



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UN PUENTE COLGANTE DE MADERA DE  
120 METROS DE LONGITUD PARA MEJORAR LA  
TRANSITABILIDAD PEATONAL EN EL DISTRITO DE  
SALAS PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE  
LAMBAYEQUE**

**PRESENTADA POR  
MALÚ YNDIRA BREEHGET RIVERA FERNÁNDEZ**

**ASESOR**

**ERNESTO ANTONIO VILLAR GALLARDO  
JUAN MANUEL OBLITAS SANTA MARIA**

**TESIS  
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL**

**LIMA – PERÚ**

**2020**



**CC BY-NC-ND**

**Reconocimiento – No comercial – Sin obra derivada**

El autor sólo permite que se pueda descargar esta obra y compartirla con otras personas, siempre que se reconozca su autoría, pero no se puede cambiar de ninguna manera ni se puede utilizar comercialmente.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>



**USMP**  
UNIVERSIDAD DE  
SAN MARTIN DE PORRES

**FACULTAD DE  
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE UN PUENTE COLGANTE DE MADERA DE 120  
METROS DE LONGITUD PARA MEJORAR LA  
TRANSITABILIDAD PEATONAL EN EL DISTRITO DE  
SALAS PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL**

**PRESENTADA POR**

**RIVERA FERNÁNDEZ, MALÚ YNDIRA BREEHGET**

**LIMA - PERÚ**

**2020**

A Dios, quien me brindo la fe, fortaleza, salud y esperanza para poder culminar este proyecto.

A mi hermano y mis padres quienes me brindaron su amor, cariño, estimulo, apoyo incondicional y confianza.

A mis asesores, quienes me ayudaron en todo este proceso de investigación y me cedieron sus conocimientos.

A mis asesores y a todos los docentes de la Universidad por la guía y orientación prestada, por su asesoría y paciencia en colaborar y apoyar mi trabajo de investigación, sin su ayuda no se habría logrado.

## RESUMEN

En los últimos 8 años la construcción de Puentes en el Perú ha aumentado significativamente, según PROVIAS en su informe anual se han construido 429 puentes, entre ellos puentes viga, puentes arco, puentes colgantes metálicos no obstante la construcción de puentes colgantes de madera no supera el 10% del total de puentes construidos, siendo este el tipo de puente más adecuado para transitabilidad peatonal por su bajo costo, por ello que esta investigación promueve el diseño de puentes colgantes de madera.

Esta investigación realiza el diseño del puente colgante de madera de 120 metros de longitud con el objetivo de mejorar la transitabilidad peatonal para los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe, además de esta manera permitir mejorar el transporte y desarrollo del Distrito de Salas y las provincias de Lambayeque.

La metodología empleada fue aplicada y se realizó investigación de campo permanente en base a las especificaciones técnicas peruanas existentes y reglamentos.

Como resultado se tiene un puente colgante de madera de 120 metros de longitud con vigas transversales de 0.30 m x 0.30 m, los largueros de 0.15 m x 0.20 m y un entablado 0.25 m x 0.10 m, todos estos elementos serán de madera tornillo. El cable principal de 1 1/2" tipo boa – esturión estarán anclados en una cámara de concreto simple de 6.6 m x 7.9 m con un  $f_c$  210 kg/cm<sup>2</sup>. El puente se diseñó para un caudal de 161.00 m<sup>3</sup>/s.

**Palabras clave:** Puente colgante, transitabilidad peatonal, madera estructural, cable principal

## ABSTRACT

In the last 8 years the construction of bridges in Peru has increased significantly, according to PROVIAS in its annual report 429 bridges have been built, including beam bridges, arch bridges, metal suspension bridges, however the construction of wooden suspension bridges does not exceed 10% of the total bridges built, I feel this is the most suitable type of bridge for pedestrian traffic because of its low cost, so this research promotes the design of wooden suspension bridges.

This investigation carries out the design of the wooden suspension bridge of 120 meters in length with the objective of improving the pedestrian transit for the inhabitants of Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto and Archipe, looking to verify if the inhabitants of the villages mentioned above will have a better pedestrian transit thanks to the design of the bridge which will allow its communication with the District of Salas and the provinces of Lambayeque without any risk.

The methodology used was applied and permanent field research was carried out based on the existing Peruvian technical specifications, technical files and regulations.

As a result, we obtained a 0.25 x 0.10 deck, 0.30 x 0.30 cross beams and 0.15 x 0.20 stringers, all of these elements will be made of screw wood. The cables of the hangers will be 5/8" and the main cable will be 1 1/2" boa - sturgeon type, the stirrups will be made of reinforced concrete. The bridge was designed for a flow rate of 161.00 m<sup>3</sup>/s.

Keywords: Suspension bridge, pedestrian traffic, structural wood, main cable

## INTRODUCCIÓN

El diseño de Puentes colgantes de madera no es muy utilizado en nuestro país por lo que esta investigación busca dejar como antecedente un de diseño, al mismo tiempo también permitirá brindar transitabilidad peatonal a 480 pobladores del Distrito de Salas.

Como antecedentes para este proyecto se ha indagado distintas tesis, expedientes técnicos e investigaciones sobre diseño de puentes colgantes en especial las que utilizan la madera como elemento estructural.

La problemática de esta investigación fue el impedimento de los pobladores de los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe pertenecientes al Distrito de Salas para poder cruzar el Rio Salas de manera segura ya que no existe ninguna vía de acceso por lo que el diseño del cuente será de gran utilidad para brindar seguridad y transitabilidad peatonal a los caseríos mencionados anteriormente.

Los objetivos de este estudio son diseñar un puente colgante de madera para mejorar la transitabilidad peatonal para los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe, realizar el estudio topográfico en el diseño de un Puente Colgante realizado con madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal, realizar estudio de suelos en el diseño de un Puente Colgante realizado con madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal. desarrollar los estudios hidrográficos en el diseño de un Puente Colgante realizado con madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal, realizar diseño de la superestructura para el diseño de un Puente Colgante realizado con madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal y realizar el diseño de la infraestructura para el diseño de un Puente Colgante realizado con madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal.



Para el desarrollo de este estudio se realizaron varias visitas a campo recolectando datos para poder realizar el estudio de suelos, estudio topográfico y estudio hidrográfico.

Esta investigación es importante debido a que nos permitirá brindar transitabilidad peatonal a los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo y Tempon Alto los cuales no cuentan con una vida de acceso propia, por lo cual, se han visto en la necesidad de crear una vía auxiliar, la cual cruza perpendicularmente al río Salas, generalmente el Río Salas no tiene mucho caudal, pero en los meses de máximas avenidas el caudal aumenta notoriamente por lo que estos caseríos quedan incomunicados temporalmente.

La investigación se basa en el diseño del puente evaluando la opción más económica la cual viene a ser un puente de madera y tiene la siguiente estructura:

En el **capítulo I** se realizó el planteamiento y formulación del problema general y específicos. Incluye los objetivos, justificación e importancia del trabajo de investigación, así como su viabilidad y sus limitaciones.

En el **capítulo II** están los antecedentes bibliográficos, bases teóricas, glosario de términos básicos y el desarrollo de hipótesis general y específicas.

En el **capítulo III** se desarrolla la metodología de la investigación eligiendo el diseño de la investigación, se determinó la población y muestra, la matriz de Operacionalización de variables y técnicas de recolección de datos.

En el **capítulo IV** se desarrolló el diseño del puente realizando el procesamiento de los diferentes estudios realizados como viene a ser el estudio de suelos, estudio topográfico y estudio hidrográfico.

En el **capítulo V** se reporta los resultados de la investigación desarrollada en el capítulo anterior.

En el **capítulo VI**, se encuentra la discusión.

Finalmente, están las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas, apéndices y anexos.

## ÍNDICE GENERAL

	Página
<b>RESUMEN</b>	<b>iv</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>v</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>vi</b>
<b>CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b>	
1.1. Situación problemática	1
1.2. Definición del problema	3
1.3. Formulación del problema	4
1.3.1. Problema general	
1.3.2. Problemas específicos	
1.4. Objetivo general y específicos	5
1.4.1. Objetivo General:	
1.4.2. Objetivos Específicos:	
1.5. Justificación	
1.6. Impacto potencial	6
1.6.1. Impacto teórico	
1.6.2. Impacto practico	7
1.7. Alcance y limitaciones	
1.8. Viabilidad de la investigación	
<b>CAPITULO II: MARCO TEÓRICO</b>	
2.1. Antecedentes de la investigación	8
2.2. Bases teóricas	13
2.2.1. Tipología de puentes	14
2.2.2. Puentes colgantes	18
2.2.3. Estudios Hidrográficos	24
2.2.4. Estudio de suelos	33

	Página
2.2.5. Capacidad portante	37
2.2.6. Tipo de suelo	41
2.2.7. Diseño estructural	43
2.2.8. Transitabilidad peatonal	48
2.3. Definición de términos básicos	
2.4. Hipótesis	49
2.4.1. Hipótesis general	
2.4.2. Hipótesis Específicas	
<b>CAPITULO III: METODOLOGÍA</b>	
3.1. Diseño de investigación	50
3.1.1. Tipo de investigación	
3.1.2. Diseño de la investigación	
3.1.3. Nivel de investigación	
3.1.4. Enfoque de investigación	
3.2. Variables	
3.2.1. Variable independiente	
3.2.2. Variables dependientes	
3.2.3. Operalización de Variables	51
3.3. Población y muestra	
3.3.1. Población	
3.3.2. Muestra	
3.4. Técnicas e instrumentos de investigación	53
3.4.1. Técnicas de recolección de datos	
3.4.2. Instrumentos de recolección de datos	53
3.5. Técnicas e instrumentos de procesamientos de datos	
3.5.1. Técnicas de procesamiento de datos	

	Página
3.5.2. Instrumentos de procesamiento de datos	54
<b>CAPITULO IV. DESARROLLO</b>	
4.1. Estudio Topográfico	56
4.2.1. Técnica de recopilación de datos	56
4.2.2. Procesamiento de información	
4.2. Estudios hidrográficos	58
4.2.1. Caracterización Fisiográfica de la Sub Cuenca Salas	
4.2.2. Régimen Pluviométrico	59
4.2.3. Cálculo de la pendiente:	71
4.2.4. Cálculo de socavación	72
4.3. Estudio de suelos	74
4.3.1. Capacidad portante SPT 1 (4.9m)	76
4.3.2. Capacidad portante SPT 2 (5.05m)	77
4.4. Diseño de superestructura	79
4.4.1. Diseño de tablón	
4.4.2. Diseño de largueros	83
4.4.3. Diseño de viga inferior o viga transversal	87
4.4.4. Diseño de sección de la plancha	91
4.4.5. Diseño de cable principal	93
4.4.6. Diseño de péndolas	97
4.4.7. Diseño de cámaras de anclaje	98
4.4.8. Diseño de los carros de dilatación	101
4.4.9. Diseño de torres	105
4.5. Diseño de infraestructura	114
4.5.1. Diseño de zapatas, acero positivo	116
4.5.2. Diseño de zapatas, acero negativo	

**CAPÍTULO V. RESULTADOS**

5.1. Estudio Topográfico	118
5.1.1. Ubicación de la zona de estudio	
5.1.2. Acceso al área de estudio	
5.1.3. Topografía	
5.1.4. Altitud de la zona	
5.1.5. Cotas	119
5.2. Estudios hidrográficos	
5.2.1. Características fisiográficas de la sub cuenca	
5.2.2. Régimen pluviométrico	119
5.2.3. Pendiente del cauce	121
5.2.4. Socavación	
5.3. Estudio de suelos	
5.3.1. Capacidad portante:	
5.3.2. Ángulo de fricción	
5.3.3. Granulometría	
5.3.4. Contenido de humedad	122
5.4. Diseño de la superestructura	
5.4.1. Diseño del tablón	
5.4.2. Diseño de largueros	
5.4.3. Diseño de viga inferior o viga transversal	
5.4.4. Diseño de cable principal	123
5.4.5. Diseño de péndolas	
5.4.6. Diseño de cámaras de anclaje	124
5.4.7. Diseño de carros de dilatación	
5.4.8. Diseño de torres	125

	Página
5.5. Diseño de la infraestructura	
<b>CAPITULO VI. DISCUSIÓN</b>	
6.1. Contrastación de hipótesis	127
6.1.1. Hipótesis general	
6.1.2. Hipótesis Especifica H-1	
6.1.3. Hipótesis Especifica H-2	128
6.1.4. Hipótesis Especifica H-3	
6.1.5. Hipótesis Especifica H-4	129
6.1.6. Hipótesis Especifica H-5	
6.2. Comparación con antecedentes	130
<b>CONCLUSIONES</b>	132
<b>RECOMENDACIONES</b>	133
<b>ANEXOS</b>	134
<b>FUENTES DE INFORMACIÓN</b>	157

## ÍNDICE DE GRAFICOS

<b>TABLAS</b>	<b>Página</b>
Tabla 1: Tabla de Cowan para determinar los factores de n	31
Tabla 2: Factor de corrección por contracción del cauce $\mu$	33
Tabla 3: Factores de carga de Terzagui en función de $\phi$	40
Tabla 4: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi	41
Tabla 5: Simbología de suelos granulares	42
Tabla 6: Simbología de suelos finos y organices	42
Tabla 7: Tipo de maderas	43
Tabla 8: Esfuerzos admisibles	44
Tabla 9: Modulo de elasticidad	44
Tabla 10: Resistencias nominales y admisibles de cables Klb/pulg <sup>2</sup>	45
Tabla 11: Especificaciones técnicas del cable tipo boa esturión	46
Tabla 12: Peso unitario de materiales P	47
Tabla 13: Operacionalización de variables	51
Tabla 14: Datos de la Sub Cuenca Salas	58
Tabla 15: Caudales históricos del Rio Motupe en m <sup>3</sup> /s	60
Tabla 16: Caudales - Método Gumbell	61
Tabla 17: Caudal de diseño para los diferentes periodos de retorno	64
Tabla 18: Caudales - Método Nash	64
Tabla 19: Caudal de diseño para los diferentes periodos de retorno	67
Tabla 20: Causales - Método Log Pearson III	67
Tabla 21: Caudal de diseño para los diferentes periodos de retorno	70
Tabla 22: Calculo de pendiente	71
Tabla 23: Datos para capacidad portante SPT 1	76
Tabla 24: Datos para capacidad portante SPT 2	77
Tabla 25: Datos para el diseño del tablón	79
Tabla 26: Datos para el diseño de largueros	83
Tabla 27: Datos para el diseño de viga inferior	87
Tabla 28: Peso de estructura	94
Tabla 29: Caudal y periodo de retorno – Gumbel	119
Tabla 30: Caudal y periodo de retorno – Nash	120



Tabla 31: Caudal y periodo de retorno – Log Pearson III	120
---------------------------------------------------------	-----

**FIGURAS**

Figura 1: Puentes construidos en el 2019	2
Figura 2: Diagrama de Ishikawa	4
Figura 3: Puente Queswachaka	14
Figura 4: Puente de madera Virserum	15
Figura 5: Puente George	16
Figura 6: Puente Rafael Urdaneta	17
Figura 7: Puente La Vicaria	18
Figura 8: Composición de un puente colgante	19
Figura 9: Puente sobre el río Apurimac	20
Figura 10: Partes de un puente colgante	20
Figura 11: Cable principal	22
Figura 12: Péndolas	23
Figura 13: Viga transversal	23
Figura 14: Torres del puente	24
Figura 15: Factor de forma	26
Figura 16: Sección transversal del cauce	32
Figura 17: Grafica de Peck	38
Figura 18: Falla por capacidad de carga en cimentación continua	39
Figura 19: Cable tipo boa con alma de acero	46
Figura 20: Sección de puente colgante	52
Figura 21: Procedimiento de recolección de datos	54
Figura 22: Ubicación del puente	55
Figura 23: Factor de forma	59
Figura 24: Sub cuenca salas	60
Figura 25: Modelamiento en Hec Ras - Tirante máximo	73
Figura 26: Punto de SPT 1	74
Figura 27: Punto de SPT 2	75
Figura 28: Ensayo de contenido de humedad	78

	<b>Página</b>
Figura 29: Vista lateral del puente	79
Figura 30: Vista frontal del puente	80
Figura 31: Momentos y cortantes en SAP 2000	86
Figura 32: Momentos y cortantes de SAP 2000	91
Figura 33: Plancha	92
Figura 34: Fuente propia	98
Figura 35: Carros de dilatación	101
Figura 36: Diagrama de Momentos de las torres	105
Figura 37: Momentos y cortantes máximas	106
Figura 38: Área de acero en SAP 2000	107
Figura 39: Diseño de Columna	108
Figura 40: Diagrama de iteración	108
Figura 41: Diagrama de momentos y cortantes viga 101	109
Figura 42: Área de acero en viga 101	109
Figura 43: Diseño de acero viga 101	110
Figura 44: Diagrama de momentos y cortantes viga 102	110
Figura 45: Área de acero en viga 102	111
Figura 46: Diseño de acero viga 102	111
Figura 47: Diagrama de momentos y cortantes viga 103	112
Figura 48: Área de acero en viga 103	112
Figura 49: Diseño de acero viga 103	113
Figura 50: Diagrama de momentos y cortantes viga 104	113
Figura 51: Área de acero en viga 104	114
Figura 52: Diseño de acero viga 104	114
Figura 53: Reacciones en la base para el diseño de la cimentación	115
Figura 54: Presiones máximas del suelo	115
Figura 55: Diseño de cimentaciones	117
Figura 56: Comparación de caudales T vs Q	120
Figura 57: Cámara de anclaje	124
Figura 58: Carros de dilatación	124
Figura 59: Diseño de Zapata	125
Figura 60: Muestra de SPT 1	146

Figura 61: SPT 1	146
Figura 62: Rebote a 4.90m SPT 1	147
Figura 63: SPT 2	147
Figura 64: Muestra SPT 2	148
Figura 65: Rebote a 5.05m SPT 2	148
Figura 66: Ensayo de corte directo	149
Figura 67: Ensayo de granulometría	149
Figura 68: Ensayo de Limite liquido	150
Figura 69: Imagen 3D del puente	150
Figura 70: Imagen 3D, vista frontal	151
Figura 71: Imagen 3D, vista frontal	151
Figura 72: Imagen 3D, vista frontal	151

# **CAPITULO I**

## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1. Situación problemática**

En el Perú, el desarrollo de la infraestructura vial es un desafío anual por sus características orográficas y la poca inversión que destina el estado a la ejecución de proyectos viales. Uno de esos desafíos viene a ser la construcción de puentes en quebradas o ríos que fácilmente superan los 100 m de longitud, los cuales se necesitan en la costa, sierra y selva de nuestro Perú. Un puente es una necesidad prioritaria porque nos ayuda a unir dos lugares, a brindar mayor transitabilidad, disminuir las horas de viajes e integrar los pueblos aledaños. Cuando no se pueden poner apoyos en el centro del río o quebrada por correr riesgo de socavación o porque el río es muy caudaloso, y al tener una luz importante, una muy buena opción son los puentes colgantes que solo requieren anclaje en los costados.

La mayoría de puentes de luces grandes que han sido edificado en el Perú son importados desde países más desarrollados con todo diseño estructural y arquitectónico, es por eso que no tenemos muchos profesionales especializados en el tema ni muchas fuentes de información.

El factor económico también influye mucho para poder fomentar los proyectos de construcción de puentes, es por eso que se requiere puentes dúctiles, que nos permitan economizar, pero al mismo tiempo brindar la seguridad necesaria de que cumplirá con todos los parámetros de seguridad

y tendrá un buen comportamiento en los sismos. Una buena forma de lograr esto es con losas de maderas las cuales podemos usar cuando los vehículos que transitaran la zona son pequeños para esto se tiene que analizar su comportamiento sísmico y estructural.

En el año 2019 en el Perú se han construido 95 puentes de los cuales ninguno es un puente colgante peatonal de madera.

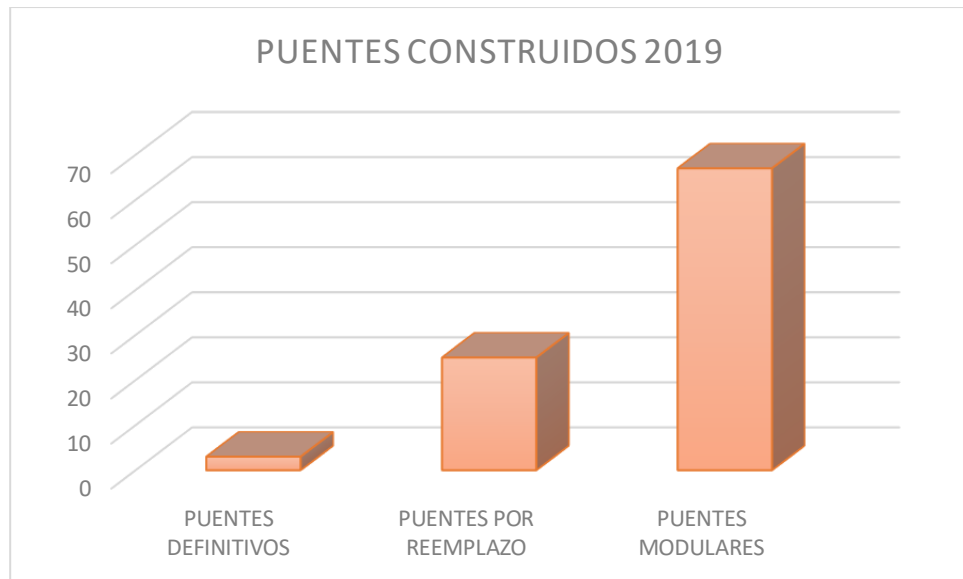


Figura 1: Puentes construidos en el 2019  
Fuente: Provias Nacional (2019)

No hay una norma peruana que nos dé parámetros para el diseño, simplemente nos guiamos por el manual de construcción de Puentes.

Hay muchos lugares de Lambayeque que están excluidos por falta de vías de acceso y cuando hay máximas avenidas los ríos se cargan y obstaculizan el paso, es así que los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe pertenecientes al distrito de Salas quedan incomunicados cada vez que hay lluvias fuertes y exponen sus vidas tratando de cruzar al otro lado del río.

Tienen que realizar viajes largos para poder comunicarse peatonalmente; un puente sería la solución perfecta para su problema ayudándolos a integrarse a la provincia y disminuyendo sus costos de

movilización permitiéndoles aumentar el comercio de cada uno de los caseríos antes mencionados.

## **1.2. Definición del problema**

Los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe se encuentran ubicados en el distrito de Salas, para poder acceder peatonalmente a los caseríos antes mencionados, se tiene que cruzar el río Salas, el cual en épocas de máximas avenidas se carga e impide el paso. Los pobladores imprudentemente y por necesidad han hecho una trocha en la cual se cruza el río por la parte más corta sin ningún cuidado y corriendo un gran peligro.

Son 480 habitantes que corren un riesgo latente y que quedan incomunicados en época de lluvias.

La construcción de un puente que permitirá cruzar el Río Salas sin ningún peligro, es un proyecto el cual ayudará a la intercomunicación de los caseríos con el distrito de Salas constituyendo así la integración de estos pueblos con del Departamento de Lambayeque.

Evaluando los parámetros de diseño el factor económico, los bajos presupuestos de la municipalidad y que los pobladores se transportan por medio de animales de carga como burros, caballos, yeguas no obstante el diseño se reforzará de modo que puedan pasar camionetas hasta de 4 toneladas es por eso que se opta por un tablero de madera, así como las vigas y los largueros, los cables sí serán tipo boa y las torres, de concreto armado.

Por lo antes expuesto la siguiente investigación propone el diseño de un puente colgante peatonal de madera de 120 metros de longitud.

Se ha elaborado un diagrama de pescado en el que se identifica todas las causas que han llevado a la inaccesibilidad peatonal a los caseríos del Distrito de Salas detallados anteriormente.

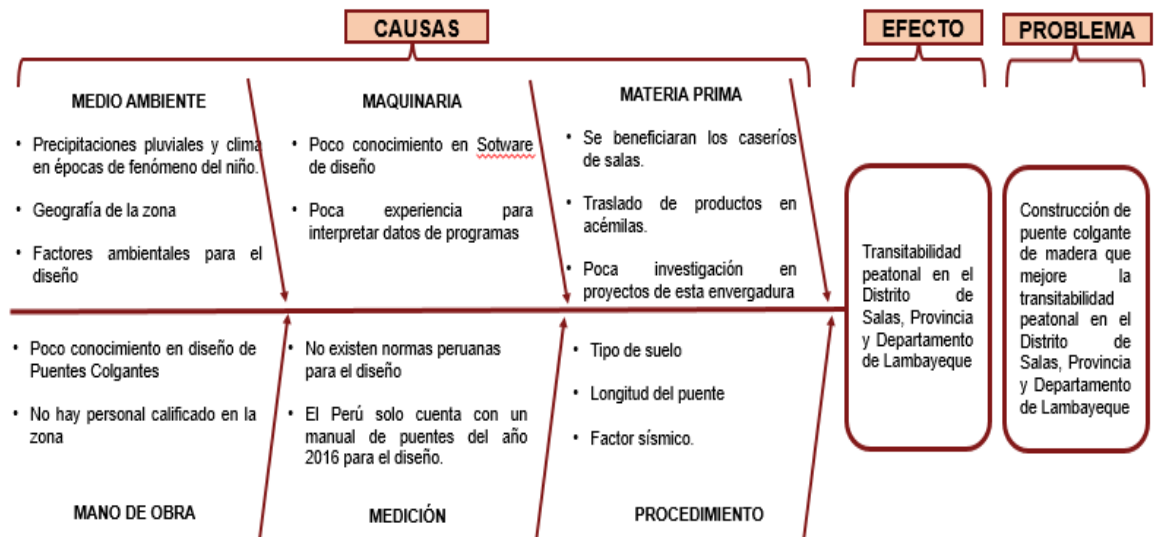


Figura 2: Diagrama de Ishikawa  
Fuente: Propia

### 1.3. Formulación del problema

#### 1.3.1. Problema general

¿En qué medida el diseño del puente colgante de madera mejorará la transitabilidad peatonal para los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, ¿Tempon Alto y Archipe?

#### 1.3.2. Problemas específicos

- ¿De qué manera contribuirá el estudio topográfico en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal?
- ¿De qué manera contribuirá los estudios hidrográficos en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal?
- ¿De qué manera contribuirá el estudio de suelos en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal?
- ¿De qué manera el diseño de la superestructura contribuirá con el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal?

- ¿De qué manera el diseño de la infraestructura contribuirá con el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal?

#### **1.4. Objetivo general y específicos**

##### **1.4.1. Objetivo General:**

Diseñar un puente colgante de madera para mejorar la transitabilidad peatonal para los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe

##### **1.4.2. Objetivos Específicos:**

- Realizar el estudio topográfico en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal
- Desarrollar los estudios hidrográficos en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal
- Realizar estudio de suelos en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal
- Realizar diseño de la superestructura para el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal
- Realizar el diseño de la infraestructura para el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal

#### **1.5. Justificación**

Con este proyecto se mejorará la transitabilidad peatonal de los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo y Tempon Alto cuya comunicación con el distrito de Salas es muy escasa; y en época de altas avenidas su comunicación queda interrumpida quedando altamente aislados, se han establecido varios puntos de su importancia las cuales paso a detallar:



### **Social**

Los 480 habitantes contarán con una mejor calidad de vida y no continuarán arriesgando su vida para cruzar el río, así mismo tendrá mejores condiciones de transitabilidad peatonal y vehicular.

### **Teórica**

Se obtendrá un registro del diseño de un puente colgante para que los próximos investigadores o diseñadores lo puedan tomar como referencia.

### **Metodológica**

Se utilizará lo establecido en el Manual de Puentes, el reglamento Nacional de Edificaciones y la información recopilada de expedientes técnicos.

### **Práctica**

#### **Porque**

Los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo y Tempon Alto no cuentan con una vía de acceso propia, por lo cual, en su necesidad han tenido que crear una vía auxiliar, la cual cruza perpendicularmente al río Salas, generalmente. el río Salas no tiene mucho caudal, pero en los meses de máximas avenidas el caudal aumenta notoriamente, por lo que estos caseríos quedan incomunicados temporalmente; no obstante, los pobladores arriesgan su vida para cruzar, ya que necesitan comprar provisiones para poder sobrevivir.

#### **Para que:**

La elaboración del presente proyecto permitirá incorporar a los caseríos antes mencionados a la carretera LA – 102 brindándoles comunicación peatonal.

## **1.6. Impacto potencial**

### **1.6.1. Impacto teórico**

La información de puentes en el Perú es muy precaria y no existen normas para poder diseñar, solo contamos con un manual de puentes en el

que especifica a grandes rasgos los pasos que se debe seguir para realizar un diseño por ello esta tesis aportará información sobre el diseño de puentes colgantes de madera generando antecedentes para otros proyectos.

### **1.6.2. Impacto practico**

El presente proyecto beneficiará a los pobladores de los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe quienes no cuentan con un acceso seguro para trasladarse hacia el Distrito de Salas, beneficiando así a más de 500 personas.

### **1.7. Alcance y limitaciones**

El alcance del presente proyecto de investigación está relacionado en mejorar el sistema peatonal de los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe mediante la construcción de un puente.

Dentro de las limitaciones está la naturaleza, la accesibilidad al lugar, el tipo de suelo y la recopilación de datos hidráulicos ya que estos datos pueden variar dependiendo del día y de la temporada.

### **1.8. Viabilidad de la investigación**

Con esta investigación los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe contarán con una vía de acceso mucho más rápida y quedarán comunicados entre sí, viene a ser una investigación viable ya que se cuenta con los recursos económicos para realizar los estudios correspondientes, accesibilidad al lugar y el desarrollo del proyecto no toma más de cuatro meses.

## CAPITULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Antecedentes de la investigación

##### A nivel internacional

Mena y Ochoa (2018) realizaron una investigación sobre el ***“Diseño del puente peatonal colgante con tablero de madera y guía constructiva de la estructura, ubicada sobre el río tigre, Cantón San Miguel de los Bancos, provincia de Pichincha” en la Universidad Central del Ecuador.*** Teniendo como objetivo Diseñar el puente peatonal colgante con tablero de madera sobre el río Tigre en el cantón San Miguel de los Bancos, el diseño se realizó con la metodología AASHTO LRFD. Para recoger datos, los investigadores realizaron estudios de campo llegando a la conclusión de que la metodología AASHTO LRDF es apropiada para este tipo de puentes motivo por el cual se realizó un diseño apropiado y dúctil.

Huergo (2016) investigaron sobre el ***“Control de vibraciones verticales en puentes peatonales mediante amortiguadores de masa sintonizados” en la Universidad Nacional Autónoma de México*** con el objetivo de diseñar un sistema de amortiguadores de masa sintonizados que permita controlar las vibraciones verticales inducidas por personas en tres puentes peatonales existentes en México y en un puente peatonal tipo. Para la recolección de datos el investigador realizó estudios de campo en los 4 puentes estudiados concluyendo que la elección final de

los parámetros óptimos del TMD se hace con base al TMD de menor masa que logre satisfacer el confort para todos los casos de carga peatonal móvil y en diseño final de los TMD's dónde la masa de los dispositivos es proporcionada por un paquete de paneles de acero cuya densidad es de 7850 , los cuales pueden ser desmontados con facilidad para ajustar la frecuencia del TMD con la frecuencia del primer modo de vibrar de los puentes peatonales. La rigidez vertical del TMD es proporcionada por un arreglo de resortes, mientras que el amortiguamiento es proporcionado por amortiguadores viscosos.

Martínez (2016) investigó sobre el **“Diseño del puente colgante Orellana, de tipo hamaca vehicular, para la comunidad de el Rancho, San Agustín Acasagualtán, El progreso” en la Universidad San Carlos de Guatemala** adquiriendo como objetivo diseñar la estructura de un puente colgante de hamaca para la comunidad El Racho generando así un acceso de comunicación mucho más rápido entre la comunidad el Rancho y Santa Gertrudis. Para la recolección de datos se utilizó estudios de campo como viene a ser estudio de suelos, topográfico y hidrográfico llegando a la conclusión de que en el diseño estructural de puentes colgantes de hamaca se tiene que tener un cuidado especial en el análisis estructural porque los cables principales trabajan sobre una polea ya que por la forma en que trabajan los cables sobre una polea, dichos cables trabajan a tensión, y son los encargados de transmitir las cargas a compresión a las torres, estas cargas deben ser tomadas en cuenta en el diseño de las. Dicha estructura por ser demasiado larga estará sujeta por 2 tensores debajo del caminamiento del puente, uno a cada lado con el fin de evitar el efecto de onda cuando la estructura esté en uso; también cuando sea provocado por las cargas de sismo o viento así mismo la construcción de un puente colgante de hamaca referente al costo de mano de obra y materiales, es mucho más económica que la construcción de otros tipos de puentes. Los puentes rígidos de concreto cuestan Q 365 000,00 por metro lineal; y el puente de hamaca tendrá un costo de Q 4 353,26 por metro lineal. Este es uno de los factores más importantes que se consideran en la toma de decisión para la construcción de un puente

colgante en comparación con otros puentes; como por ejemplo los puentes rígidos de concreto de una o varias luces.

