	2,15	416,1	38,24	61,76
N° 4	4,75	15,89	432,0	39,7	60,3
N° 8	2,36	23,38	455,4	41,85	58,15
N° 10	2	8,32	463,7	42,62	57,38
N° 16	1,1	14,92	478,6	43,99	56,01
N° 30	0,6	21,22	499,8	45,94	54,06
N° 40	0,425	16,67	516,5	47,47	52,53
N° 50	0,3	31,65	548,2	50,38	49,62
N° 100	0,15	61,01	609,2	55,99	44,01
N° 200	0,075	25,07	635	58,36	41,64

Masa Pasa N° 200				
------------------	--	--	--	--

Masa seca de suelo antes del lavado A (g)	1088
Masa seca de suelo del lavado B (g)	635
Masa que pasa el tamiz N° 200 (g)	453
Porcentaje de suelo fino que pasa el tamiz N° 200 (%)	41,64

Observaciones:

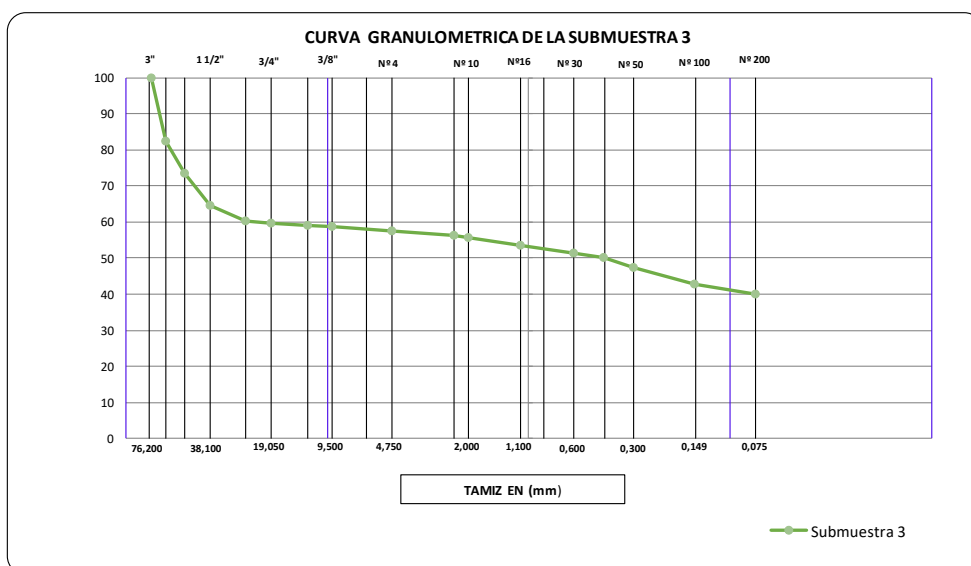


FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO Y DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE MENOR A 0.075 mm EN UN SUELO					
Realizado por: Andres Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1			Fecha: 20/05/2022		
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marron oscuro con presencia de piedras y grumos					
TAMIZ		MASA RETENIDA		% RETENIDO	% PASANTE
Pulgadas	mm	Parcial (g)	ACUMULADO (G)		
3	75	0,0	0,0	0	100
2 1/2	63,5	189,43	189,4	17,46	82,54
2	50,8	98,31	287,7	26,52	73,48
1 1/2	38,1	95,56	383,3	35,33	64,67
1	25,4	47,3	430,6	39,69	60,31
3/4	19,05	8,20	438,8	40,45	59,55
1/2	12,5	5,50	444,3	40,95	59,05
3/8	9,5	2,65	447,0	41,2	58,8
N° 4	4,75	13,32	460,3	42,42	57,58
N° 8	2,36	14,39	474,7	43,75	56,25
N° 10	2	5,54	480,2	44,26	55,74
N° 16	1,1	23,86	504,1	46,46	53,54
N° 30	0,6	23,39	527,5	48,62	51,38
N° 40	0,425	14,58	542,1	49,96	50,04
N° 50	0,3	29,02	571,1	52,63	47,37
N° 100	0,15	50,81	621,9	57,32	42,68
N° 200	0,075	29,08	651	60	40

Masa Pasa N° 200				
------------------	--	--	--	--

Masa seca de suelo antes del lavado A (g)	1085
Masa seca de suelo del lavado B (g)	651
Masa que pasa el tamiz N° 200 (g)	434
Porcentaje de suelo fino que pasa el tamiz N° 200 (%)	40

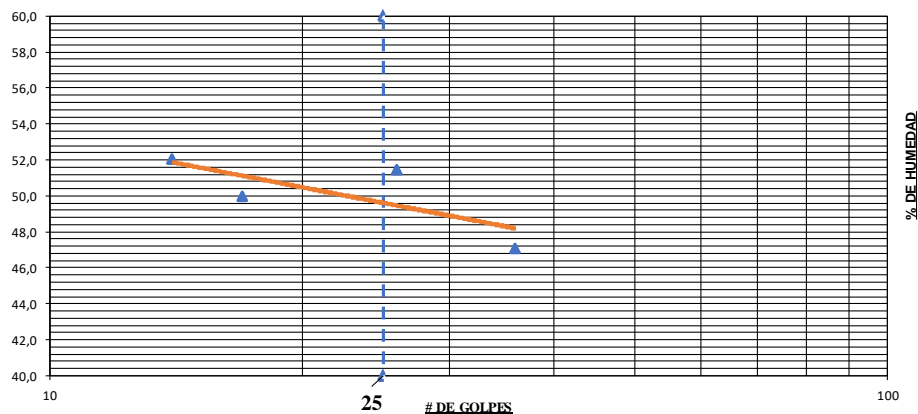
Observaciones:




Anexo 1.3.3. Límites de consistencia

FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS					
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA					
DETERMINACION DEL LIMITE LÍQUIDO					
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022		Ficha: 1/3	
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas					
Punto N°		1	2	3	4
N° de golpes		36	26	17	14
Recipiente N°		25	38	39	13
Masa del recipiente (g)	m1	6,28	6,70	6,84	6,83
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	15,65	11,82	15,03	12,73
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	12,65	10,08	12,3	10,71
Masa del agua (g)	m2 - m3	3	1,74	2,73	2,02
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	6,37	3,38	5,46	3,88
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	47,10	51,48	50,00	52,06
Límite Líquido	ω (%)	50,16			
Observaciones					

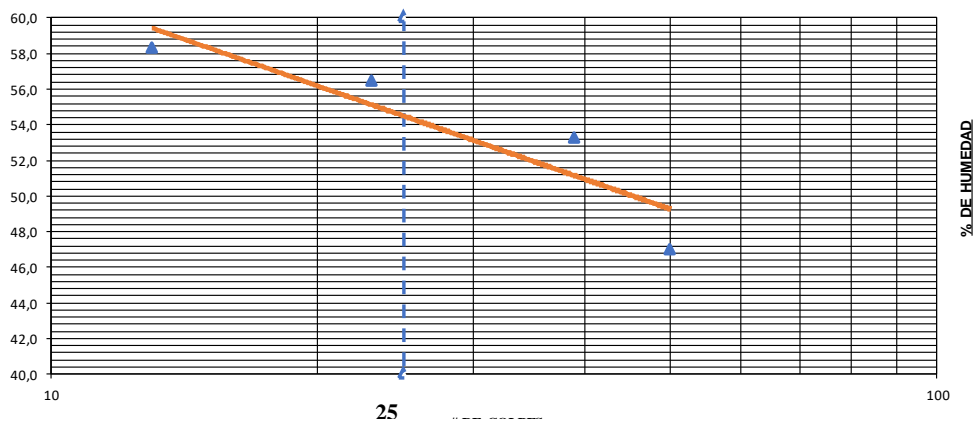
HUMEDAD vs # DE GOLPES.




FICHA DE LABORATORIO			
UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS			
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA			
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla			
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022	
Ficha: 1/3			
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay			
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas			
Recipiente N°		49	48
Masa del recipiente (g)	m1	6,84	6,25
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	9,89	10,60
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	9,00	9,33
Masa del agua (g)	m2 - m3	0,89	1,27
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	2,16	3,08
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	41,20	41,23
Límite Plástico	ω (%)	41,27	
Observaciones			

FICHA DE LABORATORIO						
UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS						
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA DETERMINACION DEL LIMITE LÍQUIDO						
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla						
		Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022		Ficha: 2/3
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay						
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas						
Punto N°		1	2	3	4	
N° de golpes		50	39	23	13	
Recipiente N°		24	70	69	66	
Masa del recipiente (g)	m1	6,82	6,26	6,26	6,88	
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	17,05	14,98	15,60	16,25	
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	13,78	11,95	12,23	12,8	
Masa del agua (g)	m2 - m3	3,27	3,03	3,37	3,45	
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	6,96	5,69	5,97	5,92	
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	46,98	53,25	56,45	58,28	
Límite Líquido	ω (%)	53,74				
Observaciones						

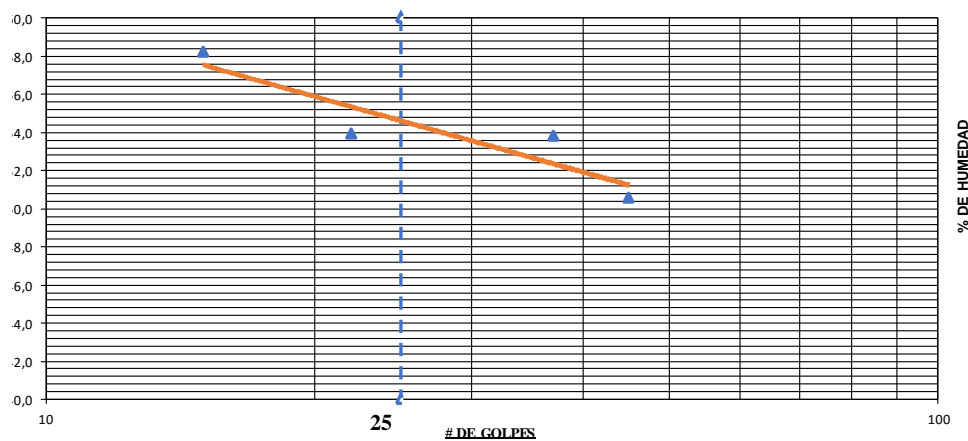
HUMEDAD vs # DE GOLPES.



FICHA DE LABORATORIO						
UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS						
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA						
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla						
		Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022		Ficha: 2/3
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay						
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas						
	Recipiente N°	108	109	110		
Masa del recipiente (g)	m1	6,69	6,69	6,84		
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	11,45	12,29	11,35		
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	10,07	10,66	10,04		
Masa del agua (g)	m2 - m3	1,38	1,63	1,31		
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	3,38	3,97	3,20		
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	40,83	41,06	40,94		
Límite Plástico	ω (%)	40,94				
Observaciones						

FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS					
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA					
DETERMINACION DEL LIMITE LÍQUIDO					
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022		Ficha: 3/3	
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas					
Punto N°		1	2	3	4
N° de golpes		45	37	22	15
Recipiente N°		11	71	40	27
Masa del recipiente (g)	m1	6,87	6,28	6,85	6,29
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	17,95	17,71	15,24	17,76
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	14,23	13,71	12,3	13,54
Masa del agua (g)	m2 - m3	3,72	4	2,94	4,22
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	7,36	7,43	5,45	7,25
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	50,54	53,84	53,94	58,21
Límite Líquido	ω (%)	54,13			
Observaciones					

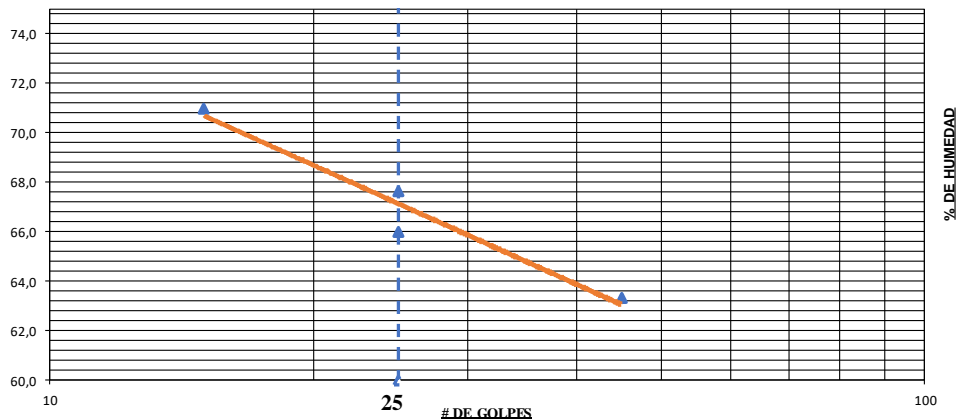
HUMEDAD vs # DE GOLPES.




FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS				
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA				
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla				
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022		Ficha: 3/3
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay				
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas				
Recipiente N°		2	8	14
Masa del recipiente (g)	m1	6,29	6,29	6,29
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	10,65	11,29	10,35
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	9,39	9,86	9,14
Masa del agua (g)	m2 - m3	1,26	1,43	1,21
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	3,10	3,57	2,85
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	40,65	40,06	42,46
Límite Plástico	ω (%)	41,05		
Observaciones				

FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS					
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA					
DETERMINACION DEL LIMITE LÍQUIDO					
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022		Ficha: 1/3	
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón oscuro con presencia de piedras y grumos.					
Punto N°		1	2	3	4
N° de golpes		45	25	25	15
Recipiente N°		10	18	69	69
Masa del recipiente (g)	m1	6,83	6,84	6,88	6,87
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	16,27	17,93	18,7	17,01
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	12,61	13,52	13,93	12,8
Masa del agua (g)	m2 - m3	3,66	4,41	4,77	4,21
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	5,78	6,68	7,05	5,93
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	63,32	66,02	67,66	70,99
Límite Líquido	ω (%)	67,00			
Observaciones					

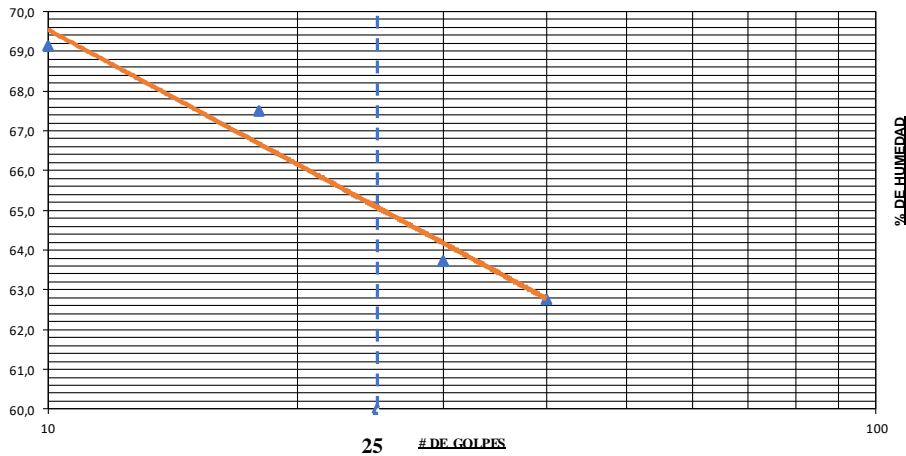
HUMEDAD vs # DE GOLPES.




FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS				
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA				
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla				
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022		Ficha: 1/3
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay				
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas				
Recipiente N°		11	1,01	12
Masa del recipiente (g)	m1	6,24	6,82	6,26
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	9,91	10,46	9,75
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	8,65	9,20	8,55
Masa del agua (g)	m2 - m3	1,26	1,26	1,20
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	2,41	2,38	2,29
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	52,28	52,94	52,40
Límite Plástico	ω (%)	52,54		
Observaciones				

FICHA DE LABORATORIO						
UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS						
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA DETERMINACION DEL LIMITE LÍQUIDO						
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla						
		Grupo: 1	Fecha: 24/05/2022	Ficha: 2/3		
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay						
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón oscuro con presencia de piedras y grumos						
Punto N°		1	2	3	4	
N° de golpes		40	30	18	10	
Recipiente N°		6	68	105	102	
Masa del recipiente (g)	m1	6,85	6,84	6,22	6,27	
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	17,04	18,58	18,18	21,46	
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	13,11	14,01	13,36	15,25	
Masa del agua (g)	m2 - m3	3,93	4,57	4,82	6,21	
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	6,26	7,17	7,14	8,98	
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	62,78	63,74	67,51	69,15	
Límite Líquido	ω (%)	65,79				
Observaciones						

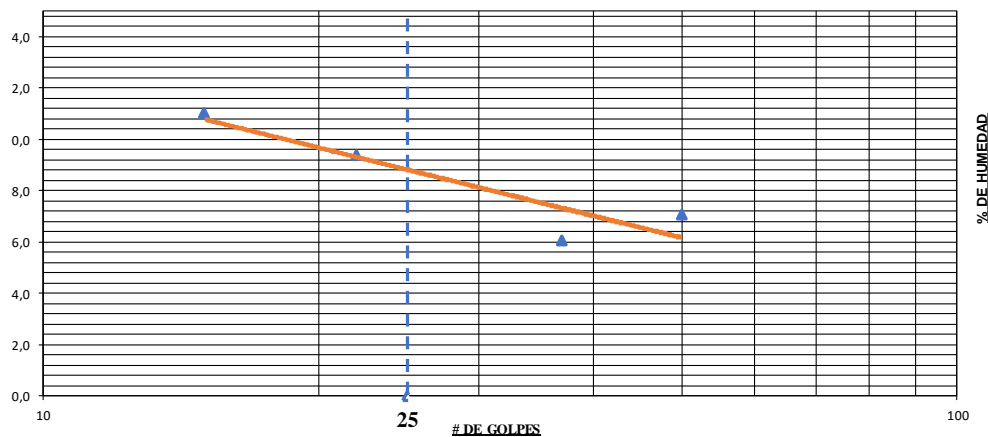
HUMEDAD vs # DE GOLPES.




FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS					
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA					
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla					
		Grupo: 1	Fecha: 24/05/2022	Ficha: 2/3	
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas					
Recipiente N°		5	103	22	
Masa del recipiente (g)	m1	6,70	6,75	6,23	
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	7,92	8,93	9,67	
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	7,51	8,20	8,53	
Masa del agua (g)	m2 - m3	0,41	0,73	1,14	
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	0,81	1,45	2,30	
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	50,62	50,34	49,57	
Límite Plástico	ω (%)	50,18			
Observaciones					


FICHA DE LABORATORIO					
UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS					
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA					
DETERMINACION DEL LIMITE LÍQUIDO					
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla					
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022		Ficha: 3/3	
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay					
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de piedras y grumos					
Punto N°		1	2	3	4
N° de golpes		50	37	22	15
Recipiente N°		120	121	122	123
Masa del recipiente (g)	m1	6,84	6,85	6,87	6,29
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	17,85	17,71	15,34	17,92
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	13,43	13,39	11,87	13,09
Masa del agua (g)	m2 - m3	4,42	4,32	3,47	4,83
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	6,59	6,54	5	6,8
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	67,07	66,06	69,40	71,03
Límite Líquido	ω (%)	68,39			
Observaciones					

HUMEDAD vs # DE GOLPES.



FICHA DE LABORATORIO			
UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS			
DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA			
Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla			
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022	
Ficha: 3/3			
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay			
Descripción de la muestra: Muestra de color marrón claro con presencia de limos y arcillas			
Recipiente N°		71	25
Masa del recipiente (g)	m1	6,71	6,27
Masa del recipiente + suelo humedo (g)	m2	7,95	8,29
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m3	7,53	7,61
Masa del agua (g)	m2 - m3	0,42	0,68
Masa del suelo seco (g)	m3 - m1	0,82	1,34
Contenido de agua (%)	$\frac{m2 - m3}{m3 - m1} \times 100$	51,22	50,75
Límite Plástico	ω (%)	50,77	
Observaciones			

FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO DE LA MUESTRA 1 Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla		
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022
Límite Líquido	ω (%)	52,68
Límite Plástico	ω (%)	41,09
Índice Plástico	%	11,59

FICHA DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DEL AZUAY PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DE CONSISTENCIA LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO DE LA MUESTRA 2 Realizado por: Andrés Ochoa, David Pulla		
Grupo: 1		Fecha: 24/05/2022
Límite Líquido	ω (%)	67,06
Límite Plástico	ω (%)	51,16
Índice Plástico	%	15,90

Anexo 1.3.4. Gravedad específica

FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS				
DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA				
Realizado por: Andres Ochoa, David pulla				
Grupo: 1		Fecha: 19/05/2022		
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay				
Descripción de la muestra: Muestra de color marron claro con presencia de limos y arcillas				
Método de ensayo: Método gravimetrico				
Volumen del matraz: 500 ml				
Matraz N°		1	2	3
Temperatura de ensayo (°C)	T_e	20	20	20
Masa del matraz + agua (g)	m_{fw}	653,76	652,99	651,86
Masa del matraz + agua + suelo (g)	m_{fsw}	703,83	704,05	702,98
Recipiente N°		1	2	3
Masa del recipiente (g)	m_r	247,25	223,04	228,01
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_{rSS}	327,28	304,89	309,75
Masa de los solidos de suelo (g)	$m_s = m_{rSS} - m_r$	80,03	81,85	81,74
Gravedad especifica a T°C de ensayo	$G_e = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s}{m_{fw} - (m_{fsw} - m_s)}$	2,67	2,66	2,67
Coeficiente de temperatura	K	1	1	1
Gravedad especifica a 20°C	$G_{20°C} = K X G_e$	2,67	2,66	2,67
Gravedad especifica	G_s	2,666		
Observaciones:				

FICHA DE LABORATORIO				
UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
PRÁCTICA DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS				
DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA				
Realizado por: Andres Ochoa, David pulla				
Grupo: 1		Fecha: 20/05/2022		
Localización del suelo: La Asunción, Giron, Azuay				
Descripción de la muestra: Muestra de color marron oscuro con presencia de piedras y grumos				
Método de ensayo: Método gravimetrico				
Volumen del matraz: 500 ml				
Matraz N°		1	2	3
Temperatura de ensayo (°C)	T_e	20	20	20
Masa del matraz + agua (g)	m_{fw}	653,76	652,99	651,86
Masa del matraz + agua + suelo (g)	m_{fsw}	705,88	703,75	703,57
Recipiente N°		1	2	3
Masa del recipiente (g)	m_r	247,25	223,04	228,01
Masa del recipiente + suelo seco (g)	m_{rSS}	334,11	307,89	314,25
Masa de los solidos de suelo (g)	$m_s = m_{rSS} - m_r$	86,86	84,85	86,24
Gravedad especifica a T°C de ensayo	$G_e = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{m_s}{m_{fw} - (m_{fsw} - m_s)}$	2,50	2,49	2,50
Coeficiente de temperatura	K	1	1	1
Gravedad especifica a 20°C	$G_{20°C} = K X G_e$	2,50	2,49	2,50
Gravedad especifica	G_s	2,496		
Observaciones:				

Anexo 1.4.1. Tirantes de agua

MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 1 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,76 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,6 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	3
2	9
3	19
4	21
5	4



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 2 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 1,9 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,4 metros

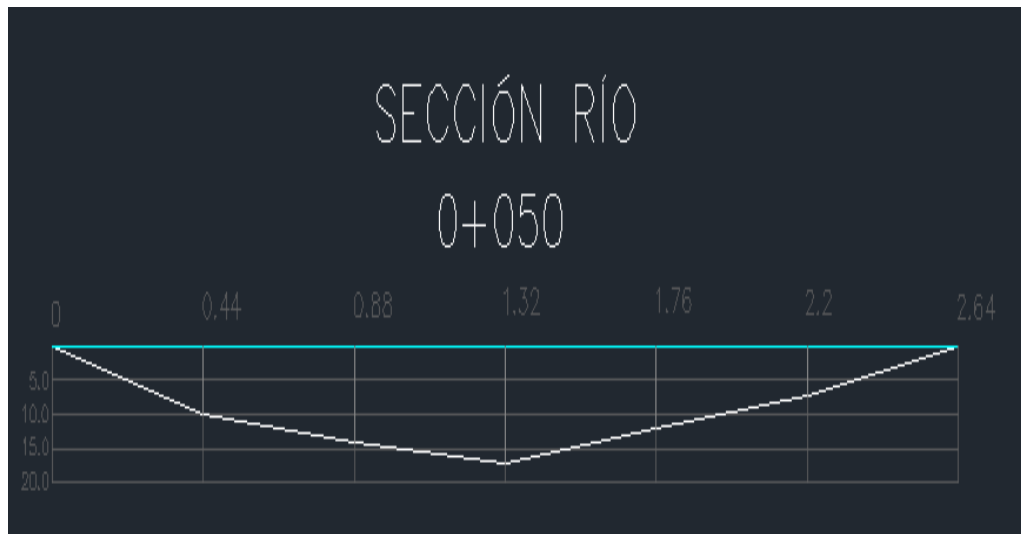
Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	20
2	31
3	45
4	39
5	45
6	0



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 3 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,6 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,5 metros

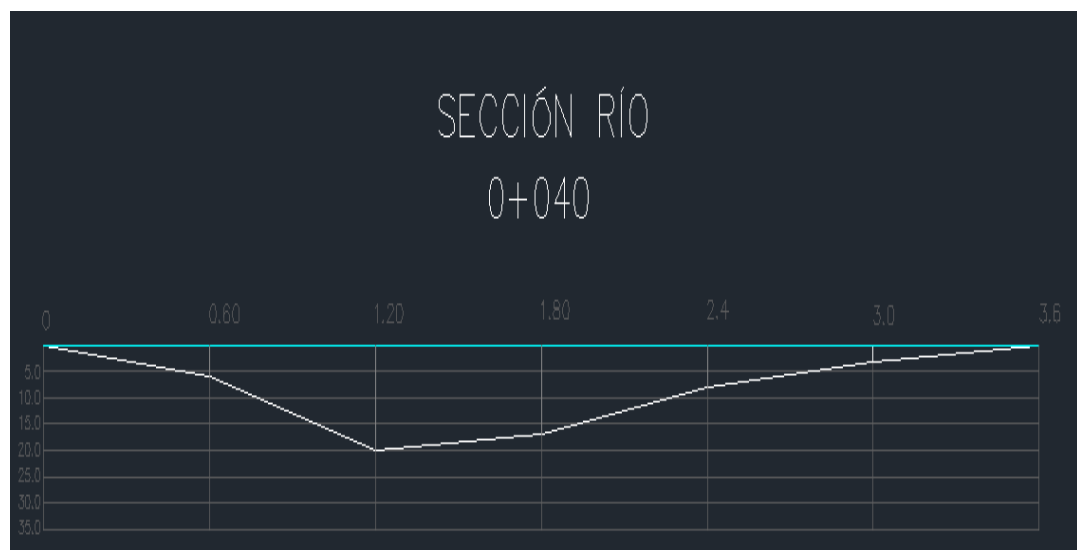
Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	10
2	14
3	17
4	12
5	7



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 4 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 3,6 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,7 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	6
2	20
3	17
4	8
5	3



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 5 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,16 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,4 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	17
2	21
3	24
4	16
5	3



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 6 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,52 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,5 metros

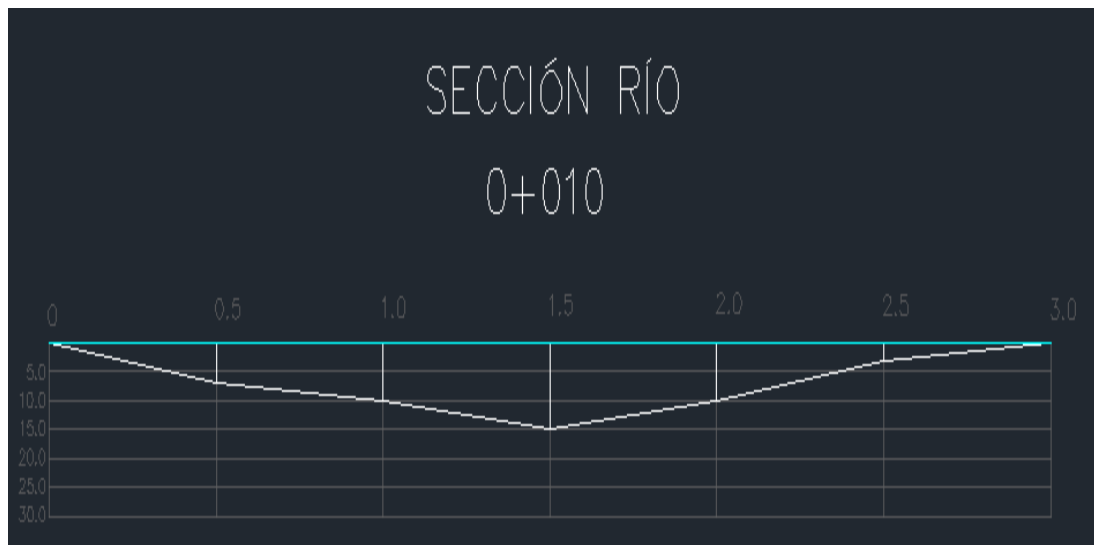
Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	12
2	15
3	26
4	14
5	6



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 7 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 3 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,6 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	7
2	10
3	15
4	10
5	3



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 8 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,22 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,4 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	15
2	22
3	20
4	16
5	3



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 9 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,22 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,4 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	5
2	16
3	20
4	7
5	4



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 10 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,22 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,4 metros

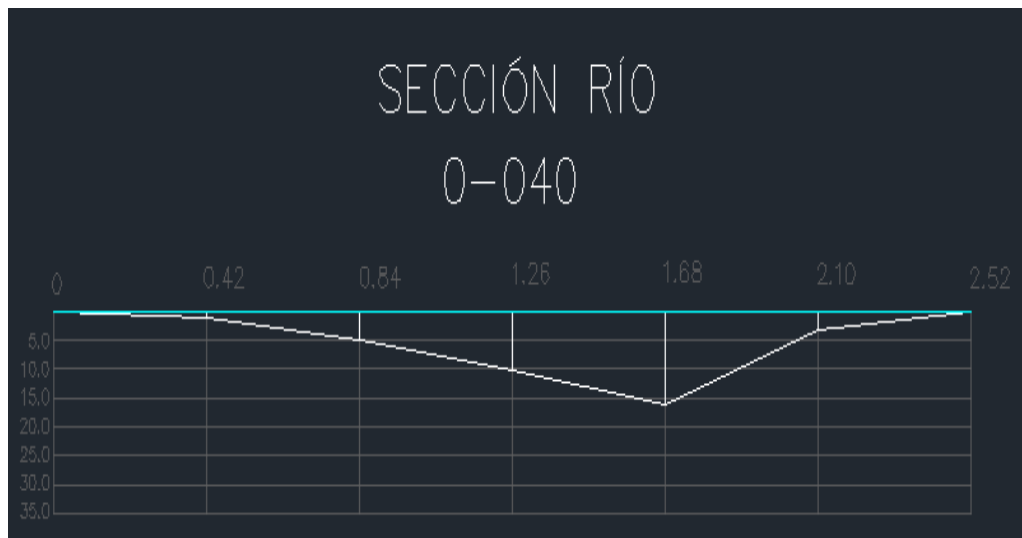
Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	9
2	18
3	20
4	15
5	7



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 11 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,52 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,5 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	1
2	5
3	10
4	16
5	3



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 12 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,52 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA 0,5 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	1
2	5
3	10
4	16
5	3



MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 13 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,76 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA: 0,55 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	5
2	14
3	20
4	20
5	4



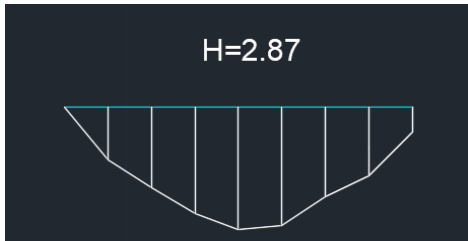
MEDICIÓN DE TIRANTES DE RÍO

AFORADOR: Andres Ochoa **Fecha:** 9/6/2022
SECCIÓN: 14 de 14 **Observaciones:**
ANCHO: 2,04 metros
ANCHO DE FRANJA
MEDIDA: 0,41 metros

Punto de Sección No	Tirante (cm)
1	10
2	25
3	27
4	15
5	12



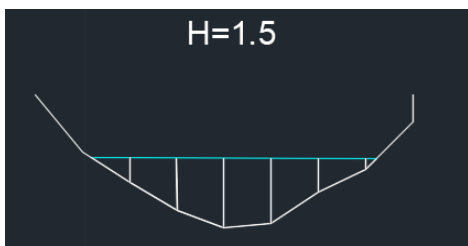
1.4.2. Cálculo nivel de crecida del río



i	a _i	p _i	r _i	S	η _i	η	q _i	
	[m ²]	[m]	[m]	[m/m]			[m ³ /s]	
1	0,62	2,83	0,22	0,02	η ₁	0,040	0,8	
2	1,57	4,34	0,36	0,02	η ₁	0,040	2,82	
3	2,20	5,57	0,40	0,02	η ₁	0,040	4,19	
4	2,69	6,44	0,42	0,02	η ₁	0,040	5,32	
5	2,83	6,65	0,43	0,02	η ₂	0,040	5,66	
6	2,44	6,01	0,41	0,02	η ₂	0,040	4,73	
7	1,86	4,83	0,39	0,02	η ₂	0,040	3,48	
8	1,10	3,64	0,30	0,02	η ₂	0,040	1,75	
							Σq _i	28,75