Cisneros (2015) realizó una investigación sobre ***“Diseño de puentes peatonales mediante el uso de cables de acero” en la Pontificia Universidad Católica del Ecuador*** con el objetivo de realizar el diseño de puentes peatonales con cables de acero. Para la recolección de datos se utilizó estudios de campo como estudios hidrográficos, de suelos y verificación de campo llegando a la conclusión de que se debe implementar en el diseño de puentes peatonales un análisis No Lineal, debido a los desplazamientos que se forman por las condiciones del material empleado, en este diseño los cables, por ellos se busca una convergencia de la estructura para así poder controlar las deformaciones con un análisis de 2° orden en el que las cargas se aplican en fracciones, por ello y para una mayor facilidad de los diseños se estableció utilizar los mismos perfiles de acero, tanto para las vigas principales (HEB 650) y transversales (IPE 160). Lo mismo ocurrió con las pilas rigidizadoras, se mantuvo un solo diseño, para que se haga más fácil al momento de diseñar la armadura interna y se mantenga una simetría en el puente peatonal colgante.

### **A nivel nacional**

Gago y Limache (2019) realizaron una investigación titulada ***“Análisis comparativo del comportamiento estructural entre un puente extradosado y un puente atirantado de 220 metros luz” en la Universidad Ricardo Palma*** con el objetivo de analizar y comparar el comportamiento estructural de un puente atirantado y un puente extradosado, considerando en su vano central una luz de 220 m. Se aplicó la metodología Descriptivo – Explicativo no experimental. Para la recolección de datos los investigadores usaron información bibliográfica teniendo como instrumentos de investigación hojas de cálculo, programa SAP 200, programa CSI BRIGDVE V20, programa AutoCAD, internet y web. Finalmente llegaron a la conclusión de que los elementos más

vulnerables en el diseño de estos 2 tipos de puentes son los cables, ya que si bien es cierto estos se diseñan considerando la fatiga a que están expuesto durante su vida útil, así mismo se limita a un esfuerzo producto de carga viva, para el diseño de puentes en general es importante analizar y observar los desplazamientos que se obtienen por carga viva (carga móvil producto del HL-93). Para este caso se tiene un desplazamiento vertical de 26.9 cm en el centro del vano central del puente atirantado y para el puente extradadosado 17 cm. Esto quiere decir que la viga cajón tiene una mayor rigidez vertical (debido a su gran inercia). Si se hablara de diseño se debe recurrir al manual AASHTO 2017 que propone no tener desplazamientos superiores al orden  $1/800$  de la luz, para ambos se cumple cuyo límite.

Arteaga (2016) hizo una investigación titulada ***“Criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes” en la Universidad Peruana los Andes*** teniendo como objetivo determinar los criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes de luz central mayor a doscientos metros con dos carriles, para el desarrollo de proyectos similares en nuestro país, que a su vez genere, un aporte para reducir la falta de infraestructura en la conectividad entre pueblos en las zonas de mayores dificultades por la diversidad de condiciones encontradas en el interior. Se aplicó la metodología Explicativa no experimental. Para la recolección de datos el investigador utilizó anotaciones que a través de fórmulas y normas contribuyen al diseño de puentes. Finalmente concluyó que la fuerza de viento que actúa sobre el puente a la velocidad de viento 180km/h, es de 1.1t/m, representa el 21.59% de la carga muerta incluida la carga de asfalto, frente a esto tenemos la sección rígida, haciéndolo poco probable que sea afectado por la resonancia producida por, acción del viento, fuerza externa, sismo u otro evento, concluyendo también que criterios para el diseño de puentes colgantes, nos lleva a seleccionar la opción, que arroja resultados más conservadores y por ende más seguros, esta es, la de combinaciones de carga por es el estado límite de resistencia I del AASTHO LRFD, incluyendo la fuerza de viento sin mayorar.

Meza y Sánchez (2015) realizaron una investigación titulada **“Diseño de un puente sobre el río Olichoco km. 27+000 entre los anexos de Yanasara y Pallar, distrito de Curgos- Sánchez Carrión – La Libertad” en la Universidad Privada Antenor Orrego** cuyo objetivo fue realizar el diseño de un puente sobre el río Olichoco entre los anexos Yanasara y Pallar para contribuir a solucionar la problemática de comunicación y desarrollo que actualmente está afectando a las comunidades aledañas. Se aplicó una metodología no experimental. Para la recolección de datos se utilizó estudios de campo como estudio de suelos, topografía para luego procesar esos datos y poder realizar el diseño del puente. Finalmente concluyen que el tramo carretero pertenece a uno de los ejes troncales que tiene la sierra liberteña; como tal, es de importancia esencial la construcción de este para evitar el corte del tránsito en la vía. El diseño concluyo con trabes de acero de sección w27 x 178 desde el estribo hasta el pilar distribuyendo las cargas a los nodos de las caras de la armadura y esta a su vez a la superestructura; los pilares tendrán la profundidad de 6 metros.

Vargas (2015) realizo una investigación titulada **“Elección y diseño de alternativa de puentes sobre el río Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos del proyecto constancia” en la Pontificia Universidad Católica del Perú** con el objetivo de ofrecer una solución, alternativa al puente Bailey existente, para dar acceso a la planta de procesamiento de minerales del proyecto Constancia, cruzando el río Chilloroya, la cual en comparación con el puente ya construido sea más económica, requiera menos tiempo para su construcción, tenga menor impacto ambiental y menores requerimientos de mantenimiento posterior, al corto y largo plazo. Se aplicó una metodología Explicativa no experimental. Para recoger los datos el investigador se basó en antecedentes, al mismo tiempo realizó estudios en campo en el cual determino el tipo de suelo, conteo vehicular. Finalmente concluyó que el puente diseñado con el método Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) es mucho más económico disminuyendo los costos en un 21%

del monto original, demoraría menos su ejecución disminuyendo también el impacto ambiental.

### **A nivel local**

Peralta (2018) realizó una investigación titulada **“Diseño estructural de puentes peatonales sobre a autopista Pimentel – Chiclayo” en la Universidad Señor de Sipan** con el objetivo de diseñar de un puente peatonal sobre la autopista Pimentel - Chiclayo en el km 7+874 para facilitar la transitabilidad de los usuarios considerando la normatividad vigente ya que moradores esta ciudad cruzan la autopista poniendo en riesgo sus vidas diariamente, esta autopista presenta un tránsito peatonal de 3146 personas por día. Se aplicó la metodología Cuasi Experimental. Para recoger los datos el investigador realizo estudios de campo como en el cual determino el tipo de suelo, su capacidad portante, la transitabilidad para posteriormente proceder al diseño del puente. Finalmente concluye que tendrá un puente de concreto postensado con secciones doble T y un ancho de vía de 1.80m y el presupuesto alcanzara un monto total de S/. 349357.67 soles incluyendo 18% IGV, 10% de gastos generales y 10% de utilidad.

### **2.2. Bases teóricas**

Los puentes se han ido desarrollando en nuestro país desde épocas preincaicas, los incas construyeron puentes colgantes de Ichu el cual es un vegetal trenzado muy resistente, una prueba fehaciente de lo que acabo de describir es el puente Queswachaka que se sitúa sobre el Rio Apurímac ubicado en el Distrito de Quehue, provincia de Canas departamento del Cusco; posteriormente con la aparición de nuevas tecnologías empezaron a surgir los puentes de piedra, madera, concreto y por último los puentes metálicos.





Figura 3: Puente Queswachaka  
Fuente: Macchu Pinchu Explorers

## 2.2.1. Tipología de puentes

### 2.2.1.1. Según su Tipología Estructural

Los puentes según su tipología estructural se dividen según Manterola (2001) en:

Puentes rectos o puentes viga. Son puentes en el cual el camino de rodadura coincide con la estructura principal, si bien es cierto esta es una definición vista desde el lado móvil de los elementos estructurales. En otras palabras, esos son puentes que utilizan la flexión generalizada (flexión, cortantes, torsión, etc) como mecanismo primordial para transmitir las cargas vivas y muertas hacia la cimentación.

Otro tipo de puente vienen a ser los puentes arco, en el cual el elemento de soporte del tablero la mayoría de los casos viene a ser el arco.

Los puentes colgantes o atirantados en el cual con una serie de cables in un cable colgado con el elemento de soporte de tirante y también son los que llevan las cargas hacia la cimentación. (p.93)

### 2.2.1.2. Según el material

#### Madera

Los puentes de madera han existido desde hace muchos años, las personas suelen poner un tronco sobre un río y lo usan como puentes, los puentes contruidos con madera son mucho más fáciles, rápidos y económicos construir que los de otros materiales.

El problema al que se someten los puentes de madera es a la durabilidad, ya que al estar expuestos a la naturaleza tienden a malograrse más rápido que los puentes de piedra, concreto o metálicos. Los problemas básicos de durabilidad vienen a ser que el material se deteriora con el paso del tiempo si no se tiene un mantenimiento continuo y el otro problema es que la vulnerabilidad que tiene al efecto de las avenidas extraordinarias ya que corre más riesgo de ser llevado por el río.



Figura 4: Puente de madera Virserum  
Fuente: Forestal maderero

## Metálicos

Los puentes metálicos pueden ser de fundición, de hierro forjado y de acero.

En la antigüedad el hierro representó una innovación en la construcción de edificaciones, presas, en especial en los puentes, tuvo una gran acogida en los proyectos por lo que se desarrolló muy rápido, con el paso del tiempo ha llegado a ser un material esencial en construcción y mucho más en puentes ya que es uno de los materiales más usados.

Estos puentes suelen ser más costosos, no obstante, el acero ha ido sustituyendo a otros materiales para la construcción de puentes, este material es usado para puentes colgantes, puentes viga, puentes atirantados, etc.

Los primeros puentes de gran dimensión construidos con hierro forjado fueron los puentes viga Conway y Britannia edificados a finales del siglo XIX.

Otro puente de gran extensión e importante es el puente George construido en Virginia Occidental con una longitud de 920 metros, su construcción demoró 3 años desde 1974 hasta 1977.



Figura 5: Puente George  
Fuente: Astelus

## Concreto

Los puentes de concreto pueden ser armados, pretensados y mixtos.

Los puentes de concreto armado es una combinación de concreto y acero apropiados para poder resistir los esfuerzos a flexión, ya que el concreto es muy útil cuando se trata de esfuerzos a compresión mientras que el acero es mucho más resistente a los esfuerzos a tracción.

Los de concreto pretensado trabajan diferente a los de concreto armado, estos trabajan con una armadura activa ya que se verifica anticipadamente la actuación de las cargas que recibirá la estructura comprimiendo del concreto de modo que los esfuerzos a tracción sean mínimos. El puente se pondrá en tensión previamente a la acción de cargas vivas y muertas que va recibiendo, en otras palabras, ante la acción de las cargas la estructura tiene que tener contra – acciones adelantadas para prevenir fallas.

Uno de los puentes más largos de concreto de Latinoamérica viene a ser el puente Rafael Urdaneta cuya construcción demoro 5 años desde 1957 hasta 1962. Tiene una extensión de 8678 metros.



Figura 6: Puente Rafael Urdaneta

Fuente: 360 en concreto

## Mixtos

El puente mixto viene a ser la combinación del concreto armado con los yuxtapuestos (armaduras metálicas), van a estar conectados para que trabajen entre sí.

Generalmente el tablero de rodadura de un puente metálico es de concreto armado. Para poder diseñar estas estructuras mixtas se debe asegurar que el esfuerzo rasante se debe transmitir de un material a otro, estas conexiones son realizadas mediante elementos metálicos que van soldados en la armadura e infiltrados en el concreto al que se unen por adherencia.

Un ejemplo de este tipo de puente viene a ser el puente arco La Vicaria en España el cual cuenta con 260 metros de longitud, la estructura de este puente es metálica mientras que el tablero y 4 torres de concreto armado.



Figura 7: Puente La Vicaria  
Fuente: Arqhys

### 2.2.2. Puentes colgantes

Los puentes colgantes son denominados puentes de excelencia, al inicio se realizaron con cuerdas vegetales, en el siglo XIX se construyeron los primeros puentes que hasta el momento existen. El Puente colgante más antiguo es el Unión Brigge ubicado sobre el río Tweed en Berwick construido en 1820 con una luz de 137 metros, otro

puente viene a ser el Puente Menal ubicado en la carretera que uno Lonbres a Holyhead diseñado en 1826, este puente está constituido por un arco de 177 metros de luz y 7 metros de ancho, al inicio fue tensado con cadenas de hierro, pero en 1940 se cambió por cables de acero tal como se ve actualmente en puentes de esta categoría.

Un puente colgante es una estructura al cual permite cruzar un obstáculo el cual viene a ser ríos generalmente en distintos niveles. Este compuesto por:

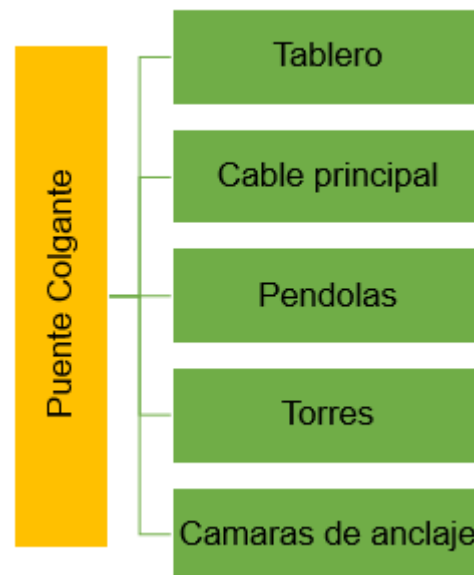


Figura 8: Composición de un puente colgante  
Fuente: Propia

La necesidad de atravesar impedimentos naturales, como pueden ser ríos o quebradas, ha permitido que desde épocas antiguas se vengán desarrollando puentes como es el caso de los puentes colgantes. En el Perú, en la época incaica, se utilizaron ya este tipo de puentes el cuan consistía en un sistema de sogas denominado oroyas, con un cable, o huaros, con dos cables, formados por varias sogas hechas de fibras vegetales del maguey. Estos puentes eran empíricos pero muy beneficiosos.

Uno de los puentes más notables de esta época fue el puente que está ubicado sobre el río Apurímac. Este puente fue parte del camino imperial al Chinchaysuyo. Tiene una longitud de 45 Su estructura portante estaba formada por cinco cables de fibra de maguey de unos 12cm de diámetro, sobre los que se hallaba la plataforma formada por pequeñas varas de caña atadas transversalmente con tiras de cuero sin curtir. Estos cables se reemplazaban cada año. Este puente colgante fue usado por cerca de 500 años, por desuso y falta de mantenimiento colapsó en la década de 1890.



Figura 9: Puente sobre el río Apurimac  
Fuente: Squier, 1877

Características de los puentes colgantes:

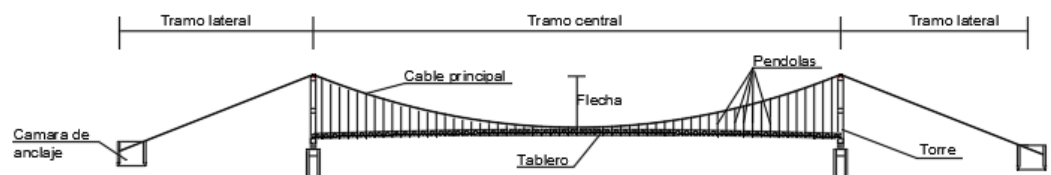


Figura 10: Partes de un puente colgante  
Fuente: Propia

- Tramo central: Es el tramo principal del puente colgante, tiene a luz más grande y se encuentra dentro de las dos torres.
- Dos tramos laterales: Son los tramos que parten de las torres hasta las cámaras de anclaje, generalmente sus luces varían de 0.20 a 0.50 de la luz del tramo central.
- Cable principal: Suele ser de acero una de las partes más importantes de la estructura, se estructura con una flecha 1/10 de la luz del tramo central generalmente.
- Péndolas: Son las encargadas de transportar las cargas hacia el cable principal.
- Dos torres: Suelen ser de acero o concreto armado, están ubicadas entre el tramo central y los tramos laterales. Estos sirven de apoyo al cable principal.
- Tablero: Viene a ser por la que pasan el tráfico o personas, está colgado de las péndolas las cuales pueden ser inclinadas o verticales.
- Vigas de rigidez: Son las encargadas de distribuir las cargas peatonales y vehiculares impidiendo las deformaciones locales del puente.
- Dos cámaras de anclaje: Sirven para fijar los cables principales al suelo, suelen ser de concreto simple ya que están en contacto directo con el suelo, esas cajas resisten las fuerzas horizontales de los cables por gravedad.

### **2.2.2.1. Componentes y elementos de la estructura**

Los puentes colgantes están compuestos por la superestructura y la infraestructura o cimentación:

#### **Cable principal:**

Es uno de los elementos más importantes de la superestructura ya que se encarga de resistir las cargas a la que estará sometida la estructura. Resiste gran parte de los esfuerzos axiales que actúan sobre el puente.



Cuando se somete al cable a fuerzas producidas por este tipo de puentes, toma la forma de modo que solo se produzcan esfuerzos axiales a tracción y no a flexión. La forma que adopta el cable es una miscelánea entre catenaria y parábola debido al peso propia del cable y el peso del tablero.

Este cable está constituido torones cableados alrededor de un centro el cual puede ser de acero o fibra. El número de torones varía de acuerdo a las especificaciones que cada fabricante tiene. Los torones se constituyen de alambres trenzados en forma de espiral por lo que su rigidez a la flexión es casi nula.

Los cables deben estar anclados en una cámara de anclaje capaz de soportar la tensión del mismo, estas cámaras son de concreto simple generalmente.

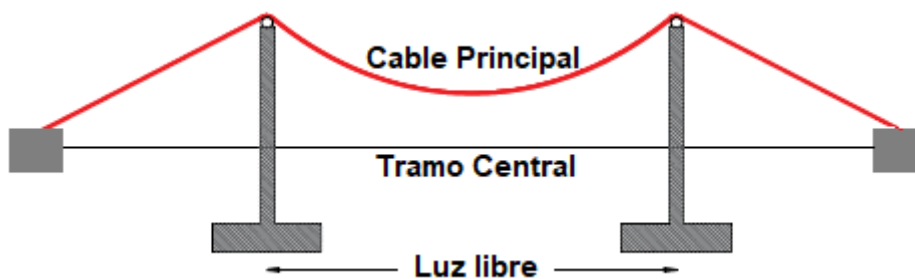


Figura 11: Cable principal  
Fuente: Propia.

### **Péndolas:**

Son los elementos que transmiten las cargas de las vigas, del tablero, largueros, verticales, brida superior y de los diagonales al cable principal, estos elementos tienen doble articulación y son colocados verticalmente y a una misma distancia en la dirección del puente.

Las péndolas deben trabajar a esfuerzos axiales o de tensión por lo que tiene que considerar elementos que conecten las péndolas y los cables principales de modo que se pueda garantizar lo especificado anteriormente.

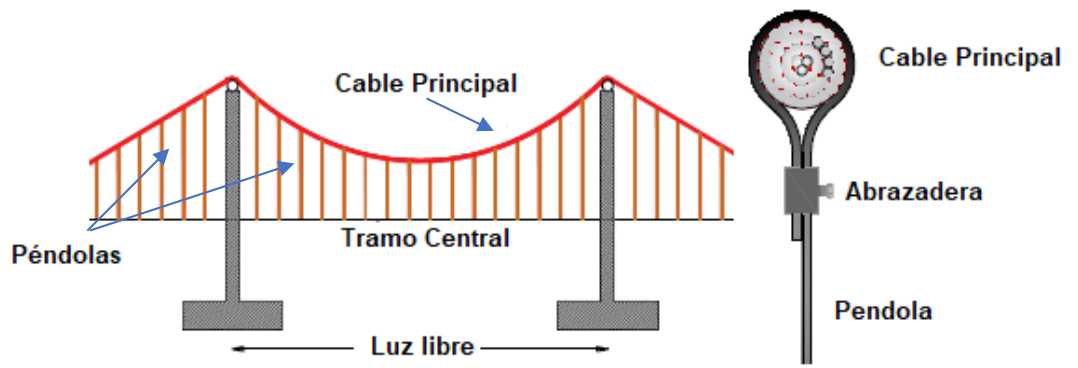


Figura 12: Péndolas  
Fuente: Propia

### Viga transversal

Tiene como función recibir las cargas que actúan sobre el tablero y distribuirlas a las péndolas, lo cual permite al cable principal tener la forma de parábola. Las vigas deben tener un diseño dúctil el cual permitirá que un buen comportamiento estructural y lo más importante es que debe tener un funcionamiento integral con el tablero para poder obtener una rigidez torsional.

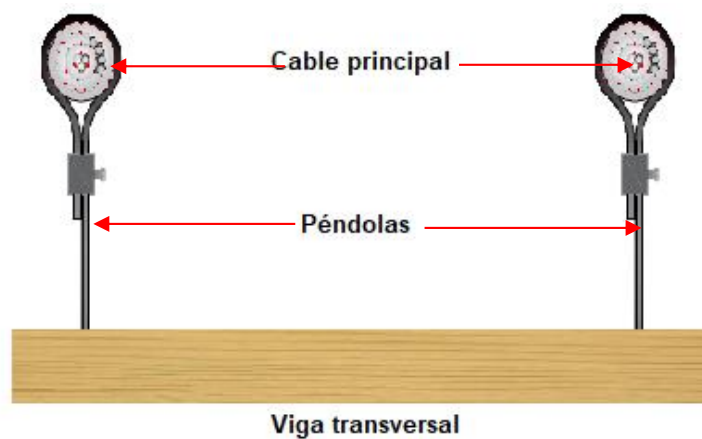


Figura 13: Viga transversal  
Fuente: Propia

## Torres

Las torres pueden ser diseñadas y construidas con diferentes materiales en este caso se harán de concreto armado, tienen como característica ser diseñadas para tener una alta rigidez en dirección transversal de la estructura.

En la parte superior de las torres se ubican los carros de dilatación de manera simétrica en relación al eje del tablero, sobre ellos pasaran los cables principales.

La cimentación de las torres debe ser de concreto armado ya que estará en contacto con el suelo.

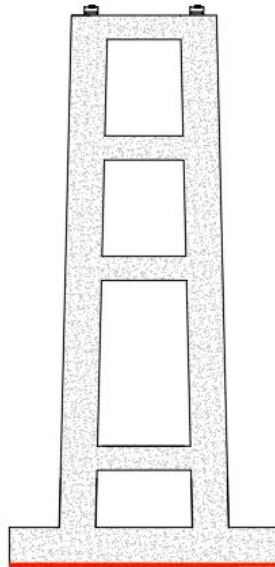


Figura 14: Torres del puente  
Fuente: Propia

### 2.2.3. Estudios Hidrográficos

Los estudios hidrográficos son parte fundamental del diseño de un puente, el cual nos ayudara a verificar la socavación y el caudal de diseño.

La hidrología viene a ser la ciencia geográfica que estudia la existencia de los recursos hídricos de la tierra en tiempo, espacio y aleatoriedad. Este recurso se incluye la parte esencial para el diseño que viene a ser la formación de precipitación, escorrentía, evaporación, agua subterránea y evapotranspiración, sin estos datos no se podrían ejecutar proyectos de obras

hidráulicas como puentes, defensas ribereñas, drenaje de carreteras, presas, bocatomas, irrigación, hidroeléctricas, reservorios, entre otros.

Como estudio de la parte hidrología se debe comenzar por la cuenca hidrográfica del lugar en el que se va a ejecutar el proyecto, la cual está definida por Germán Monsalve (1999) como “aquella zona, delimitada mediante el uso de cartografía, que es regida por un curso de agua o un sistema integrado de cursos de agua que tienen una sola salida” (p.33). En otras palabras, las cuencas tienen una delimitación entre una cuenca y otra cuenca denominada línea divisoria, también tiene un punto de salida de la escorrentía.

Hidrografía de la cuenca: Tiene características las cuales deben ser exploradas y estudiadas para tener una mayor comprensión de su comportamiento hidrológico, esta viene a ser la morfología del terreno, precipitaciones, pendientes, entre otras. Las características más relevantes según Monsalve (1999) son “El *área de drenaje* es la proyección, en el plano horizontal, del área de la cuenca delimitada” (p.37). Saber el área de la cuenca nos ayuda para poder hallar el caudal, también se debe resaltar que se tiene que delimitar bien la cuenca.

En el Perú gracias a la Autoridad Nacional del Agua ya tiene la delimitación de las cuencas y sub cuencas hidrográficas.

### **Características de Forma**

Reconocer la forma que tendrá la cuenca es relevante, y está relacionada al tiempo de concentración, el cual, según el autor Monsalve (1999) es “el tiempo que le toma a una partícula de agua para recorrer toda la extensión de la cuenca, desde el límite más alejado hasta la salida” (p.37).

Para ello, existen dos parámetros teóricos que servirán al determinar la forma que tendrá la cuenca, uno es el índice de Gravelius o coeficiente de compacidad y el otro es el factor de forma.

El índice de compacidad o índice de Gravelius según Villón (2002) es el que “expresa la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro equivalente a una circunferencia, que tiene la misma área” (p.41)

Este dado por la siguiente formula:

$$k = \frac{\text{Perímetro de la cuenca}}{\text{Perímetro de un círculo de igual área}}$$

Si  $K = 1$ , la cuenca es de forma circular

Si  $K > 1$ , la cuenca es alargada (pocas posibilidades que sean cubiertas completamente por una tormenta)

Mientras que el factor de forma según el mismo autor está dado por la fórmula:

$$F = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

A = área

L = Longitud

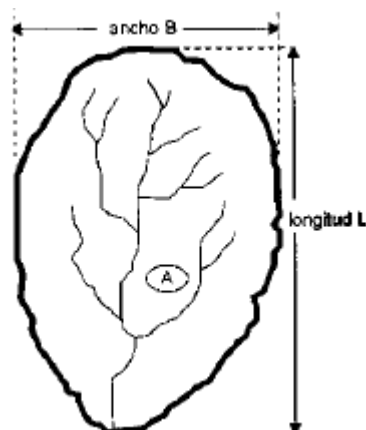


Figura 15: Factor de forma  
Fuente: Villón.2002

El factor de forma nos sirve para comparar una cuenca con otra y verificar cuál de ellas es más propensa a inundarse en una tormenta.

### 2.2.3.1. Cálculo de caudal de Diseño

El caudal de diseño, es parte fundamental del estudio hidrográfico, hay muchos métodos para poder calcularlo, en este caso estaremos trabajando con métodos estadísticos ya que contamos con la información brindada por la Autoridad Nacional de Agua de los caudales de la cuenca desde el año 1962 hasta el año 2018.

Trabajaremos con tres métodos estadísticos los cuales son el de Distribución Log Pearson Tipo III, Distribución Gumbel y Nash.

#### 2.2.3.1.1. Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^\gamma \tau(\gamma)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x_0$ : parámetro de posición

$\gamma$  : parámetro de forma

$\beta$  : parámetro de escala

#### 2.2.3.1.2. Distribución Gumbel

Para calcular el caudal máximo para un periodo de retorno:

$$Q_{m\acute{a}x} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \ln(T))$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2}{N-1}}$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x}$  = Caudal máximo para un periodo de retorno determinado en m<sup>3</sup>/s

N = Número de años de registro

$Q_i$  = Caudales máximos anuales registrados en m<sup>3</sup>/s

$Q_m$  = Caudal promedio

$\sigma_N, Y_N$  = Constantes en Función de N

$\sigma_Q$  = Desviación estándar de los caudales

Para calcular el intervalo de confianza se hace de la siguiente manera:

1. Si  $\Phi = 1 - 1/T$  varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la formula siguiente:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N\alpha\sigma_m} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N\sqrt{N}}$$

Donde:

N = Número de años de registro

$N\alpha\sigma_m$  = Constante en función de  $\Phi$

$\sigma_N$  = Constante en función de N

$\sigma_Q$  = Desviación estándar de los caudales

2. Si  $\Phi > 0.90$ , el intervalo se calcula así:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\sigma_Q}{\sigma_N}$$

La zona de  $\Phi$  comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición donde  $\Delta Q$  es proporcional al calculado con las ecuaciones anteriores

El caudal de diseño para cierto periodo de retorno, en nuestro caso 50 años se calcula así:

$$Q_d = Q_{m\acute{a}x} \pm \Delta Q$$

### 2.2.3.1.3. Nash

Considera al valor del caudal para determinar el periodo de retorno

$$Q_{m\acute{a}x} = a + b \times \log \left( \log \left( \frac{T}{T + 1} \right) \right)$$

Donde:

a,b : Constantes en función del registro de caudales máximos anuales

$Q_{m\acute{a}x}$  : Causal máximo para un periodo de retorno en m<sup>3</sup>/s

T: Periodo de retorno en años

Calculado con las siguientes formulas

$$b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i \times Q_i - N \times X_m \times Q_{prom}}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N \times X_m^2}$$

$$a = Q_{prom} - b \times X_m$$

Siendo:

$$X_i = \text{Log} \left( \log \left( \frac{T}{T - 1} \right) \right)$$

Donde:

N: Número de años

Qi: Caudales máximos anuales registrados



$X_i$  : Constante para cada caudal registrado, en función del periodo de retorno

Para calcular el intervalo en el cual puede variar el  $Q_{m\acute{a}x}$ :

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)}$$

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - \left( \sum X_i \right)^2$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - \left( \sum Q_i \right)^2$$

$$S_{xq} = N \sum X_i Q_i - \left( \sum X_i \right) \left( \sum Q_i \right)$$

#### 2.2.3.1.4. Formula de Manning

La fórmula de Manning es una de las más usadas para el cálculo del caudal, en nuestro caso la usaremos para verificar si el caudal pasa por la sección obtenida de acuerdo al estudio topográfico realizado.

$$Q = \frac{A^{5/3} \times S^{1/2}}{n \times P^{2/3}}$$

Donde:

Q = Caudal

A = Área

n = Coeficiente de rugosidad

P = Perímetro

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad Arturo Rocha crea una tabla en la que vas sacando el valor de n según los materiales y características del lecho del río.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m_5$$

Donde:

$n_0$  = Valor básico que depende de la rugosidad

$n_1$  = Valor adicional para tomar en cuenta las irregularidades

$n_2$  = Valor adicional para tomar en cuenta las variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal

$n_3$  = Valor adicional para tomar en cuenta las obstrucciones

$n_4$  = Valor adicional para tomar en cuenta la vegetación

$m_5$  = Factor para tomar en cuenta los meandros

Tabla 1: Tabla de Cowan para determinar los factores de n

Superficie Canal	Tierra	$n_0$	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Irregularidad	Suave	$n_1$	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variación de la Sección	Gradual	$n_2$	0.000
	Ocasionalmente		0.005
	Frecuentemente		0.010-0.015
Efecto de la Obstrucción	Despreciable	$n_3$	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.000
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	$n_4$	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Intensidad de Meandros	Menor	$m_5$	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Rocha.2007

### 2.2.3.2. Socavación

#### Método de Lischvan - Levediev

Este método tiene su fundamento en el equilibrio que debe haber entre la velocidad media real de la corriente ( $V_r$ ) y la velocidad media erosiva ( $V_e$ ), siendo la Velocidad erosiva la velocidad mínima

que conserva un movimiento generalizado del material en el fondo del cauce del río.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea (MTC. 2012, p.106)

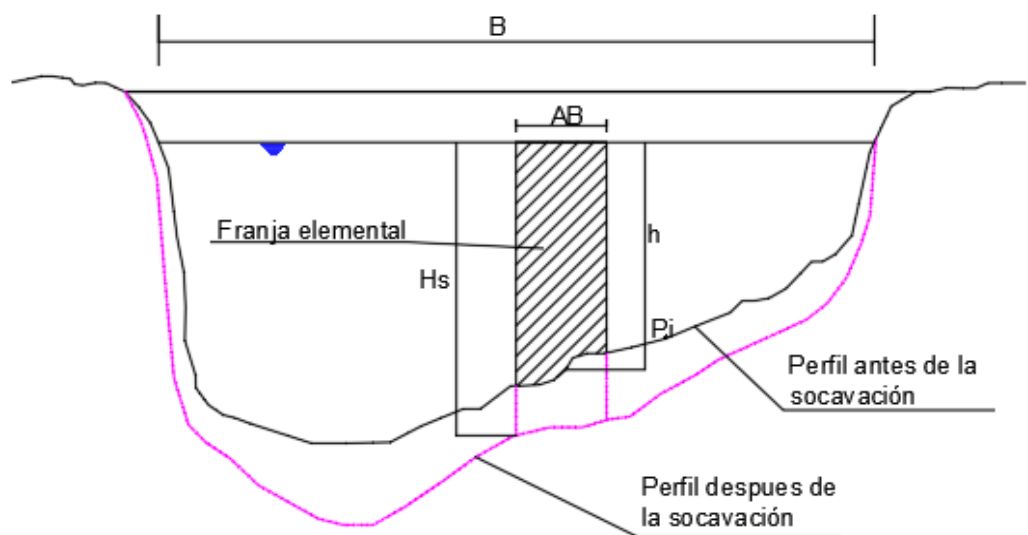


Figura 16: Sección transversal del cauce  
Fuente: Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992)

### Para suelos granulares

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

Se tiene que tener en cuenta el factor de relación u para la calcular el alfa

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} \times B_e \times \mu}$$

Tabla 2: Factor de corrección por contracción del cauce  $\mu$

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: Juárez Badillo E. y rico Rodríguez A., 1992

Donde:

$H_s - h$  : Profundidad de socavación (m)

$H$  : Tirante de agua (m)

$D_m$  : Diámetro característico del lecho (mm)

$\beta$  : Coeficiente de frecuencia.