Nota: Disminuir H, Q>Qd

H 1,5



i	a _i	p _i	r _i	S	η _i	η	q _i	
	[m ²]	[m]	[m]	[m/m]			[m ³ /s]	
1	0,00	0,00	0,00	0	0	0,000	0	
2	0,21	1,50	0,14	0,02	η ₁	0,040	0,2	
3	0,82	2,83	0,29	0,02	η ₁	0,040	1,27	
4	1,32	3,70	0,36	0,02	η ₁	0,040	2,35	
5	1,45	3,91	0,37	0,02	η ₂	0,040	2,65	
6	1,07	3,35	0,32	0,02	η ₂	0,040	1,77	
7	0,49	2,08	0,24	0,02	η ₂	0,040	0,66	
8	0,02	0,59	0,03	0,02	η ₂	0,040	0,01	
							Σq _i	8,91

Nota: Aumentar H, Q<Qd

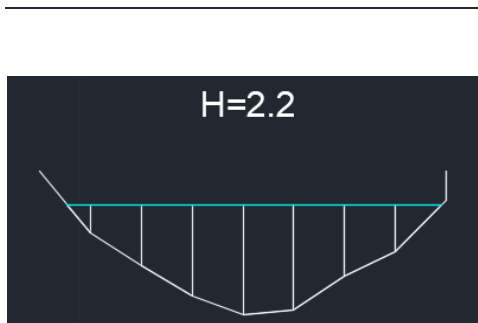
Interpolacion para calcular el nivel de rio ideal

	Q	H
1	28,75	2,9
D	18,35	2,2
2	8,91	1,5

Ecuaciones de Interpolación

$$\frac{H_1 - H_2}{Q_1 - Q_2} = \frac{\Delta X}{Q_D - Q_2}$$

$$\Delta X = \frac{(H_1 - H_2) \cdot (Q_D - Q_2)}{Q_1 - Q_2}$$

$$H_D = H_2 + \Delta X$$


i	a _i	p _i	r _i	S	η _i	η	q _i	
	[m ²]	[m]	[m]	[m/m]			[m ³ /s]	
1	0,13	1,30	0,10	0,02	η ₁	0,040	0,1	
2	0,90	3,00	0,30	0,02	η ₁	0,040	1,43	
3	1,53	4,23	0,36	0,02	η ₁	0,040	2,75	
4	2,02	5,10	0,40	0,02	η ₁	0,040	3,84	
5	2,16	5,31	0,41	0,02	η ₂	0,040	4,18	
6	1,77	4,75	0,37	0,02	η ₂	0,040	3,24	
7	1,19	3,49	0,34	0,02	η ₂	0,040	2,05	
8	0,43	2,27	0,19	0,02	η ₂	0,040	0,5	
							Σq _i	18,09

Nota: Aumentar H, Q<Qd

H 2,2

Nota: Q ≈ qd

1.4.3. Cálculo de curva de área y gasto acumulado

Abcisa	Ábcisa (acum.)	Eje Y	Área	Caudal	Área (acum.)	Caudal (acum.)
[m]	[m]		[m ²]	[m ³ /s]	[m ²]	[m ³ /s]
0	0	0	0	0	0	0
1	1	0	0,13	0,1	0,13	0,1
1	2	0	0,90	1,43	1,03	1,53
1	3	0	1,53	2,75	2,56	4,28
1	4	0	2,02	3,84	4,58	8,12
1	5	0	2,16	4,18	6,73	12,3
1	6	0	1,77	3,24	8,50	15,54
1	7	0	1,19	2,05	9,69	17,59
1	8	0	0,43	0,5	10,12	18,09

Anexo 1.5.1. Diseño de pasamano

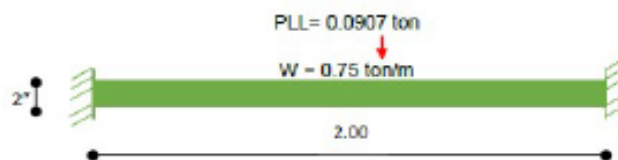
1. DISEÑO DE PASAMANOS

Consideramos una sobrecarga de 0.75 T/m mas una carga concentrada de 0.0907 ton actuando simultáneamente. (AASHTO Art. 13.8.2)

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

$$PLL := 0.0907 \text{ ton}$$

$$W := 0.075 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



a) Solicitaciones

Momento por sobrecarga de diseño

Momento para carga concentrada

$$M_W := \frac{W \cdot L^2}{12}$$

$$M_{PLL} := \frac{PLL \cdot L}{8}$$

$$M_W = 0.025 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{PLL} = 0.023 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Por suposición de efectos el momento negativo es igual a :

$$M := 2 \cdot M_W + M_{PLL}$$

$$M = 0.073 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Considerando el factor de carga viva

El estado limite resistencia momento último es igual a:

$$Y_{LL} := 1.75$$

$$M_u := M \cdot Y_{LL}$$

$$M_u = 0.127 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

b) Geometría del pasamanos

$D_e := 6.03$	cm	Diámetro exterior
$t := 0.30$	mm	Espesor del perfil tubular
$D_i := 5.73$	cm	Diámetro interior
$A := 5.40$	cm^2	Área
$R := 3.02$	cm	Radio del perfil
$Z := 7.37$	cm^3	Modulo plástico
$F_y := 2320$	$\frac{Kg}{cm^2}$	Esfuerzo de fluencia tubo estructural A-500 grado A, para tubo estructural redondo (Norma ASTM-500)
$E := 2100000$		Módulo elasticidad del acero

b) Momento resistente

La relación entre el diámetro y el espesor del tubo estructural sometido a flexión, debe ser menor a 0.45 veces la relación entre el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia del acero.

$$\frac{D_e}{t} = 20.1 \quad 0.45 \cdot \frac{E}{F_y} = 407.33$$

$$\frac{D_e}{t} < 0.45 \frac{E}{F_y} \quad OK$$

$$M_n := F_y \cdot Z$$

$$M_n = 17098.4 \quad Kg \cdot cm$$

$\phi_f := 1$ Factor de resistencia para el diseño a flexión

$$M_r := \phi_f \cdot M_n$$

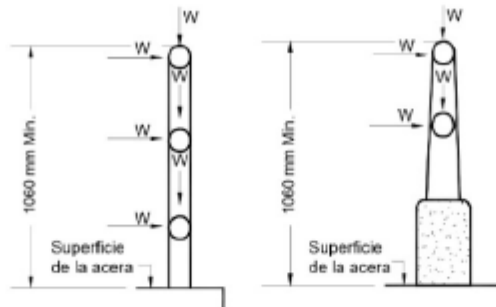
$$M_r = 17098.4 \quad Kg \cdot cm$$

$$M_r = 0.171 \quad ton \cdot m$$

$$M_r > M_u \quad OK$$

Anexo 1.5.2. Diseño de poste

2. DISEÑO DEL POSTE



$L := 2 \text{ m}$ Distancia entre poste

$hp := 1 \text{ m}$ Altura del poste

Se aplica una carga concentrada

$$P_{LL} := 0.0907 + W \cdot L$$

$$P_{LL} = 0.241 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

a) Solicitaciones

$$M := P_{LL} \cdot hp$$

$$M = 0.241 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Considerando el factor de carga viva

El estado limite resistencia momento último es igual a:

$$Y_{LL} := 1.75$$

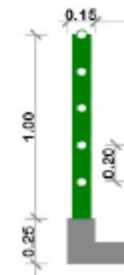
$$M_u := Y_{LL} \cdot M$$

$$M_u = 0.421 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

b) Geometría del poste

$b := 7.50 \text{ cm}$ Base del perfil

$t := 0.30 \text{ cm}$ Espesor del perfil



$I := 76.13 \text{ cm}^4$	Inercia con respecto al eje Y
$A := 8.41 \text{ cm}^2$	Área del perfil
$Z := 19.99 \text{ cm}^3$	Módulo plástico respecto al eje y
$Fy_{A500c} := 2740 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo de fluencia tubo estructural A-500 grado A, para tubo estructura redondo (Norma ASTM).

c) Momento resistente

$$M_n := Fy_{A500c} \cdot Z$$

$$M_n = 54772.6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$\phi f := 1$ Factor de resistencia para el diseño a flexión

$$\phi f \cdot M_n = 54772.6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_r := 0.548 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_r > M_u \quad \text{OK}$$

3. DISEÑO DEL BORDILLO

$M_u := 42100 \text{ kg} \cdot \text{cm}$	Momento en la base del poste
$b := 15 \text{ cm}$	Ancho del bordillo de hormigón
$h := 15 \text{ cm}$	Altura del bordillo de hormigón
$\beta_1 := 0.85$	Factor para hormigones menores a 28 Mpa
$d := 12.50 \text{ cm}$	Distancia efectiva
$f_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	Resistencia a la compresión del hormigón

El momento en la base del poste hace trabajar al hormigón a compresión en una distancia c y las varillas a tracción.

Distancia del eje neutro hasta la fibra más comprimida

$$c = \frac{h}{\beta_1}$$

$$c := 7.50 \text{ cm}$$

Peralte equivalente al esfuerzo de compresión

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$a := 6.38 \text{ cm}$$



Fuerza de compresión

$$C := \frac{M_u}{d - \frac{a}{2}}$$

$$C = 4522.019 \text{ kg}$$

Esfuerzo en el hormigón

$$fca := \frac{2 \cdot C}{b \cdot h}$$

$$fca = 40.196 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

 $\phi := 0.8$ Factor de resistencia para compresión en zonas de anclaje

Esfuerzo de hormigón

$$Rca := \phi \cdot fca$$

$$Rca = 168 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rca > fca \text{ OK}$$

Anexo 1.5.3. Diseño de losa

4. DISEÑO DE LA LOSA

La losa se diseñará con el refuerzo principal transversal al paso peatonal, para determinar la losa en una dirección se procedió al ACI 318S-14, donde sugiere si debe ser en una o dos direcciones.

$$\frac{l_{larga}}{l_{corta}} > 2 \quad \frac{10}{2.2} = 4.55 > 2 \quad \text{Una dirección}$$

Según tabla 7.3.1.1 de ACI 318S-14, donde tomaremos el espesor mínimo para losas en una sola dirección simplemente apoyada $l/20$.

Condición de apoyo	H mínimo
Simplemente apoyada	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

$$\frac{l}{20} = \frac{2.2}{20} = 0.11 \text{ m} \quad \text{Adaptamos un espesor de 0.12 m para la losa}$$

$$Sv := 1.90 \text{ m} \quad \text{Separación entre vigas}$$

$b := 2.20 \text{ m}$ Ancho de tablero de hormigón

$t := 0.12$ Espesor losa

Geometría de la losa



a) Cargas y solicitaciones

Se calcularan para 1 m de diseño

b) Peso propio de las protecciones laterales

$h := 0.15 \text{ m}$ Altura del bordillo

$b := 0.15$ Ancho del bordillo

$\gamma_h := 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ Peso específico del hormigón

$W_{DCP} := 4.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ Peso del pasamanos 60x3x3 mm Norma ASTM A500 Grado A

$W_{DCP_b} := 6.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ Peso del pasamanos 75x75x3 mm Norma ASTM A500 Grado A

$W_{DCP_l} := 0.53 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ Peso de la placa 150x150x3 mm Norma ASTM A500 Grado 36

Peso propio baranda por peso lineal

Peso propio concentrado de la baranda

$$W_{DCB} := 6 \cdot W_{DCP} + \frac{W_{DCP_b}}{2} + \frac{W_{DCP_l}}{2}$$

$$P_{DCB} := W_{DCB} \cdot 1$$

$$W_{DCB} = 29.01 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$P_{DCB} := W_{DCB} \cdot 1 = 29.01 \text{ Kg}$$

$$W_{DCB} = 0.029 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_{DCB} := 0.029 \text{ ton}$$

Peso propio bordillo por peso lineal

Peso propio concentrado del bordillo

$$W_{DCBo} := h \cdot b \cdot \gamma h$$

$$P_{DCBo} := W_{DCBo} \cdot 1$$

$$W_{DCBo} = 0.054 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_{DCBo} = 0.054 \text{ ton}$$

Peso propio protecciones laterales

$$P_{DC} := P_{DCB} + P_{DCBo} = 0.083$$

$$P_{DC} = 0.083 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

c) Peso propio del tablero de hormigón

$b := 1 \text{ m}$ Ancho de diseño

$t := 0.12 \text{ m}$ Espesor del tablero

$$\gamma h := 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico del hormigón}$$

Peso propio del tablero

$$W_{DCr} := b \cdot t \cdot \gamma h$$

$$W_{DCr} = 0.288 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

...

d) Sobrecarga viva

Tenemos la carga peatonal de 0.42 ton/m² según lo que dice la AASHTO LRFD 2014 y de 0.5 ton/m² según lo que dice la NEC, por lo tanto para estar al lado de la seguridad, se tomara la carga mas alta.

$$W_{PL} := 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_{PL} := \frac{0.5 \cdot 2.2}{2} = 0.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

e) Determinamos el peso distribuido del hormigón en toda la losa

$$\delta = \frac{m}{V}$$

$$m = \delta \cdot V$$

Donde:

δ : Densidad del hormigón

m: masa del hormigón

V: volumen del hormigón

$$\delta := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$b := 10 \text{ m}$$

$$h := 2.2 \text{ m}$$

$$A := b \cdot h$$

$$A = 22 \text{ m}^2$$

$$V := A \cdot t = 2.64 \text{ m}^3$$

$$w := \frac{\delta \cdot V \cdot 9.81}{1000} = 62.16 \text{ KN}$$

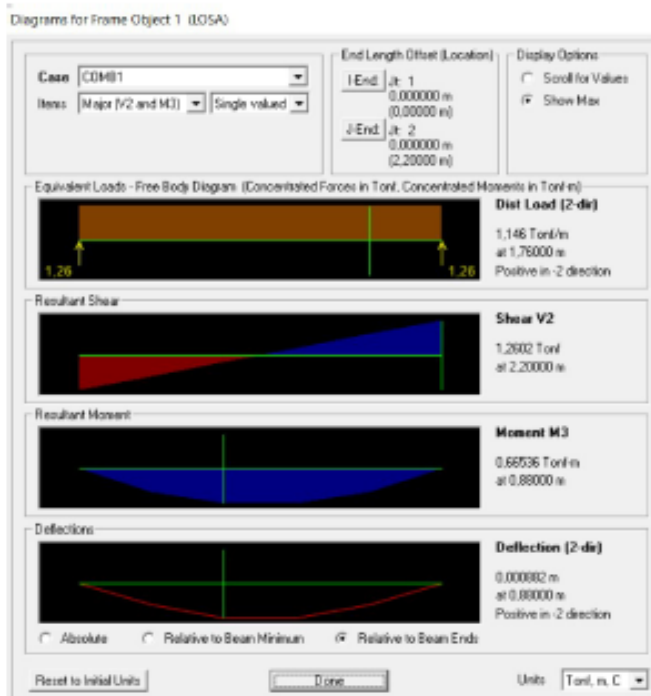
$$w := 6.34 \text{ ton} \quad \text{Carga puntual}$$

$$WHo := \frac{w}{A} = 0.29 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Carga distribuida en metro cuadrado}$$

$$Wlosa := \frac{w}{b} = 0.634 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Wld := \frac{Wlosa}{2} = 0.317 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad \text{Carga distribuida para dos vigas}$$

e) Calculo de acero de refuerzo



Diseño a cortante de la losa

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$f_c := 21 \text{ Mpa}$$

$$d := t - 0.02 = 0.1$$

$$b := 1 \text{ m}$$

$$\phi V_c := 0.75 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.0573 \text{ MN} = 57.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c := 5.84 \text{ ton}$$

El cortante de diseño ϕV_c en este caso es mayor al cortante máximo de la losa, por lo tanto la losa no necesita acero.

Diseño a flexión de la losa

$$f_y := 420 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{max} = \gamma \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.005} \right)$$

$$\rho_{max} := 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.014$$

Luego

$$AS_{MAX} := \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$AS_{MAX} = 0.00135 \text{ m}^2$$

$$AS_{MAX} = 14 \text{ cm}^2$$

Este es el acero máximo con el que se puede reforzar el metro de ancho de losa para lograr una falla dúctil de la losa.