$\mu$  : Factor de corrección por contracción del cauce

#### 2.2.4. Estudio de suelos

Los estudios de mecánica de suelos son obligatorios en cada proyecto cuyo objetivo sea la construcción, en un puente juegan un papel fundamental ya que con ello sabremos cual será el tipo de suelo en el que vamos a cimentar y la capacidad portante del mismo.

##### 2.2.4.1. SPT

El estudio es recomendado en arenas y se utiliza para sacar una muestra representativa del suelo y medir la resistencia del suelo a la penetración el muestreador. para realizar este ensayo nos enfocamos en la norma NTP 339.133 (ASTM D 1586)

El ensayo consiste en la caída libre de un martillo de 140 lb (63.5 kg) desde una altura de 30 pulg (76 cm), este martillo golpea sobre un cabezal conectado al penetrómetro mediante barra, se realiza el número de golpes (N) necesarios para conseguir la penetración de 12 pulg (30 cm); a este proceso se define como resistencia a la penetración.

## **Procedimiento**

- El sondaje debe ser avanzado por incrementos para poder permitir un muestreo continuo o intermitente. Los intervalos seleccionados son de 5 pies (1.5 m) generalmente, pero depende del ingeniero o geólogo a cargo.
- Es aceptable cualquier procedimiento de perforación mientras proporcione una cavidad limpia y estable antes de introducir el muestreador.
- El nivel del fluido de perforación dentro del sondaje o barrenos de eje hueco, deberá ser mantenido a nivel o por encima del nivel freático del terreno en todo momento durante la perforación, remoción de varillas.
- Colocar el martillo por encima y conectar el yunque a la parte superior de las varillas de muestreo.
- Marcar las varillas de perforación en tres incrementos sucesivos de 6 pulg. (0.15m), de modo que el avance del muestreador bajo el impacto del martillo pueda ser observado fácilmente.
- Hincar el muestreador con golpes de martillo de 140 lb (63.5 kg) y contar el número de golpes en cada incremento de 6 pulg. (0.15 m) hasta que se completó 50 golpes aplicados durante cualquiera de los tres aumentos de 6 pulg. (0.15 m), un total de 100 golpes aplicados en las 18 pulg. (0.45 m)

### **2.2.4.2. Corte directo**

Ensayo que sirve para calcular en ángulo de fricción del suelo, como también para calcular la resistencia del suelo entre otras. para realizar este ensayo nos enfocamos en la norma NTP 339.171 (ASTM D 3080)

Identifica la relación del esfuerzo y la deformación considerando una carga lateral aplicada para que se genere el esfuerzo cortante en otras palabras determina la resistencia de una muestra de suelo obtenida en el área en la que se va a cimentar sometida a fatigas y deformaciones que simulen las que existen en terreno natural por la aplicación de una carga “x”.

## Procedimiento

- Conseguir una muestra inalterada en el lugar en el que se va a cimentar, se realizaran 3 cortes por lo que se debe tener 3 muestras.
- Se realiza el peso inicial de la muestra con el que se hallara el contenido inicial de humedad.
- Se ensambla la caja de corte obteniendo la sección de la muestra, luego se coloca junto al pintón de carga y la piedra porosa.
- Se aplica la primera carga vertical y se coloca el dial para poder hallar el desplazamiento vertical. Se utilizan 3 cargas verticales.
- Se separa la caja de corte y se ajusta el deformímetros para poder medir el desplazamiento cortante.
- Se empieza a aplicar la carga horizontal y se miden los desplazamientos.

## Calculo

El esfuerzo de corte nominal está dado por:

$$\tau = \frac{F}{A}$$

Donde:

$\tau$  = Esfuerzo de corte nominal (lbf/plg<sup>2</sup>)

F = Fuerza cortante (lbf)

A = Área inicial del espécimen (plg<sup>2</sup>)

El esfuerzo normal está dado por:

$$\sigma_n = \frac{N}{A}$$

Donde:

$\sigma_n$  = Esfuerzo de corte normal (lbf/plg<sup>2</sup>)

N = Fuerza normal vertical aplicada sobre la muestra (lbf)

A = Área inicial del espécimen (plg<sup>2</sup>)

El esfuerzo de corte está dado por:

$$E = \frac{K \times Ld}{A}$$

Donde:

E = Esfuerzo de corte

K = Constante de anillo de carga

Ld = Lectura de la columna dial de carga

A = Área del molde

### **2.2.4.3. Granulometría**

Este ensayo sirve para identificar el tipo de suelo, se usará la granulometría por el método SUCS y consiste en pasar la muestra por la malla y verificar el tipo de suelo. para realizar este ensayo nos enfocamos en la norma NPT 339.134 (ASTM D 2487)

#### **Procedimiento**

- Consiste en pesar la muestra y pasar por las mallas de diámetro 75mm, 19 mm, N° 4, N° 10, N° 40 y N°200 como mínimo.
- Se va pesando el material que queda retenido en cada malla
- Para la clasificación de suelo se tiene en cuenta el % retenido en las mallas
- La clasificación para suelos de grano grueso (más de 50% es retenido en la malla N° 200).

#### 2.2.4.4. Contenido de humedad

Ensayo por el cual se calcula el contenido de humedad del suelo para realizar este ensayo nos enfocamos en la norma NTP 339.127 (ASTM D 2216)

#### 2.2.5. Capacidad portante

La capacidad portante se ha realizado in situ con el ensayo SPT y con las ecuaciones de Terzagui

##### 2.2.5.1. Capacidad de carga admisibles en arenas

Ralcp Peck, a partir de la teoría de Terzagui encuentra la relación entre la capacidad de carga admisible del suelo en función de los números de golpes del SPT

$$q_{adm} = \frac{1.6 \times B}{3} \left[ (N_q - 1) \frac{D_f}{B} + 0.5 \times 1.6 \times N_g \right]$$

Donde:

$N_q$  y  $N_g$ , se obtienen de la gráfica desarrollada por Peck (Fig. 6)

$B$  = Ancho del cimiento

$D_f$  = Profundidad del desplante

Para zapatas cimentadas en arena cuyo  $B \geq 1.20\text{m}$  Rodriguez, W nos da la siguiente formula

$$q_{adm} = 0.109 \times N$$

Donde:

$N$  = Numero de golpes con el SPT



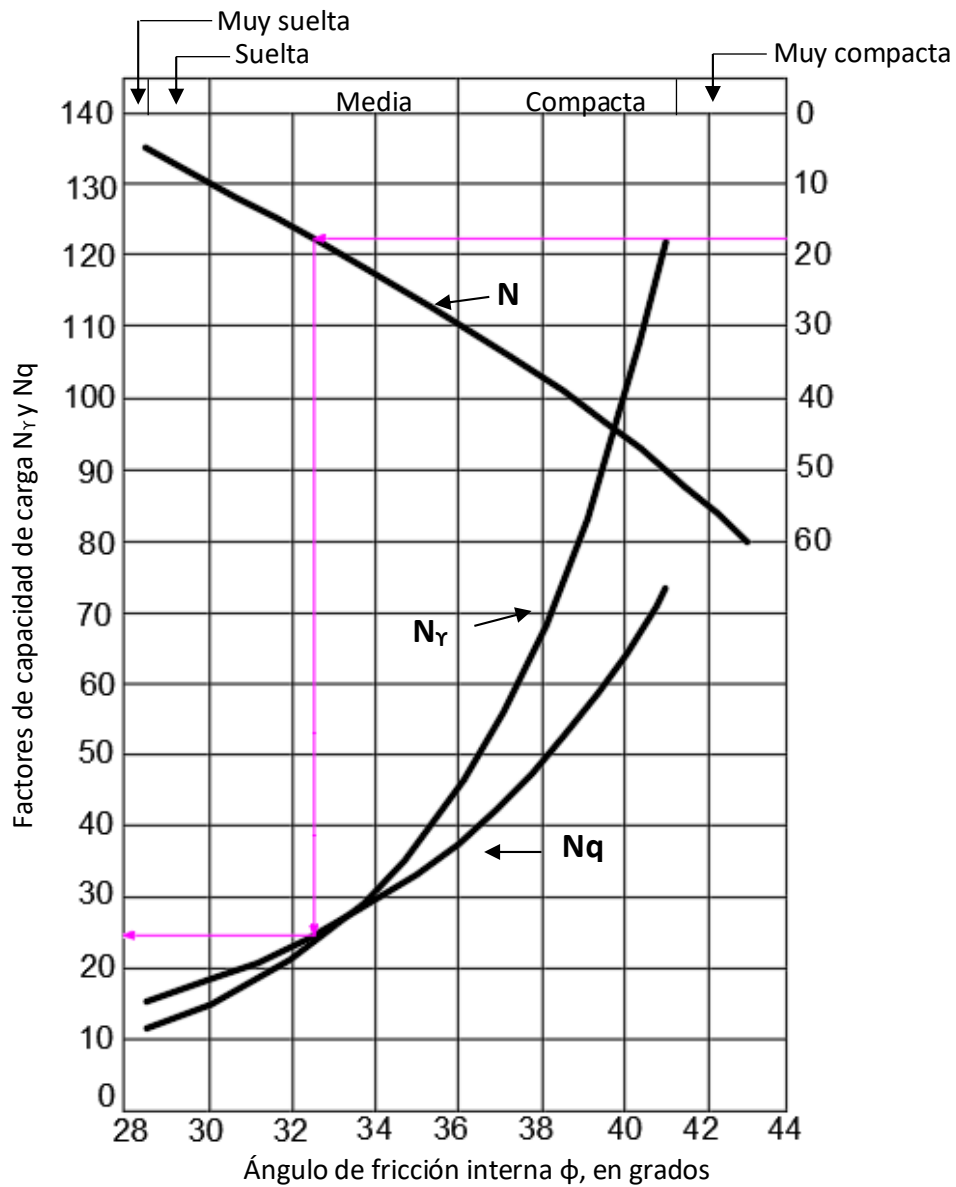


Figura 17: Gráfica de Peck  
Fuente: Rodríguez

### 2.2.5.2. Capacidad portante con corte directo

De acuerdo a las investigaciones hechas por Terzagui para cimentaciones continuas o corridas las superficies la superficie de falla del suelo antes la carga última es similar a la que se muestra:

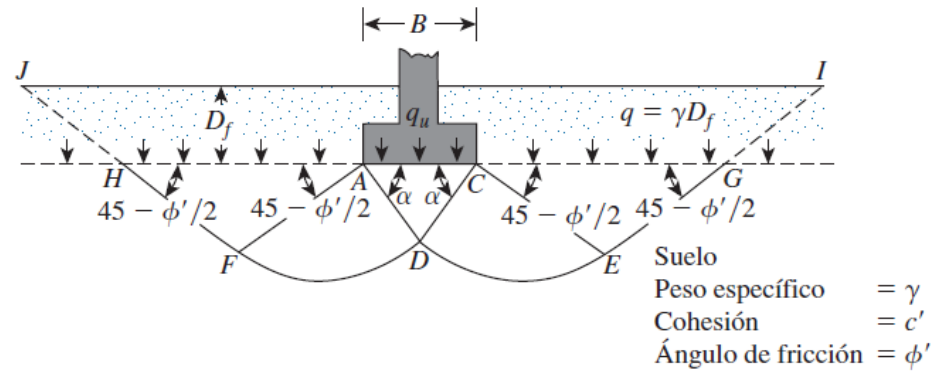


Figura 18: Falla por capacidad de carga en cimentación continua  
 Fuente: Braja M, 2012

El esfuerzo del suelo del fondo de la cimentación se reemplaza por una sobrecarga  $q = \gamma D_f$

Donde:

$\gamma$  = Peso específico del suelo

$D_f$  = Profundidad de desplante

Aplicando un análisis de equilibrio para cimentaciones Terzagui expreso la carga ultima en la siguiente ecuación:

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

Donde:

$c'$  = Cohesión del suelo

$\gamma$  = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

$N_c$  = Factor de capacidad de carga en función del ángulo de fricción.

$N_q$  = Factor de capacidad de carga en función del ángulo de fricción.

$N_\gamma$  = Factor de capacidad de carga en función del ángulo de fricción.

La capacidad ultima para cimentaciones requiere un factor de seguridad para realizar el diseño:

$$q_{per} = \frac{q_u}{FS}$$

Utilizaremos un factor de seguridad de 3 que según Terzagui es el ideal para estos casos.

Tabla 3: Factores de carga de Terzagui en función de  $\phi$

$\phi$	Nc	Nq	N $\gamma$	$\phi$	Nc	Nq	N $\gamma$
0	5.700	1.000	0.000	27.09	14.210	9.840	2.590
1	6.000	1.100	0.010	29.24	15.900	11.600	2.880
2	6.300	1.220	0.040	31.61	17.810	13.700	3.290
3	6.620	1.350	0.060	34.24	19.980	16.180	3.760
4	6.970	1.490	0.100	37.16	22.460	19.130	4.390
5	7.340	1.640	0.140	40.41	25.280	22.650	4.830
6	7.730	1.810	0.200	44.04	28.520	26.870	5.510
7	8.150	2.000	0.270	48.09	32.230	31.940	6.320
8	8.600	2.210	0.350	52.64	36.500	38.040	7.220
9	9.090	2.440	0.440	57.75	41.440	45.410	8.350
10	9.610	2.690	0.560	63.53	47.160	54.360	9.410
11	10.160	2.980	0.690	70.01	53.800	65.270	10.900
12	10.760	3.290	0.850	77.5	61.550	78.610	12.750
13	11.410	3.690	1.040	85.97	70.610	95.030	14.710
14	12.110	4.020	1.260	95.66	81.270	115.310	17.220
15	12.860	4.450	1.520	106.8	93.850	140.510	19.750
16	13.680	4.920	1.820	119.7	108.750	171.990	22.500
17	14.600	5.450	2.180	134.6	126.500	211.560	26.250
18	15.120	6.040	2.590	152	147.740	261.600	30.400
19	16.560	6.700	3.070	172.3	173.280	325.340	36.000
20	17.690	7.440	3.640	196.2	204.190	407.110	41.700
21	18.920	8.260	4.310	224.6	241.800	512.840	49.300
22	20.270	9.190	5.090	258.3	287.850	650.670	59.250
23	21.750	10.230	6.000	298.7	344.630	831.990	71.450
24	23.360	11.400	7.080	347.5	415.140	1072.800	85.750
25	25.130	12.720	8.340				

Fuente: Braja M., 2012

No obstante, para cimentaciones que presentan falla local por corte en suelos como es el caso de los suelos arenosos Terzaghi modifico las ecuaciones teniendo:

$$q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma N'_\gamma$$

Los valores de  $N'_c$  ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  se toman de la siguiente tabla:

Tabla 4: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi

$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5.700	1.000	0.000	26	15.530	6.050	2.590
1	5.900	1.070	0.005	27	16.300	6.540	2.880
2	6.100	1.140	0.020	28	17.130	7.070	3.290
3	6.300	1.220	0.040	29	18.030	7.660	3.760
4	6.510	1.300	0.055	30	18.990	8.310	4.390
5	6.740	1.390	0.074	31	20.030	9.030	4.830
6	6.970	1.490	0.100	32	21.160	9.820	5.510
7	7.220	1.590	0.180	33	22.390	10.690	6.320
8	7.470	1.700	0.160	34	23.720	11.670	7.220
9	7.740	1.820	0.200	35	25.180	12.750	8.350
10	8.020	1.940	0.240	36	26.770	13.970	9.410
11	8.320	2.080	0.300	37	28.510	15.320	10.900
12	8.630	2.220	0.350	38	30.430	16.850	12.750
13	8.960	2.380	0.420	39	32.530	18.560	14.710
14	9.310	2.550	0.480	40	34.870	20.500	17.220
15	9.670	2.730	0.570	41	37.450	22.700	19.750
16	10.060	2.920	0.670	42	40.330	25.210	22.500
17	10.470	3.130	0.760	43	43.540	28.060	26.250
18	10.900	3.360	0.880	44	47.130	31.340	30.400
19	11.360	3.610	1.030	45	51.170	35.110	36.000
20	11.850	3.880	1.120	46	55.730	39.480	41.700
21	12.370	4.170	1.350	47	60.910	44.450	49.300
22	12.920	4.480	1.550	48	66.800	50.460	59.250
23	13.510	4.820	1.740	49	73.550	57.410	71.450
24	14.140	5.200	1.970	50	81.310	65.600	85.750
25	14.800	5.600	2.250				

Fuente: Braja M., 2012

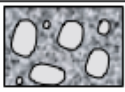
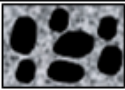

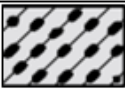
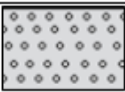
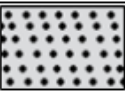
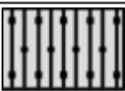

### 2.2.6. Tipo de suelo

El suelo se clasifica de dos maneras, con la clasificación SUCS y la clasificación AASHTO, se realiza con un ensayo de granulometría tal como se explicó anteriormente

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma E 050 Suelos y cimentaciones especifica la nomenclatura y los tipos de suelo que existen de la siguiente manera:

Para suelos granulares:



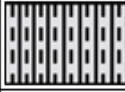


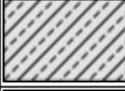
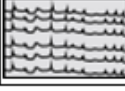
Tabla 5: Simbología de suelos granulares

Divisiones mayores		Símbolo		Descripción
		SUCS	Gráfico	
Suelos granulares	Grava y suelos gravosos	GW		Grava bien graduada
		GP		Grava mal graduada
		GM		Grava limosa
		GC		Grava arcillosa
	Arena y suelos arenosos	SW		Arena bien graduada
		SP		Arena mal graduada
		SM		Arena limosa
		SC		Arena arcillosa

Fuente: E050- Reglamento Nacional de Edificaciones.2006

Para suelos finos y orgánicos:

Tabla 6: Simbología de suelos finos y organices

Divisiones mayores		Símbolo		Descripción
		SUCS	Gráfico	
Suelos finos		ML		Limo inorgánico de baja plasticidad
		CL		Arcilla inorgánico de baja plasticidad
		EL		Limo orgánico o arcilla orgánica de baja plasticidad
		MH		Limo inorgánico de alta plasticidad
		CH		Arcilla inorgánico de alta plasticidad
		OH		Limo orgánico o arcilla orgánica de alta plasticidad
Suelos altamente orgánicos	Pt		Turba y otros suelos altamente orgánicos	

Fuente: E050- Reglamento Nacional de Edificaciones.2006

## 2.2.7. Diseño estructural

### 2.2.7.1. Madera como elemento de diseño

La madera como elemento de construcción es una opción muy económica, pero para poder ser usada como elemento estructural tiene que cumplir con los requerimientos que indica la norma E010 del Reglamento Nacional de edificaciones.

En el Reglamento especifica los esfuerzos máximos y mínimos, así como las maderas que pueden ser usadas para este mismo fin según el grupo al que corresponden.

La lista de maderas que se pueden utilizar para las construcciones son:

Tabla 7: Tipo de maderas

	NOMBRE		GRUPO
	COMUN	CIENTÍFICO	
1	AZUCAR HUAYO	HYMENAEA OBLONGIFOLIA	A
2	ESTORAQUE	MIROXYLON PERUIFERUM	
3	HUACAPU	MINQUARTIA GUIANENSIS	
4	PUMAQUIRO	ASPIDOSPERMA MACROCARPON	
5	QUINILLA COLORADA	MANILKARA BIDENTATA	
6	AZUCAR HUAYO	DIPTERYX ODORATA	
7	AGUANO MASHA	MACHAERIUM INUNDATUM	
8	ANA CASPI	APUELA LEIOCARPA	B
9	CACHIMBO COLORADO	CARINIANA DOMESTICA	
10	CAPIRONA	CALYCOPHYLLUM SPRUCEANUM	
11	HUAYRURO	ORMOSIA COCCINEA	
12	MANCHINGA	BROSIMUM ULEANUM	
13	BOLAINA BLANCA	GUAZUMA CRINITA	C
14	CATAHUA AMARILLA	HURA CREPITANS	
15	COPAIBA	COPAIFERA OFFICINALIS	
16	BIABLO FUERTE	PODOCARPUS ROSPIGLIOSII	
17	LAGARTO CASPI	CALOPHYLLUM BRASILIENSE	
18	MASHONASTE	CLARISA RACEMOSA	
19	MOENA AMARILLA	ANIBA AMAZONICA	
20	MOENA ROSADA	OCOTEA BOFO	
21	PANGUANA	BROSIMUM UTILE	
22	PAUJIRRURO BLANCO	PTERYGOTA AMAZONICA	
23	TORNILLO	CREDELINGA CATENIFORMIS	
24	UTUCURO	SEPTOTHECA TESSMANNII	
25	YACUSHAPANA	TERMINALIA OBLONGA	

Fuente: E010- Reglamento Nacional de Edificaciones.2006

De acuerdo a lo determinado en el Reglamento Nacional de Edificaciones (normal E-010 MADERA) en la que se especifica los esfuerzos máximos permisibles de la madera según el grupo al que pertenece detallados en la tabla N° 6.

En este caso para el diseño del puente colgante peanotal se trabajará con madera tornillo perteneciente al grupo C.

Tabla 8: Esfuerzos admisibles

ESFUERZOS ADMISIBLES Mpa (kg/cm <sup>2</sup> )					
GRUPO	FLEXIÓN	TRACCIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PERPEND	CORTE
A	20.6 (210)	14.2 (145)	14.2 (145)	3.9 (40)	1.5 (15)
B	14.7 (150)	10.3 (105)	10.8 (110)	2.7 (28)	1.2 (12)
C	9.8 (100)	7.3 (75)	7.8 (80)	1.5 (15)	0.8 (8)

Fuente: E010- Reglamento Nacional de Edificaciones.2006

Para el módulo de elasticidad de la madera también se tendrá en cuenta lo especificado en el Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma E-010 correspondiente a Madera como elemento estructural.

Tabla 9: Modulo de elasticidad

MODULO DE ELASTICIDAD Mpa (kg/cm <sup>2</sup> )		
GRUPO	Emin	Eprom
A	9316 (95000)	12148 (130000)
B	7355 (75000)	9806 (100000)
C	5394 (55000)	8826 (90000)

Fuente: E010- Reglamento Nacional de Edificaciones.2006

Para sacar módulo de corte y sección se utilizará la siguiente formula

$$\text{Modulo de sección} = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$\text{Modulo de corte} = \frac{2b \times h^2}{3}$$

Una vez realizado el diseño y predimensionamiento en Excel se pasará a realizar la corroboración en SAP 2000 en el que incorporará es espectro dinámico para realizar la verificación con sismos.

### 2.2.7.2. Cables de diseño

Los cables para el diseño de los puentes colgantes están normados de acuerdo a la norma ASTM A 603 – CABLE ESTRUCTURAL, y la norma de puentes ASSTHO-LRFD.

Los cables estructurales generalmente son estipulados por el fabricante con el objetivo de aproximar la verdadera elasticidad del cable.

Para el diseño de puentes se debe tener mucho cuidado en la correcta determinación del módulo de elasticidad del cable, los cuales van a variar según el tipo de manufactura. Estos módulos se determinan de una longitud de probeta de al menos 100 pulg y con el área metálica bruta del torón o cable, incluyendo el recubrimiento de zinc, si es del caso.

Tabla 10: Resistencias nominales y admisibles de cables Klb/pulg<sup>2</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)

<b>Tipo</b>	<b>Resistencia nominal a tensión, <math>F_{pu}</math></b>	<b>Resistencia admisible a tensión, <math>F_t</math></b>
Barras ASTM A722 Tipo II	150 (10,586)	0.45 $F_{pu} = 67.5$ (4,756)
Torón enrollado con trabas	210 (14,795)	0.33 $F_{pu} = 70$ (4,882)
Torón estructural , ASTM A586	220 (15,500)	0.33 $F_{pu} = 73.3$ (5,115)
Cable estructural, ASTM A603	220 (15,500)	0.33 $F_{pu} = 73.3$ (5,115)
Alambre Paralelo	225 (15,852)	0.40 $F_{pu} = 90$ (6,341)
Alambre Paralelo, ASTM A421	240 (16,909)	0.45 $F_{pu} = 108$ (7,609)
Torón paralelo ASTM A416	270 (19,023)	0.45 $F_{pu} = 121.5$ (8,560)

Fuente: Ampuero. 2012

Para el diseño del puente se utilizará cable Tipo Boa Esturión, el cual viene a ser un torón estructural con alma de acero.



El cable está compuesto por la unión de cables trenzados el cual tendrá un centro denominado alma, para este caso se utilizará el cable con alma de acero y 6 torones como se especifica en la figura:

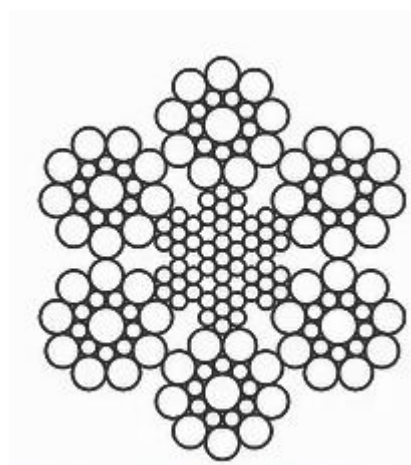


Figura 19: Cable tipo boa con alma de acero  
Fuente: Inprocon, 2020

Las especificaciones técnicas del cable están dadas por cada uno de los fabricantes, los cuales tiene certificación cumpliendo con lo especificado en la norma ASTM A586.

En este caso se ha cotizado con la empresa INPROCON S.A., la cual tiene las siguientes especificaciones técnicas para las diferentes dimensiones que ofrece en este tipo de cable.

Tabla 11: Especificaciones técnicas del cable tipo boa esturión

<b>Diámetro (in)</b>	<b>Peso (kg/m)</b>	<b>Resistencia (Garantizada)</b>	<b>Resistencia (Frecuente)</b>
1/2"	0.704	12.03 tn	13.56 tn
5/8"	1.088	18.65 tn	20.90 tn
3/4"	1.540	26.71 tn	29.87 tn
7/8"	2.080	36.09 tn	40.47 tn
1"	2.775	46.89 tn	53.62 tn
1 1/4"	4.310	70.54 tn	71.46 tn
1 3/8"	5.068	87.05 tn	95.01 tn
1 1/2"	6.190	102.96 tn	103.99 tn
1 5/8"	7.262	119.27 tn	120.46 tn
1 3/4"	8.423	138.63 tn	140.02 tn

Fuente: Inprocon, 2020

Tabla 12: Peso unitario de materiales

<b>Material</b>	<b>Peso Unitario (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Acero	7850
Agua fresca	1000
Agua salada	1020
Albañilería de piedra	2700
Aleaciones de aluminio	2800
Arcilla blanda	1600
Arena, limo o grava no compactada	1600
Arena, limo o arcilla compactados	1900
Concreto simple	2200
De arena liviana	1920
Peso normal con $f'c \leq 350$ kg/cm <sup>2</sup>	2320
Peso normal con $350 < f'c \leq 1050$ kg/cm <sup>2</sup>	$2240 + 0.2 f'c$
Concreto armado (C3.5.1.AASHO)	Peso concreto simple +80 kg/m <sup>3</sup>
Grava, macadam o balasto compactados	2240
Hierro fundido	7200
Madera dura	960
Madera blanda	800
Relleno de ceniza	960
Superficies de rodamiento bituminosas	2240
Material	Peso por unidad de longitud (kg/m)
Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía	300

Fuente: Puentes Con AASHTO-LRFD 2014 (Serquén, 2016).

El Manual de Diseño de Puentes – Perú, adopta para el concreto armado el peso específico de 2500kg/m<sup>3</sup> y para el caso de superficies de rodamiento bituminosas 2200Kg/m<sup>3</sup>.

### 2.2.7.3. Diseño de la infraestructura

Para el diseño de la infraestructura se realizará con las cargas dadas por el SAP 2000, pasándose al SAFE para proceder al diseño, se tendrá en

cuenta la capacidad portante del suelo y las combinaciones de diseño especificadas en el Reglamento Nacional de edificaciones

### **2.2.8. Transitabilidad peatonal**

Con el diseño del puente colgante los pobladores de los caseríos de Salas podrán trasladar sus productos agrícolas para poder venderlos sin ningún peligro al cruzar el Rio Salas, mejorando así su economía y ahorrando tiempo ya que acortaran la distancia al Distrito de Salas.

El puente también les brindara una mejor comodidad y confianza para poder cruzar evitando accidentes como caídas, tropiezos y en épocas de máximas avenidas los pobladores no tendrán ningún problema en cruzar el río con total seguridad.

### **2.3. Definición de términos básicos**

- Puente. Para el Manual de Puentes (MTC, página 41) “Estructura cuya luz entre los ejes de apoyo es mayor o igual de 6m, requerida para atravesar un accidente geográfico, un obstáculo natural o artificial. Que forma parte de una carretera o está localizado sobre o debajo de ella”.
- Pilar: Es el soporte de la superestructura de un puente, el cual se encarga de transmitir las cargas hacia el suelo
- Estribo: Es el apoyo inicial y final de la superestructura de un puente.
- Losa: Es la plancha de concreto reforzado, metal o madera que va que sirve como tablero del puente.
- Acero: Es un material que está formado por una mezcla de hierro y carbono.
- Concreto: Es una mezcla de agregado grueso, agregado fino, agua, cemento y aditivo en algunos casos.
- Sección Transversal: El ancho de la sección no será menor que el ancho del camino de acceso al puente el cual podrá contener vías de seguridad, vías de tráfico, elementos de drenaje. (Serquén, 2016).
- Ancho de Puente: Para el Manual de Puentes (MTC, página 40) “Es el ancho total de la superestructura e incluye, calzadas, veredas o aceras, ciclo vías, barreras y/o barandas”

- Longitud del tabler: Para el Manual de Puentes (MTC, página 40) “La longitud medida, en el eje longitudinal del tablero, entre los bordes extremos de la losa del tablero”.
- Luz de cálculo: Para el Manual de Puentes (MTC, página 40) “La longitud que se utiliza para el cálculo de la estructura y/o elementos estructurales y se mide, generalmente entre centros de apoyo del elemento estructural materia de cálculo”.
- Ductilidad. Propiedad que tiene un elemento para sufrir grandes deformaciones sin perder su propiedad de resistencia.

## **2.4. Hipótesis**

### **2.4.1. Hipótesis general**

El Diseño del puente colgante de madera de 120 metros de longitud contribuye eficientemente con la transitabilidad peatonal de los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe del Distrito de Salas

### **2.4.2. Hipótesis Específicas**

**H1:** El levantamiento topográfico ayuda significativamente al diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal

**H2:** El estudio hidrográfico aporta al diseño del Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal

**H3:** El estudio de suelos contribuye al diseño del Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal

**H4:** El diseño de la Super Estructura del Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud se realizó con los parámetros adecuados para la seguridad peatonal

**H5:** El diseño de la Infra Estructura del Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud se realizó con los criterios adecuados para la seguridad peatonal

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1. Diseño de investigación**

##### **3.1.1. Tipo de investigación**

Es una investigación aplicada ya proponemos un diseño de puente colgante para mejorar la transitabilidad peatonal

##### **3.1.2. Diseño de la investigación**

Es una investigación no experimental porque quedara a nivel de diseño y se realizaran ensayos en campo y en laboratorio para obtener información clave para el desarrollo de la investigación.

##### **3.1.3. Nivel de investigación**

Es una investigación descriptiva ya que usamos los estudios de topográficos, de suelos e hidrográficos para realizar el diseño de puente colgante realizado con madera

##### **3.1.4. Enfoque de investigación**

Es una investigación cuantitativa ya que se basa en datos numéricos para poder realizar el diseño del puente

#### **3.2. Variables**

##### **3.2.1. Variable independiente**

Diseño de puente colgante de 120m de longitud de madera, que es la que se desarrollara en todo el proceso de la tesis

### 3.2.2. Variables dependientes

La variable dependiente viene a ser la transitabilidad peatonal

### 3.2.3. Operalización de Variables

Tabla 13: Operacionalización de variables

Operacionalización de las variables		
Variable	Dimensión	Indicador
<b>Variable independiente:</b> Diseño de puente colgante	Estudio de Mecánica de Suelos	Ensayo de SPT
		Ensayo de corte directo
		Granulometría
	Estudio topográfico	Curvas de nivel
		Coordenadas
	Estudio hidrográfico	Estudio de cuenca
		Volumen del caudal
		Métodos estadísticos
	Diseño de la superestructura	Madera estructural
		Momentos para el diseño
	Diseño de la infraestructura	Socavación
		Tipo de suelo
<b>Variable dependiente:</b> Transitabilidad peatonal	Tiempo	Mejorar economía
	Comodidad	Reducción de accidentes
		Evitar la incomunicación peatonal

Fuente: Propia

## 3.3. Población y muestra

### 3.3.1. Población:

La población de mi investigación viene a ser los 12595 habitantes del Distrito de Salas.

### 3.3.2. Muestra

La muestra viene a ser el puente colgante realizado con madera de 120 metros de longitud el cual se va a construir.

Para poder acceder al puente se tiene que tomar la carretera Fernando Belaunde Terry hasta el kilómetro 47.4, posteriormente giras a la derecha y tomas la carretera LA-102 hasta el kilómetro 13.7, a la mano derecha habrá un desvío el cual tienes que tomar para llegar al lugar de construcción del puente.

El puente será diseñado con madera tornillo, se eligió este material porque es más económico y cumple con las resistencias establecidas para el diseño. El puente tendrá un ancho de 2.70 metros y se realizará un diseño con cargas peatonales ya que los pobladores de los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe se trasladan caminando en su totalidad y trasladan sus productos de comercialización a través de acémilas.

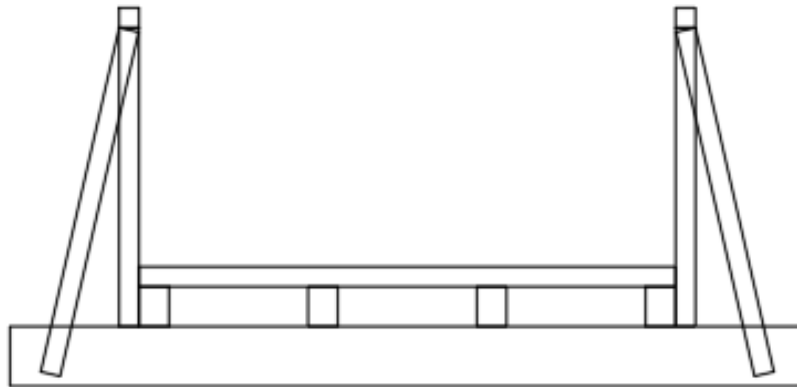


Figura 20: Sección de puente colgante  
Fuente: Propia

Las torres serán de concreto armado y las coordenadas en las que estarán ubicadas son:

Torre 1: 650636.49 E, 9304884.19 N

Torre 2: 650636.72 E; 9305005.35 N

Las cámaras de anclaje serán de concreto simple y el cable principal que utilizaremos será Tipo Boa Esturión galvanizado, así como el de las péndolas.

### **3.4. Técnicas e instrumentos de investigación**

#### **3.4.1. Técnicas de recolección de datos**

La recolección de datos se hará mediante estudios previos como el estudio de topografía, es el suelo y el hidrográfico, también se hará revisión de tesis y expedientes técnicos sobre diseño de puentes colgantes.

#### **3.4.2. Instrumentos de recolección de datos**

Para la recolección de datos se han utilizado información de las estaciones de aforo los cuales nos servirán para calcular el caudal para un periodo de retorno de 50 años.

Para el estudio topográfico se ha utilizado, estación total, prisma, trípode son esto se recopiló los datos, para el estudio de suelos se utilizó el equipo para el SPT.

### **3.5. Técnicas e instrumentos de procesamientos de datos**

#### **3.5.1. Técnicas de procesamiento de datos**

El procesamiento de la información primero se realizará una inspección de campo para posteriormente planificar los estudios que se van a realizar.

Se realizará el estudio de topografía para verificar el estado del terreno y las curvas de nivel, luego se procederá a realizar el estudio de suelos para verificar el tipo de suelo con el que se va a diseñar.

Realizaremos el estudio hidrográfico para verificar el caudal y con eso ver el tirante de la sección para determinar la altura del puente.

Se hará el diseño de la superestructura e infraestructura con ayuda de los programas SAP 2000 y SAFE.



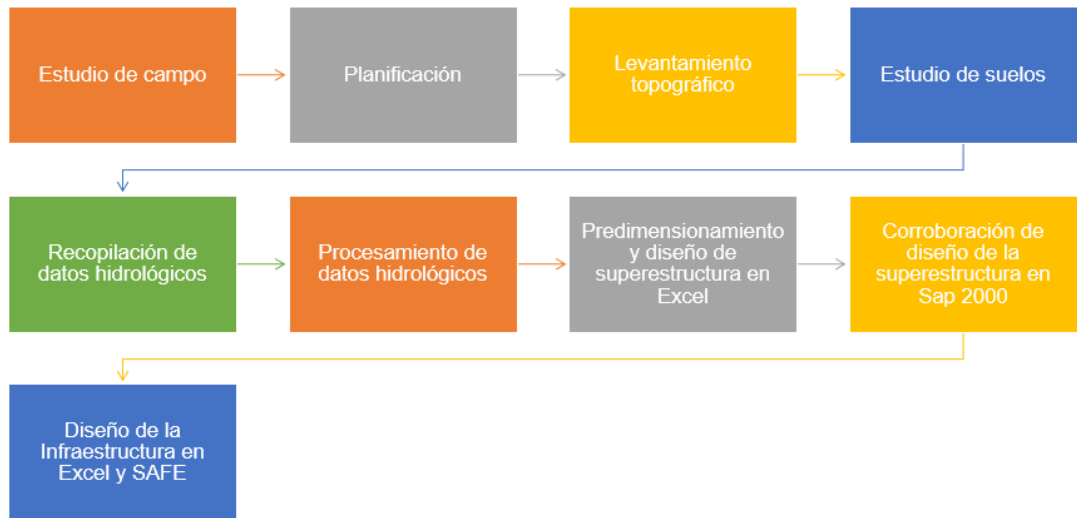


Figura 21: Procedimiento de recolección de datos  
Fuente: Propia

### 3.5.2. Instrumentos de procesamiento de datos

Como instrumentos para el procesamiento de datos tenemos los programas:

SAP 2000 v2020

SAFE v2016

HEC RAS

AUTOCAD

EXCEL

Con estos instrumentos se realiza el diseño del puente colgante de madera de 120 metros de longitud el cual es el objetivo de esta tesis, con lo que se busca mejorar la transitabilidad peatonal de los pobladores de los caseríos de Salas.

## CAPITULO IV

### DESARROLLO

En puente se encuentra ubicado en el Distrito de Salas Provincia y Departamento de Lambayeque, para acceder vialmente él se debe tomar la carretera Fernando Belaunde Terry hasta el kilómetro 47.4, posteriormente giras a la derecha y tomas la carretera LA-102 hasta el kilómetro 13.7, a la mano derecha habrá un desvió el cual tienes que tomar para llegar al lugar en el que se está diseñando el puente.



Figura 22: Ubicación del puente  
Fuente: Google Heart

#### **4.1. Estudio Topográfico**

Para comenzar con la topografía se delimito la zona de trabajo, esta contaba de 600 metros en los cuales consistió en ubicar las coordenadas de puente que fueron 650636.49, 9304884.19 y 650636.72; 9305005.35; de estos puntos se tomaron 500 metros aguas arriba y 100 aguas abajo del puente. Tomamos mayor cantidad aguas arriba ya que se tiene que ver el encausamiento del rio y cuan será el recorrido del agua. Se pudo observar a siempre vista que tiene una topografía un poco accidentada pero no hay desniveles muy significativos variando desde los 5 m a 0.5 m.

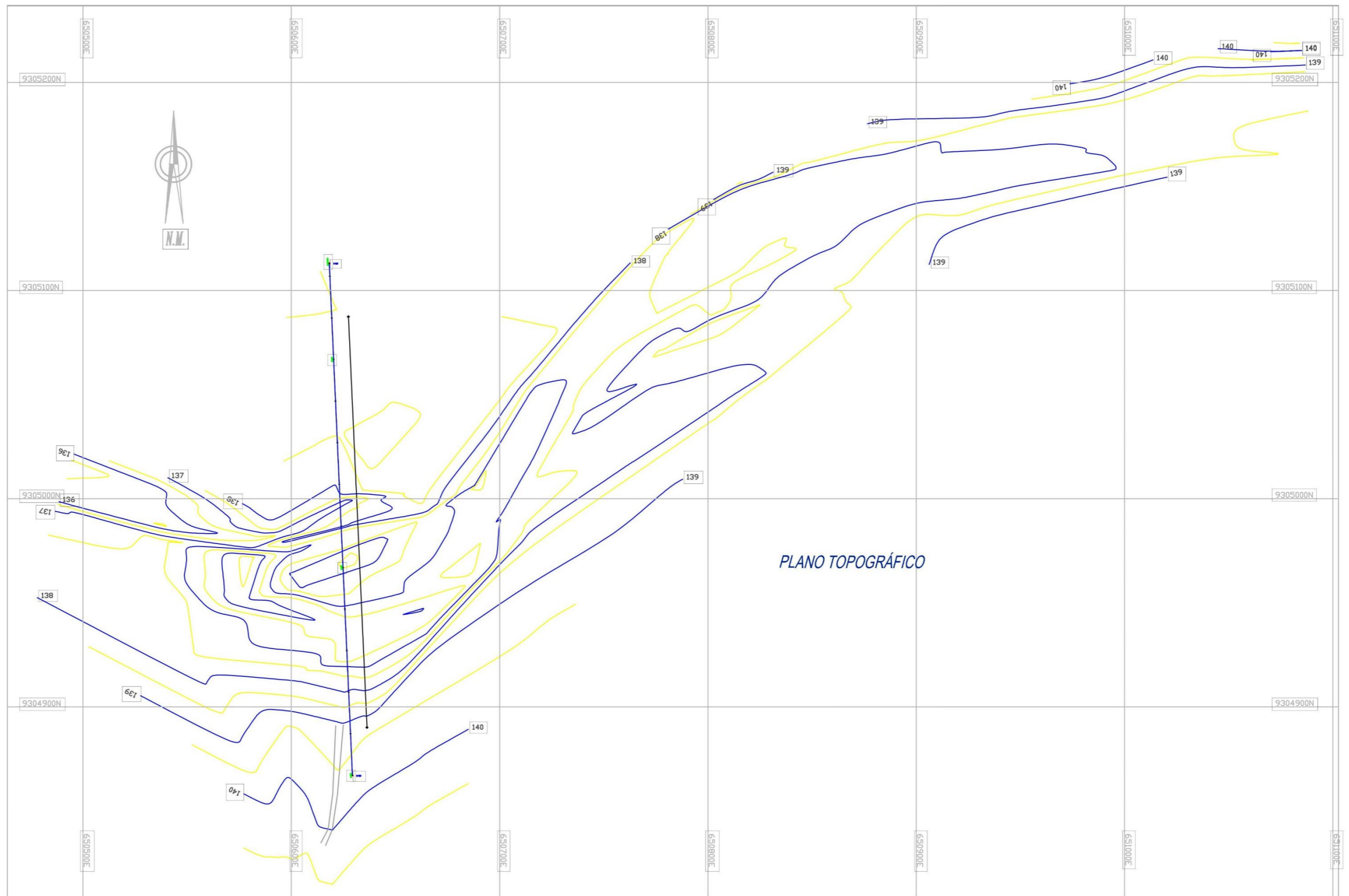
##### **4.2.1. Técnica de recopilación de datos**

La técnica a utilizar para nuestra recaudación de datos se centra básicamente en la observación directa. Los instrumentos para la realización de la topografía son los siguientes:

- Estación Total: Instrumento con el cual se toma los puntos del terreno para luego procesarlo en el programa Civil 3D este instrumento es el más adecuado ya que nos brinda una excelente precisión
- Prisma: Objeto formado por cristales la cual permite rebotar la señal dada por la estación total logrando así obtener los datos de distancia y altura del punto requerido.
- Trípode: Es donde se sostiene la estación total, tiene tres patas la cual permite fijar la estación ayudando así a realizar el levantamiento topográfico.

##### **4.2.2. Procesamiento de información**

Después de realizar el levantamiento topográfico se procede a trabajar los datos obtenidos de la estación total, esto se realiza a través del software AutoCAD Civil 2018 que nos facilita la importación de los puntos tomados en campo así trabajándolos hasta la realización del plano de curvas de nivel y los perfiles longitudinales.



## 4.2. Estudios hidrográficos

Los datos para los estudios hidrográficos fueron dados por el ANA (Autoridad Nacional de Agua), me brindo el histórico de caudales máximos anuales.

Se confirmó que el río salas perteneciente a la Sub Cuenca Salas no contaba con estaciones pluviométricas que nos dieran información sobre los caudales; así que se tomaron los caudales del río Motupe, perteneciente a la Sub Cuenca Motupe; estas dos sub cuencas perteneces a una sola cuenca llamada la Motupe. Se optó por tomar los caudales de este río ya que las máximas avenidas según el Ana son muy parecidos e incluso los del Río Motupe eran mayores.

### 4.2.1. Caracterización Fisiográfica de la Sub Cuenca Salas

Parámetros geomorfológicos de la cuenca del Río Salas

Tabla 14: Datos de la Sub Cuenca Salas

Datos	
Área	256.48 km <sup>2</sup>
Perímetro	108.58 km
Altitud Máxima	2850 m.s.n.m
Altitud Mínima	75 m.s.n.m
Altitud Media	1388 m.s.n.m
Longitud Río	47.6 km
Pendiente de la cuenca	6.81 %
Coefficiente de compacidad	1.91
Factor de Forma	0.44

Fuente: Propia

#### 4.2.1.1. Coeficiente de compacidad

Calculamos el perímetro de un círculo con la misma área que la cuenca

$$256.48 = \pi \times r^2$$

$$r = 9.04 \text{ km}$$

Entonces se tiene:

$$P = 2\pi \times 9.04$$

$$P = 56.77 \text{ km}$$

El coeficiente de compacidad será igual a:

$$K = \frac{105.58}{56.77} = 1.91$$

#### 4.2.1.2. Factor de forma

Consiste en sacar la proporción de la cuenca en un rectángulo siendo:

$$A = 669.40 \text{ km}$$

$$L = 39.02 \text{ km}$$

$$F = \frac{669.40}{39.02^2} = 0.44$$

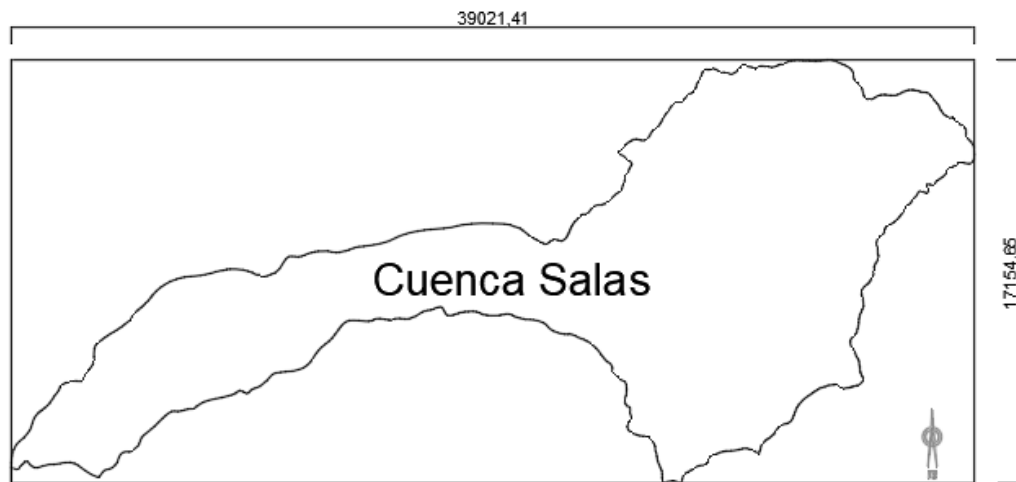


Figura 23: Factor de forma  
Fuente propia

#### 4.2.2. Régimen Pluviométrico

##### 4.2.2.1. Estaciones Pluviométricas Analizadas

Las estaciones utilizadas fueron las correspondientes al Río Motupe, por no contarse con estaciones en el Río Salas.



Figura 24: Sub cuenca salas  
Fuente: Propia

#### 4.2.2.2. Caudales de diseño

Para calcular el caudal se utilizaron métodos 3 métodos estadísticos: Gumbel, Nash, Log – Pearson III

Para poder trabajar con estos métodos se necesitan los caudales históricos del Rio Motupe, ya que el Rio Salas no cuenta con estaciones de aforo y los caudales son muy parecido, es más los caudales de Rio Motupe son mayores según lo que nos informó el ANA.

Tabla 15: Caudales históricos del Rio Motupe en m<sup>3</sup>/s

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1962	0.274	1.516	1.648	1.571	1.107	0.791	0.717	0.664	0.167	0.076	0.092	0.072
1963	0.244	0.247	0.460	0.585	0.031	0.120	0.183	0.164	0.104	0.203	0.328	0.093
1964	0.774	1.150	1.175	1.891	1.244	0.855	0.421	0.117	0.000	0.118	0.224	0.008
1965	0.363	0.484	1.554	2.447	1.006	0.566	0.674	0.441	0.002	0.000	0.013	0.145
1966	1.056	0.985	1.190	1.720	1.533	0.760	0.518	0.416	0.130	0.034	0.000	0.131
1967	1.147	1.682	14.336	1.956	1.267	0.780	0.726	0.542	0.293	0.605	0.559	0.385
1968	0.634	0.522	0.730	0.569	0.291	0.175	0.244	0.235	0.343	0.427	0.467	0.290
1969	0.452	0.677	1.475	1.015	0.261	0.366	0.473	0.291	0.299	0.030	0.023	0.114
1970	0.452	0.641	1.256	1.034	1.481	0.144	0.713	0.536	0.546	0.626	0.661	0.998
1971	0.973	1.000	3.966	2.702	0.657	0.339	0.221	0.207	0.155	0.149	0.111	0.145
1972	0.242	0.603	33.733	3.963	0.935	1.513	1.166	0.942	0.679	0.514	0.564	0.722
1973	0.628	3.292	2.795	2.408	2.192	1.870	1.398	1.433	1.329	1.323	1.386	0.924
1974	1.189	2.095	1.916	1.237	1.293	1.233	1.105	0.974	1.080	1.570	1.043	1.141
1975	1.871	2.033	7.430	2.375	1.468	1.139	1.220	1.264	1.331	1.459	0.391	0.380
1976	0.857	4.519	3.004	3.439	2.087	1.306	0.729	0.534	0.520	0.416	0.491	0.360
1977	0.473	1.492	1.998	2.399	1.761	0.900	0.534	0.373	0.551	0.358	0.480	0.920
1978	0.828	1.006	2.084	2.685	1.674	1.418	1.170	0.872	0.776	0.921	0.778	0.608
1979	0.944	1.254	3.215	1.852	2.142	0.859	0.557	0.449	0.700	0.469	0.207	0.284
1980	0.328	0.536	0.917	1.773	0.698	0.626	0.487	0.277	0.182	0.693	0.573	0.406
1981	0.460	1.272	2.904	1.486	1.074	0.959	0.606	0.394	0.241	0.737	0.584	0.584
1982	0.495	0.738	0.521	1.243	0.892	0.632	0.389	0.243	0.158	0.552	0.350	1.208
1983	3.513	3.741	240.000	240.000	300.000	6.497	1.763	1.244	1.455	1.174	0.755	0.950

1984	1.004	3.596	2.997	1.627	1.917	1.173	1.559	0.449	0.584	1.130	1.112	1.535
1985	1.674	1.684	2.678	1.273	1.132	0.853	0.535	0.530	0.577	0.807	0.441	0.779
1986	1.059	0.738	0.944	2.371	1.858	0.853	0.573	0.597	0.528	0.540	0.513	0.427
1987	1.983	2.649	2.801	2.222	1.910	0.759	0.788	0.611	0.352	0.359	0.010	0.318
1988	1.210	1.673	1.296	1.681	0.000	0.661	0.279	0.264	0.261	0.393	0.585	0.496
1989	1.599	2.603	4.210	2.653	2.015	1.899	1.207	0.703	0.648	0.412	0.290	0.232
1990	0.490	1.051	1.075	1.352	0.629	0.558	0.287	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1991	0.000	0.000	0.534	0.308	0.104	0.063	0.154	0.189	0.152	0.162	0.132	0.061
1992	0.371	0.667	0.787	2.293	1.149	0.795	0.360	0.204	0.289	0.409	0.334	0.344
1993	0.372	1.076	3.174	3.523	2.497	1.331	0.819	0.615	0.378	0.367	0.838	0.769
1994	1.046	6.703	1.769	2.864	1.479	1.214	0.084	0.564	0.476	0.513	0.448	0.528
1995	0.838	1.770	1.375	1.189	1.037	0.529	0.334	0.258	0.182	0.191	0.539	0.376
1996	1.385	0.979	1.022	0.549	0.615	0.676	0.195	0.068	0.011	1.625	0.124	0.180
1997	0.213	0.613	1.288	1.136	0.739	0.220	0.176	0.063	0.105	0.246	0.365	1.184
1998	1.775	5.961	14.516	6.572	4.177	1.722	1.282	1.159	0.953	0.817	0.837	0.770
1999	0.663	4.289	5.200	3.425	2.590	1.295	0.450	0.719	0.578	0.600	0.464	0.734
2000	0.336	1.520	5.459	2.950	2.229	1.602	1.377	1.238	1.187	1.020	0.780	1.292
2001	1.851	2.119	4.758	2.354	1.607	1.274	1.007	0.820	0.835	0.737	0.938	0.970
2002	0.771	2.373	2.639	5.212	1.683	1.802	1.468	1.037	0.752	0.936	1.215	1.035
2003	1.152	1.650	1.691	1.653	1.474	1.364	0.797	0.461	0.383	0.301	0.349	0.621
2004	0.885	0.690	0.876	0.865	0.606	0.306	0.272	0.149	0.180	0.337	0.458	0.732
2005	0.462	1.111	2.590	1.869	0.775	0.354	0.212	0.117	0.009	0.213	0.281	0.263
2006	0.492	2.588	4.424	3.112	1.622	1.013	0.610	0.507	0.288	0.238	0.341	0.466
2007	1.082	1.148	1.791	2.121	1.610	0.643	0.298	0.213	0.225	0.458	0.411	0.442
2008	0.838	7.034	6.252	12.530	2.674	1.422	0.912	0.661	0.379	0.418	0.545	0.362
2009	1.491	5.127	6.808	3.173	2.122	1.182	0.844	0.625	0.426	0.363	0.409	0.658
2010	0.860	2.362	2.304	2.722	1.837	0.877	0.523	0.408	0.246	0.402	0.356	0.420
2011	0.705	1.570	0.760	2.003	1.732	1.354	1.738	0.527	0.586	0.738	0.644	0.992
2012	1.715	4.452	4.030	4.049	2.543	1.701	1.293	0.786	0.573	0.665	1.165	0.689
2013	1.447	1.467	2.270	1.469	1.519	1.350	0.905	0.566	0.369	0.916	0.463	0.523
2014	0.886	0.658	1.554	0.912	1.229	0.895	0.453	0.198	0.224	0.306	0.461	0.561
2015	0.992	1.423	4.518	2.315	1.671	1.267	0.738	0.417	0.202	0.182	0.573	0.596
2016	0.604	1.510	2.197	2.670	1.216	0.699	0.454	0.226	0.146	0.097	0.008	0.222
2017	0.726	3.212	11.502	6.132	4.439	2.040	1.289	1.297	0.960	0.899	0.598	0.728
2018	1.095	1.092	1.127	1.586	1.582	1.124	0.753	0.521	0.306	0.248	0.631	0.728

Fuente: Autoridad Nacional del Agua

#### 4.2.2.2.1. Gumbel

Por este método se calculó el caudal de diseño para diferentes periodos de retorno.

Este método se basa en poner los caudales de la siguiente manera:

Tabla 16: Caudales - Método Gumbell

Año	$Q_{\text{máx}}$	$Q_{\text{máx}}^2$	$Q_{\text{prom}}$	$Q_{\text{prom}}^2$	$\log Q^3$	$(\log Q - \log Q_p)^2$
1962	1.648	2.716	0.725	0.525	0.38	73.948
1963	0.585	0.342	0.230	0.053	0.01	82.696
1964	1.891	3.576	0.665	0.442	0.29	74.981
1965	2.447	5.988	0.641	0.411	0.26	75.389



1966	1.720	2.958	0.706	0.499	0.35	74.267
1967	14.336	205.521	2.023	4.093	8.28	53.301
1968	0.730	0.533	0.411	0.169	0.07	79.447
1969	1.475	2.176	0.456	0.208	0.10	78.634
1970	1.481	2.193	0.757	0.574	0.43	73.386
1971	3.966	15.729	0.885	0.784	0.69	71.208
1972	33.733	1137.915	3.798	14.425	54.79	30.536
1973	3.292	10.837	1.748	3.056	5.34	57.392
1974	2.095	4.389	1.323	1.750	2.32	64.015
1975	7.430	55.205	1.863	3.472	6.47	55.659
1976	4.519	20.421	1.522	2.316	3.52	60.872
1977	2.399	5.755	1.020	1.040	1.06	68.956
1978	2.685	7.209	1.235	1.525	1.88	65.431
1979	3.215	10.336	1.078	1.161	1.25	68.001
1980	1.773	3.144	0.625	0.390	0.24	75.677
1981	2.904	8.433	0.942	0.887	0.84	70.261
1982	1.243	1.545	0.618	0.382	0.24	75.786
1983	300.000	90000.000	66.758	4456.586	297511.29	3298.636
1984	3.596	12.931	1.557	2.424	3.77	60.326
1985	2.678	7.172	1.080	1.167	1.26	67.958
1986	2.371	5.622	0.917	0.840	0.77	70.680
1987	2.801	7.846	1.230	1.513	1.86	65.509
1988	1.681	2.826	0.733	0.538	0.39	73.799
1989	4.210	17.724	1.539	2.369	3.65	60.601
1990	1.352	1.828	0.454	0.206	0.09	78.684
1991	0.534	0.285	0.155	0.024	0.00	84.070
1992	2.293	5.258	0.667	0.445	0.30	74.945
1993	3.523	12.412	1.313	1.725	2.26	64.171
1994	6.703	44.930	1.474	2.173	3.20	61.621
1995	1.770	3.133	0.718	0.516	0.37	74.059
1996	1.625	2.641	0.619	0.383	0.24	75.774
1997	1.288	1.659	0.529	0.280	0.15	77.350
1998	14.516	210.714	3.378	11.414	38.56	35.349
1999	5.200	27.040	1.751	3.065	5.36	57.355
2000	5.459	29.801	1.749	3.060	5.35	57.377
2001	4.758	22.639	1.606	2.579	4.14	59.569
2002	5.212	27.165	1.744	3.040	5.30	57.461
2003	1.691	2.859	0.991	0.983	0.97	69.432
2004	0.885	0.783	0.530	0.281	0.15	77.339
2005	2.590	6.708	0.688	0.473	0.33	74.579
2006	4.424	19.572	1.308	1.712	2.24	64.248
2007	2.121	4.499	0.870	0.757	0.66	71.466
2008	12.530	157.001	2.836	8.041	22.80	42.098
2009	6.808	46.349	1.936	3.747	7.25	54.586
2010	2.722	7.409	1.110	1.232	1.37	67.472
2011	2.003	4.012	1.112	1.237	1.38	67.429
2012	4.452	19.820	1.972	3.888	7.67	54.054
2013	2.270	5.153	1.105	1.222	1.35	67.545
2014	1.554	2.415	0.695	0.483	0.34	74.462

2015	4.518	20.412	1.241	1.540	1.91	65.331
2016	2.670	7.129	0.837	0.701	0.59	72.021
2017	11.502	132.296	2.819	7.944	22.39	42.320
2018	1.586	2.515	0.899	0.809	0.73	70.972
$\Sigma =$	531.46	92389.48	134.19	4567.56	297749.27	7020.493

Fuente: Propia

$$\Sigma (Q_i) = 531.46$$

$$\Sigma (Q_i^2) = 92389.48$$

$$\Sigma (Q_{\text{prom}}) = 134.19$$

$$\Sigma (Q_{\text{prom}}^2) = 4567.56$$

$$\Sigma (\text{Log } Q_i^3) = 297749.2$$

$$\Sigma (\text{Log } Q_i - \text{Log } Q_{\text{prom}})^2 = 7020.793$$

$$N = 57 \text{ años}$$

### Calculo:

Promedio

$$Q_{\text{promedio}} = 9.324 \text{ m}^3/\text{s}$$

Desviación estándar

$$S = 39.514$$

$$T = 50 \text{ años}$$

- Cálculo de Caudal ( $Q_m$ )

$$Q_m = 9.324 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo de los coeficientes de  $\sigma N$ ,  $Y_n$

Los valores colocados a continuación fueron sacados del Libro de Máximo Villon.

$$Y_n = 0.55$$

$$\sigma N = 1.1708$$

- Cálculo del caudal máximo

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{S \times (Y_n - \ln T)}{\sigma N}$$

$$Q_{\text{máx}} = 122.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del F

$$F = 1 - \frac{1}{T}$$

$$F = 0.98$$

- Cálculo del intervalo de confianza

$$\Delta Q = 1.14 \times \frac{S}{\sigma N}$$

$$\Delta Q = 38.47$$

- Caudal de diseño V

$$Q_{\text{dis}} = Q_{\text{máx}} + \Delta Q$$

$$Q_{\text{dis}} = 161.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 17: Caudal de diseño para los diferentes periodos de retorno

T (años)	P (%)	$Q_{\text{dis}}$	F	Q (m <sup>3</sup> /s)
5	80.00	45.04	0.800	83.51
10	90.00	68.43	0.900	106.90
25	96.00	99.36	0.96	137.83
50	98.00	122.75	0.98	161.23
100	99.00	146.14	0.990	184.62
200	99.50	169.53	0.995	208.01
1000	99.90	223.86	0.999	262.33

Fuente: Propia

#### 4.2.2.2.2. Nash

Este método se basa en poner los caudales, tal como se muestra:

Tabla 18: Caudales - Método Nash

m	$Q_{\text{máx}}$	T	$T / (T - 1)$	$X_i$	$Q_i * X$	$Q_i^2$	$X_i^2$
1	300.000	58.000	1.018	-2.122	-636.562	90000.000	4.502
2	33.733	29.000	1.036	-1.817	-61.293	1137.915	3.302
3	14.516	19.333	1.055	-1.637	-23.763	210.714	2.680
4	14.336	14.500	1.074	-1.508	-21.621	205.521	2.275
5	12.530	11.600	1.094	-1.407	-17.633	157.001	1.980
6	11.502	9.667	1.115	-1.324	-15.229	132.296	1.753
7	7.430	8.286	1.137	-1.253	-9.309	55.205	1.570
8	6.808	7.250	1.160	-1.191	-8.106	46.349	1.418
9	6.703	6.444	1.184	-1.135	-7.610	44.930	1.289
10	5.459	5.800	1.208	-1.085	-5.924	29.801	1.178
11	5.212	5.273	1.234	-1.039	-5.417	27.165	1.080

12	5.200	4.833	1.261	-0.997	-5.185	27.040	0.994
13	4.758	4.462	1.289	-0.958	-4.557	22.639	0.917
14	4.519	4.143	1.318	-0.921	-4.162	20.421	0.848
15	4.518	3.867	1.349	-0.886	-4.004	20.412	0.785
16	4.452	3.625	1.381	-0.853	-3.799	19.820	0.728
17	4.424	3.412	1.415	-0.822	-3.637	19.572	0.676
18	4.210	3.222	1.450	-0.792	-3.335	17.724	0.628
19	3.966	3.053	1.487	-0.764	-3.028	15.729	0.583
20	3.596	2.900	1.526	-0.736	-2.647	12.931	0.542
21	3.523	2.762	1.568	-0.709	-2.499	12.412	0.503
22	3.292	2.636	1.611	-0.684	-2.251	10.837	0.468
23	3.215	2.522	1.657	-0.659	-2.118	10.336	0.434
24	2.904	2.417	1.706	-0.635	-1.843	8.433	0.403
25	2.801	2.320	1.758	-0.611	-1.711	7.846	0.373
26	2.722	2.231	1.813	-0.588	-1.600	7.409	0.346
27	2.685	2.148	1.871	-0.565	-1.518	7.209	0.320
28	2.678	2.071	1.933	-0.543	-1.455	7.172	0.295
29	2.670	2.000	2.000	-0.521	-1.392	7.129	0.272
30	2.590	1.933	2.071	-0.500	-1.295	6.708	0.250
31	2.447	1.871	2.148	-0.479	-1.172	5.988	0.229
32	2.399	1.813	2.231	-0.458	-1.098	5.755	0.210
33	2.371	1.758	2.320	-0.437	-1.036	5.622	0.191
34	2.293	1.706	2.417	-0.417	-0.955	5.258	0.174
35	2.270	1.657	2.522	-0.396	-0.899	5.153	0.157
36	2.121	1.611	2.636	-0.376	-0.797	4.499	0.141
37	2.095	1.568	2.762	-0.355	-0.744	4.389	0.126
38	2.003	1.526	2.900	-0.335	-0.671	4.012	0.112
39	1.891	1.487	3.053	-0.315	-0.595	3.576	0.099
40	1.773	1.450	3.222	-0.294	-0.521	3.144	0.086
41	1.770	1.415	3.412	-0.273	-0.484	3.133	0.075
42	1.720	1.381	3.625	-0.252	-0.434	2.958	0.064
43	1.691	1.349	3.867	-0.231	-0.391	2.859	0.053
44	1.681	1.318	4.143	-0.210	-0.352	2.826	0.044
45	1.648	1.289	4.462	-0.187	-0.309	2.716	0.035
46	1.625	1.261	4.833	-0.165	-0.268	2.641	0.027
47	1.586	1.234	5.273	-0.141	-0.224	2.515	0.020
48	1.554	1.208	5.800	-0.117	-0.182	2.415	0.014
49	1.481	1.184	6.444	-0.092	-0.136	2.193	0.008
50	1.475	1.160	7.250	-0.065	-0.096	2.176	0.004
51	1.352	1.137	8.286	-0.037	-0.050	1.828	0.001
52	1.288	1.115	9.667	-0.006	-0.008	1.659	0.000
53	1.243	1.094	11.600	0.027	0.034	1.545	0.001
54	0.885	1.074	14.500	0.065	0.057	0.783	0.004
55	0.730	1.055	19.333	0.109	0.080	0.533	0.012
56	0.585	1.036	29.000	0.165	0.097	0.342	0.027
57	0.534	1.018	58.000	0.246	0.132	0.285	0.061
Σ	531.463			-34.289	-875.528	92389.479	35.366

Fuente: Propia

$$\Sigma (Q_i) = 531.46$$

$$\Sigma (X_i) = -34.289$$

$$\Sigma (Q_i \times X_i)^3 = -875.528$$

$$\Sigma (Q_i^2) = 92389.479$$

$$\Sigma (X_i^2) = 35.366$$

$$N = 57 \text{ años}$$

### Calculo

Promedio

$$Q_{\text{promedio}} = 9.324 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$X_m = -0.602$$

- Cálculo de los parámetros a y b

$$b = \frac{\sum_{i=1}^N X_i \times Q_i - N \times X_m \times Q_{\text{prom}}}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N \times X_m^2}$$

$$b = -37.711$$

$$a = Q_{\text{prom}} - b \times X_m$$

$$a = 32.009$$

- Cálculo del caudal máximo

Para un periodo de retorno  $T = 50$  años.

$$Q_{\text{máx}} = a + b \times \log\left(\log\left(\frac{T}{T-1}\right)\right)$$

$$Q_{\text{máx}} = 109.573 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo de las desviaciones estándar y la covarianza

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - \left(\sum X_i\right)^2$$

$$S_{xx} = 840.123$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - \left(\sum Q_i\right)^2$$

$$S_{qq} = 4983747.384$$

$$S_{xq} = N \sum X_i Q_i - \left( \sum X_i \right) \left( \sum Q_i \right)$$

$$S_{xq} = -31681.578$$

$$X = \text{Log} \left( \log \left( \frac{T}{T-1} \right) \right)$$

$$X = -2.057$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)}$$

$$\Delta Q = 28.358$$

- Caudal de diseño

$$Q_{dis} = Q_{m\acute{a}x} + \Delta Q$$

$$Q_{dis} = 137.931 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 19: Caudal de diseño para los diferentes periodos de retorno

T (años)	P (%)	X	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>dis</sub> (m <sup>3</sup> /s)
5.000	80.000	-1.014	70.234	83.089
10.000	90.000	-1.340	82.524	99.501
25.000	96.000	-1.751	98.053	121.359
50.000	98.000	-2.057	109.573	137.931
100.000	99.000	-2.360	121.008	154.531
200.000	99.500	-2.662	132.401	171.160
1000.000	99.900	-3.362	158.793	209.870

Fuente: propia

#### 4.2.2.2.3. Log – Pearson III

Por el presente método se calculó el caudal de diseño para diferentes periodos de retorno.