A este acero máximo AS_{max} le corresponde un Momento de diseño máximo que puede resistir la losa, igual a:

$$\phi M_{MAX} = 0.90 \cdot AS_{MAX} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{AS_{MAX} \cdot f_y}{2 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b} \right) |$$

Cálculo de acero en losa

$$As = \frac{0.9 \cdot d - \sqrt{0.81 \cdot d^2 - \frac{1.8 \cdot M_u}{\gamma \cdot f_c \cdot b}}}{\frac{0.9 \cdot f_y}{\gamma \cdot f_c \cdot b}}$$

$$As := \frac{0.9 \cdot d - \sqrt{0.81 \cdot 0.1^2 - \frac{1.8 \cdot 0.006525}{0.85 \cdot 21 \cdot 1}}}{\frac{0.9 \cdot 420}{0.85 \cdot 21 \cdot 1}}$$

$$As = 1.763 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad As := 1.76 \text{ cm}^2$$

Pero además si el acero obtenido por esta fórmula es menor al Acero mínimo A_{s-min} , este último regirá el diseño.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot \frac{420}{fy} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} := 0.0018 \cdot \frac{420}{420} \cdot 1 \cdot 0.12$$

$$A_{s_{min}} = 2.16 \cdot 10^{-4} \quad A_{s_{min}} := 2.16 \text{ cm}^2$$

Considerando una franja de 1 m de ancho, un espesor de 120 mm, con acero según A_s de 216 entonces $2\phi=12$ mm, peralte efectivo será:

$$d := 120 - 12 - 10 = 98 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$\rho_b := 0.51 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c}{fy} = 0.022$$

$$\rho_{min} := \frac{1.4}{fy} = 0.0033$$

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.011$$

$$\rho = \frac{A_{s_{min}}}{b \cdot d}$$

$$A_{s_{min}} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 326.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{real}} := 3.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{real}} > A_{s_{min}} \quad OK$$

Distribución de aceros a flexión

$$\phi 12mm = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\#Barras := \frac{A_{s_{real}}}{1.13} = 2.894$$

Se escoge 4 barras de 12 mm

$$A_s \phi = 4 \phi 12mm = 4.52 \text{ cm}^2$$

Se colocara 4 ϕ 12mm @25 cm

ϕ mm	Área(mm ²)
8	50,26
10	78,54
12	113,10
14	153,94
16	201,06
18	254,47
20	314,16
22	380,13
25	490,87
28	615,75
32	804,25
36	1017,88

TABLA DE VARILLAS								
Diám /mm	Kg/m	12 m		9m		6 m		TOLERANCIA
		Kg	Var x Qq	Kg	Var x Qq	Kg	Var x Qq	
8	0.395	4.740	9.568	3.555	12.757	2.370	19.136	± 50mm
10	0.617	7.404	6.125	5.553	8.167	3.702	12.251	
12	0.888	10.656	4.256	7.992	5.675	5.328	8.512	
14	1.208	14.496	3.129	10.872	4.171	7.248	6.257	
16	1.578	18.936	2.395	14.202	3.193	9.468	4.790	
18	1.998	23.976	1.892	17.982	2.522	11.988	3.783	
20	2.466	29.592	1.533	22.194	2.043	14.796	3.065	
22	2.984	35.808	1.267	26.856	1.689	17.904	2.533	
25	3.853	46.236	0.981	34.677	1.308	23.118	1.962	
28	4.834	58.008	0.782	43.506	1.042	29.004	1.564	
32	6.313	75.756	0.599	56.817	0.798	37.878	1.197	
36	7.990	95.880	0.473	71.910	0.631	47.940	0.946	

PROPIEDADES MECÁNICAS		MPa	kgf/mm2
Límite de fluencia mínimo		420	42
Límite de fluencia máximo		540	55
Resistencia a la tracción mínima		550	56
ALARGAMIENTO (%) MÍNIMO CON PROBETA		Lo=200mm	
Diámetro nominal (mm)		%	
8-20		14	
22-32		12	

DOBLADO A 180°	
Diámetro nominal (d) mm	Diámetro del mandril
8-18	3d
20-25	4d
28-32	6d

Ancho de losa + Ancho bordillo

$$2.2 + 0.20 = 2.4$$

Tamaño de cada varilla

$$2.4 \cdot 40 = 96$$

$$\frac{96}{12} = 8 \quad \# \text{varillas} = 8 \text{ varillas corrugadas de 12 m para todo la losa del puente}$$

Peso varilla de 12m de 12mm = 10.66 kg=0.0106ton

$$P_{\text{acero}} := 0.0106 \text{ ton}$$

$$W_{\text{acero}} := 8 \cdot P_{\text{acero}}$$

$$W_{\text{acero}} = 0.085 \text{ ton}$$

Anexo 1.5.4. Diseño de viga

5. DISEÑO DE VIGA DE HORMIGÓN ARMADO

a) Cálculo del peralte

Según la tabla de altura mínima de vigas no prees forzadas de la ACI 318S-14 calculamos la altura para una viga simplemente apoyada.

Condición de apoyo	Altura mínima, h [1]
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

$l := 10 \text{ m}$ Luz de viga de diseño

$h := \frac{l}{16} = 0.625 \text{ m}$ Se tomara una altura mínima de 0.65 m

$h := 0.65 \text{ m}$

Según la ACI 318S-14 indica que para zonas sísmicas, la base mínima de la viga debe ser de 0.30 m :

$b := 0.30 \text{ m}$

b) Geometría de la viga



c) Datos

$b := 0.30 \text{ m}$ Ancho de viga $L := 10 \text{ m}$ Luz del puente

$h := 0.65 \text{ m}$ Altura de viga $\phi := 0.9$

$t := 0.12 \text{ m}$ Espesor de viga

$\gamma_h := 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$ Peso específico del hormigón

d) Cargas

$$W_{DCT} := W_{ld} + \frac{W_{acero}}{10} + P_{DC}$$

$$W_{DCT} = 0.408 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad \text{Carga losa}$$

$$W_{viga} := b \cdot h \cdot \gamma_h$$

$$W_{viga} = 0.468 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad \text{Carga viga}$$

$$W_{DC} := W_{DCT} + W_{viga}$$

$$W_{DC} = 0.876 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad \text{Carga losa + carga viga}$$

$$W_{CV} := 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad \text{Carga viva}$$

e) Carga ultima

Según la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015 nos da una tabla de combinaciones de carga, utilizaremos la combinación 2:

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5 máx.[Lr; S; R]

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 máx.[Lr; S; R] + máx.[L; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 máx.[Lr; S; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

*Para las combinaciones 3, 4 y 5; L = 0.5 kN/m² si LO > = 4.0 kN/m²

$$C_u := 1.2 \cdot W_{DC} + 1.6 \cdot W_{CV}$$

$$C_u = 1.852 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Momento flector máximo

$$M_u := \frac{C_u \cdot L^2}{8}$$

$$M_u = 23.15 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento nominal

$$M_n := \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = 25.719 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Análisis y diseño de viga a flexión para determinar el A_s requerido para la viga según norma del ACI 318S-14:

Datos:

$$M_u = 23.15 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

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

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

$$d := 65 \text{ cm} \quad b := 30 \text{ cm}$$

$$d' := 66 - 4 = 62 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento mínimo para vigas}$$

$$\rho := \left(\frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u \cdot 100 \cdot 1000}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.00569$$

f) Cálculo de acero principal

$b := 300 \text{ mm}$

$d' := 620 \text{ mm}$

$As := \rho \cdot b \cdot d'$

$As = 1058.552 \text{ mm}^2$

Varillas en arreglo de dos capas:

#varillas: $8 \phi 16 = 1608.48 \text{ mm}^2 > As$

$4 \cdot 16 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 40 + 3 \cdot 25 = 243 < b$

Ø mm	Área(mm ²)
8	50,26
10	78,54
12	113,10
14	153,94
16	201,06
18	254,47
20	314,16
22	380,13
25	490,87
28	615,75
32	804,25
36	1017,88

g) Acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 \cdot fy}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{fy}$$

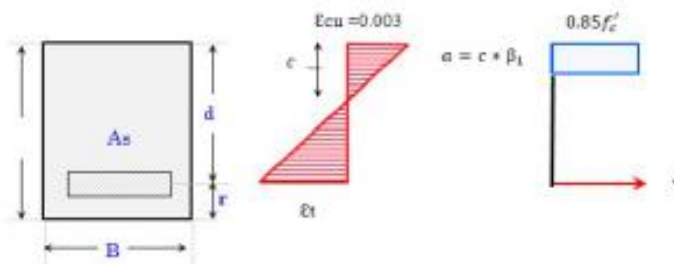
$$\rho_{min} := \frac{\sqrt{21}}{4 \cdot 420} = 0.00273$$

$$\frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$As_{min} := 0.0033 \cdot b \cdot d' = 613.8$

2 varillas de ϕ 20 mm

h) Verificación del diseño



$$\alpha = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$\alpha := \frac{14.2 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 30}$$

$\alpha = 11.137 \text{ cm}$

De la tabla 22.2.2.4.3 del ACI 318S-14, obtenemos la ecuación para determinar los valores de β_1 para distribución equivalente de refuerzos:

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

$$\beta_1 := 0.85$$

$$c := \beta_1 \cdot \alpha$$

$$c = 9.467 \text{ cm}$$

Calculamos con el nuevo $d' = 65 - 4 - 1.6 - 1.6 - 2.5 - 1.2$

$$d' = 54.1 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d' - c}{\epsilon t}$$

$$\epsilon t := \frac{0.003 \cdot (d' - c)}{c}$$

$$\epsilon t = 0.014$$

Cumple porque es mayor a 0.005, es una sección dúctil por ende el diseño se puede utilizar.

Tenemos factor de resistencia $\theta = 0.9$

$$\theta := 0.9$$

Calculamos la fuerza de tensión

$$T := A_s \cdot f_y$$

$$T := 16.08 \cdot 4200$$

$$T = 67536 \text{ kg}$$

$$T := 67.54 \text{ ton}$$

Obtenemos momento nominal:

$$Mn := T \cdot \left(d' - \frac{\alpha}{2} \right)$$

$$Mn = 3277.809 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$Mn := 32.78 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Obtenemos Momento Resistente

$$\phi \cdot Mn = 29.502 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Se comprueba que el diseño propuesto es aceptable porque cumple con lo establecido.

$$\phi \cdot Mn > M_u \quad \text{OK}$$

Anexo 1.5.5. Diseño de estribo

6. DISEÑO DE ESTRIBO

Para determinar el A_v min requerido tomamos de referencia la tabla 9.6.3.3 del ACI 318S -14, donde nos indica el cálculo para obtener el estribo mínimo.

Tipo de viga	$A_{v, \min}/s$		
No preesforzadas y preesforzadas con $A_p f_{se} <$ $0.4(A_p f_{ps} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)

Para sistema MKS tenemos:

Primera fórmula:

$$\frac{A_{v_{\min}}}{s} = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{bw}{f_y}$$

$$A_{v_{\min}} := 0.2 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{30}{4200}$$

$$A_{v_{\min}} = 0.021 \text{ cm}^2$$

Determinamos \emptyset :

$$\frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} = 0.021$$

$$\emptyset := 0.164 \text{ cm}$$

Segunda fórmula:

$$\frac{A_{v_{\min}}}{s} = 3.5 \cdot \frac{bw}{f_y}$$

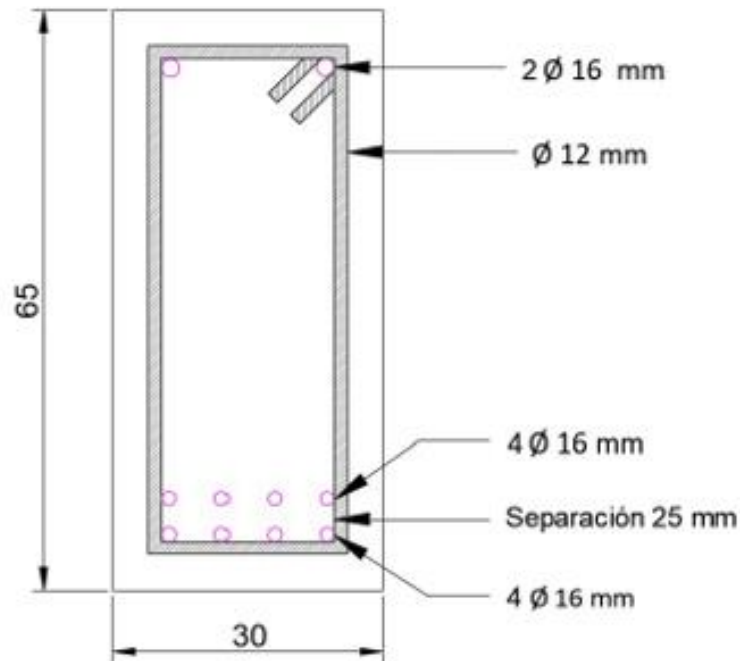
$$A_{v_{\min}} := 3.5 \cdot \frac{30}{4200}$$

$$A_{v_{\min}} = 0.025 \text{ cm}^2$$

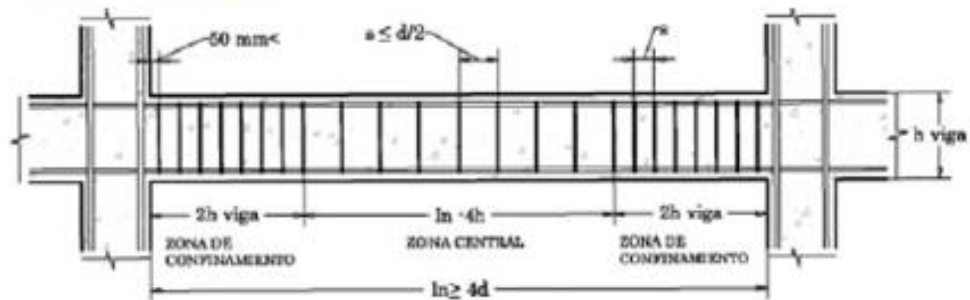
Determinamos ϕ :

$$\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.025 \quad \phi = 0.179 \text{ cm}$$

Adoptamos para nuestro diseño $\phi = 12 \text{ mm}$



Zona de confinamiento:



Según la normativa ACI 318S-14, el primer estribo se colocara a 50 mm de la cara de apoyo de la viga, la zona de confinamiento tendrá una longitud de 2H de la viga por lo tanto seria de 1.3 metros con una separación de 8 veces el diámetro mínimo de las varillas longitudinales, asumimos una separación de 10 cm para estar al lado de la seguridad.

La separación de los estribos en la zona central se colocara a una distancia $d/2$.

Por lo tanto se colocara a 25 cm.

Anexo 1.5.6. Diseño de la subestructura

VALORES DE Kh							
ALFA TIPO		5 °	10 °	15 °	20 °	25 °	30 °
1	0,27	0,27	0,27	0,28	0,30	0,38	0,41
2	0,33	0,33	0,34	0,33	0,36	0,40	0,47
3	0,42	0,42	0,43	0,44	0,46	0,50	0,63
4	0,95	0,96	0,97	1,00	1,00	1,00	1,00
5	1,14	1,17	1,21	1,23	1,28	1,41	1,41

Tipo de suelo				
	Gama suelo	Descripción	F	
1	1,40	Tierra para terraplenes seca	35°	35° a 40°
2	1,60	Tierra para terraplenes húmeda	45°	
3	1,77	Tierra para terraplenes saturada	34°	
4	1,60	Arena seca	35°	
5	1,80	Arena húmeda	40°	
6	2,00	Arena saturada	25°	
7	1,85	Gravilla seca	35°	35° a 40°
8	1,86	Gravilla húmeda	25°	
9	1,80	Grava con material grueso	45°	
10	1,80	Canto rodado	30°	
11	1,77	Agregado grueso, sin mezcla de finos		
12	1,77	Agregado grueso de baja permeabilidad, debido a mezclas de suelos finos.		
13	1,77	Suelos residuales con piedra-arena fina limosa, y material con arcilla.		
X	1,70	Arcilla suave, limo orgánico, arcillas limosas.		
15	1,70	Arcillas medianas o duras depositadas en material grueso, con pequeñas cantidades de agua en los espacios intermoleculares debido a inundaciones.		

TIPO DE SUELO SELECCIONADO	1,70	Sobrecargas
INGRESE VALOR DE LA COHESION Ton/m ²	1,10	Q = 0,84 (T/m ²)

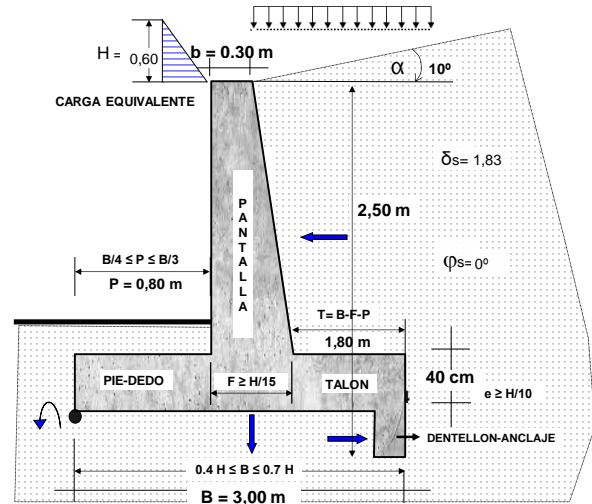
	5 °	10 °	15 °	20 °	25 °	30 °	45 °
$K_a = \tan^2(45-f/2) =$	1,00	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33
$K_h = K_a * g * z + K_a * q =$	1,70	1,43	1,20	1,00	0,83	0,69	0,29

MURO DE HORMIGON ARMADO EN CANTILIVER

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

PROYECTO : PUENTE PEATONAL
 UBICACION : LA ASUNCIÓN
 CALCULO : Ing. JOSE VAZQUEZ CALERO

PARAMETROS DE DISEÑO			
E S F U E R Z O S	HORMIGON	$f'c$ (kg/cm ²)	210
	ACERO	$f'y$ (kg/cm ²)	4.200
	SUELO	qa (kg/cm ²)	2,00
γ_s (kg/cm ³)		1,83	
FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO 1.5 recomendado			1,50
FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO 1.5 recomendado			1,50
PARAMETROS DEDUCIDOS		ángulo α	10°
		Grupo de suelo	14
		ángulo ϕ	
ϕ = Angulo de fricción interna del relleno		Kh (calculado)	1,70



CALCULO y DISEÑO ESTRUCTURAL

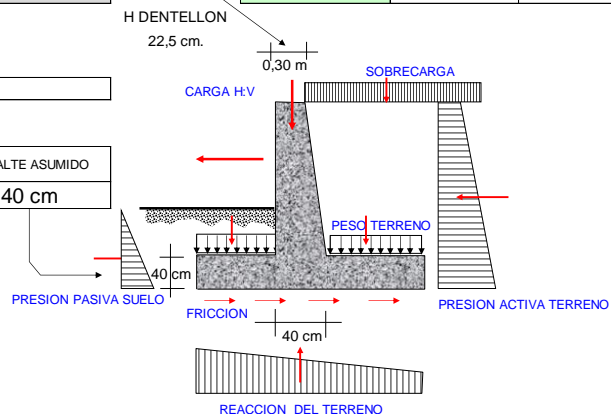
GEOMETRIA

LONGITUD DEL MURO (m)		L = 2,20 m	VALORES CALCULADOS			H EQUIVALENTE POR SOBRECARGA
ALTURA del MURO (m)		ASUMIDA H = 0,90 m	TOTAL	DEDO	TALON	0,60 m
PARAMETROS		EL MURO ES ESTABLE				
AASHTO 96 (art. 4.4.5)		RECOMENDADOS	BASE DE ZAPATA			FSD
		ACI	MINIMA	FINAL DE CALCULO	FSV	
BASE ZAPATA (m) B	(0.40-0.70) H	1 m. - 1,8 m.	B = 1,00 m	B = 3,00 m	Q-1	7,21 t/m ² okey <20 t/m ²
BASE superior de Pantalla (m) b	(0.20-0.30) m.	0,20 m.	b = 0,30 m		Q-2	0,63 t/m ² okey <20 t/m ²
H de fundación (m) h'	1.00 m. (mínimo)	1,00 m.	h' = 1,00 m		Q-3	
Pie de zapata (m) P	(0.25-0.50) B	0,3m. - 0,8m.	P = 0,80 m			

MEMORIA DE CALCULO

MOMENTO VOLCAMIENTO	$M_v = 8,10 \text{ Ton-m}$
recubrimiento en (cm.)	8 cm
PERALTE DEL DEDO	$d = 19,92 \text{ cm}$
CALCULO = (d+r)	40 cm
MINIMO $\geq H/15$	$d = 12,67 \text{ cm}$
asumir Base inferior Pantalla (cm) $(b+e_{zapata})/2 =$	40 cm

CALCULO DE LA ESTABILIDAD	
→ EMPUJE PASIVO	$PV = 11,75 \text{ ton/m}$
← EMPUJE ACTIVO	$PH = 9,72 \text{ ton/m}$
MOMENTO VOLCAMIENTO	8,10 tn-m
MOMENTO ESTABILIZADOR	20,80 tn-m



FACTORES DE SEGURIDAD	
POR DESLIZAMIENTO	0,73
POR VOLCAMINETO	2,57
X = 1,08 m.	$e_x = 0,42$ m.
EL TERCIO MEDIO : ≥ 1 m. ≤ 2 m.	

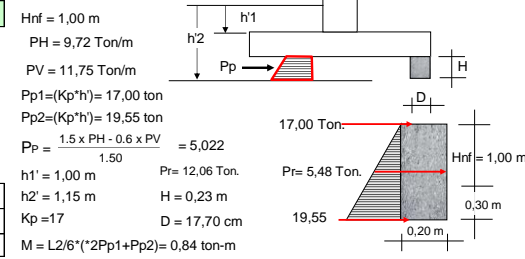
falla al deslizamiento ha sido absorbida por el dentellon diseñado
 Okey $\Rightarrow 1,5$ El muro es estable
 Okey $< 1/6$ B
 Okey

ESFUERZOS DEL SUELO	
Q - 1	7,21 t/m ²
Q - 2	0,63 t/m ²
SOLICITACIONES	
MOMENTO REMANENTE	12,70 t-m
X ubicación	1,08 m
EXCENTRICIDAD	0,42 m

okey < 20 t/m²
 okey < 20 t/m²

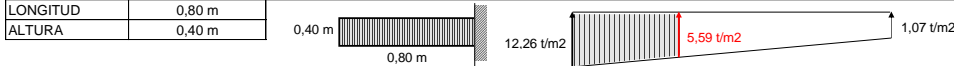
CALCULO DEL DIENTE POR DESLIZAMIENTO
 falla al deslizamiento ha sido absorbida por el dentellon diseñado

ALTURA DIENTE CALCULO	D = 30 cm
ALTURA DIENTE ASUMIDA	H = 30 cm Ok
PERALTE DE CALCULO	D = 17,70 cm
PERALTE ASUMIDO	D = 20,00 cm Ok



REFUERZO AS (cm ²) ARMADO	minimo	As = 4,17 (cm ² /m)
	calculo	As = 3,50 (cm ² /m)
	asumido	As mayor = 4,17 (cm ² /m)
	ARMADO	espaciamento
	16 mm.	1 Ø 16 mm @ 48cm X
DIMENSIONES FINALES DEL DIENTE		
	H (m)	B (m)
	30 cm	20 cm

CALCULO DEL DEDO



ESFUERZOS ultimos	Mu-dedo	altura - "d"	REFUERZO cm ² /m			
			calculo	minimo	adoptado	ESPACIO ASUMIDO cm
Q-1	12,26 t/m ²	3,60 t-m	3,33 cm ² /m	10,83 cm ² /m	10,83 cm ² /m	
Q-2	1,07 t/m ²			repartición		
Q-resultante	5,59 t/m ²					
Q - dedo	9,27 t/m ²					
		Ø 0,79 cm ²			Ø 10 mm @ 29 cm	
		Ø 1,13 cm ²				
		Ø 1,54 cm ²				
		Ø 2,01 cm ²				
		Ø 2,54 cm ²				
		Ø 3,14 cm ²				
		Ø 3,80 cm ²				
		Ø 4,91 cm ²				
					2	19 cm X

CALCULO DEL TALON



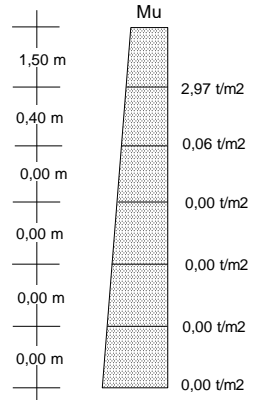
ESFUERZOS	Mu-talón	altura - "d"	REFUERZO cm ² /m			
			calculo	minimo	adoptado	ESPACIO ASUMIDO cm
Q-1	7,21 t/m ²	6,41 t-m	5,91 cm ² /m	10,83 cm ² /m	10,83 cm ² /m	
Q-2	0,63 t/m ²			repartición		
Q-resultante	3,29 t/m ²					
X (brazo)	4,33 m					
Q - talón	4,96 t/m ²					
Q - talón suelo	3,84 t/m ²					
Mom-talón	3,77 t-m					
		Ø 0,79 cm ²			Ø 10 mm	
		Ø 1,13 cm ²			Ø 12 mm	
		Ø 1,54 cm ²			Ø 14 mm	
		Ø 2,01 cm ²				
		Ø 2,54 cm ²				
		Ø 3,14 cm ²				
		Ø 3,80 cm ²				
		Ø 4,91 cm ²				
					1 Ø 16mm @ 19 cm	19 cm X
					Ø 18mm @ 23 cm	
					Ø 20mm @ 29 cm	
					Ø 22 mm	
					Ø 25 mm	

ARMADO UNITARIO ESCOGER

ARMADO UNITARIO ESCOGER

CALCULO DE LA PANTALLA			
ALTURA LIBRE	1,50 m		
BASE menor	0,30 m		
BASE Mayor	0,40 m		
numero dobelas	1		

TRAMOS DE PANTALLA	M=KH*(H ³ /6)	Mu	d (m)	REFUERZO cm ² /m		
				cálculo	mínimo	adoptado
1,50 m	1,75 t/m ²	2,97 t/m ²	0,20 m	4,46 cm ²	10,00 cm ²	10,00 cm ²
0,40 m	0,03 t/m ²	0,06 t/m ²	0,13 m	0,13 cm ²	6,33 cm ²	6,33 cm ²



ARMADO DE VARILLAS PARA CADA TRAMO VERTICAL DE PANTALLA				
TRAMO N-1	H = 1,50 m	10,00 cm²/m	Esp. Asum.	Armado asumido
ARMADO	As. Combinado (X)			
		1 varillas	← INGRESO N DE VARILLAS	
∅ 10 mm				
∅ 12 mm		1 ∅ 12mm@ 11 cm		
∅ 14 mm		1 ∅ 14mm@ 15 cm		
∅ 16 mm		1 ∅ 16mm@ 20 cm	20 cm	X
∅ 18 mm		1 ∅ 18mm@ 25 cm		
∅ 20 mm		1 ∅ 20mm@ 31 cm		
∅ 22 mm				
∅ 25 mm				
				ARMADO UNITARIO ESCOGER UNA SOLA OPCION ←
TRAMO N-2	H = 0,40 m	6,33 cm²/m	Esp. Asum.	Armado asumido
ARMADO	As. Combinado (X)			
		1 varillas	← INGRESO N DE VARILLAS	
∅ 10 mm		1 ∅ 10mm@ 12 cm		
∅ 12 mm		1 ∅ 12mm@ 18 cm		
∅ 14 mm		1 ∅ 14mm@ 24 cm		
∅ 16 mm		1 ∅ 16mm@ 32 cm	32 cm	X
∅ 18 mm				
∅ 20 mm				
∅ 22 mm				
∅ 25 mm				
				ARMADO UNITARIO ESCOGER UNA SOLA OPCION ←

As. por Temperatura

b cm	d cm
100	27,50

As. TEMPERATURA cm ²			
Cálculo	Refuerzo INTERIORr As = 3,67		
5,50 cm ² /m	armado asum.		esp. asumido
	X	1 ∅ 10mm@ 21 cm	
		1 ∅ 12mm@ 31 cm	30 cm
			≤ 35 cm.
	Refuerzo EXTERIOR As = 1,83		
	armado asum.		esp. asumido
	X	1 ∅ 10mm@ 43 cm	
		1 ∅ 12mm@ 50 cm	30 cm
			≤ 35 cm.

Anexo 1.6.1. Análisis de precios unitarios

Rubro	1.001 Limpieza de terreno			Unidad	m2
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas varias	1,0000	0,20	0,20	0,2500	0,05
Subtotal de Equipo:					0,05
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peón	1,0000	3,83	3,83	0,2500	0,96
Subtotal de Mano de Obra:					0,96
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0,00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,01
COSTO INDIRECTO 20%					0,20
COSTO TOTAL					1,21

Rubro

1.002 Replanteo y Nivelacion

Unidad

m2

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas menores	1,0000	0,20	0,20	0,0588	0,01
Equipo de Topografía	1,0000	4,00	4,00	0,0588	0,24
Subtotal de Equipo:					0,25
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peón	1,0000	3,83	3,83	0,0250	0,10
Topógrafo	1,0000	4,29	4,29	0,0250	0,11
Cadenero	1,0000	3,87	3,87	0,0250	0,10
Subtotal de Mano de Obra:					0,30
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0,00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0,55
COSTO INDIRECTO 20%					0,1094
COSTO TOTAL					0,66

Rubro

2.001 Excavacion mecanica 0<H<3

Unidad

m3

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,04		0,04
Retrocargador a de llantas	1,0000	25,00	25,00	0,1100	2,75
Subtotal de Equipo:					2,79
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Operador de excavadora	1,0000	4,29	4,29	0,1000	0,43
Ayudante de maquinaria	1,0000	3,93	3,93	0,1000	0,39
Subtotal de Mano de Obra:					0,82
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0,00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,61
COSTO INDIRECTO 20%					0,72
COSTO TOTAL					4,34

Rubro **2.002 Relleno compactado para estructuras menores**Unidad **m3**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5% MO	0,01		0,01
Vibroapisonador a gasolina	1,0000	5,68	5,68	0,1100	0,62
Subtotal de Equipo:					0,63
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	1,0000	3,83	3,83	0,0200	0,08
Operador de maquinaria	1,0000	3,93	3,93	0,0200	0,08
Subtotal de Mano de Obra:					0,16
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Agua	m3	0,50	0,6200	0,31	
Subtotal de Materiales:					0,31
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,10
COSTO INDIRECTO 20%					0,22
COSTO TOTAL					1,32

Rubro

2.003 Desalojo de material mas 5 km

Unidad

m3

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Volqueta de 8m3	1,0000	25,00	25,00	0,0200	0,50
Subtotal de Equipo:					0,50
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Chofer de trailer, volqueta, tanquero	1,0000	5,62	5,62	0,0200	0,11
Subtotal de Mano de Obra:					0,11
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0,00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0,61
COSTO INDIRECTO 20%					0,12
COSTO TOTAL					0,73

Rubro

2.004 Carga de material a mano

Unidad

m3

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,31		0,31
Subtotal de Equipo:					0,31
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	1,0000	3,83	3,83	1,6000	6,13
Subtotal de Mano de Obra:					6,13
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Subtotal de Materiales:					0,00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6,43
COSTO INDIRECTO 20%					1,29
COSTO TOTAL					7,72

Rubro

2.005 Entibado

Unidad

m2

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,19		0,19
Subtotal de Equipo:					0,19
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	1,0000	3,83	3,83	0,5000	1,92
Albañil	1,0000	3,87	3,87	0,5000	1,94
Subtotal de Mano de Obra:					3,85
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Pingos de eucalipto	ml	1,0000	0,32	0,32	
Tira de eucalipto 4x5 cm	uni 3 m	1,0000	1,20	1,20	
Tabla de encofrar	uni 3 m	1,50	2,5000	3,75	
Subtotal de Materiales:					5,27
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9,31
COSTO INDIRECTO 20%					1,86
COSTO TOTAL					11,18

Rubro **2.006 Hormigon simple f'c= 210 kg/cm2 (en concretera)**
Unidad **m2**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,77		0,77
Parihuela	1,0000	0,15	0,15	0,8000	0,12
Concretera 1 saco	1,0000	4,24	4,24	0,8000	3,39
Subtotal de Equipo:					0,89
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	3,0000	3,83	11,49	0,8000	9,19
Ayudante de albañil	1,0000	3,83	3,83	0,8000	3,06
Operador equipo liviano	1,0000	3,83	3,83	0,8000	3,06
Subtotal de Mano de Obra:					15,32
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Arena	m3	0,6500	17,87	11,62	
Agua	m3	0,2000	0,62	0,12	
Ripio	m3	0,95	17,87	16,98	
Cemento	saco	7,00	8,06	56,42	
Subtotal de Materiales:					85,14
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					101,34
COSTO INDIRECTO 20%					20,27
COSTO TOTAL					121,61

Rubro

2.007 Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/mc², en varillas corrugadas

Unidad

kg

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,01		0,01
Subtotal de Equipo:					0,01
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	1,0000	3,83	3,83	0,0330	0,13
Albañil	1,0000	3,87	3,87	0,0330	0,13
Subtotal de Mano de Obra:					0,25
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Alambre galvanizado N18	kg	0,0500	2,65	0,13	
Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/c	kg	1,0400	1,48	1,54	
Subtotal de Materiales:					1,67
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,94
COSTO INDIRECTO 20%					0,39
COSTO TOTAL					2,33