Tabla 20: Causales - Método Log Pearson III

Año	Caudales (m <sup>3</sup> /s)	log Q	log Q <sup>2</sup>	log Q <sup>3</sup>	(logQ-logQp) <sup>2</sup>
	Descendentes				
1962	300.000	2.477	6.136	15.20	3.949
1963	33.733	1.528	2.335	3.57	1.078
1964	14.516	1.162	1.350	1.57	0.451

1965	14.336	1.156	1.337	1.55	0.444
1966	12.530	1.098	1.205	1.32	0.370
1967	11.502	1.061	1.125	1.19	0.326
1968	7.430	0.871	0.759	0.66	0.145
1969	6.808	0.833	0.694	0.58	0.118
1970	6.703	0.826	0.683	0.56	0.113
1971	5.459	0.737	0.543	0.40	0.061
1972	5.212	0.717	0.514	0.37	0.052
1973	5.200	0.716	0.513	0.37	0.051
1974	4.758	0.677	0.459	0.31	0.035
1975	4.519	0.655	0.429	0.28	0.027
1976	4.518	0.655	0.429	0.28	0.027
1977	4.452	0.649	0.421	0.27	0.025
1978	4.424	0.646	0.417	0.27	0.024
1979	4.210	0.624	0.390	0.24	0.018
1980	3.966	0.598	0.358	0.21	0.012
1981	3.596	0.556	0.309	0.17	0.004
1982	3.523	0.547	0.299	0.16	0.003
1983	3.292	0.517	0.268	0.14	0.001
1984	3.215	0.507	0.257	0.13	0.000
1985	2.904	0.463	0.214	0.10	0.001
1986	2.801	0.447	0.200	0.09	0.002
1987	2.722	0.435	0.189	0.08	0.003
1988	2.685	0.429	0.184	0.08	0.004
1989	2.678	0.428	0.183	0.08	0.004
1990	2.670	0.427	0.182	0.08	0.004
1991	2.590	0.413	0.171	0.07	0.006
1992	2.447	0.389	0.151	0.06	0.010
1993	2.399	0.380	0.144	0.05	0.012
1994	2.371	0.375	0.141	0.05	0.013
1995	2.293	0.360	0.130	0.05	0.017
1996	2.270	0.356	0.127	0.05	0.018
1997	2.121	0.327	0.107	0.03	0.027
1998	2.095	0.321	0.103	0.03	0.028
1999	2.003	0.302	0.091	0.03	0.035
2000	1.891	0.277	0.077	0.02	0.045
2001	1.773	0.249	0.062	0.02	0.058
2002	1.770	0.248	0.061	0.02	0.059
2003	1.720	0.236	0.055	0.01	0.065
2004	1.691	0.228	0.052	0.01	0.069
2005	1.681	0.226	0.051	0.01	0.070
2006	1.648	0.217	0.047	0.01	0.075
2007	1.625	0.211	0.044	0.01	0.078
2008	1.586	0.200	0.040	0.01	0.084
2009	1.554	0.191	0.037	0.01	0.089
2010	1.481	0.171	0.029	0.00	0.102
2011	1.475	0.169	0.028	0.00	0.103
2012	1.352	0.131	0.017	0.00	0.129
2013	1.288	0.110	0.012	0.00	0.144

2014	1.243	0.094	0.009	0.00	0.156
2015	0.885	-0.053	0.003	0.00	0.295
2016	0.730	-0.137	0.019	0.00	0.393
2017	0.585	-0.233	0.054	-0.01	0.522
2018	0.534	-0.272	0.074	-0.02	0.581
$\Sigma =$	531.46	27.93	24.32	30.85	10.636

Fuente: Propia

$$\Sigma (Q_i) = 531.46$$

$$\Sigma (\text{Log } (Q_i)) = 27.32$$

$$\Sigma (\log (Q_i))^2 = 24.32$$

$$\Sigma (\log (Q_i))^3 = 30.85$$

$$\Sigma (\text{Log } (Q_i) - \text{Log } (Q_{\text{promedio}}))^2 = 10.636$$

N = 57 años

Promedio

$$\text{Log } (Q_{\text{promedio}}) = 0.490$$

Desviación estándar de Log Q

$$S = 0.436$$

T = 50 años

- Cálculo del coeficiente de Sesgo (Cs)

$$Cs \log Q = \frac{N \Sigma \text{Log}}{(N - 1)(N - 2)(\sigma \log Q)^3}$$

$$Cs = 1.90$$

- Cálculo de la variable intermedia W

$$P = \frac{1}{T}$$

$$P = 0.02 \%$$

$$w = \ln \left( \frac{1}{P^2} \right)$$

$$W = 2.793$$

- Cálculo de la variable estandarizada Z

$$Z = 2.0537$$



- Cálculo factor de frecuencia

$$C = \frac{Cs}{6}$$

$$C = 0.317$$

$$K = Z + (Z^2 - 1) \times C + \frac{(Z^3 - 6Z) \times C^2}{3} - (Z^2 - 1) \times C^3 + Z \times C^4 - \frac{C^5}{3}$$

$$K = 2.869$$

- Calculo del caudal máximo

$$\log(Q_{m\acute{a}x}) = \log(Q_{promedio}) + \frac{k}{S}$$

$$\text{Log}(Q_{m\acute{a}x}) = 1.74$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 10^{1.74}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 54.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 21: Caudal de diseño para los diferentes periodos de retorno

T (años)	P (%)	K	Log Q	Q (m3/s)
5	80.00	0.75490	0.819	6.591
10	90.00	1.33471	1.072	11.793
25	96.00	2.03599	1.377	23.837
50	98.00	2.86861	1.74010	54.967
100	99.00	3.56124	2.042	110.142
200	99.50	4.26254	2.348	222.630
1000	99.90	5.92559	3.072	1181.263

Fuente: Propia

Al analizar estos caudales y hacerles una comparación con los regímenes de caudales de la estación pluviométrica tan como se observa en la siguiente imagen:

Elegimos el método Gumbell trabajando con un  $Q_{dis} = 161.23 \text{ m}^3/\text{s}$  para un periodo de retorno de 50 años.

Se procederá a hallar la pendiente para ver si el caudal pasara por la sección del puente sin ningún inconveniente.

#### 4.2.2.2.4. Fórmula de Maning

Con la formula verificaremos si la sección soportara el caudal calculado.

Datos:

Luz	:	120 m
Área	:	221.73 m <sup>2</sup>
Perímetro mojado	:	211.56 m
Pendiente	:	0.01968 m/m

Cálculo de la rugosidad

$$n = (0.024 + 0.005 + 0.005 + 0.025 + 0.030) \times 1$$

$$n = 0.089$$

Cálculo del caudal

$$Q = \frac{221.73^{5/3} \times 0.01968^{1/2}}{0.089 \times 211.56^{2/3}}$$

$$Q = 360.613 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.2.3. Cálculo de la pendiente:

Se tomarán los 600 metros de la topografía para calcular la pendiente del cauce

Tabla 22: Calculo de pendiente

Abscisa	Cota	Pendiente (S)
0+000	137.803	
0+020	137.803	0.00000
0+040	137.374	-0.02145
0+060	136.224	-0.05750
0+080	135.582	-0.03210
0+100	136.224	0.03210
0+120	136.110	-0.00570
0+138.46	136.182	0.00390

0+140	136.150	-0.02078
0+160	136.720	0.02850
0+180	136.972	0.01260
0+200	137.001	0.00145
0+220	136.520	-0.02405
0+240	136.530	0.00050
0+260	139.914	0.16920
0+280	137.476	-0.12190
0+300	138.000	0.02620
0+320	137.316	-0.03420
0+340	137.887	0.02855
0+360	137.397	-0.02450
0+380	137.395	-0.00010
0+400	137.690	0.01475
0+420	137.700	0.00050
0+440	137.100	-0.03000
0+460	137.712	0.03060
0+480	137.750	0.00190
0+500	137.852	0.00510
0+520	137.952	0.00500
0+540	138.050	0.00490
0+560	138.150	0.00500
0+580	138.163	0.00065
0+600	138.165	0.00010
0+620	139.000	0.04175
	Prom. (S)	0.01968

Fuente: Propia

#### 4.2.4. Cálculo de socavación

Metodo Lischtvan – Levediev

$$H_s = \left( \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{h_m^{5/3} \times B_e \times \mu}$$

Donde:

Qd = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)

hm = Tirante medio (m)

Be = Ancho efectivo de la sección (m)

μ = Coeficiente de contracción

h = Tirante máximo (m)

$D_m$  = Diámetro medio de las partículas (mm)

$\beta$  = Factor que depende del periodo de retorno de la avenida

$z$  = Valor que depende del  $D_m$

Datos:

Caudal de diseño	:	161.23	m <sup>3</sup> /s
Área	:	221.700	m <sup>2</sup>
Perímetro mojado	:	211.600	m
Pendiente	:	0.020	m/m
Rugosidad	:	0.089	
Tirante medio	:	2.800	m
Tirante máximo	:	4.000	m

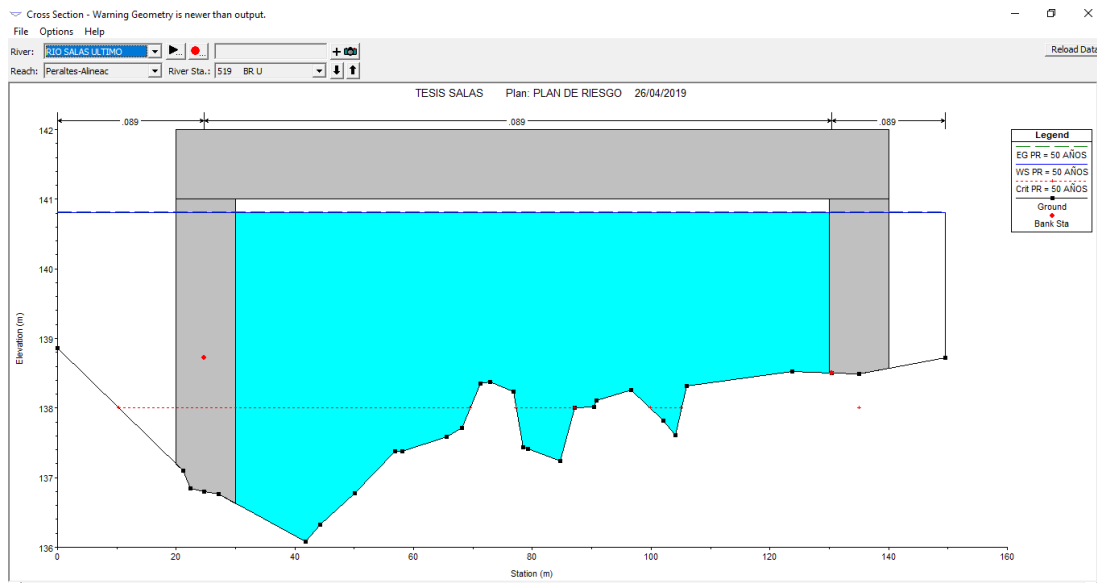


Figura 25: Modelamiento en Hec Ras - Tirante máximo  
Fuente: Propia

Cálculo de alfa

$$\alpha = \frac{Q_d}{h_m^{5/3} \times B_e \times \mu}$$

$$\alpha = \mathbf{0.233}$$

Cálculo de la profundidad de socavación

$$H_s = \left( \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

$$\beta = 0.79929 + 0.0973 * LOG(50)$$

$$\beta = 0.958$$

$$D_m = D(30) = 0.59 \text{ mm}$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 * \text{Log}(59) - 0.00891 * \log(59)$$

$$z = 0.406$$

Entonces  $H_s = 1.106 \text{ m}$

### 4.3. Estudio de suelos

Se realizaron dos SPT para el estudio de suelos, uno en cada torre. En el primer SPT se obtuvo un rebote del suelo a los 4.90 m siendo el tipo de suelo arena; en el segundo el rebote fue a los 5.05 m teniendo el mismo tipo de suelo con la diferencia de que el nivel freático en el primero SPT se encontró a 1.00 m y en el segundo a los 2.00 m.



Figura 26: Punto de SPT 1  
Fuente: Propia

Se sacaron muestras del SPT, y se realizaron los ensayos de corte directo, contenido de humedad y granulometría; los estratos utilizados fueron los últimos estratos del SPT a los 5.00m y 5.45m



Figura 27: Punto de SPT 2  
Fuente: Propia

La capacidad portante del suelo para zapatas cimentadas en arenas con  $B \geq 1.20\text{m}$  según Rodríguez, W es:

$$Q_{adm} = 0.109 \times N$$

Siendo N el número de golpes

$$Q_{adm} = 0.109 \times 50$$

$$Q_{adm} = 5.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = 5.45/3 = 1.81 \text{ kg/cm}^2$$

También se calculó la capacidad portante utilizando el corte directo, con muestras saturadas para tener el escenario más desfavorable.

#### 4.3.1. Capacidad portante SPT 1 (4.9m)

Tabla 23: Datos para capacidad portante SPT 1

Datos	
Profundidad de desplante ,Df;(mts):	1.80
Peso Volumétrico del suelo; Y (Ton/m3):	1.50
Cohesión del suelo, c; (Ton/m2):	1.31
Ángulo de fricción interna del suelo, Fi (grados):	29.08°
Ancho o Radio del cimient; B o R (mts):	9.00
Factor de seguridad, F.S.:	3.00

Fuente: Propia

De los factores de carga modificados por falla local por corte dados por Terzagui para un ángulo de fricción de 29.08°, se tiene que:

$$\text{Factor de cohesión } N'_c = 18.03$$

$$\text{Factor de sobrecarga } N'_q = 7.66$$

$$\text{Factor de piso } N'_g = 3.76$$

La capacidad de carga última modificada será:

$$q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_g$$

$$q_c = 64.80 \text{ tn/m}^2$$

Se tomará un factor de seguridad de 3

$$Q_{per} = 64.80/3 = 21.60 \text{ tn/m}^2 \text{ (2.16 kg/cm}^2\text{)}$$

#### 4.3.2. Capacidad portante SPT 2 (5.05m)

Tabla 24: Datos para capacidad portante SPT 2

<b>Datos</b>	
Profundidad de desplante ,Df;(mts):	1.80
Peso Volumétrico del suelo; Y (Ton/m3):	1.45
Cohesión del suelo, c; (Ton/m2):	1.21
Ángulo de fricción interna del suelo, Fi (grados):	30.33°
Ancho o Radio del cimiento; B o R (mts):	9.00
Factor de seguridad, F.S.:	3.00

Fuente: Propia

De los factores de carga modificados por falla local por corte dados por Terzagui para un ángulo de fricción de 30.33°, se tiene que:

$$\text{Factor de cohesión } N'_c = 18.99$$

$$\text{Factor de sobrecarga } N'_q = 8.31$$

$$\text{Factor de piso } N'_g = 4.39$$

La capacidad de carga última modificada será:

$$q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_g$$

$$q_c = 65.50 \text{ tn/m}^2$$

Se tomará un factor de seguridad de 3

$$Q_{per} = 65.50/3 = 21.80 \text{ tn/m}^2 \text{ (2.18 kg/cm}^2\text{)}$$

En ensayo de granulometría se hizo de acuerdo a lo correspondiente en la NTP 339.134, teniendo como resultado del tipo de suelo una Arena bien graduada en las dos muestras estudiadas.

Para el contenido de humedad, el cual se hizo de acuerdo a lo especificado en la NTP 339.127; se concluyó que:



Para la primera muestra correspondiente al primer SPT el contenido de humedad se realizó con 5 muestras.



Figura 28: Ensayo de contenido de humedad  
Fuente: Propia

Para la segunda muestra correspondiente al segundo SPT el contenido de humedad se realizó con 5 muestras igual que el anterior.

Con el ensayo de corte directo, el cual se hizo de acuerdo a lo estipulado en la NTP 339.171, teniendo como resultado un ángulo de fricción de 22°.

#### 4.4. Diseño de superestructura

Se realizará el diseño en Excel y se hará la verificación en SAP 2000, realizando una comparación y escogiendo las dimensiones más apropiadas para las estructuras

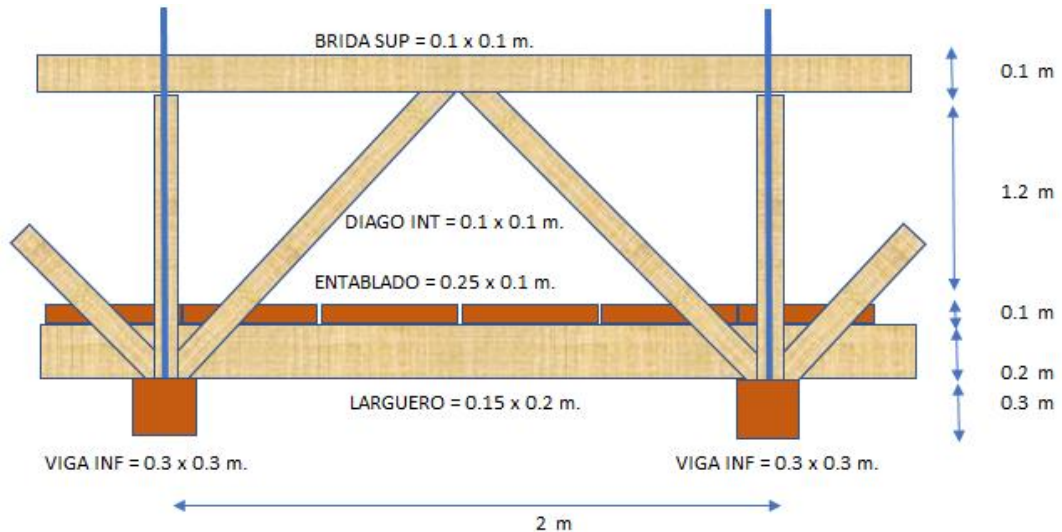


Figura 29: Vista lateral del puente  
Fuente propia

##### 4.4.1. Diseño de tablón

Tabla 25: Datos para el diseño del tablón

Datos	
Madera	Tornillo
Separación entre largueros	0.85 m
Ancho (a)	0.25 m
Espesor (e)	0.10 m
Peso específico de la madera ( $\rho$ )	900 kg/m <sup>3</sup>
Peso del camión de 4 tn ( $P_c$ )	1750 tn
Peso Variable $P_v$	510 kg/m <sup>2</sup>
Esfuerzo admisible a flexión	100 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo admisible a corte	8 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

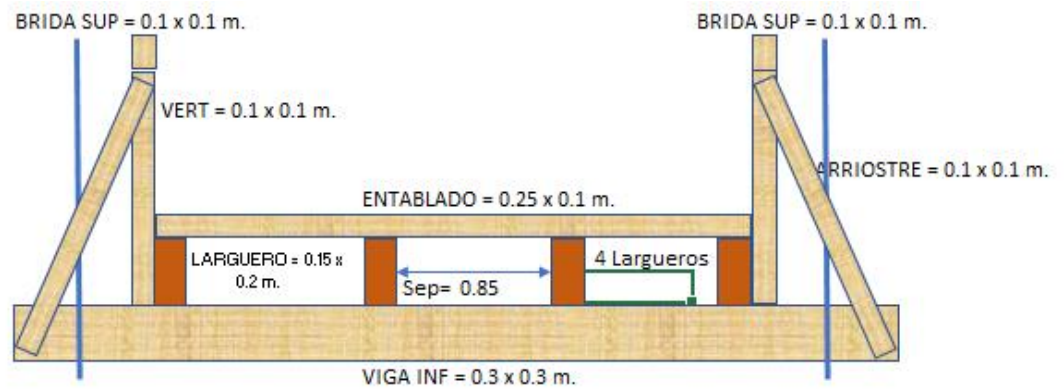


Figura 30: Vista frontal del puente  
Fuente: Propia

#### 4.4.1.1. Peso propio del entablado

$$P = \rho * a * e$$

$$P = 0.25 \times 0.10 \times 900 = 22.50 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por un factor de seguridad

$$PP = 1.25 * P$$

$$PP = 1.25 \times 22.50 = 28.13 \text{ kg/m}$$

#### 4.4.1.2. Carga viva

$$Cv_1 = Pv * a$$

$$Cv_1 = 510 \times 0.25 = 127.50 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por un factor de seguridad

$$Cv = 1.75 * Cv_1$$

$$Cv = 1.75 \times 127.50 = 223.13 \text{ kg/m}$$

#### 4.4.1.3. Carga total

$$W = PP + Cv$$

$$W = 28.13 + 223.13 = 251.25 \text{ kg/m}$$

#### 4.4.1.4. Módulo de sección (Ms)

$$Ms = \frac{a \times e^2}{6}$$

$$M_s = \frac{0.25 \times 0.1^2}{6} = 0.00042 \text{ m}^3$$

#### 4.4.1.5. Módulo de corte

$$M_v = \frac{2 \times a \times e}{3}$$

$$M_v = \frac{2 \times 0.25 \times 0.1}{3} = 0.01667 \text{ m}^2$$

#### 4.4.1.6. Carga peatonal

##### 4.4.1.6.1. Momento máximo ( $M_{\text{máx}}$ ), como viga simplemente apoyada

$$M_{\text{máx}} = \frac{w \times l_{\text{arqueros}}^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{251.25 \times 0.85^2}{8} = 22.69 \text{ kg} - \text{m}$$

##### 4.4.1.6.2. Cortante máxima ( $V_{\text{máx}}$ )

$$V_{\text{máx}} = \frac{w \times l_{\text{arqueros}}}{2}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{251.25 \times 0.85}{2} = 106.78 \text{ kg} - \text{m}$$

##### 4.4.1.6.3. Esfuerzo máximo a la flexión $\sigma_{\text{máx}}$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{M_s}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2269.10}{416.67} = 5.45 \text{ kg/cm}^2$$

5.45 kg/cm<sup>2</sup> ≤ 100 kg/cm<sup>2</sup> ----- Cumple

##### 4.4.1.6.4. Esfuerzo máximo a la cortante

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{V_{\text{máx}}}{M_v}$$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{106.78}{166.67} = 0.64 \text{ kg/cm}^2$$

0.64 kg/cm<sup>2</sup> ≤ 8 kg/cm<sup>2</sup> ----- Cumple

#### 4.4.1.7. Camión de 4 toneladas

##### 4.4.1.7.1. Momento carga ( $P_{\text{momento}}$ )

$$P_{\text{momento}} = \frac{P_c \times l_{\text{larqueros}}}{4}$$

$$P_{\text{momento}} = \frac{1750 \times 0.85}{4} = 371.88 \text{ kg} - m$$

##### 4.4.1.7.2. Momento máximo ( $M_{\text{máx}}$ ), como viga simplemente apoyada

$$M_{\text{máx}} = P_{\text{momento}} + \frac{PP \times l_{\text{largueros}}^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = 328.13 + \frac{28.13 \times 0.85^2}{8} = 374.42 \text{ kg} - m$$

##### 4.4.1.7.3. Cortante carga $P_{\text{cortante}}$

$$P_{\text{cortante}} = \frac{P_c}{2}$$

$$P_{\text{cortante}} = \frac{1750}{2} = 875.00 \text{ kg} - m$$

##### 4.4.1.7.4. Cortante máxima

$$V_{\text{máx}} = P_{\text{cortante}} + \frac{PP \times l_{\text{larqueros}}}{2}$$

$$V_{\text{máx}} = 875 + \frac{28.13 \times 0.85}{2} = 886.95 \text{ kg} - m$$

##### 4.4.1.7.5. Esfuerzo máximo a la flexión $\sigma_{\text{máx}}$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{M_s}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{37441.50}{416.67} = 89.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$89.96 \text{ kg/cm}^2 \leq 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

##### 4.4.1.7.6. Esfuerzo máximo a la cortante

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{V_{\text{máx}}}{M_v}$$

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{886.95}{166.67} = 5.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$5.32 \text{ kg/cm}^2 \leq 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.2. Diseño de largueros

Tabla 26: Datos para el diseño de largueros

Datos	
Madera	Tornillo
Separación entre largueros	0.85 m
Separación entre péndolas	2.00 m
Ancho (a)	0.15 m
Espesor (e)	0.20 m
Peso específico de la madera ( $\rho$ )	900 kg/m <sup>3</sup>
Peso del camión de 4 tn (Pc)	1750 tn
Peso Variable Pv	510 kg/m <sup>2</sup>
Esfuerzo admisible a flexión	100 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo admisible a corte	8 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

##### 4.4.2.1. Peso propio del larguero + factor de amplificación por sismo

$$PP_{\text{largero1}} = \rho * a * e$$

$$PP_{\text{largero1}} = 0.15 \times 0.20 \times 900 = 27.00 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por factor de seguridad

$$PP_{\text{largero}} = 1.25 * PP_{\text{largero1}}$$

$$PP_{\text{largero}} = 1.25 \times 27.00 = 33.75 \text{ kg/m}$$

##### 4.4.2.2. Peso propio del entablado + factor de amplificación por sismo

$$PP_{\text{entablado1}} = \rho * S_{\text{largueros}} * e$$

$$PP_{\text{entablado1}} = 0.1 \times 0.85 \times 900 = 76.50 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por factor de seguridad

$$PP_{\text{entablado}} = 1.25 * PP_{\text{entablado1}}$$

$$PP_{\text{entablado}} = 1.25 \times 76.50 = 95.63 \text{ kg/m}$$

##### 4.4.2.3. Carga viva

$$CV_1 = P_v * S_{\text{largueros}}$$

$$Cv_1 = 510 \times 0.85 = 433.50 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por factor de seguridad

$$Cv = 1.75 * Cv_1$$

$$Cv = 1.75 \times 433.50 = 758.63 \text{ kg/m}$$

#### 4.4.2.4. Carga total

$$W = PP_{\text{largero}} + PP_{\text{entablado}} + Cv$$

$$W = 33.75 + 95.63 + 758.63 = 888.00 \text{ kg/m}$$

#### 4.4.2.5. Módulo de sección (Ms)

$$Ms = \frac{a \times e^2}{6}$$

$$Ms = \frac{0.15 \times 0.20^2}{6} = 0.001 \text{ m}^3$$

#### 4.4.2.6. Módulo de corte

$$Mv = \frac{2 \times a \times e}{3}$$

$$Mv = \frac{2 \times 0.15 \times 0.20}{3} = 0.02 \text{ m}^2$$

#### 4.4.2.7. Carga peatonal

##### 4.4.2.7.1. Momento máximo ( $M_{\text{máx}}$ ), como viga simplemente apoyada

$$M_{\text{máx}} = \frac{w \times l_{\text{pendolas}}^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{888.00 \times 2^2}{8} = 444.00 \text{ kg} - m$$

##### 4.4.2.7.2. Cortante máxima ( $V_{\text{máx}}$ )

$$V_{\text{máx}} = \frac{w \times l_{\text{pendolas}}}{2}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{888.00 \times 2}{2} = 888.00 \text{ kg} - m$$

#### 4.4.2.7.3. Esfuerzo máximo a la flexión $\sigma_{m\acute{a}x}$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{M_S}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{44400.00}{1000} = 44.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$44.40 \text{ kg/cm}^2 \leq 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.2.7.4. Esfuerzo máximo a la cortante

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{M_v}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{888.00}{200} = 4.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$4.44 \text{ kg/cm}^2 \leq 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.2.8. Camión de 4 toneladas

##### 4.4.2.8.1. Momento carga ( $P_{\text{momento}}$ )

$$P_{\text{momento}} = \frac{P_c \times l_{\text{largueros}}}{4}$$

$$P_{\text{momento}} = \frac{1750 \times 2}{4} = 875.00 \text{ kg} - m$$

##### 4.4.2.8.2. Momento máximo ( $M_{m\acute{a}x}$ ), como viga simplemente apoyada

$$M_{m\acute{a}x} = P_{\text{momento}} + \frac{(PP_{\text{larguero}} + PP_{\text{entablado}}) \times l^2_{\text{largueros}}}{8}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 875 + \frac{(33.75 + 95.63) \times 2^2}{8} = 939.69 \text{ kg} - m$$

##### 4.4.2.8.3. Cortante carga $P_{\text{cortante}}$

$$P_{\text{cortante}} = \frac{P_c}{2}$$

$$P_{\text{cortante}} = \frac{1750}{2} = 875.00 \text{ kg}$$

##### 4.4.2.8.4. Cortante carga máxima

$$V_{m\acute{a}x} = P_{\text{cortante}} + \frac{PP_{\text{larguero}} \times l}{2}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 875 + \frac{33.75 \times 2}{2} = 908.75 \text{ kg}$$



#### 4.4.2.8.5. Esfuerzo máximo a la flexión $\sigma_{m\acute{a}x}$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{M_s}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{93968.75}{1000.00} = 93.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$93.97 \text{ kg/cm}^2 \leq 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.2.8.6. Esfuerzo máximo a la cortante

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{M_v}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{908.75}{200} = 4.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$4.54 \text{ kg/cm}^2 \leq 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.2.9. Verificación por SAP 2000

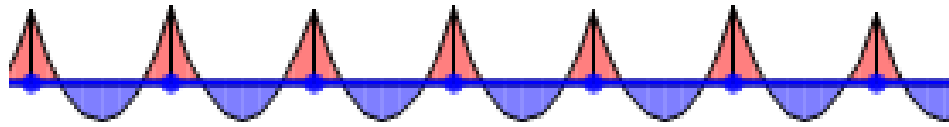


Figura 31: Momentos y cortantes en SAP 2000  
Fuente: Propia

#### 4.4.2.9.1. Esfuerzo máximo a la flexión $\sigma_{m\acute{a}x}$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{M_s}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{39611.00}{1000} = 39.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$39.61 \text{ kg/cm}^2 \leq 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.2.9.2. Esfuerzo máximo a la cortante

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{M_v}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{1182.29}{200} = 5.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$5.91 \text{ kg/cm}^2 \leq 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.3. Diseño de viga inferior o viga transversal

Tabla 27: Datos para el diseño de viga inferior

Datos	
Madera	Tornillo
Número de largueros ( $N_{\text{largueros}}$ )	4.00 m
Separación entre péndolas	2.00 m
Separación entre cables	3.60 m
Ancho (a)	0.30 m
Espesor (e)	0.30 m
Peso específico de la madera ( $\rho$ )	900 kg/m <sup>3</sup>
Peso del camión de 4 tn ( $P_c$ )	1750 tn
Peso Variable $P_v$	510 kg/m <sup>2</sup>
Esfuerzo admisible a flexión	100 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo admisible a corte	8 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

##### 4.4.3.1. Módulo de sección ( $M_s$ )

$$M_s = \frac{a \times e^2}{6}$$

$$M_s = \frac{0.30 \times 0.30^2}{6} = 0.0045 \text{ m}^3$$

##### 4.4.3.2. Módulo de corte

$$M_v = \frac{2 \times a \times e}{3}$$

$$M_v = \frac{2 \times 0.30 \times 0.30}{3} = 0.06 \text{ m}^2$$

##### 4.4.3.3. Para carga peatonal

###### 4.4.3.3.1. Peso propio de la viga inferior+ factor de amplificación por sismo.

$$PP_{\text{vigainf1}} = \rho * a * e$$

$$PP_{\text{vigainf1}} = 0.30 \times 0.30 \times 900 = 81.00 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por factor de seguridad

$$PP_{viga.inf} = 1.25 * PP_{vigainf1}$$

$$PP_{viga.inf} = 1.25 \times 81.00 = 101.25 \text{ kg/m}$$

#### 4.4.3.3.2. Peso puntual del larguero + factor de amplificación por sismo

$$P_{punt.largero} = (PP_{largero1} + PP_{entablado1} + Cv_1) \times 2$$

$$P_{punt.largero} = 27.00 + 76.50 + 433.50) \times 2 = 1074.00 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por factor de seguridad

$$P_{punt.largero} = 1.25 * P_{punt.largero}$$

$$P_{punt.largero} = 1.25 \times 1074.00 = 1342.50 \text{ kg/m}$$

#### 4.4.3.3.3. Momento máximo ( $M_{m\acute{a}x}$ ), como viga simplemente apoyada

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{PP_{viga.inf} \times l_{pendolas.tra}^2}{8}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{101.25 \times 3.6^2}{8} = 164.03 \text{ kg} - m$$

#### 4.4.3.3.4. Cortante máxima ( $V_{m\acute{a}x}$ )

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{PP_{viga.inf} \times l_{pendolas}}{2}$$

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{101.25 \times 3.4}{2} = 182.25 \text{ kg}$$

#### 4.4.3.3.5. Reacción por larguero

$$R_A = \frac{P_{pun.larguero} \times N_{larguero}}{2}$$

$$R_A = \frac{1342.50 \times 4}{2} = 2685.00 \text{ kg}$$

#### 4.4.3.3.6. Momento por larguero ( $M_{larguero}$ ), como viga simplemente apoyada

$$M_{larguero} = \frac{R_A \times S_{cables}}{2} - P_{pun.larguero} \left( \frac{S_{cables} - a_{larguero}}{2} \right) - P_{pun.larguero} \left( \frac{S_{cables} \times a_{larguero}}{2} - S_{largueros} \right)$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{2685.00 \times 3.6}{2} - 1342.50 \left( \frac{3.6 - 0.15}{2} \right) - 1342.50 \left( \frac{3.6 - 0.15}{2} - 0.85 \right)$$
$$= 1342.50 \text{ kg} - m$$

#### 4.4.3.3.7. Esfuerzo máximo a la flexión $\sigma_{m\acute{a}x}$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x} + M_{l\grave{a}rguero}{M_s}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{16402.50 + 134250}{4500} = 33.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$33.48 \text{ kg/cm}^2 \leq 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.3.3.8. Esfuerzo máximo a la cortante

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x} + R_A}{M_v}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{182.25 + 2685.00}{600} = 4.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$4.78 \text{ kg/cm}^2 \leq 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.3.4. Camión de 4 toneladas

##### 4.4.3.4.1. Peso propio de la viga inferior+ factor de amplificación por sismo.

$$PP_{\text{vigainf1}} = \rho * a * e$$

$$PP_{\text{vigainf1}} = 0.30 \times 0.30 \times 900 = 81.00 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por factor de seguridad

$$PP_{\text{viga.inf}} = 1.25 * PP_{\text{vigainf1}}$$

$$PP_{\text{viga.inf}} = 1.25 \times 81.00 = 101.25 \text{ kg/m}$$

##### 4.4.3.4.2. Peso puntual del larguero + factor de amplificación por sismo

$$P_{\text{punt.largero}} = (PP_{\text{largero1}} + PP_{\text{entablado1}} + P_c) / (N_{\text{largeros}} / 2)$$

$$P_{\text{punt.largero}} = (27.00 + 76.5 + 1750) / (4/2) = 978.50 \text{ kg/m}$$

Multiplicamos por factor de seguridad

$$P_{\text{punt.largero}} = 1.25 * P_{\text{punt.largero}}$$

$$P_{\text{punt.largero}} = 1.25 \times 978.50 = 1223.13 \text{ kg/m}$$

##### 4.4.3.4.3. Momento máximo ( $M_{m\acute{a}x}$ ), como viga simplemente apoyada

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{PP_{\text{viga.inf}} \times l_{\text{pendolas}}^2}{8}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{101.25 \times 3.6^2}{8} = 164.03 \text{ kg} - m$$

#### 4.4.3.4.4. Cortante máxima ( $V_{m\acute{a}x}$ )

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{PP_{viga.inf} \times l_{pendolas}}{2}$$

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{101.25 \times 3.6}{2} = 182.25 \text{ kg}$$

#### 4.4.3.4.5. Reacción por larguero

$$R_A = \frac{P_{pun.larguero} \times N_{larguero}}{2}$$

$$R_A = \frac{1223.13 \times 4}{2} = 2446.25 \text{ kg}$$

#### 4.4.3.4.6. Momento por larguero ( $M_{larguero}$ ), como viga simplemente apoyada

$$M_{larguero} = \frac{R_A \times S_{cables}}{2} - P_{pun.larguero} \left( \frac{S_{cables} \times a_{larguero}}{2} \right) - P_{pun.larguero} \left( \frac{S_{cables} \times a_{larguero}}{2} - S_{largueros} \right)$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{2446.25 \times 3.6}{2} - 1223.13 \left( \frac{3.6 - 0.15}{2} \right) - 1223.13 \left( \frac{3.6 - 0.15}{2} - 0.85 \right) \\ = 1223.13 \text{ kg} - m$$

#### 4.4.3.4.7. Esfuerzo máximo a la flexión $\sigma_{m\acute{a}x}$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x} + M_{larguero}}{M_s}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{16402.50 + 122312.50}{4500} = 30.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$30.83 \text{ kg/cm}^2 \leq 85 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.3.4.8. Esfuerzo máximo a la cortante

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x} + R_A}{M_v}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{182.25 + 2446.25}{600} = 4.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$4.38 \text{ kg/cm}^2 \leq 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.3.5. Verificación por SAP 2000

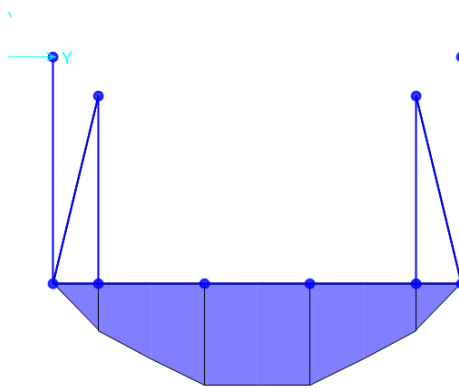


Figura 32: Momentos y cortantes de SAP 2000  
Fuente: Propia

##### 4.4.3.5.1. Esfuerzo máximo a la flexión $\sigma_{m\acute{a}x}$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{M_s}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{300593.30}{4500} = 66.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$66.80 \text{ kg/cm}^2 \leq 85 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

##### 4.4.3.5.2. Esfuerzo máximo a la cortante

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{M_v}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{3519.83}{600} = 5.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$5.86 \text{ kg/cm}^2 \leq 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- Cumple}$$

#### 4.4.4. Diseño de sección de la plancha

Datos:

Madera	: Tornillo
Separación entre largueros	: 0.75m
Numero de largueros ( $N_{largueros}$ )	: 4.00
Separación entre pendolas	: 2.00 m
Separación entre cables	: 3.60 m
Ancho (a)	: 0.10 m
Espesor (e)	: --- m
Cortante máxima camión $T_{m\acute{a}x}$	: 2560.16 kg/cm <sup>3</sup>

Peso del camión de 4 tn (Pc)	: 1750.00 tn
Peso Variable Pv	: 510.00 kg/m <sup>2</sup>
Esfuerzo compresión de madera	: 15.00 kg/cm <sup>2</sup>

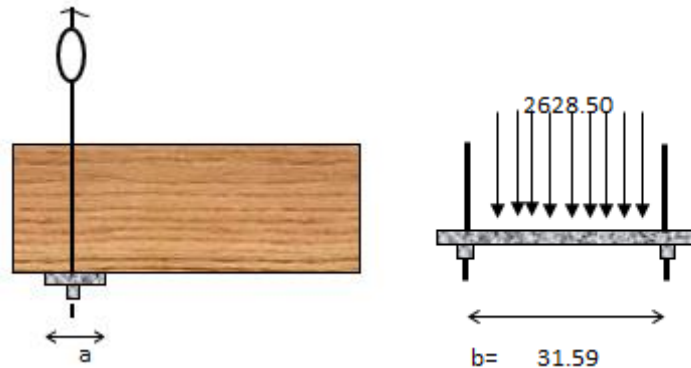


Figura 33: Plancha  
Fuente: Imagen propia

De lo calculado en el diseño de la viga inferior y habiendo hecho la comparación con el programa SAP 2000, llegando a la conclusión de que los mayores momentos nos da en programa, se tiene:

$V_{total} = 3519.83$  kg, que la base de la vigueta es de 30 cm y que la compresión de la madera es de 15 kg/cm<sup>2</sup>

#### 4.4.4.1. Dimensionamiento

Área de la plancha:

$$A = \frac{3519.83}{15} = 234.66 \text{ cm}^2$$

Base de la vigueta  $b = 30$  cm

Ancho de la plancha:

$$a = \frac{234.66}{30} = 7.82 \text{ cm, consideraremos } 10 \text{ cm}$$

Espesor de la plancha

$$Mp = \frac{V_{total} \times b_{viga.inf}}{4}$$

$$Mp = \frac{3519.83 \times 30}{4} = 26,398.73 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Fadm = 0.6x \quad Fy = 0.6 \times 2550 = 1512 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times Mp}{a \times F_{adm}}}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times 26398.73}{10 \times 1512}} = 3.24 \text{ cm} \rightarrow 32.4 \text{ mm}$$

Entonces utilizamos plancha de

Largo total = 30 cm

Ancho = 10 cm

Espesor = 35 mm

#### 4.4.5. Diseño de cable principal

Datos:

Cable : Tipo boa – esturión de 1 1/2”

Datos del cable

Peso (kg/m) : 6.190 kg/m

Resistencia garantizada (Rg): 102.96 tn

Resistencia frecuente : 103.99 tn

Área : 5.70046 m

Radio : 1.905 m

Coefficiente de seguridad : 4.00 m

f : 12.00 m

Separación entre péndolas : 2.00 m

Peso del camión de 4 tn (Pc) : 1750.00 tn

Peso Variable Pv : 510.00 kg/m<sup>2</sup>

##### 4.4.5.1. Peso que soportan los cables

Peso de madera = 900 kg/m<sup>3</sup>

Separación entre péndolas = 2.00 m



Tabla 28: Peso de estructura

	Base	Altura	Peso	Nro.	Long.	Carga (kg/m)	Carga (tn/m)
Entablado	0.25	0.10	22.50	8	2.7	486	0.49
Larguero	0.15	0.20	27.00	4	2.2	237.60	0.24
Viga inf	0.30	0.30	81.00	1	4.0	324.00	0.32
Brida sup	0.10	0.10	9.00	2	2.0	36.00	0.04
Verticales	0.10	0.10	9.00	2	1.5	27.00	0.03
Diago int	0.10	0.10	9.00	4	1.80	64.90	0.07
Arriostre	0.10	0.10	9.00	2	1.82	32.85	0.03
			Peso por las 2 péndolas			1208.35	1.21
			Peso por 1 péndola			604.17	0.60
			Peso por metro (P/m)			302.09	0.30

Fuente: Propia

#### 4.4.5.2. Cargas muertas

Carga muerta cable

$$Cm_1 = P_{\text{cable}} * 6$$

$$Cm_1 = 6.19 \times 6 = 37.14 \text{ kg/m} \rightarrow 0.037 \text{ tn}$$

Carga muerta péndolas

$$Cm_2 = 4$$

$$Cm_2 = 4 = 4 \text{ kg/m} \rightarrow 0.004 \text{ tn}$$

Carga muerta pernos y accesorios

$$Cm_3 = 10$$

$$Cm_3 = 10 = 10 \text{ kg/m} \rightarrow 0.010 \text{ tn}$$

Carga muerta

$$CM = Cm_1 + Cm_2 + Cm_3 + P/m$$

$$CM = 37.14 + 4 + 10 + 302.09 = 353.23 \text{ kg/m} \rightarrow 0.53 \text{ tn}$$

#### 4.4.5.3. Cargas vivas

Carga viva peatonal

$$Cv_1 = Pv * A_{\text{ncho.viaducto}} * e$$

$$Cv_1 = 510 \times 2.7 \times 0.5 = 688.50 \text{ kg/m} \rightarrow 0.69 \text{ tn}$$

Carga viva vehicular

$$Cv_2 = 2 * C_{\text{carga.puntual.vehi}} / L_{\text{puente}}$$

$$Cv_2 = ((2 \times 6000) / 120) \times 0.5 = 50 \text{ kg/m} \rightarrow 0.05 \text{ tn}$$

Total, carga viga

Elegimos la mayor carga viva

$$CV = 688.50 \text{ kg/m} \rightarrow 0.69 \text{ tn}$$

#### 4.4.5.4. Carga de servicio y carga de resistencia

Carga de servicio

$$CS = CM + CV$$

$$CS = 353.23 + 688.50 = 1041.73 \rightarrow 1.04 \text{ tn}$$

Carga de resistencia

$$CR = 1.25 CM + 1.75 CV$$

$$CR = 1.25 \times 353.23 + 1.75 \times 688.50 = 1646.41 \rightarrow 1.65 \text{ tn}$$

#### 4.4.5.5. Cálculo de la horizontal

##### 4.4.5.5.1. Horizontal

Horizontal servicio

$$H_{servicio} = \frac{CS \times L_{puente}^2}{8f}$$

$$H_{servicio} = \frac{1.04 \times 120^2}{8 \times 12} = 156.26 \text{ tn}$$

Horizontal resistencia

$$H_{resisten.} = \frac{CR \times L_{puente}^2}{8f}$$

$$H_{resisten} = \frac{1.65 \times 120^2}{8 \times 12} = 246.96 \text{ tn}$$

##### 4.4.5.5.2. Tensión máxima

Tensión máxima servicio

$$T_{m\acute{a}x.ser} = \left( H^2 + \left( \frac{CS \times L_{puente}}{2} \right)^2 \right)^{0.5}$$

$$T_{m\acute{a}x.ser} = \left( 156.26^2 + \left( \frac{1.04 \times 120}{2} \right)^2 \right)^{0.5} = 168.30 \text{ tn}$$

Tensión máxima resistencia

$$T_{\text{máx.resis}} = \left( H^2 + \left( \frac{CS \times L_{\text{puente}}}{2} \right)^2 \right)^{0.5}$$
$$T_{\text{máx.resis}} = \left( 246.96^2 + \left( \frac{1.64 \times 120}{2} \right)^2 \right)^{0.5} = 265.99 \text{ tn}$$

#### 4.4.5.5.3. V

V servicio

$$V_{\text{ser}} = (T_{\text{máx.ser}}^2 - H_{\text{servicio}}^2)^{0.5} \times 2$$
$$V_{\text{ser}} = (168.30^2 - 156.26^2)^{0.5} \times 2 = 125.01 \text{ tn}$$

Vresistencia

$$V_{\text{resis}} = (T_{\text{máx.resis}}^2 - H_{\text{resis}}^2)^{0.5} \times 2$$
$$V_{\text{resis}} = (265.99^2 - 246.96^2)^{0.5} \times 2 = 197.57 \text{ tn}$$

#### 4.4.5.5.4. Angulo con la horizontal

Angulo con la horizontal servicio

$$\alpha_{\text{ser}} = \text{Cos}^{-1} \left( \frac{H_{\text{ser}}}{T_{\text{máx.ser}}} \right)$$
$$\alpha_{\text{ser}} = \text{Cos}^{-1} \left( \frac{156.26}{168.30} \right) = 21.80^\circ$$

Angulo con la horizontal resistencia

$$\alpha_{\text{resis}} = \text{Cos}^{-1} \left( \frac{H_{\text{resis}}}{T_{\text{máx.resis}}} \right)$$
$$\alpha_{\text{resis}} = \text{Cos}^{-1} \left( \frac{246.96}{265.99} \right) = 21.80^\circ$$

#### 4.4.5.6. Tensión máxima y horizontal de SAP 200

Tensión máxima SAP 2000: 295.55 tn

Tensión mayorada:  $295.55 \times 4 = 1182.20 \text{ tn}$

Horizontal:

$295.55 \times \cos(21.80^\circ) = 275.3413 \text{ tn}$

Vertical:

$$295.55 \times \sin(21.80^\circ) = 110.13 \text{ tn}$$

Se verifica que la tensión es mayor en los datos sacados del SAP 2000 por lo que se trabajara con estos valores para el diseño del cable principal y las péndolas.

#### 4.4.5.7. Numero de cables

$$\#C = T_{\text{max.resis}} / R_{\text{esis.garantizada}}$$

$$\#c = 1186.20 / 102.96 = 11.5 \text{ cables}$$

Redondeando tenemos 12 cables.

#### 4.4.5.8. Área por banda

$$A = \#c \times \text{área}_{\text{cable}}$$

$$A = 12 \times 5.70 = 68.41 \text{ cm}^2$$

#### 4.4.6. Diseño de péndolas

Datos:

Cable : Tipo boa – esturión de 5/8”

Datos del cable 5/8”

Peso (kg/m) : 1.088 kg/m

Resistencia garantizada (Rg): 18.65 tn

Resistencia frecuente : 20.90 tn

Área : 0.989663 m

Radio : 0.79375 m

Coefficiente de seguridad : 4.00 m

Separación entre péndolas : 2.00 m

#### 4.4.6.1. Tensión en la péndola

$$T_p = C_v + P_{\text{eso} \times \text{metro}}$$

$$T_p = 0.69 + 0.30 = 0.99 \text{ tn}$$

Multiplicamos la tensión por el coeficiente de seguridad de 4

$$TP = T_p \times 4$$

$$TP = 0.99 \times 4 = 3.96 \text{ tn}$$

**Tensión en SAP en péndola: 3.84 tn**

Multiplicamos la tensión por el coeficiente de seguridad de 4

$$TP = T_p \times 4$$

$$TP = 3.84 \times 4 = 15.36 \text{ tn}$$

#### 4.4.6.2. Numero de Cables

$$\#C = TP / R_{\text{esis.garantizada}}$$

$$\#c = 15.36 / 18.65 = 0.82 \text{ cables}$$

El número de cable por péndola será de 1

#### 4.4.7. Diseño de cámaras de anclaje

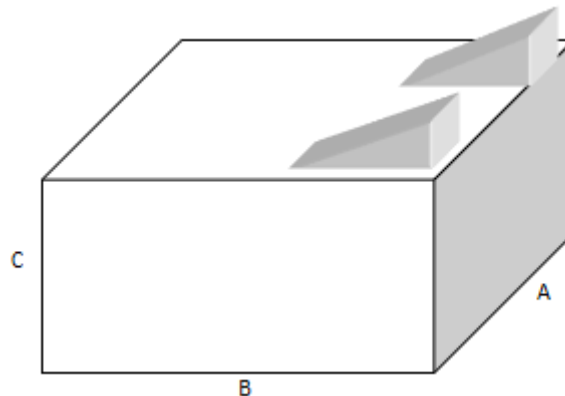


Figura 34: Fuente propia  
Fuente: Propia

#### Datos:

Ancho cámara de anclaje (A)	: 7.90 m
Largo cámara de anclaje (B)	: 6.60 m
Profundidad cámara de anclaje (C)	: 6.50 m
Peso específico del concreto $\gamma$	: 2.30 tn/m <sup>3</sup>
Angulo con el cable $\alpha_1$	: 21.80° $\rightarrow$ 0.38 rad
Angulo con el fijador izquierdo $\alpha_2$	: 21.80° $\rightarrow$ 0.38 rad

Angulo con el fijador derecho $\alpha_3$	: 21.80° → 0.38 rad
Longitud del fijador izquierdo L1	: 41.40 m
Longitud del fijador derecho L2	: 43.71 m
Capacidad portante del suelo	: 2.00 kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico del terreno $\gamma_{\text{terre}}$	: 1.60 tn/m <sup>3</sup>
Angulo de reposo $\phi$	: 32.00 °
Coeficiente de fricción Uf	: 0.50

#### 4.4.7.1. Presiones sobre el terrero

##### 4.4.7.1.1. Peso de la cámara de anclaje

$$W = A \times B \times C \times \gamma$$

$$W = 7.90 \times 6.60 \times 6.50 \times 2.30 = 779.49 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.1.2. Tensión horizontal

$$H = H_{\text{servicio.sap}} \times 2$$

$$H = 275.34 \times 2 = 550.68 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.1.3. Tensión en el fiador

$$T_1 = \frac{H}{\cos(\alpha_1)}$$

$$T_1 = \frac{550.68}{\cos(0.38)} = 593.10 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.1.4. Tensión vertical en el fiador

$$T_{v1} = T_1 \times \text{sen}(\alpha_1)$$

$$T_{v1} = 593.10 \times \text{sen}(38) = 220.27 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.1.5. Componente vertical de la reacción

$$R_v = W - T_{v1}$$

$$R_v = 779.49 - 220.27 = 559.22 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.1.6. Presión máxima del suelo

$$P = \frac{2 \times R_v}{A \times B}$$

$$P = \frac{2 \times 559.22}{7.90 \times 6.60} = 2.15 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.4.7.2. Estabilidad al deslizamiento

El coeficiente de seguridad de la cámara al deslizamiento debe ser mínimo 2 por tanto debe resistir una tensión horizontal doble.

$$R_v = W - 2 \times T_{v1}$$

$$R_v = 779.49 - 2 \times 220.27 = 338.95 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.2.1. Fuerza que se opone al deslizamiento

$$F_{d1} = \text{Coef. fricción} \times R_v$$

$$F_{d1} = 0.50 \times 338.95 = 169.47 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.2.2. Empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} \times \left( \gamma_{terr} \times C^2 \times \left( \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \right) \times 2B$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times \left( 1.6 \times 6.5^2 \times \left( \tan \left( 45 - \frac{32^\circ}{2} \right) \right)^2 \right) \times 2(6.6) = 137.09 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.2.3. Fuerza fricción que opone al deslizamiento

$$F_{d2} = U_f \times E_a$$

$$F_{d2} = 0.50 \times 137.09 = 68.54 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.2.4. Empuje pasivo

$$E_p = \frac{1}{2} \times \left( \gamma_{terr} \times C^2 \times \left( \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \right) \times A$$

$$E_p = \frac{1}{2} \times \left( 1.6 \times 6.5^2 \times \left( \tan \left( 45 + \frac{32^\circ}{2} \right) \right)^2 \right) \times 7.9 = 869.04 \text{ tn}$$

##### 4.4.7.2.5. Fuerza resistencia total

$$F_{rt} = F_{d1} + F_{d2} + E_p$$

$$F_{rt} = 169.47 + 68.54 + 869.04 = 1107.06 \text{ tn}$$

Se debe cumplir

$$F_{rt} > 2H$$

$$1107.06 > 1101.37 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

#### 4.4.8. Diseño de los carros de dilatación

##### Datos:

Peso específico del concreto $\gamma$	: 2.30 tn/m <sup>3</sup>
Angulo con el cable $\alpha_1$	: 21.80° $\rightarrow$ 0.38 rad
Angulo con el fijador izquierdo $\alpha_2$	: 21.80° $\rightarrow$ 0.38 rad
Angulo con el fijador derecho $\alpha_3$	: 21.80° $\rightarrow$ 0.38 rad
Longitud del fiador izquierdo L1	: 41.40 m
Longitud del fiador izquierdo L2	: 43.71 m
Esfuerzo admisible sobre rodillo (Fa)	: 7.50 tn/cm <sup>2</sup>
Diámetro de rodillos (d)	: 10 cm
Número de rodillos (n)	: 5 und

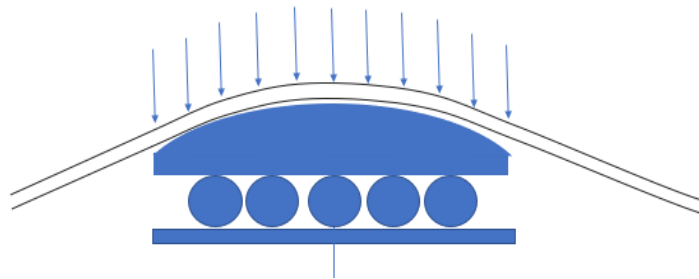


Figura 35: Carros de dilatación  
Fuente: propia

#### 4.4.8.1. Desplazamiento de los carros de dilatación

##### 4.4.8.1.1. Peso que recibe la estructura

$$CM_1 = 353.23 \text{ kg/m} \quad (\text{peso por lado})$$

$$CM_2 = 706.45 \text{ kg/m} \quad (\text{peso propio del puente})$$

##### 4.4.8.1.2. Empuje horizontal

$$H_{pp} = \frac{CM_1 \times L_{puente}^2}{8f}$$

$$H_{pp} = \frac{353.23 \times 120^2}{8 \times 12} = 52984.01 \text{ kg}$$

##### 4.4.8.1.3. Desplazamiento máximo con sobrecarga y temperatura

$$A = 68.41 \text{ cm}^2$$

Desplazamiento torre izquierda



$$\Delta_1 = \frac{H_{pp} \times L_1 \sec(\alpha_1)}{EA}$$

$$\Delta_1 = \frac{52984.01 \times 41.40 \sec(0.38)}{1400000 \times 34.20} = 2.86 \text{ cm}$$

Desplazamiento torre derecha

$$\Delta_2 = \frac{H_{pp} \times L_2 \sec(\alpha_1)}{EA}$$

$$\Delta_2 = \frac{52984.01 \times 43.71 \sec(0.38)}{1400000 \times 34.20} = 3.02 \text{ cm}$$

#### 4.4.8.2. Desplazamiento máximo con sobrecarga y temperatura

La tensión máxima horizontal calculada anteriormente se tiene que:

$$H = 312,518.01 \text{ kg}$$

$$H_{\text{servicio}} = 156,259.01 \text{ kg (tensión por lado)}$$

Entonces el desplazamiento será

$$c = 0.000012 \text{ y } t = 20.00$$

$$\Delta_{1b} = \frac{\left( c \times t \times L_1 + \frac{H_{\text{servicio}} \times L_1}{(EA \times \cos(0.38^\circ))^2} \right)}{\cos(0.38^\circ)}$$

$$\Delta_{1b} = \frac{\left( 0.000012 \times 20 \times 4140 + \frac{156259.01 \times 4140}{(1400000.00 \times 68.41 \times \cos(0.38^\circ))^2} \right)}{\cos(0.38^\circ)}$$

$$= 9.51 \text{ cm}$$

Entonces el desplazamiento neto será:

$$\Delta = \Delta_{1b} - \Delta_1$$

$$\Delta = 9.51 - 2.86 = 6.65 \text{ cm} \rightarrow 7 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la plancha metálica deberá tener un mínimo de 7 cm a cada lado del eje de la torre

#### 4.4.8.3. Presión vertical sobre la torre

$$P = H \times \operatorname{tg}(\alpha_1) + \operatorname{tg}(\alpha_2)$$

$$P = H \times \operatorname{tg}(0.38) + \operatorname{tg}(0.38) = 250,014.41 \text{ kg}$$

$$\text{Presión en cada columna } P_{\text{col}} = 125.01 \text{ tn}$$

#### 4.4.8.3.1. Dimensionamiento de la platina

- Ancho de la platina

$$A = \frac{760 \times P_{\text{col}}}{F a^2 \times n \times d}$$

$$A = \frac{760 \times 125.01}{7.50^2 \times 10 \times 5} = 33.78 \text{ cm}$$

Dejando 2.5 cm de borde a cada lado se tiene

$$A = 33.78 + 5 = 38.22 \rightarrow 39 \text{ cm}$$

- Largo de la platina

$$L = (n-1) \times (d+1) + 2 \times 8$$

$$L = (5-1) \times (10+1) + 18 = 60 \text{ cm}$$

- Presión en la plancha

$$P_{\text{plancha}}: P_{\text{col}} / (A \times L)$$

$$P_{\text{plancha}}: 125.01 / (45 \times 60) = 53.42 \text{ kg/cm}^2$$

La plancha como vimos anteriormente se desplazará 7 cm, entonces la distancia extrema aumentará de 14 cm a 21 cm; x = 33 cm

- Momento que produce el volado

$$M = \frac{P_{\text{plancha}} \times \text{Dis extrema}^2}{2}$$

$$M = \frac{53.42 \times 21^2}{2} = 11779.53 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Radio de la parte curva

$$f = 20 \text{ cm} \text{ y } C = 30$$

$$r = \frac{f^2 + C^2}{2f}$$

$$r = \frac{20^2 + 30^2}{2 \times 20} = 32.5, \text{ vamos a escoger } 50$$

$$y = (r^2 - x^2)^{0.5}$$

$$y = (50^2 - 21^2)^{0.5} = 45.38$$

$$E' = f - (r - y) + 2$$

$$E' = 20 - (50 - 45.38) + 2 = 17.38$$

Considerando una faja de 1 cm de ancho y el espesor en la sección E'

$$S = \frac{a \times E'^2}{6}$$

$$S = \frac{1 \times 17.38^2}{6} = 50.32 \text{ cm}^2$$

$$R = \frac{M}{S}$$

$$R = \frac{11779.53}{50.32} = 234.08 \text{ kg/cm}$$

$$Ra = 0.5 \times 4200 = 2100$$

Como se puede ver  $R < Ra$  así que la sección cumple

- Plancha inferior

Si la plancha superior se desplaza 7 cm, los rodillos giraran 3.5 cm y la distancia al borde libre será 17.5 ( $2 \times 7 + 3.5$ )

$$M = \frac{53.42 \times 17.5^2}{2} = 8180.23 \text{ kg} - \text{cm}$$

Considerando un espesor de la plancha inferior de 3 cm

$$S = \frac{1 \times 3}{6} = 1.50 \text{ cm}$$

$$R = \frac{8180.23}{1.5} = 5453.48 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.4.9. Diseño de torres

Datos:

Peso específico del concreto armado	: 2.40 tn/m <sup>3</sup>
Angulo con el cable $\alpha_1$	: 21.80° $\rightarrow$ 0.38 rad
Angulo con el fijador izquierdo $\alpha_2$	: 21.80° $\rightarrow$ 0.38 rad
Angulo con el fijador derecho $\alpha_3$	: 21.80° $\rightarrow$ 0.38 rad
Longitud del fijador izquierdo L1	: 41.40 m
Longitud del fijador derecho L2	: 43.71 m
F'c	: 280 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	: 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del concreto E	: 220000 kg/cm <sup>2</sup>

En el sentido longitudinal al puente, están sometidas a esfuerzos verticales y horizontales resultantes de las tensiones del cable y fijador.