Rubro

2.008**Encofrado recto general**

Unidad

m2

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5% MO	0,19		0,19
Puntales extensibles	0,4100	0,01	0,0041	80,0000	0,33
Subtotal de Equipo:					0,52
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	1,0000	3,83	3,83	0,6000	2,30
Encofrador	1,0000	3,87	3,87	0,4000	1,55
Subtotal de Mano de Obra:					3,85
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Clavo 2"	kg	0,0200	1,43	0,03	
Tablero Plywood de 18 mm	m2	0,0400	28,97	1,16	
Tira de copal 4x5 cm	ml	0,2200	2,32	0,51	
Subtotal de Materiales:					1,70
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6,06
COSTO INDIRECTO 20%					1,21
COSTO TOTAL					7,28

Rubro **2.009** **Relleno compactado** Unidad **m3**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,10		0,10
Vibroapisonador a gasolina	1,0000	5,68	5,68	0,1100	0,62
Subtotal de Equipo:					0,72
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Operador de maquinaria	1,0000	3,93	3,93	0,5000	1,97
Subtotal de Mano de Obra:					1,97
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Material de mejoramiento puesto en obra	m3	1,3000	12,00	15,60	
Subtotal de Materiales:					15,60
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					18,29
COSTO INDIRECTO 20%					3,66
COSTO TOTAL					21,95

Rubro **2.010** **Tubos PVC (desague muro)**Unidad **m**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,02		0,02
Subtotal de Equipo:					0,02
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Albañil	1,0000	3,87	3,87	0,1000	0,39
Subtotal de Mano de Obra:					0,39
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Tubo desague 110mm*3m	Unidad	0,3300	14,08	4,65	
Pegamento para tubería	Galon	0,0010	34,00	0,03	
Subtotal de Materiales:					4,65
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5,05
COSTO INDIRECTO 20%					1,01
COSTO TOTAL					6,06

Rubro **2.011** **Base de neopreno para vigas**
Unidad **m**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,39		0,39
Subtotal de Equipo:					0,39
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Albañil	1,0000	3,87	3,87	1,0000	3,87
Peon	1,0000	3,83	3,83	1,0000	3,83
Subtotal de Mano de Obra:					7,70
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Placa de neopreno	Unidad	1,0000	140,00	140,00	
Subtotal de Materiales:					140,00
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					148,09
COSTO INDIRECTO 20%					29,62
COSTO TOTAL					177,70

Rubro **3.001** **Encofrado para losa, viga y bordillo**Unidad **m2**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,19		0,19
Subtotal de Equipo:					0,19
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Carpintero	1,0000	3,87	3,87	0,5000	1,94
Ayudante de carpintero	1,0000	3,83	3,83	0,5000	1,92
Subtotal de Mano de Obra:					3,85
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Clavo 2-4"	kg	0,0200	2,10	0,04	
Tablero Plywood de 6 mm	m2	0,8000	7,21	5,77	
Tira de copal 4x5 cm	ml	2,0000	0,70	1,40	
Subtotal de Materiales:					7,21
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11,25
COSTO INDIRECTO 20%					2,25
COSTO TOTAL					13,50

Rubro **3.002 Hormigon simple f'c= 210 kg/cm2 (en concretera)**
Unidad **m2**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,77		0,77
Parihuela	1,0000	0,15	0,15	0,8000	0,12
Concretera 1 saco	1,0000	4,24	4,24	0,8000	3,39
Subtotal de Equipo:					0,89
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	3,0000	3,83	11,49	0,8000	9,19
Ayudante de albañil	1,0000	3,83	3,83	0,8000	3,06
Operador equipo liviano	1,0000	3,83	3,83	0,8000	3,06
Subtotal de Mano de Obra:					15,32
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Arena	m3	0,6500	17,87	11,62	
Agua	m3	0,2000	0,62	0,12	
Ripio	m3	0,95	17,87	16,98	
Cemento	saco	7,00	8,06	56,42	
Subtotal de Materiales:					85,14
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					101,34
COSTO INDIRECTO 20%					20,27
COSTO TOTAL					121,61

Rubro **3.003 Acero de refuerzo fy=4200 kg/mc2, en varillas corrugadas**
Unidad **kg**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Herramientas manual y menor de construcción	1,0000	5%MO	0,01		0,01
Subtotal de Equipo:					0,01
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	1,0000	3,83	3,83	0,0330	0,13
Albañil	1,0000	3,87	3,87	0,0330	0,13
Subtotal de Mano de Obra:					0,25
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Alambre galvanizado N18	kg	0,0500	2,65	0,13	
Acero de refuerzo fy=4200 kg	kg	1,0400	1,48	1,54	
Subtotal de Materiales:					1,67
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,94
COSTO INDIRECTO 20%					0,39
COSTO TOTAL					2,33

Rubro **3.004 Estructura metalica tubo redondo galvanizado ASTM A 500 (Barandales)**Unidad **kg**

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Soldadora electrica	1,0000	2,70	2,70	0,0400	0,11
Equipo de pintura	1,0000	2,95	2,95	0,0400	0,12
Esmeril electrico	1,0000	0,65	0,65	0,0400	0,03
Herramienta manual	4,0000	0,13	0,52	0,0400	0,02
Subtotal de Equipo:					0,27
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	4,0000	3,83	15,32	0,0400	0,61
Maestro soldador	1,0000	4,49	4,49	0,0400	0,18
Albañil	1,0000	3,87	3,87	0,0400	0,16
Subtotal de Mano de Obra:					0,95
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Electrodo suelda 6011	kg	0,0500	4,81	0,24	
Lija para metales	Unidad	0,0250	0,83	0,02	
redondo estruc. Galvan. A	kg	1,0000	1,83	1,83	
Pintura secado rapido	Galon	0,0015	33,16	0,05	
Pintura esmalte normal	Galon	0,0030	20,00	0,06	
thinner comercial diluyent	Galon	0,0015	10,00	0,02	
Subtotal de Materiales:					2,22
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,44
COSTO INDIRECTO 20%					0,69
COSTO TOTAL					4,12

Rubro

3.005 Estructura metalica ASTM A-36 (Placas)

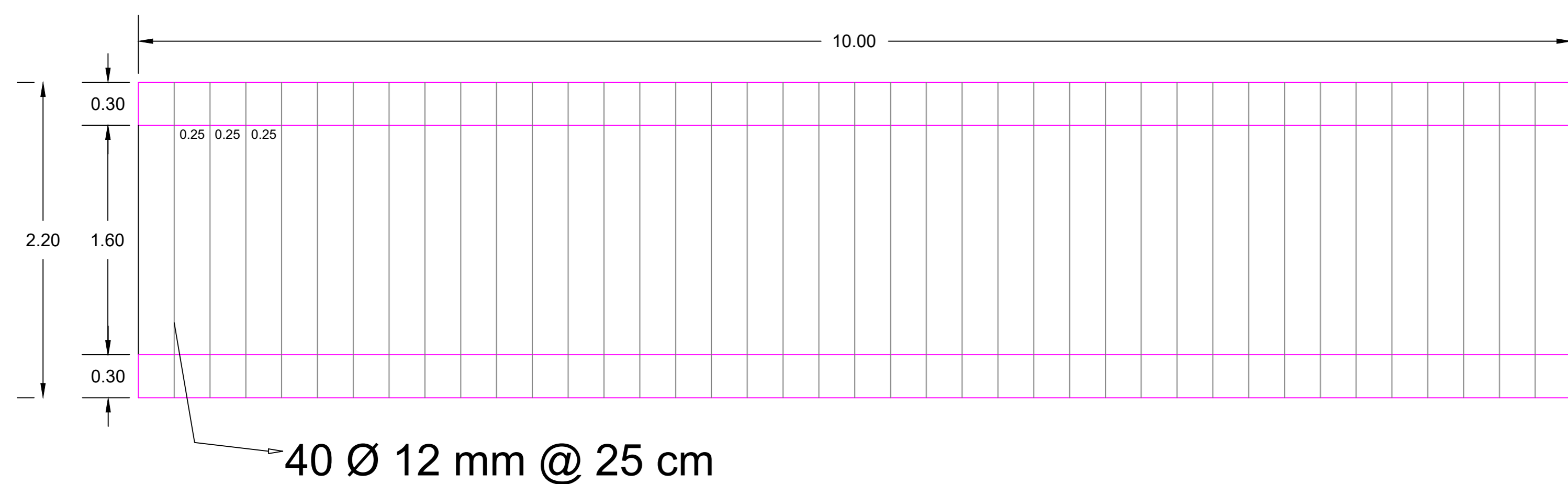
Unidad

kg

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendim.	Total
Soldadora electrica	1,0000	2,70	2,70	0,0400	0,11
Equipo oxido acetileno (corte)	1,0000	5,18	5,18	0,0400	0,21
Equipo de pintura	1,0000	2,95	2,95	0,0400	0,12
Esmeril electrico	1,0000	0,65	0,65	0,0400	0,03
Herramienta manual	4,0000	0,13	0,52	0,0400	0,02
Subtotal de Equipo:					0,48
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal / HR	Costo Hora	Rendim.	Total
Peon	3,0000	3,83	11,49	0,0400	0,46
Maestro soldador	1,0000	4,49	4,49	0,0400	0,18
Albañil	1,0000	3,87	3,87	0,0400	0,16
Subtotal de Mano de Obra:					0,80
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total	
Acetileno	kg	0,0030	20,00	0,06	
Plancha acero ASTM A-36	kg	1,0200	1,45	1,48	
Electrodo suelda E7018	kg	0,0200	6,37	0,13	
Pintura esmalte normal	Galon	0,0020	20,00	0,04	
Anticorrosivo cromato sin	Galon	0,0020	15,24	0,03	
Thinner comercial diluyent	Galon	0,0030	10,00	0,03	
Oxigeno	m3	0,0080	5,58	0,04	
Subtotal de Materiales:					1,81
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Total	
Subtotal de Transporte:					0,00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,09
COSTO INDIRECTO 20%					0,62
COSTO TOTAL					3,70