Como la torre lleva carros de dilatación las dos tensiones horizontales son iguales

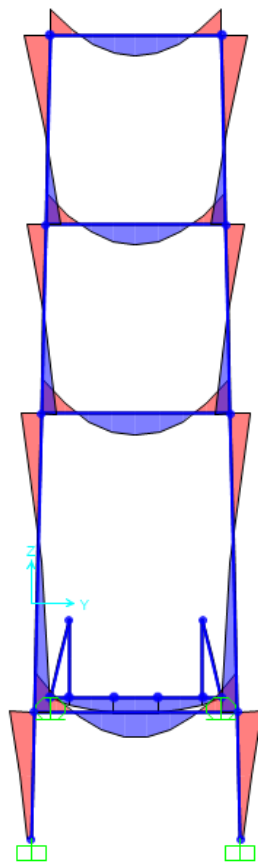


Figura 36: Diagrama de Momentos de las torres  
Fuente: propia

#### 4.4.9.1. Momentos y cortantes obtenidos en SAP 2000 para columnas

El momento máximo originado en la torre está en la Base, se ha calculado cumpliendo con las combinaciones establecidas en la norma E-030 Diseño Sismo resistente. Se realizará el Diseño para una torre ya que otra tiene los mismos momentos.

Las columnas son de 1.20 m por 1.00 m

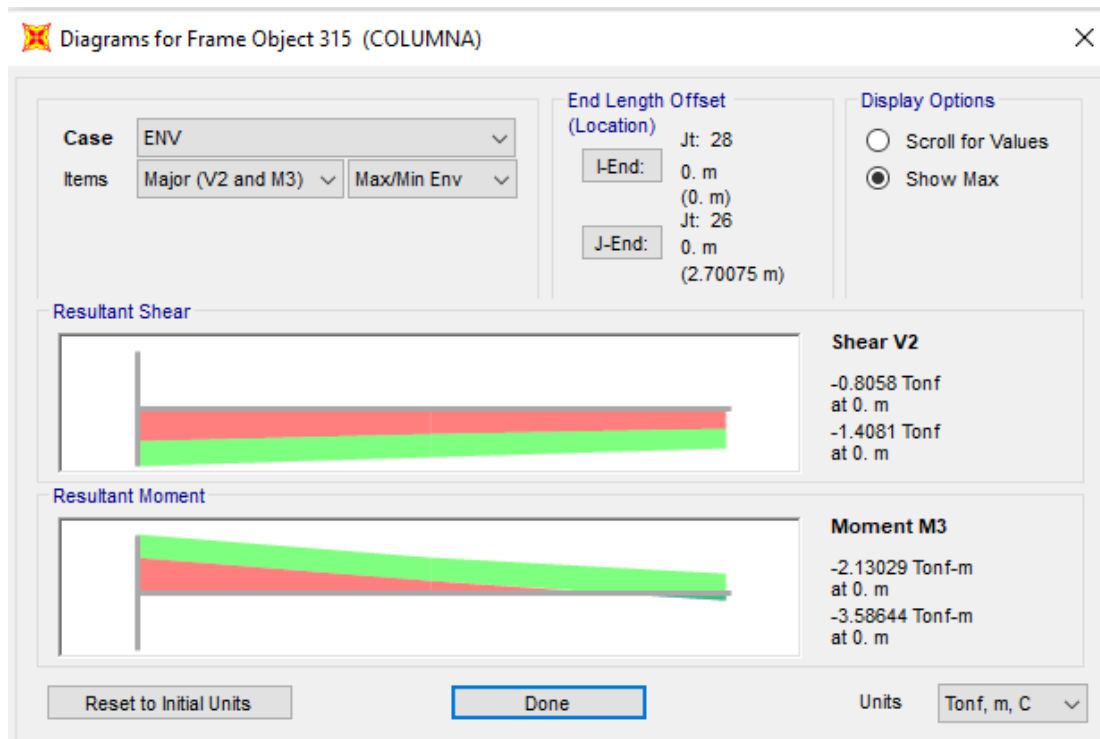


Figura 37: Momentos y cortantes máximas  
Fuente: Propia

Momento Máximo: 3.59 tn-m

Cortante Máxima: 1.40 tn

Axial Máxima: 330.80 tn

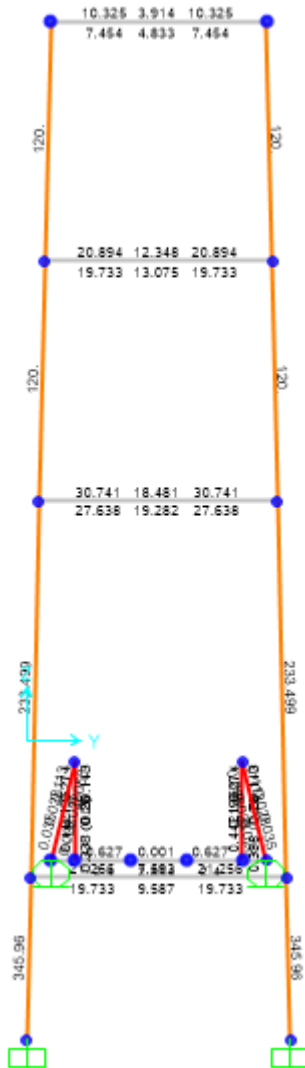


Figura 38: Área de acero en SAP 2000  
Fuente: Propia

Se tiene un área de acero de 345.96 cm<sup>2</sup> para un momento de 3.59 tn-m.

Se usará varillas de 1", la cual tiene un área de 5.01 cm<sup>2</sup> .

$$\text{Numero de varillas} = \frac{\text{área de acero}}{\text{área de varillas a utilizar}}$$

$$\#var = \frac{345.96}{5.01} = 67.84 ; \text{se usará } 68 \text{ varillas de } 1''$$

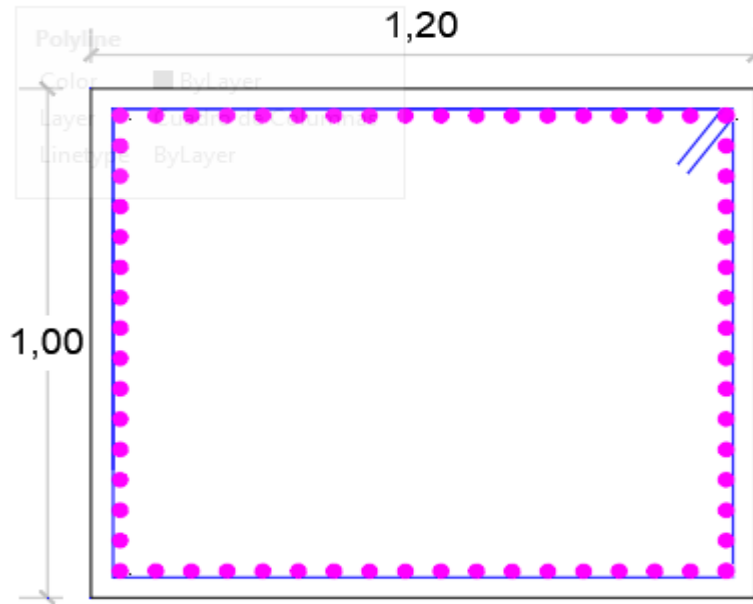


Figura 39: Diseño de Columna  
Fuente: Propia

#### 4.4.9.2. Verificación de sección de la columna

Momento obtenido del análisis hecho en sap 2000 = 3.59 tn

Carga axial máxima = 330.80 tn

Con el diagrama de iteración se puede ver que si cumple

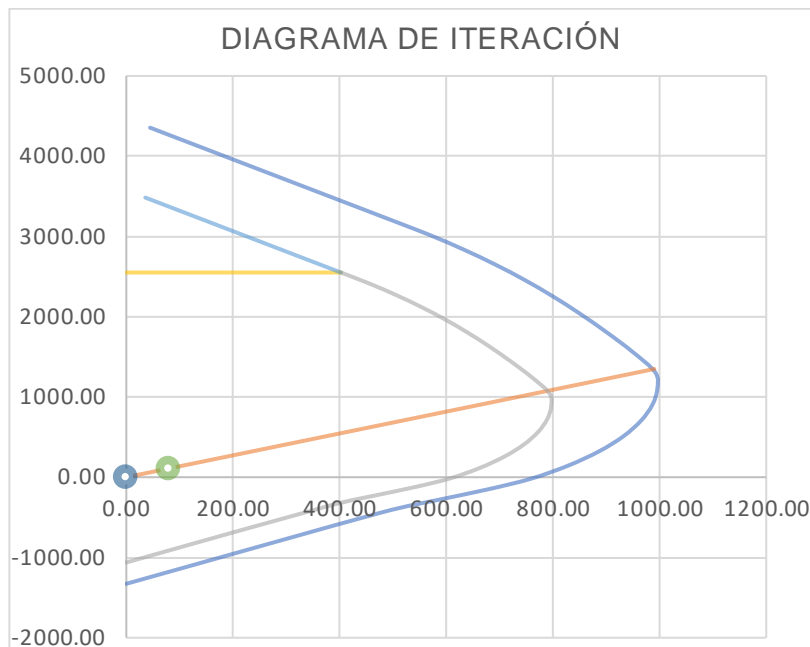


Figura 40: Diagrama de iteración  
Fuente propia

#### 4.4.9.3. Momentos y cortantes obtenidos en SAP 2000 para vigas

Para el diseño de vigas se ha utilizado el programa SAP 2000 usando todas las combinaciones especificadas en la norma E 030 – Diseño Sismo resistente, usando una envolvente para sacar los momentos y el Diseño. Se realizará el Diseño para una torre ya que la otra tiene los mismos momentos.

##### 4.4.9.3.1. Viga N° 1

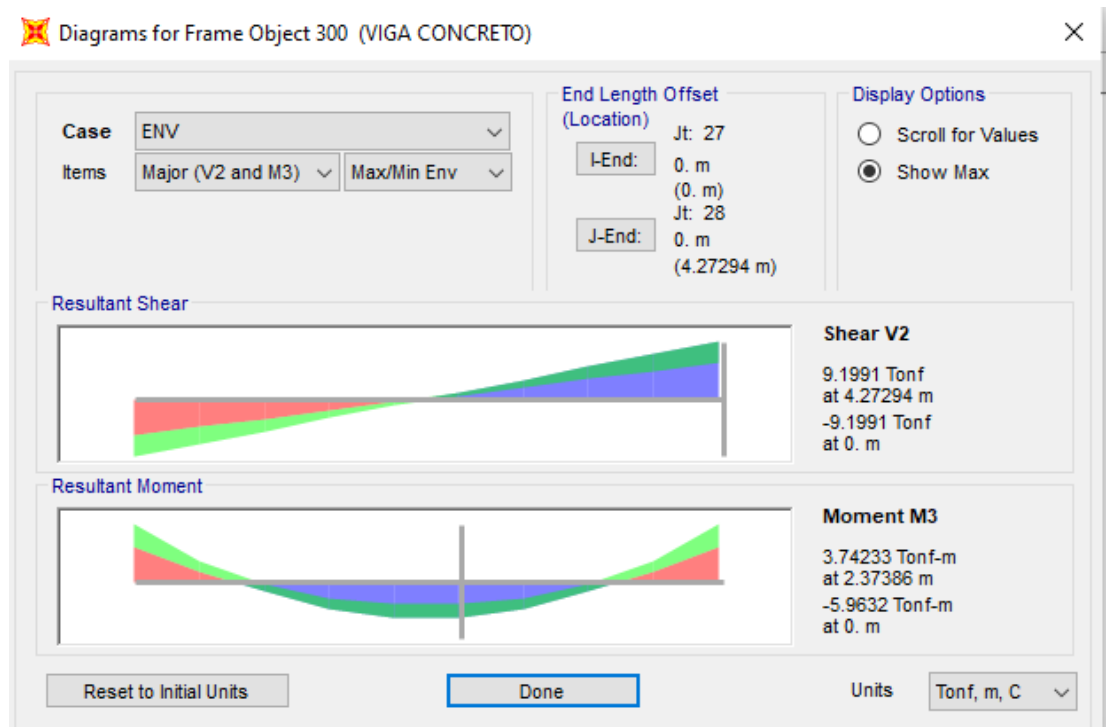


Figura 41: Diagrama de momentos y cortantes viga 101  
Fuente propia

El diseño de acero será el siguiente:

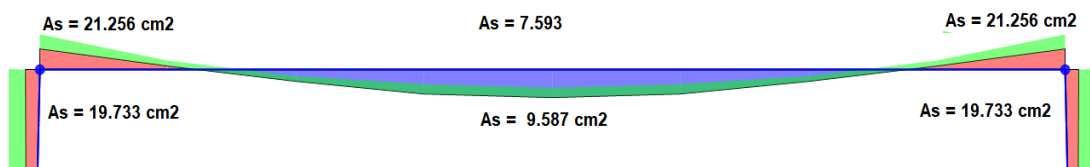


Figura 42: Área de acero en viga 101  
Fuente: Propia



Se utilizará varillas de  $\frac{3}{4}$ " cuya área por varilla es de  $2.86 \text{ cm}^2$

$$As^+ = 8 \times 2.86 = 22.88 \text{ cm}^2$$

$$As^- = 8 \times 2.86 = 22.88 \text{ cm}^2$$

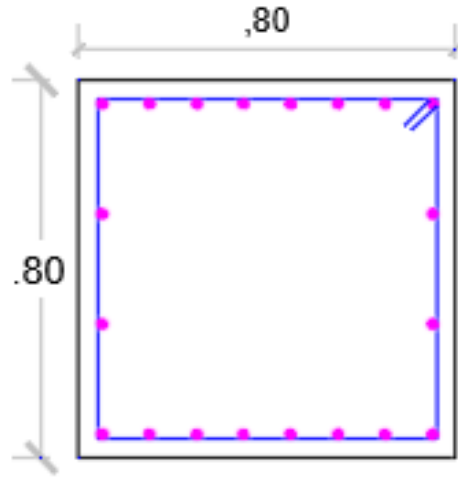


Figura 43: Diseño de acero viga 101  
Fuente: Propia

#### 4.4.9.3.2. Viga N° 2

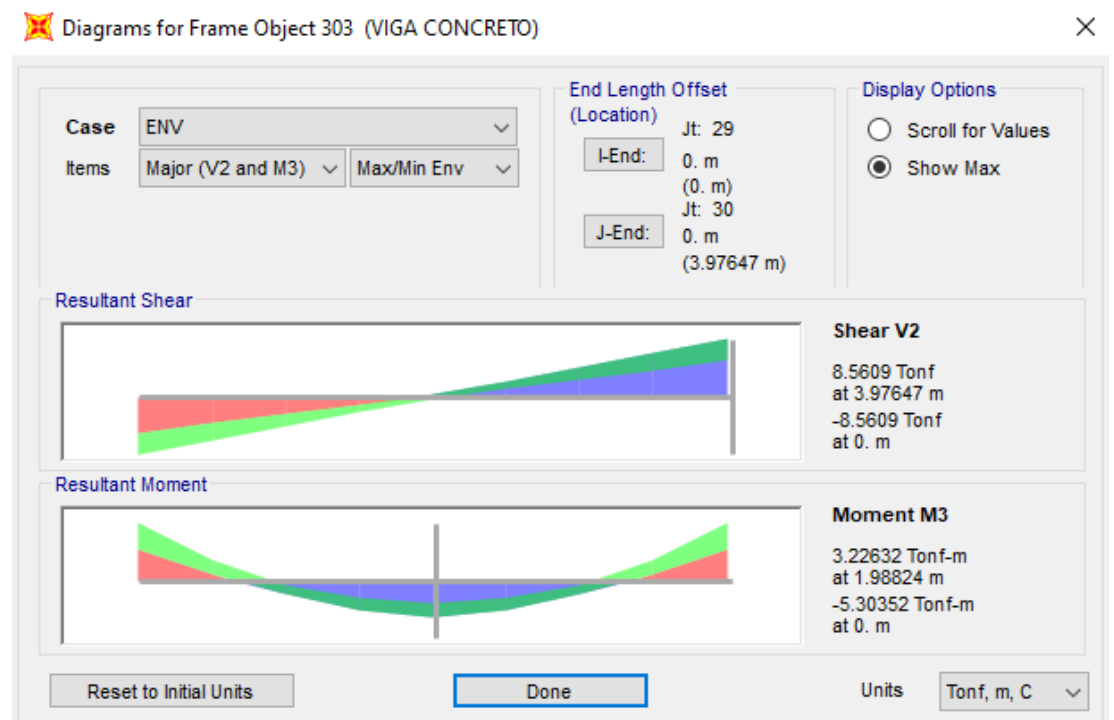


Figura 44: Diagrama de momentos y cortantes viga 102  
Fuente: propia

El diseño de acero será el siguiente:

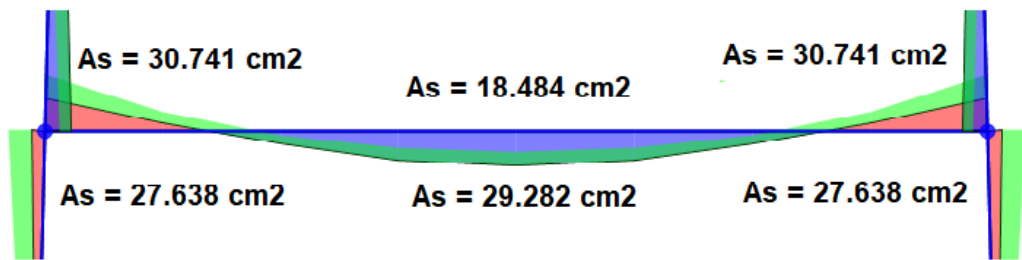


Figura 45: Área de acero en viga 102  
Fuente: Propia

Se utilizará varillas de  $\frac{3}{4}$ " cuya área por varilla es de  $2.86 \text{ cm}^2$

$$A_s^+ = 11 \times 2.86 = 31.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s^- = 11 \times 2.86 = 31.46 \text{ cm}^2$$

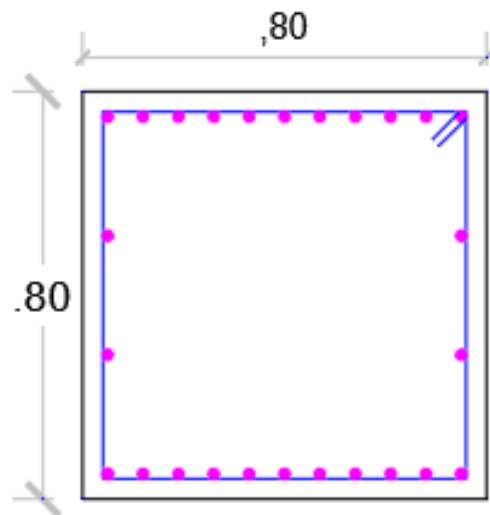


Figura 46: Diseño de acero viga 102  
Fuente: Propia

### 4.4.9.3.3. Viga N° 3

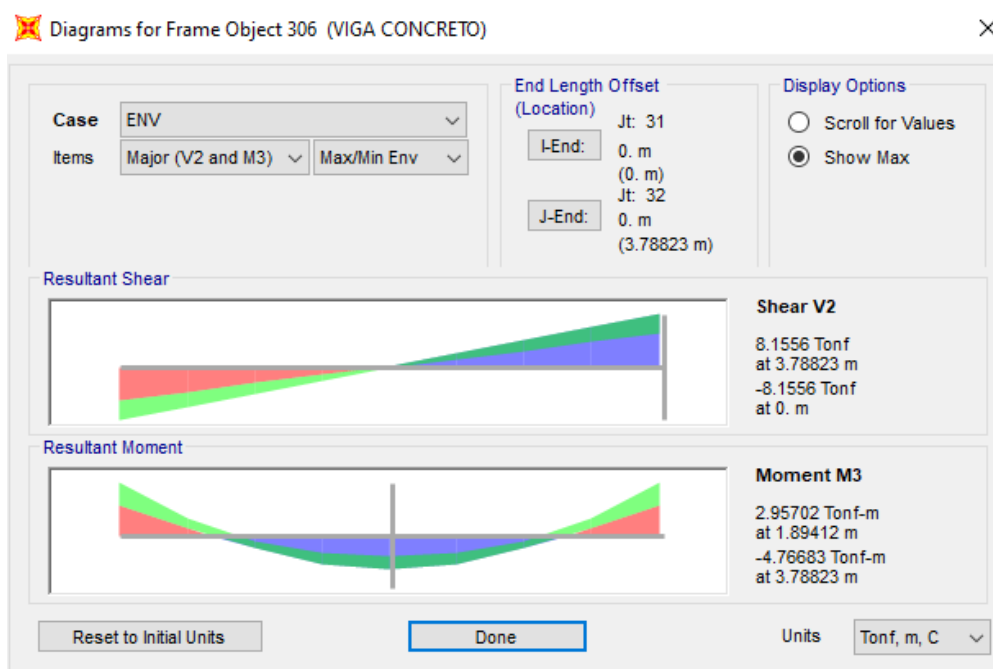


Figura 47: Diagrama de momentos y cortantes viga 103  
Fuente propia

El diseño de acero será el siguiente:

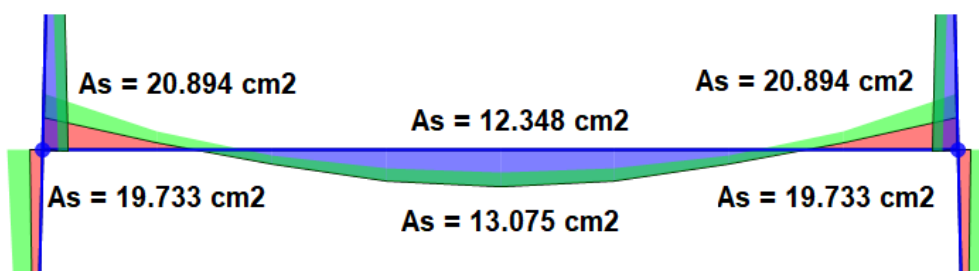


Figura 48: Área de acero en viga 103  
Fuente: Propia

Se utilizará varillas de  $\frac{3}{4}$ " cuya área por varilla es de 2.86 cm<sup>2</sup>

$$As^+ = 8 \times 2.86 = 22.88 \text{ cm}^2$$

$$As^- = 8 \times 2.86 = 22.88 \text{ cm}^2$$

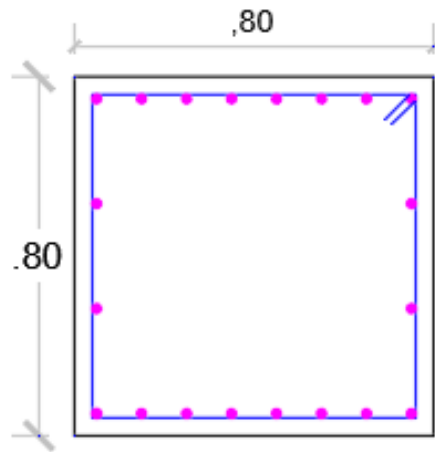


Figura 49: Diseño de acero viga 103  
Fuente: Propia

#### 4.4.9.3.4. Viga N° 4

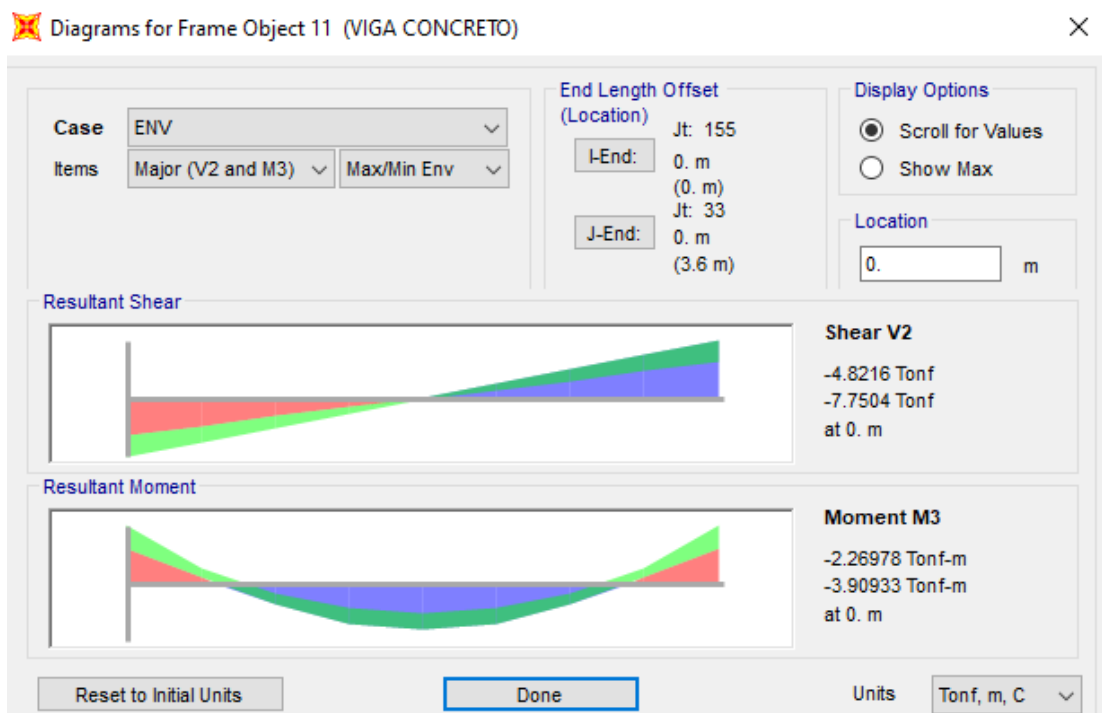


Figura 50: Diagrama de momentos y cortantes viga 104  
Fuente propia

Para esta viga se tomará en cuenta el diseño longitudinal del acero y el torsional:

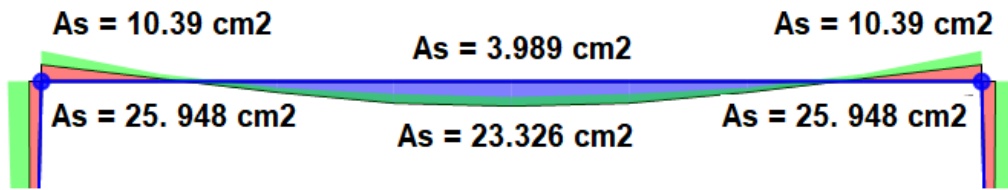


Figura 51: Área de acero en viga 104  
Fuente: Propia

Se utilizará varillas de  $\frac{3}{4}$ " cuya área por varilla es de 2.86 cm<sup>2</sup>

$$A_s^+ = 4 \times 2.86 = 11.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s^- = 10 \times 2.86 = 28.60 \text{ cm}^2$$

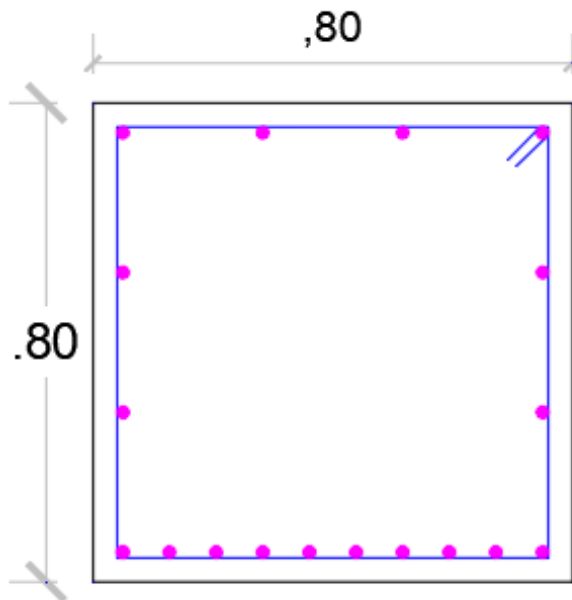


Figura 52: Diseño de acero viga 104  
Fuente: Propia

#### 4.5. Diseño de infraestructura

El diseño de la infraestructura se ha realizado en el programa SAFE, para ellos se ha realizado primero el diseño en EXCEL Y SAP, posteriormente se ha pasado las reacciones de la base de las torres del SAP 2000 al SAFE para poder proseguir con el diseño.

Los datos exportados en Excel están en la figura 37.

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	F1 Tonf	F2 Tonf	F3 Tonf	M1 Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
25	SISDY	LinRespSpec	Max	0.5006	0.1538	0.3316	0.63691	1.91604	1.19683
26	SISDY	LinRespSpec	Max	0.5006	0.1538	0.3316	0.63691	1.91604	1.19683
124	SISDY	LinRespSpec	Max	0.5006	0.1538	0.3316	0.63691	1.91604	1.19683
125	SISDY	LinRespSpec	Max	0.5006	0.1538	0.3316	0.63691	1.91604	1.19683
137	SISDY	LinRespSpec	Max	0	0	0.0796	0	0	0
139	SISDY	LinRespSpec	Max	0	0	0.0796	0	0	0
595	SISDY	LinRespSpec	Max	0	0	0.0796	0	0	0
596	SISDY	LinRespSpec	Max	0	0	0.0796	0	0	0
4265	SISDY	LinRespSpec	Max	0.6307	1.134E-05	0.248	0	0	0
4267	SISDY	LinRespSpec	Max	0.6307	1.134E-05	0.248	0	0	0
4326	SISDY	LinRespSpec	Max	0.6307	1.134E-05	0.248	0	0	0
4327	SISDY	LinRespSpec	Max	0.6307	1.134E-05	0.248	0	0	0

Figura 53: Reacciones en la base para el diseño de la cimentación  
Fuente: Propia

Se han creado los Strims de diseño para verificar los mayores momentos, la cimentación será una zapata combinada de 5.5 m x 9.0 m con una altura de 1.20m,

Una vez dibujado y realizado el diseño se puede verificar que las presiones del suelo son menores a la capacidad portante por lo que el diseño cumple.

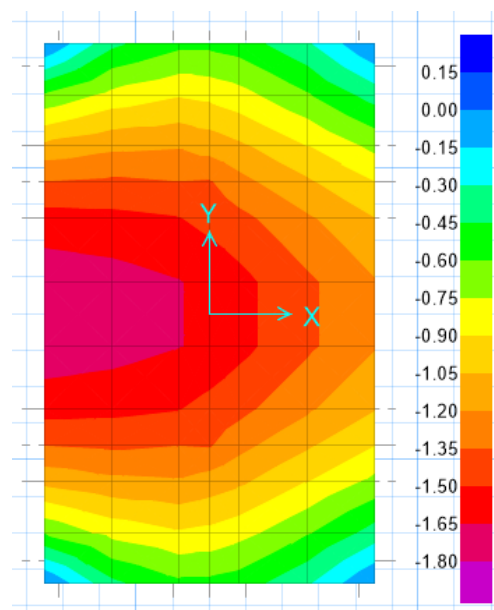


Figura 54: Presiones máximas del suelo  
Fuente: Propia

Se sacan los momentos de diseño para ello se han creado Strips de diseño en los lugares en los que los momentos serán mayores.

#### 4.5.1. Diseño de zapatas, acero positivo

**Momento longitudinal: 18,523,587.31 kg-cm**

El área de acero se calculará con la siguientes formulas y se realizará por medio de iteraciones:

$$As = \frac{Mu}{0.9 \times Fy \times (d - \frac{a}{2})}$$
$$a = \frac{As \times Fy}{0.85 \times f'c \times b}$$

Después de haber realizado las iteraciones, se tiene:

$$As = 44.94 \text{ cm}^2$$

Se van a utilizar varillas de 1" por lo que la separación de las varillas será:

$$S = 44.91/5.1 = 0.11$$

**Momento transversal: 18,050,837.82 kg-cm**

El área de acero se calculará con las formulas dadas anteriormente, después de realizar las iteraciones se tiene:

$$As = 43.73 \text{ cm}^2$$

Se van a utilizar varillas de 1" por lo que la separación de las varillas será:

$$S = 43.75/5.1 = 0.11$$

#### 4.5.2. Diseño de zapatas, acero negativo

Para el acero negativos trabajamos con la cuantía mínima tanto para el acero longitudinal como transversal.

$$As = 0.0018 \times b \times d$$

$$As = 0.0018 \times 100 \times 110.46$$

$$As = 21.87 \text{ cm}^2$$

Se van a utilizar varillas de 1" por lo que la separación de las varillas será:

$$S = 21.87/5.1 = 0.23$$

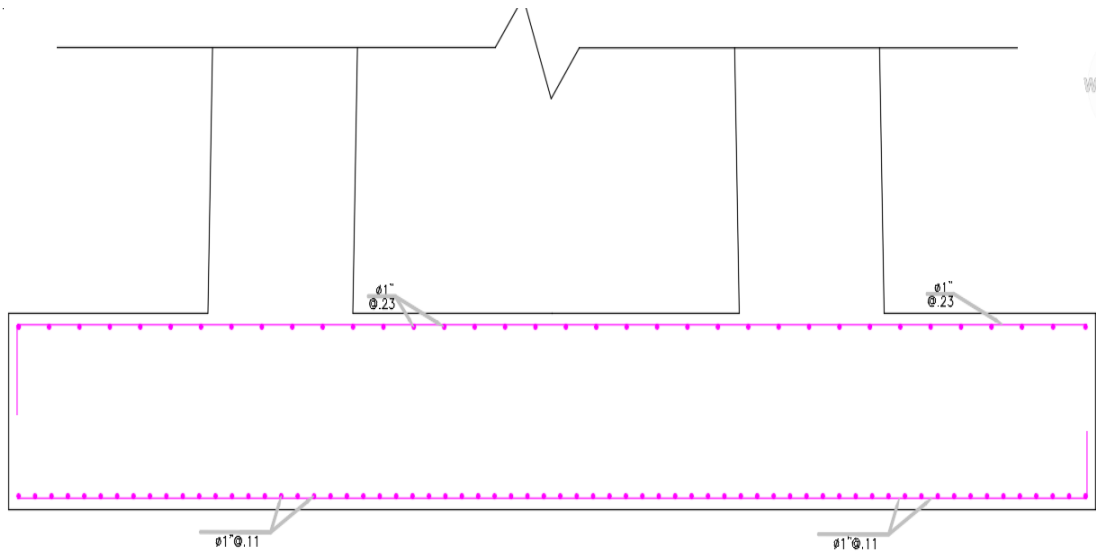


Figura 55: Diseño de cimentaciones  
Fuente: Propia



## **CAPÍTULO V**

### **RESULTADOS**

#### **5.1. Estudio Topográfico**

##### **5.1.1. Ubicación de la zona de estudio**

El proyecto de investigación está ubicado en Rio Salas - Distrito de Salas, Provincia de Lambayeque. En las coordenadas:

Estribo izquierdo: 650636.49, 9304884.19

Estribo derecho: 650636.72; 9305005.35

##### **5.1.2. Acceso al área de estudio**

El acceso al área donde se está realizando el proyecto puede ser por un medio terrestre directo.

##### **5.1.3. Topografía**

El área donde se realizará el diseño del puente cuenta con una topografía generalmente regular, con poco desnivel.

Se realizó el trazo del puente ubicando los puntos de los estribos en cada extremo de este.

##### **5.1.4. Altitud de la zona**

La zona donde se ejecutará el proyecto de investigación tiene una altura promedio de 139.133 m.s.n.m.

### 5.1.5. Cotas

Tenemos cotas mínimas y máximas tal y como se detalla a continuación

- Mínimas: 140.375 m.s.n.m.
- Máximas: 135.144 m.s.n.m.

## 5.2. Estudios hidrográficos

### 5.2.1. Características fisiográficas de la sub cuenca

Tiene como pendiente de la cuenca 6.81%, para esto se han tomado las curvas de nivel dadas por las cartas nacionales, teniendo como cota máxima 2850 m.s.n.m. y como cota mínima 75 m.s.n.m.

La sub cuenca salas tiene un área de 256.48 km<sup>2</sup>, un perímetro de 108.58 km y una longitud de cauce de 47.6 km.

### 5.2.2. Régimen pluviométrico

#### 5.2.2.1. Estaciones pluviométricas analizadas

La estación utilizada para el diseño fue la cuenca Motupe, la cual tiene caudales parecidos ya que nuestra sub cuenca no cuenta con estaciones pluviométricas que nos brinden la información que requerimos

#### 5.2.2.2. Caudales de diseño

##### 5.2.2.2.1. Método Gumbell

Para un periodo de retorno de 50 años el  $Q_{\text{máx}} = 161.227 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 29: Caudal y periodo de retorno – Gumbel

T (años)	Qd (m <sup>3</sup> /s)
5	83.516
10	106.909
25	137.833
50	161.227
100	184.620
200	208.013
1000	262.330

Fuente: Propia

### 5.2.2.2. Método Nash

Para un periodo de retorno de 50 años el  $Q_{\text{máx}} = 137.931 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 30: Caudal y periodo de retorno – Nash

T (años)	Qd (m3/s)
5	83.089
10	99.501
25	121.359
50	137.931
100	154.531
200	171.160
1000	209.870

Fuente: Propia

### 5.2.2.3. Método Log Pearson III

Para un periodo de retorno de 50 años el  $Q_{\text{máx}} = 54.967 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 31: Caudal y periodo de retorno – Log Pearson III

T (años)	Qd (m3/s)
5	6.591
10	11.793
25	23.837
50	54.967
100	110.142
200	222.630
1000	1181.263

Fuente: Propia

Al realizar la comparación se tiene:

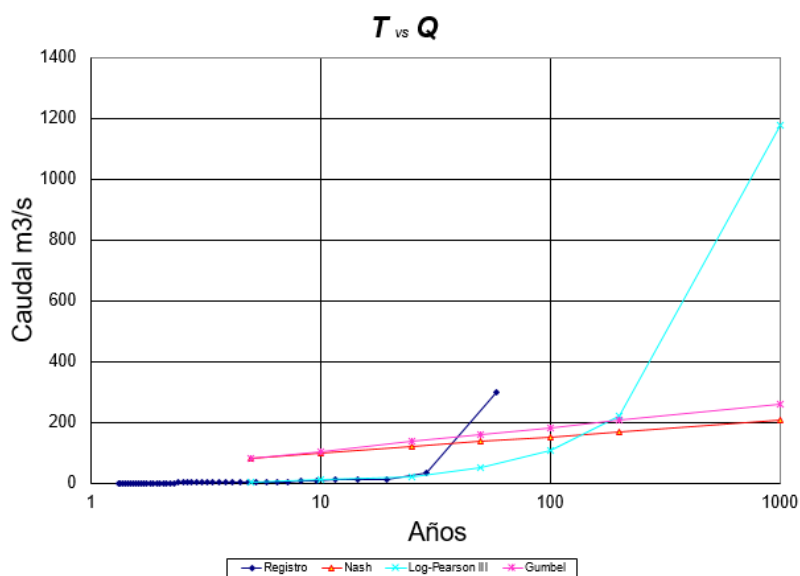


Figura 56: Comparación de caudales T vs Q  
Fuente propia

Se escoge un caudal de 161.227 m<sup>3</sup>/s correspondiente al método Gumbell ya que es el que más relación guarda con el registro.

### **5.2.3. Pendiente del cauce**

Para el cálculo de la pendiente del río se tomaron en consideración los 600 metros realizados en la topografía teniendo como pendiente:

$$S = 0.01968$$

### **5.2.4. Socavación**

De acuerdo al diseño realizado con el método Metodo Lischtván – Levediev concluyendo que la socavación será de 1.106 m.

## **5.3. Estudio de suelos**

Se realizaron dos SPT, uno en cada estribo llegando a una profundidad de 4.90m con el primero y con el segundo a 4.05, se realizaron los ensayos en ellos lugares donde estarán ubicados los estribos, las muestras estudiadas solo fueron las más profundas ya que los estrados eran los mimos, teniendo los siguientes resultados:

### **5.3.1. Capacidad portante:**

Se calculó con el ensayo se Penetración SPT, y se obtuvo una capacidad portante de 1.81 kg/cm<sup>2</sup>.

No obstante, también se calculó la capacidad portante con el ensayo de corte directo teniendo 2.16 kg/cm<sup>2</sup> para la torre 1 y 2.18 kg/cm<sup>2</sup> para la torre 2.

### **5.3.2. Ángulo de fricción**

El Angulo de fricción obtenido con el ensayo del corte directo fue de 29.08° en el primer SPT y en el segundo 30.33°.

### **5.3.3. Granulometría**

Al realizar la granulometría para verificar el tipo de suelo se obtuvo un suelo arenoso bien graduado para cada una de las dos muestras.

#### **5.3.4. Contenido de humedad**

SPT 1: El contenido de humedad fue de 11.44%, 12.45%, 10.91%, 11.91%

SPT 2: El contenido de humedad fue de 9.37%, 10.31%, 10.87%, 10.57%

#### **5.4. Diseño de la superestructura**

##### **5.4.1. Diseño del tablón**

Para el diseño se consideró tanto las cargas para peatonales como las del camión de 4 toneladas que es el que pasara por el puente. Teniendo como resultado las siguientes dimensiones.

El tablón diseñado será de madera tornillo.

Base: 0.25 m

Espesor: 0.10 m

Longitud: 2.70 m

Numero de tablonces entre péndolas: 8

##### **5.4.2. Diseño de largueros**

Con el diseño realizado se verificaron que las dimensiones propuestas fueron las correctas teniendo como resultado:

Los largueros diseñados serán de madera tornillo.

Base: 0.15 m

Espesor: 0.20 m

Longitud: 2.20 m (entre separadores verticales, ahí serán piezadas)

Numero de largueros: 4

##### **5.4.3. Diseño de viga inferior o viga transversal**

Fue diseñada por flexión y por corte y cumpliendo con las especificaciones teniendo como resultado:

La viga inferior diseñada será de madera tornillo.

Base: 0.30 m

Espesor: 0.30 m

Longitud: 4.00 m

#### 5.4.4. Diseño de cable principal

Como resultado obtuvimos que el cable debe ser de 1 ½", en cable utilizado será Tipo Boa – Esturión teniendo las siguientes especificaciones:

Peso (kg/m)	: 6.190 kg/m
Resistencia garantizada (Rg)	: 102.96 tn
Resistencia frecuente	: 103.99 tn
Área	: 5.70046 cm <sup>2</sup>
Radio	: 1.905 cm

Usando un coeficiente de seguridad de 4, se utilizarán 12 cables de 1 ½", teniendo un ara por banda de 68.41 cm<sup>2</sup>. El cable soportara una tensión de 296.57 tn

El cable tendrá un ángulo con la horizontal de 21.80°

#### 5.4.5. Diseño de péndolas

Se obtuvo como resultado que el cable debe ser de 5/8" en cable utilizado será Tipo Boa – Esturión teniendo las siguientes especificaciones:

Peso (kg/m)	: 1.088 kg/m
Resistencia garantizada (Rg)	: 18.65 tn
Resistencia frecuente	: 20.90 tn
Área	: 0.989663 cm <sup>2</sup>
Radio	: 0.79375 cm

Usando un coeficiente de seguridad de 4, se utilizará 1 cable de 5/8", por banda. Soportara una tensión máxima de 3.84 tn.

#### 5.4.6. Diseño de cámaras de anclaje

Las cámaras de anclaje serán de concreto ( $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ) con un peso específico de  $2.30 \text{ tn/m}^3$  siempre tendrán como dimensiones las siguientes:

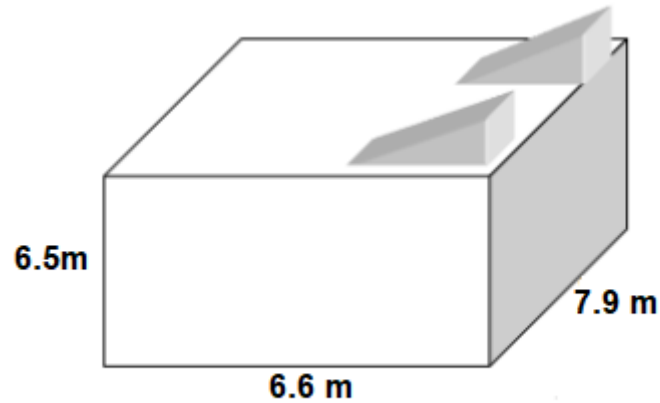


Figura 57: Cámara de anclaje  
Fuente: propia

Tendrá una presión máxima al suelo de  $2.15 \text{ kg/cm}^2$

#### 5.4.7. Diseño de carros de dilatación

El diseño de los carros concluyo con una plancha metaliza de  $0.70\text{m} \times 0.45\text{m}$ , con un espesor de  $3\text{cm}$

Se tendrán 5 cilindros, los cuales se moverán con la tensión que reciba el cable evitando momentos en el estribo.

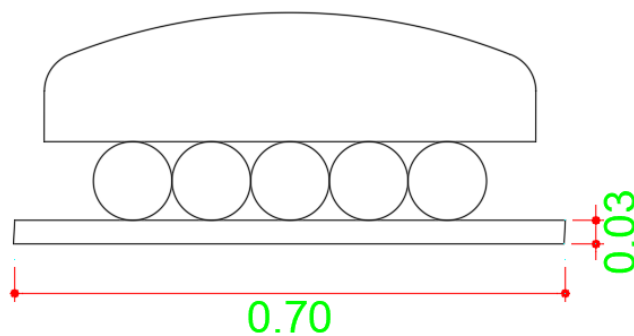


Figura 58: Carros de dilatación  
Fuente: propia

## 5.4.8. Diseño de torres

### 5.4.8.1. Diseño de la columna

Constará de dos columnas por torre, cada uno de ellas tendrá las siguientes dimensiones 1.20m x 1.00m, serán de concreto armado con una resistencia a la compresión de 280kg/cm<sup>2</sup>

Van a resistir in momento de 3.59 tn-m cada una, después de pasarlo por el diagrama de iteración se comprobó que las dimensiones cumplen.

- Área de acero de las columnas: Tendrá un área de acero de 345.96 cm<sup>2</sup> correspondiente a 68 varillas de 1".

### 5.4.8.2. Diseño de la viga

Constará de 4 vigas por torre las cuales conectaran a las dos columnas, cada uno de ellas tendrá las siguientes dimensiones 0.80 m x 0.80m, serán de concreto armado con una resistencia a la compresión de 280kg/cm<sup>2</sup>.

Cada una de ellas tiene un diseño diferente de acuerdo a los momentos sacados del programa SAP 2000.

## 5.5. Diseño de la infraestructura

La cimentación de amas torres será una zapata combinada de 9.00 x 5.50m la cual soportará un momento longitudinal de 18,523,587.31 kg-cm y un momento transversal: 18,050,837.82 kg-cm

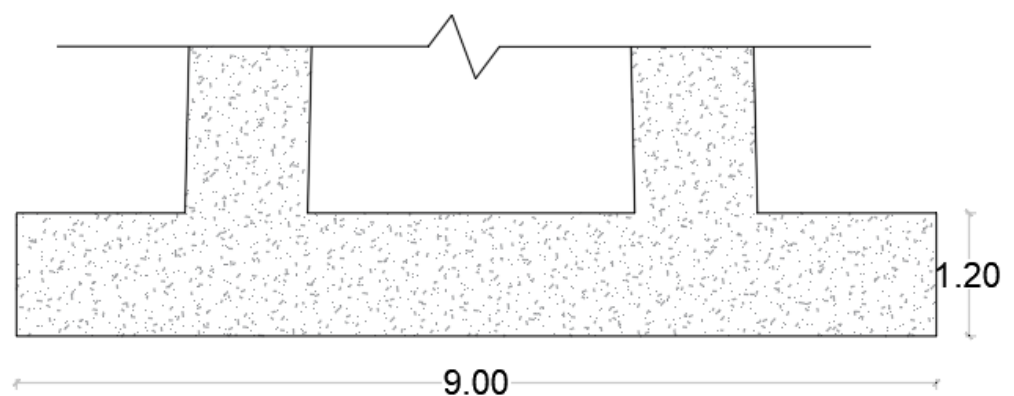
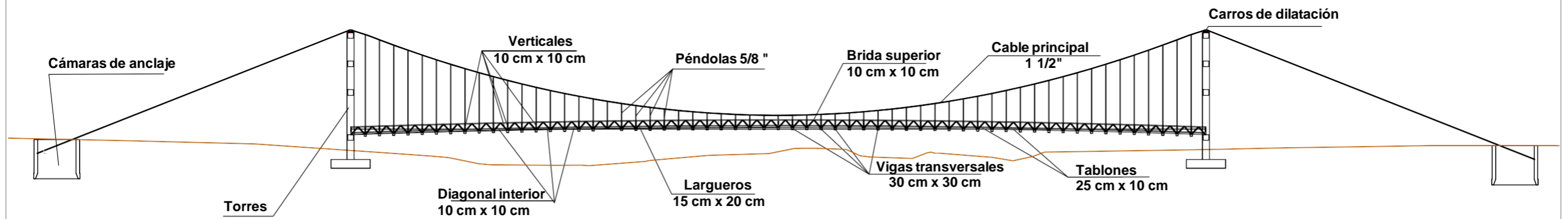


Figura 59: Diseño de Zapata  
Fuente: propia





## **CAPITULO VI**

### **DISCUSIÓN**

#### **6.1. Contrastación de hipótesis**

##### **6.1.1. Hipótesis general**

El diseño del puente colgante de madera de 120 metros de longitud permite que los pobladores de los caseríos de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe mejoren su transitabilidad peatonal, ya que, por medio del puente podrán trasladarse diariamente sin poner en riesgo sus vidas. También permite que en épocas de fuertes lluvias no queden incomunicados por el aumento del caudal, ya que para la sección hidráulica del puente se está teniendo en cuenta un caudal de diseño con un periodo de retorno de 50 años en relación al registro de los caudales desde el año 1962 obtenidos por la Autoridad Nacional del Agua.

Después de lo explicado anteriormente se valida la hipótesis general

##### **6.1.2. Hipótesis Especifica H-1**

La realización del levantamiento topográfico ha sido de suma importancia ya que ha permitido verificar las condiciones del terreno para poder elegir el mejor diseño para el puente colgante y así mejorar la transitabilidad peatonal de los pobladores de Salas.

Al realizar el estudio topográfico se ha determinado una topografía con poco desnivel, la diferencia de cotas varía desde 5 metros a 0.5 metros en los

700 metros en los que se desarrolló el levantamiento topográfico sienta 600 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo.

Con este estudio se pudo determinar la ubicación de las torres y la sección que tiene el río para el caudal determinado en el diseño.

Con ello se valida la hipótesis específica H-2

### **6.1.3. Hipótesis Específica H-2**

El estudio hidrográfico es esencial para poder realizar el diseño del puente, ya que con él se va a determinar el caudal de diseño en diferentes periodos de retorno, en este caso a 50 años; con él también se determina si la sección del cauce es la idónea para el caudal evitando así desbordamientos.

Para realizar este estudio se contó con los datos proporcionados por la Autoridad Nacional del Agua (ANA) los cuales vienen a ser los registros históricos desde el año 1962 del Río Motupe ya que el Río Salas no cuenta con estaciones de aforo y según lo que el ANA nos especifico es que ambos ríos tienen caudales similares e incluso el Río Motupe suele cargarse más en épocas de precipitaciones. Con estos datos se realizaron métodos estadísticos como son los métodos Gumbell, Nash, Log Pearson III con los cuales se determinó el caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años.

Con el caudal ya establecido se pasó a realizar el cálculo de la altura de socavación para ello se realizó un modelamiento hidráulico en el programa HEC RAS con el que se calculó el tirante de agua y si la sección del río soportaba el caudal de diseño teniendo como resultado una altura de socavación de 1.10 metros y que la sección de cauce es idónea para el caudal de diseño.

Con ello se valida la hipótesis específica H-2

#### **6.1.4. Hipótesis Especifica H-3**

El estudio de suelos juega un papel fundamental en el diseño de la infraestructura del puente, con este estudio podemos determinar en qué tipo de suelo se va a cimentar y cuál será la capacidad portante del mismo.

Se han realizado dos SPT para el estudio de suelos, en los lugares en los que están ubicadas las torres. Según el perfil estratigráfico que se ha ido realizando mientras se realizaba el ensayo se ha obtenido un suelo Arenoso bien graduado en ambos SPT, el rebote del primer SPT fue a los 4.9 metros y el segundo a 5.05 metros.

Después de llevar las muestras al laboratorio para calcular la capacidad portante del suelo se obtuvo un  $q_u = 2.16 \text{ kg/cm}^2$  para la primera torre y  $q_u = 2.18 \text{ kg/cm}^2$  para la segunda.

Con ello se valida la hipótesis específica H-3

#### **6.1.5. Hipótesis Especifica H-4**

Para el diseño de la superestructura se optó por realizar un puente colgante peatonal ya que la movilización a los caseríos que unirá este puente es peatonal y trasladan sus productos por medio de acémilas. Para el diseño se eligió realizar el tablero y vigas transversales del puente de madera ya que es una opción mucha más económica, para ello elegir este diseño se analizaron varios factores como las cargas vivas que pasaran por el puente y el presupuesto que maneja el Distrito de salas para realizar un proyecto de esta magnitud.

Para desarrollar el diseño de la superestructura se utilizó como antecedentes los expedientes técnicos de otros puentes colgantes de madera realizados en la zona con ello se hizo una memoria de cálculo por también se corroboró los datos en el programa SAP 2000.

Para el diseño de las torres se optó por realizarlas con concreto armado, la otra opción sería hacerlo metálicas peor tiene un costo mayor.

Con ello se valida la hipótesis específica H-4

### **6.1.6. Hipótesis Especifica H-5**

Para la cimentación se eligió realizar el diseño de concreto armado ya que está estará en contacto con el suelo, con el estudio de suelos se puede determinar el tipo del suelo en el que se va a cimentar, este viene a ser una arena bien graduada por lo que para su construcción se tiene que hacer por medio de caisson siendo este parte del proceso constructivo mas no de diseño.

Con ello se valida la hipótesis especifica H-5

### **6.2. Comparación con antecedentes**

Para desarrollar la comparación de antecedentes se ha elegido un antecedente internacional y otro nacional con la finalidad de identificar y comparar los resultados de las investigaciones con las nuestras.

Como primera comparación de resultados tenemos la investigación realizada por **Mena y Ochoa** en el 2018 titulada “Diseño del puente peatonal colgante con tablero de madera y guía constructiva de la estructura, ubicada sobre el río tigre, Cantón San Miguel de los Bancos, provincia de Pichincha” en la Universidad Central del Ecuador.

Estos investigadores tuvieron como resultado que los tablonces de madera que forman parte del tablero se colocarán en sentido longitudinal al puente, por ningún motivo de manera transversal ya que la deflexión que se produciría llegaría a ser mayor que la admisible, ocasionando la falla; es mejor colocar los tablonces en sentido longitudinal porque la distancia entre apoyos es menor además que su esquema estructural es similar al de una viga continua.

El ángulo formado entre el cable en la torre con la horizontal es el mismo formado entre el cable del anclaje con el tablero, se diseñó así para conseguir igualar las tensiones tanto en la torre como en el anclaje, llegando a tener una estructura simétrica y dar seguridad a la estructura.

Comparando los parámetros de diseño se tiene que para nuestro diseño las vigas son colocadas transversalmente, pero apoyadas en largueros que van en forma longitudinal. Se ha tenido en cuenta que el

ángulo formado entre el cable con la horizontal siendo el mismo formado entre el cable de anclaje y el tablero conociendo en los parámetros de diseño con esta investigación. La diferencia es que este puente es de una luz de 43.20 metros mientras que el que nosotros diseñamos es de 120 metros de longitud, el ancho del puente también varía, el que diseñamos es de 2.7 metros mientras que el del antecedente es de 1.7 metros.

Con el antecedente de **Arteaga** en el año 2015 realizado en la Universidad Peruana los Andes denominada Criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes se llega a la conclusión de que efectivamente el cable principal es uno de los elementos principales del puente colgante y que para unirlos a las péndolas se tiene que tener una abrazadera de modo que se transmitan las cargas.

Para el diseño de la cimentación Arteaga obtuvo una capacidad de carga mayor a la de nuestro puente y el diseño del mismo también cuenta con una viga de rigidez y es metálico no obstante el nuestro de madera ya que es mucho más económico.

## CONCLUSIONES

1. El estudio topográfico de la zona determinó que no cuenta con muchos desniveles. Se realizaron 600 metros de estudio para ubicar los puntos del puente cuyos 500 metros fue aguas arriba y 100 metros aguas abajo del puente
2. La Sub cuenca Salas fue delimitada, teniendo como caudal de diseño se 161.23 m<sup>3</sup>/s, una pendiente de 0.01968 y una socavación de 1.11m.
3. El estudio de suelos se realizado utilizando SPT en dos puntos, los cuales corresponden a los lugares donde estarán ubicadas las dos torres, se tuvo un tipo de suelo arenoso bien graduado teniendo como  $q_u = 2.16 \text{ kg/cm}^2$  para la torre 1 y para la torre 2  $q_u = 2.18 \text{ kg/cm}^2$
4. La estructura del entablado será de madera de 0.25 x 0.10, así como las vigas de 0.30 x 0.30 y los largueros de 0.15 x 0.20 del mismo material, la madera a utilizar será tornillo. Los cables de las péndolas serán de 5/8" y del cable principal será 1 1/2" tipo boa - esturión y los estribos serán de concreto armado.
5. La cimentación será de concreto armado, siendo una zapata cambiada de 9.00 x 5.50 metros y una altura de 1.20 metros.

## RECOMENDACIONES

1. Ampliar más el área para el estudio topográfico de modo que se tenga una mayor visión sobre la geografía de la zona.
2. Obtener estaciones de aforo del río en el que se hará el puente para tener una mayor exactitud en cuanto al caudal de diseño.
3. Realizar más puntos de SPT para una investigación más profunda del tipo de suelo y la capacidad portante.
4. Incluir otras normas internacionales respecto al diseño de superestructuras de maderas
5. Ampliar los estudios geotécnicos en los que se va a cimentar la infraestructura teniendo mayor información sobre el tipo de suelo y sus características.
6. Incluir en el curso de puentes el diseño de puentes de madera ya que es un diseño dúctil y más económico para puentes peatonales.
7. Elaborar una manual o norma para el diseño de puentes de madera
8. Realizar el mantenimiento del puente, para evitar que se deteriore y tenga una vida útil más larga.



## **ANEXOS**

Anexo 1: Matriz de consistencia	135
Anexo 2: Estudio de Mecánica de Suelos	138
Anexo 3: Panel fotográfico	145
Anexo 4: Planos	152

## Anexo 1: Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA						
TITULO DE LA INVESTIGACIÓN: DISEÑO DE UN PUENTE COLGANTE DE MADERA DE 120 METROS DE LONGITUD PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD PEATONAL EN EL DISTRITO DE SALAS PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE						
Elaborado por: Malú Yndira Breehget Rivera Fernández						
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES			METODOLOGÍA
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	
¿En qué medida el diseño del puente colgante de madera <b>mejorará la transitabilidad peatonal</b> para los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, ¿Tempon Alto y Archipe?	Diseñar un puente colgante de madera para <b>mejorar la transitabilidad peatonal</b> para los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe	El Diseño del puente colgante de madera de 120 metros de longitud contribuye eficientemente <b>con la transitabilidad peatonal</b> de los pobladores de Shonto, Alita, Tempon Bajo, Tempon Alto y Archipe del Distrito de Salas	<b>VARIABLE INDEPENDIENTE: DISEÑO DE PUENTE COLGANTE</b>	Estudio de mecánica de suelos	Ensayo de SPT	<b>Diseño Metodológico</b> Tipo de la investigación: Aplicada  Diseño de la investigación: No experimental  Nivel de la investigación: Descriptivo  Enfoque de la investigación: Cuantitativo
					Ensayo de corte directo	
					Granulometría	
					Curvas de nivel	
PROBLEMA ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS		Estudio topográfico	Coordenadas	Población y Muestra
¿De qué manera contribuirá el <b>estudio topográfico en el</b> diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal ?	Realizar el <b>estudio topográfico en el</b> diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal	El estudio topográfico <b>ayuda significativamente</b> al diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal			Estudia de cuenca	Población: Pobladores del distrito de Salas Muestra: Puente colgante de madera de 120 metros de longitud
¿De qué manera contribuirá los <b>estudios hidrográficos</b> en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal ?	Desarrollar los <b>estudios hidrográficos</b> en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal	El estudio hidrográfico <b>aporta</b> al diseño del Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal		Estudio hidrográfico	Volumen del Caudal	<b>Instrumentos de Recolección de Datos</b>  Estación Total Hec Ras Sap 2000 Safe AutoCAD Manual de puentes RNE
					Métodos estadísticos	
¿De qué manera contribuirá el <b>estudio de suelos</b> en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal ?	Realizar <b>estudio de suelos</b> en el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal	El estudio de suelos <b>contribuye</b> al diseño del Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal			Madera estructural	

				Diseño de la superestructura	Momentos para el diseño	<b>Procedimiento</b>	
				Diseño de la infraestructura	Socavación		
¿ De qué manera el <b>diseño de la superestructura</b> contribuirá con el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal ?	Realizar <b>diseño de la superestructura</b> para el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal	El diseño de la Superestructura del Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud se realizó con los <b>parámetros adecuados</b> para la seguridad peatonal	<b>VARIABLE DEPENDIENTE: TRANSITABILIDAD PEATONAL</b>		Tipo de Suelo	Estudio de campo Panificación Levantamiento topográfico Estudios hidrográficos Estudio de suelos Predimensionamiento y diseño de la superestructura en excel Corroboración del diseño de la superestructura en Sap 2000 Diseño de la infraestructura en Safe	
					Tiempo		Mejorar economía
¿ De qué manera el <b>diseño de la infraestructura</b> contribuirá con el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal ?	Realizar el <b>diseño de la infraestructura</b> para el diseño de un Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud para mejorar la transitabilidad peatonal	El diseño de la Infraestructura del Puente Colgante de madera de 120 metros de longitud se realizó con los <b>criterios adecuados</b> para la seguridad peatonal			Comodidad		Reducción de accidentes
					Evitar la incomunicación peatonal		

## **Anexo 2: Estudio de Mecánica de Suelos**

Anexo 2a: Granulometria SPT -1	139
Anexo 2b: Granulometria SPT -1	140
Anexo 2c: Contenido de humedad SPT - 1	141
Anexo 2d: Contenido de humedad SPT - 2	142
Anexo 2e: Corte directo SPT - 1	143
Anexo 2f: Corte directo SPT - 1	144



**UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES**  
**ESCUELA DE PREGRADO**  
**GRANULOMETRIA POR TAMIZADO**  
**N.T.P. 339.128 / ASTM D – 422**

**Datos Generales**

<b>Tesis</b>	Análisis y diseño comparativo de un puente colgante de 120 m de madera con viga y sin viga de rigidez para vehículos de 4 ton en el Distrito de Salas
<b>Responsable</b>	Malu Yndira Breehget Rivera Fernández
<b>Lugar</b>	Departamento de Lambayeque - Provincia de Lambayeque - Distrito de Salas

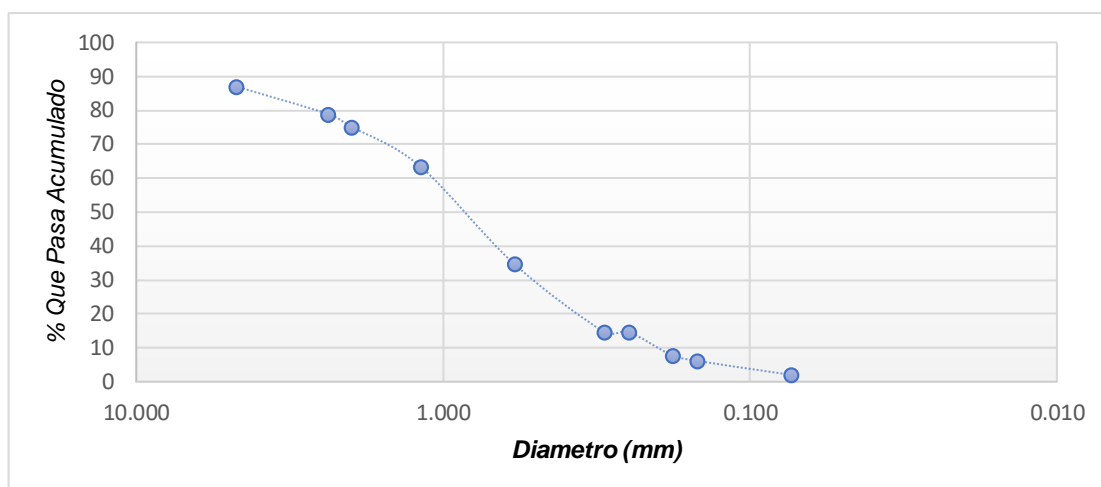
**Identificación**

<b>Calicata</b>	SPT – 1	<b>Profundidad</b>	4.90
-----------------	---------	--------------------	------

**Recolección de datos y resultados**

<b>Peso Total</b>	2282 gr	<b>Peso tamizado</b>	
-------------------	---------	----------------------	--

<b>TAMICES</b>		<b>PESO RETENIDO</b>	<b>% RETENIDO PARCIAL</b>	<b>% RETENIDO ACUMULADO</b>	<b>% QUE PASA</b>
<b>(Pulg)</b>	<b>(mm)</b>				
Nº 4	4.760	294.52	12.91	12.91	87.09
Nº 8	2.380	186.33	8.17	21.07	78.93
Nº 10	2.000	84.15	3.69	24.76	75.24
Nº 16	1.190	266.47	11.68	36.44	63.56
Nº 30	0.590	654.14	28.67	65.10	34.90
Nº 50	0.300	458.80	20.11	85.21	14.79
Nº 60	0.250	0.00	0.00	85.21	14.79
Nº 80	0.180	159.28	6.98	92.19	7.81
Nº 100	0.150	37.06	1.62	93.81	6.19
Nº 200	0.074	94.16	4.13	97.94	2.06
< Nº 200	FONDO	47.08	2.06	100.00	0.00



Elaborado por: Malú Yndira Rivera Fernández



**UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES**  
**ESCUELA DE PREGRADO**  
**GRANULOMETRIA POR TAMIZADO**  
**N.T.P. 339.128 / ASTM D – 422**

**Datos Generales**

<b>Tesis</b>	Análisis y diseño comparativo de un puente colgante de 120 m de madera con viga y sin viga de rigidez para vehículos de 4 ton en el Distrito de Salas
<b>Responsable</b>	Malu Yndira Breehget Rivera Fernández
<b>Lugar</b>	Departamento de Lambayeque - Provincia de Lambayeque - Distrito de Salas