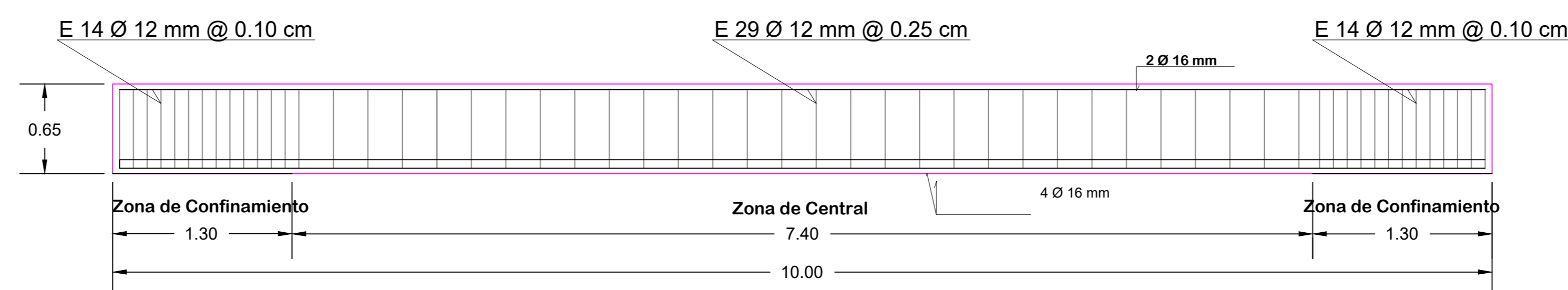
PLANTA ARMADURA EN LOSA

ESCALA: 1_0



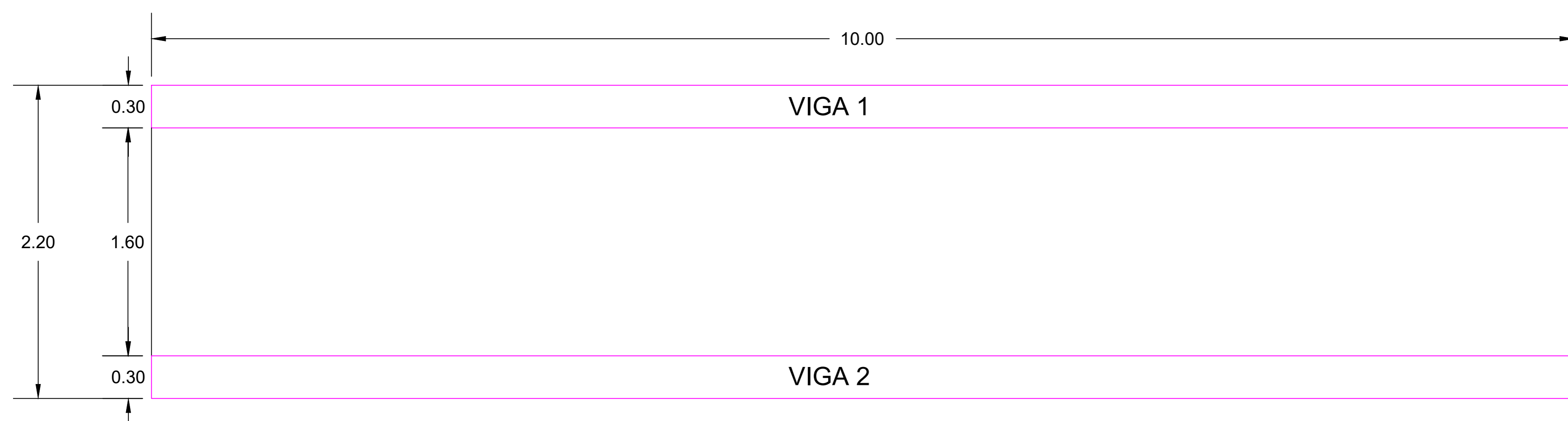
DETALLE DE ARMADO DE VIGA TIPO

ESCALA: 1_00



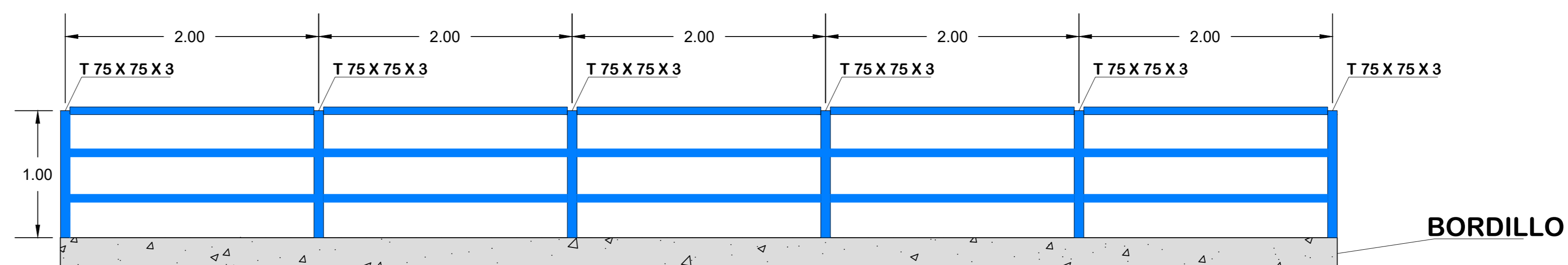
DETALLE DE VIGAS TIPO

ESCALA: 1_00



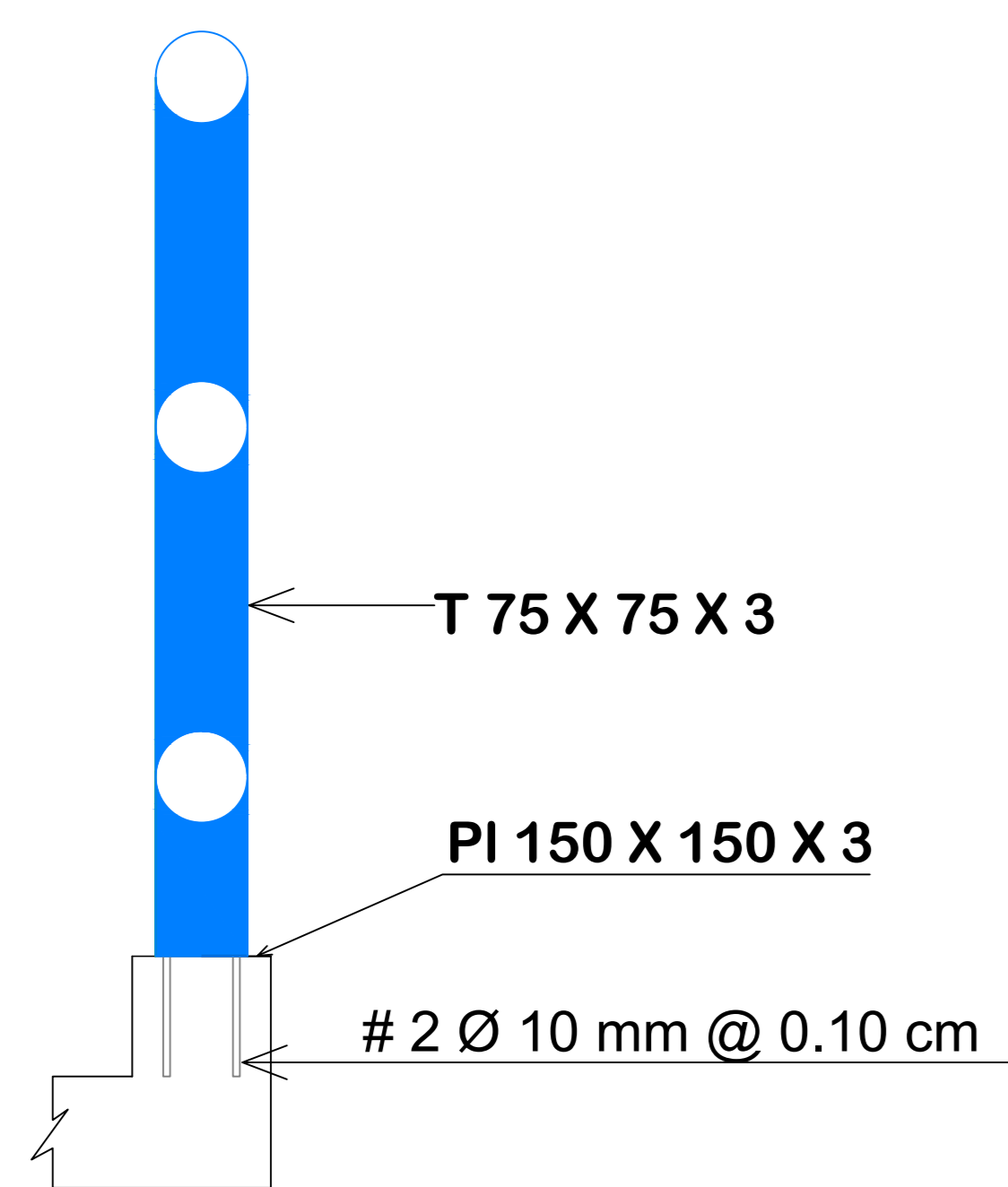
IMPLANTACIÓN DE PASAMANOS TIPO

ESCALA: 1_00



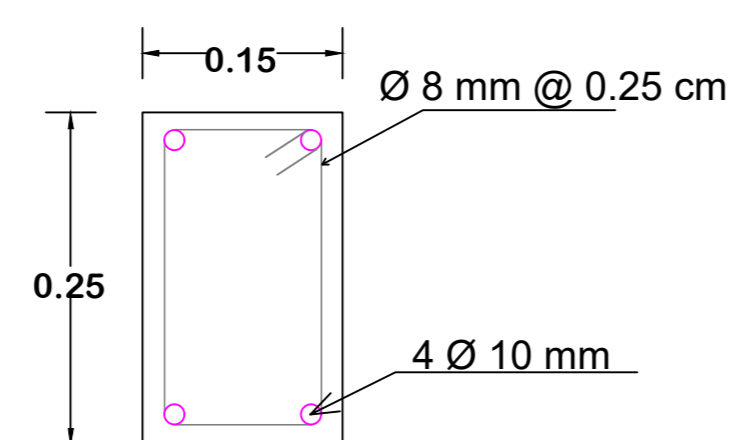
DETALLE ANCLAJE POSTE BORDILLO

ESCALA: 1_10



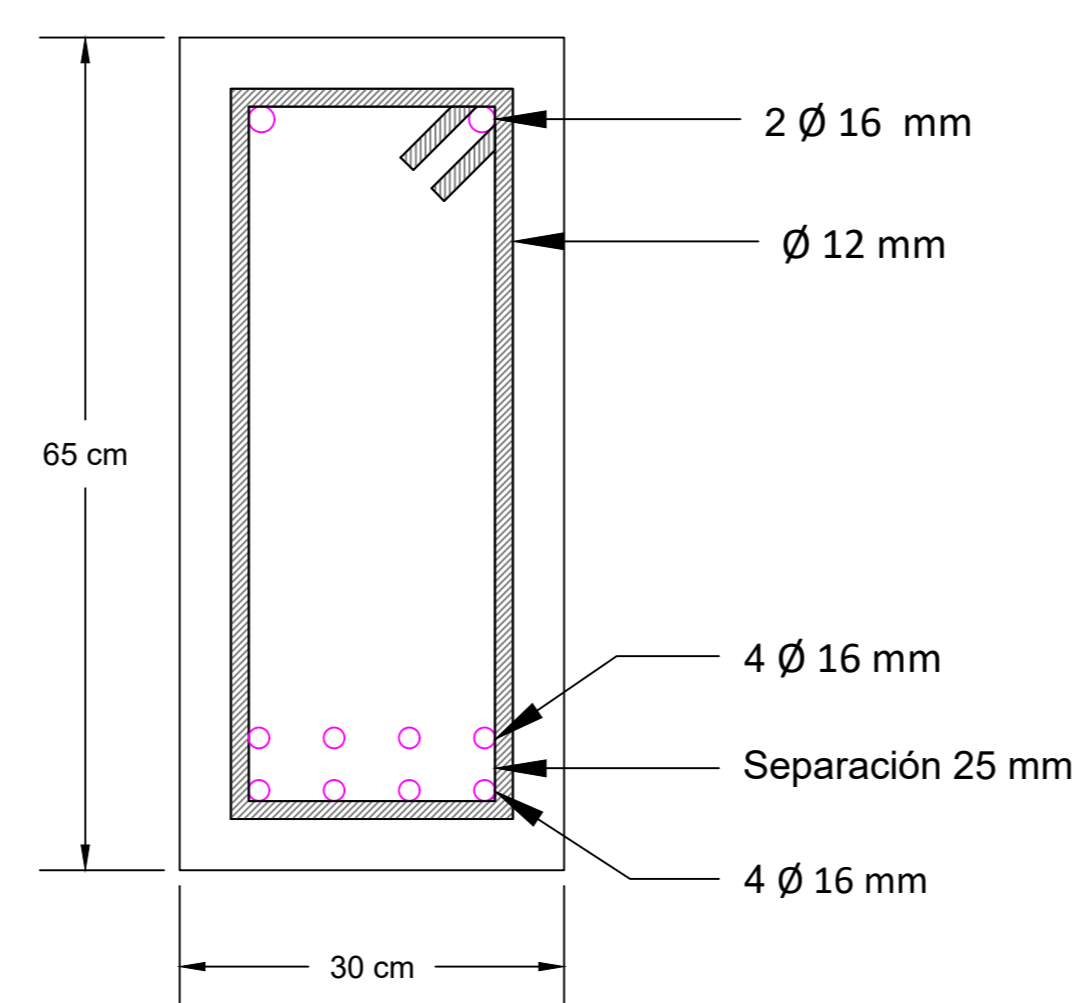
DETALLE BORDILLO

ESCALA: 1_10



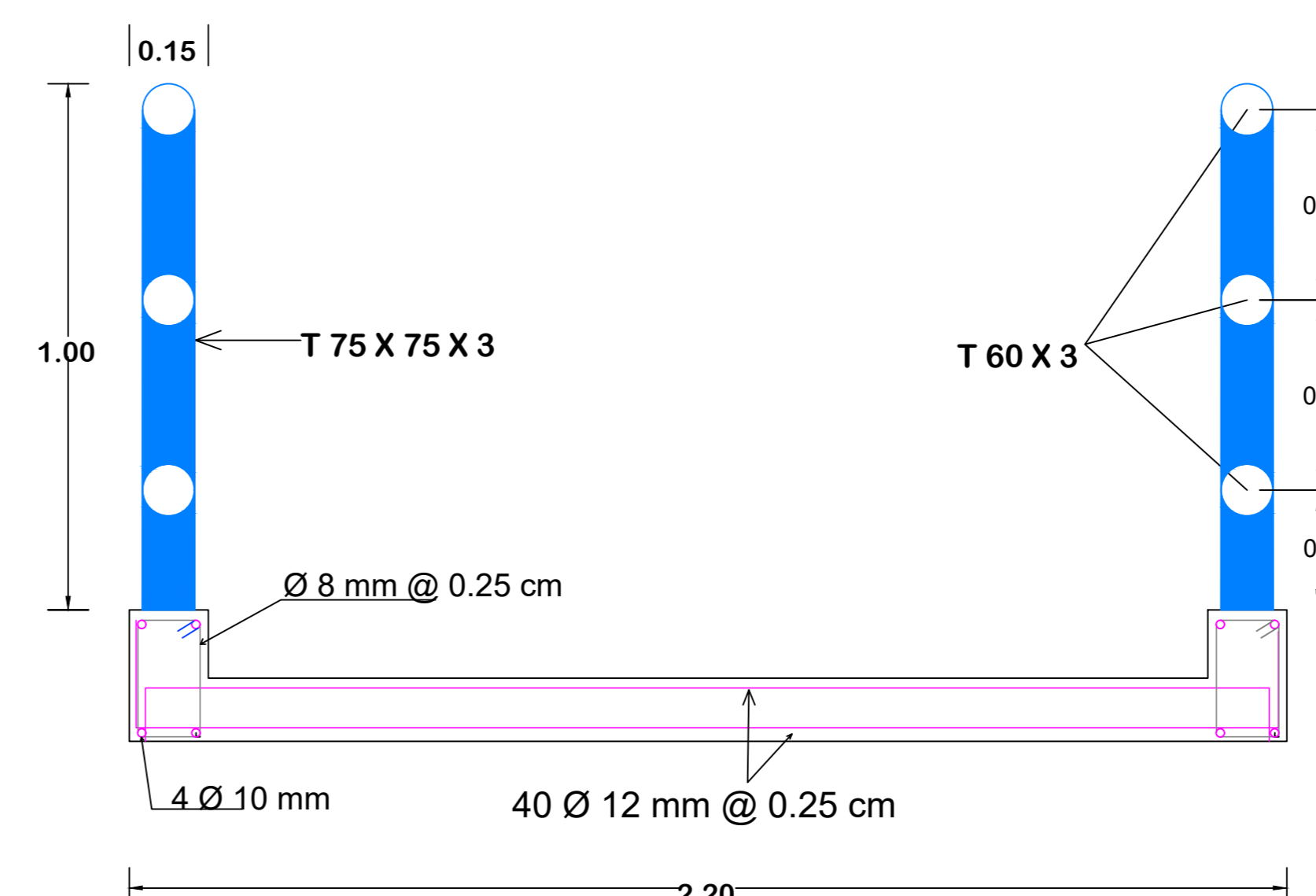
DETALLE DE VIGA TIPO

ESCALA: 1_10



DETALLE SECCIÓN TÍPICA PUENTE PEATONAL

ESCALA: 1_50



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO:
PUENTE PEATONAL

CONTIENE:
ARMADO Y DETALLES DE SUPERESTRUCTURA

UBICACIÓN:
PARROQUIA: LA ASUNCIÓN
CANTÓN: GIRÓN
PROVINCIA: AZUAY

FECHA:
AGOSTO 2022

LÁMINA:
1/2

ESCALA:
INDICADAS

REALIZADO POR:
EDGAR ANDRÉS OCHOA DÍAZ
JOSE DAVID PULLA CAMPOVERDE

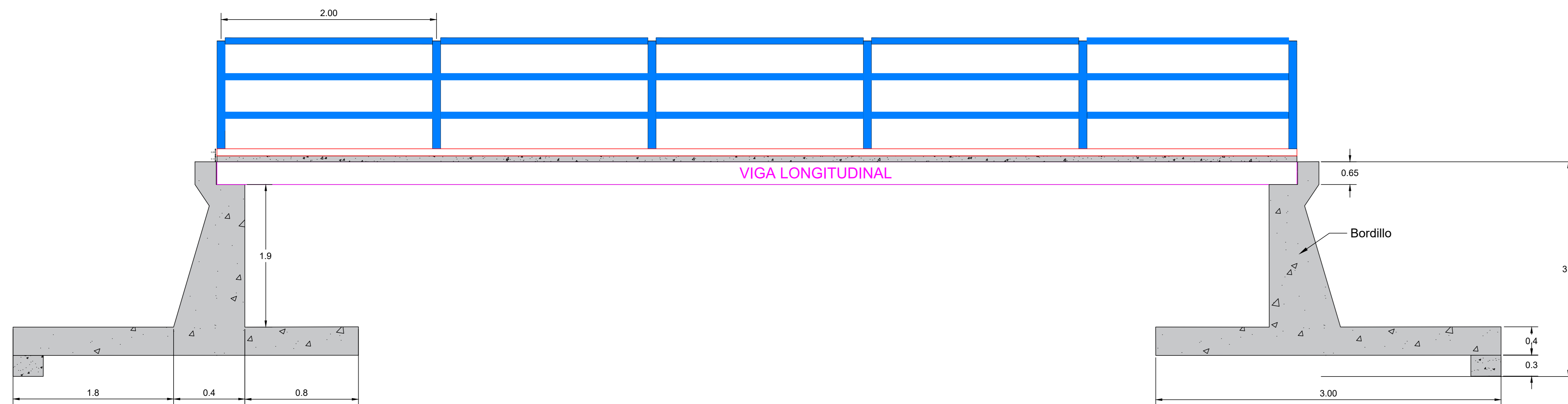
APROBACIÓN:

ING. JOSÉ VAZQUEZ, M.S.C

SELLOS:

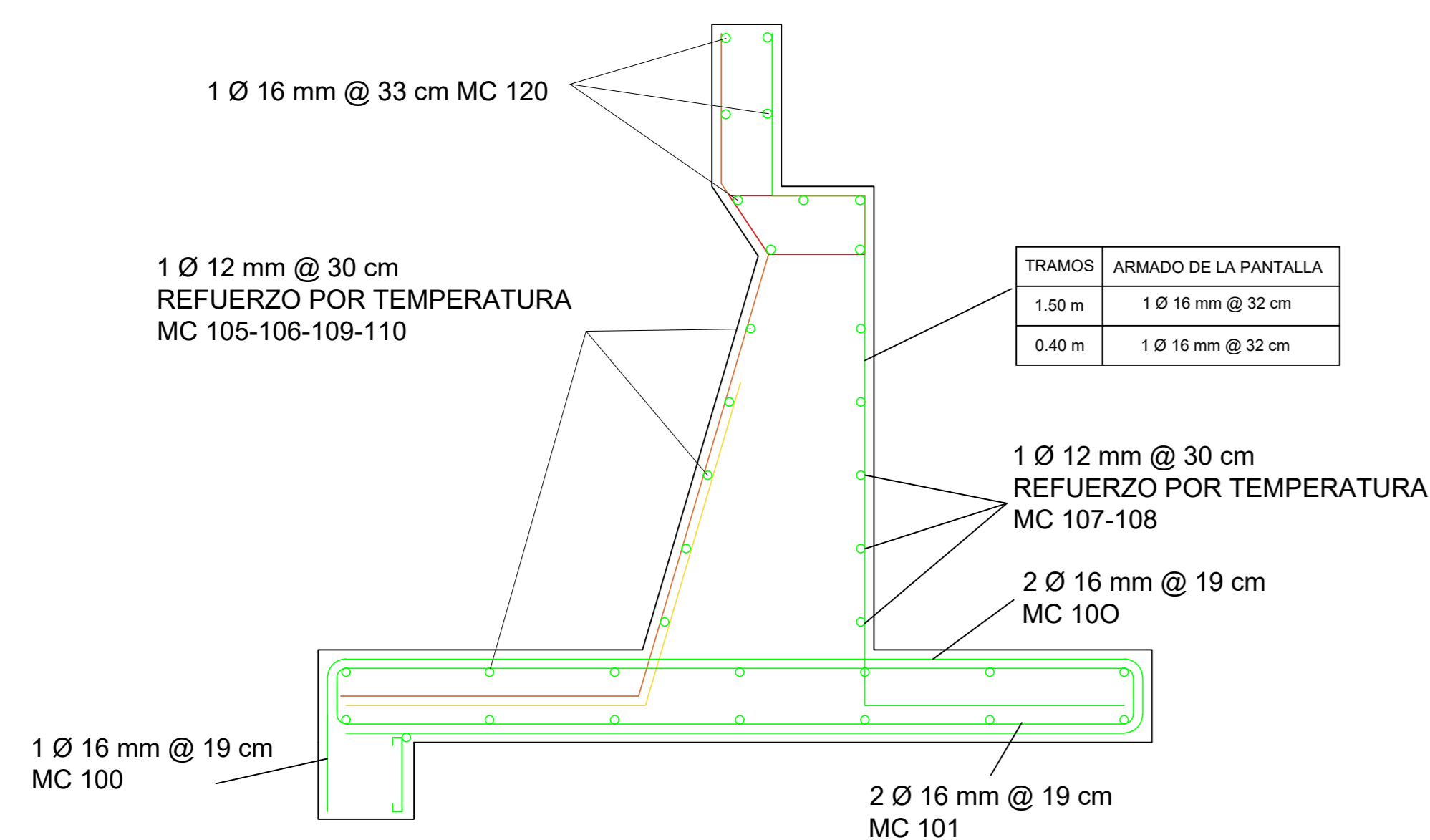
VISTA LATERAL DE LA ESTRUCTURA

ESCALA: 1,50



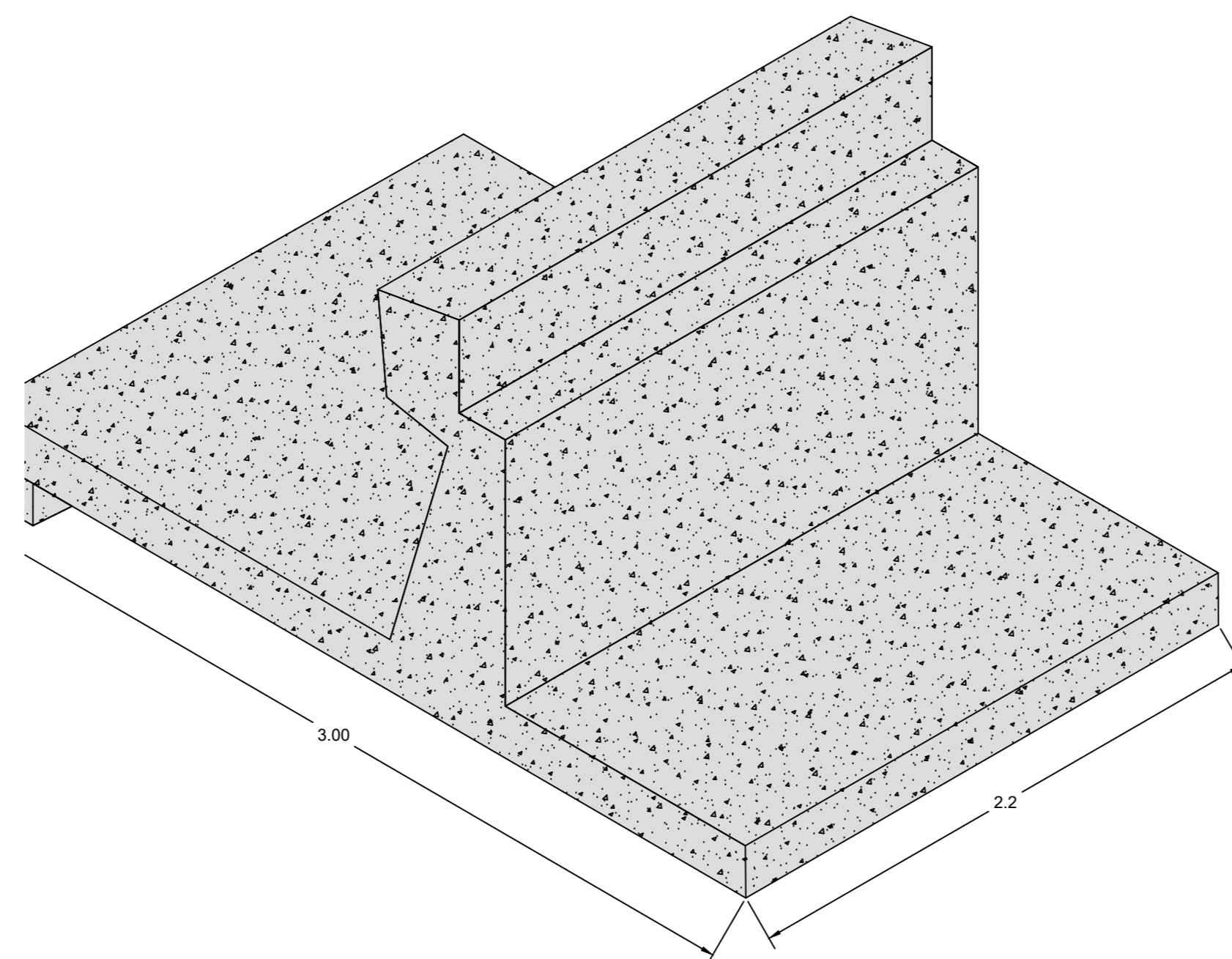
ARMADO DEL ESTRIBO

ESCALA: 1,25



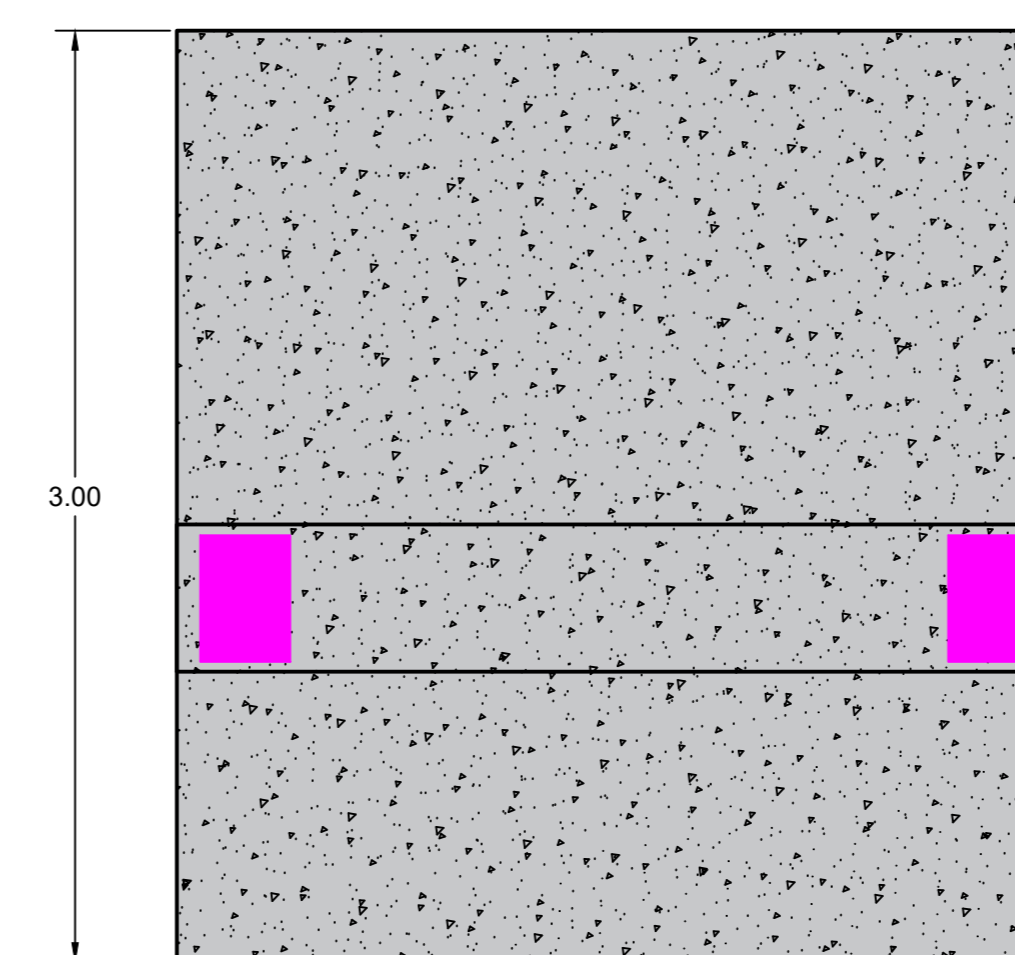
VISTA ISOMETRICA DEL ESTRIBO

ESCALA: 1,50



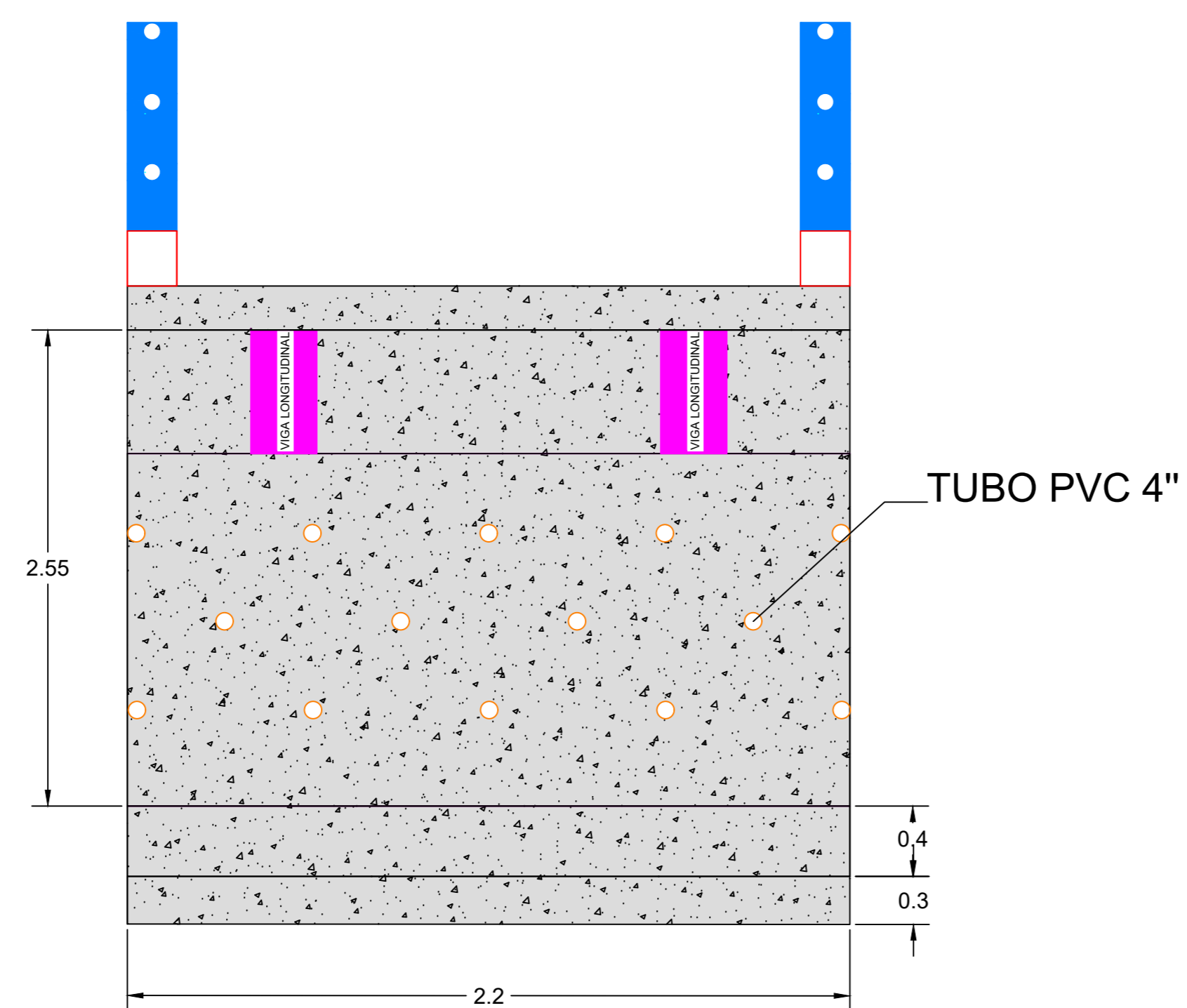
VISTA EN PLANTA DEL ESTRIBO

ESCALA: 1,50



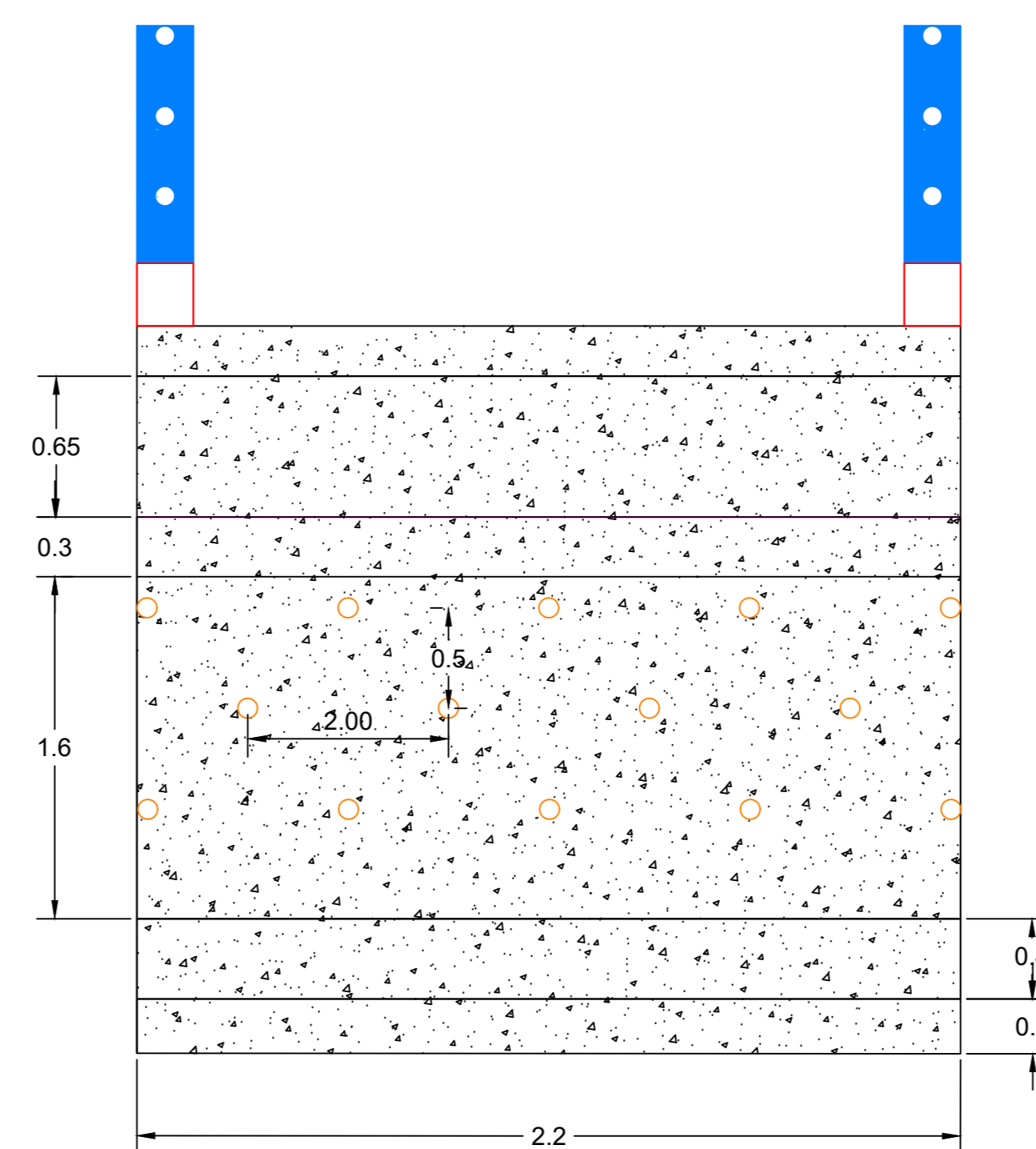
VISTA FRONTAL DEL ESTRIBO

ESCALA: 1,50



VISTA POSTERIOR DEL ESTRIBO

ESCALA: 1,50



FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

PROYECTO:
PUENTE PEATONAL

CONTIENE: ARMADO Y DETALLES DE SUBERSTRUCTURA
VISTA LATERAL DE LA ESTRUCTURA
VISTA ISOMETRICA DEL ESTRIBO
VISTA EN PLANTA DEL ESTRIBO
VISTA FRONTAL - POSTERIOR DEL ESTRIBO

UBICACIÓN:
PARROQUIA: LA ASUNCIÓN
CANTÓN: GIRÓN
PROVINCIA: AZUAY

FECHA:
AGOSTO 2022

LÁMINA:

2/2

ESCALA:
INDICADAS

REALIZADO POR:
EDGAR ANDRÉS OCHOA DÍAZ
JOSE DAVID PULLA CAMPOVERDE

APROBACIÓN:

ING. JOSÉ VAZQUEZ, M.sC

SELLOS: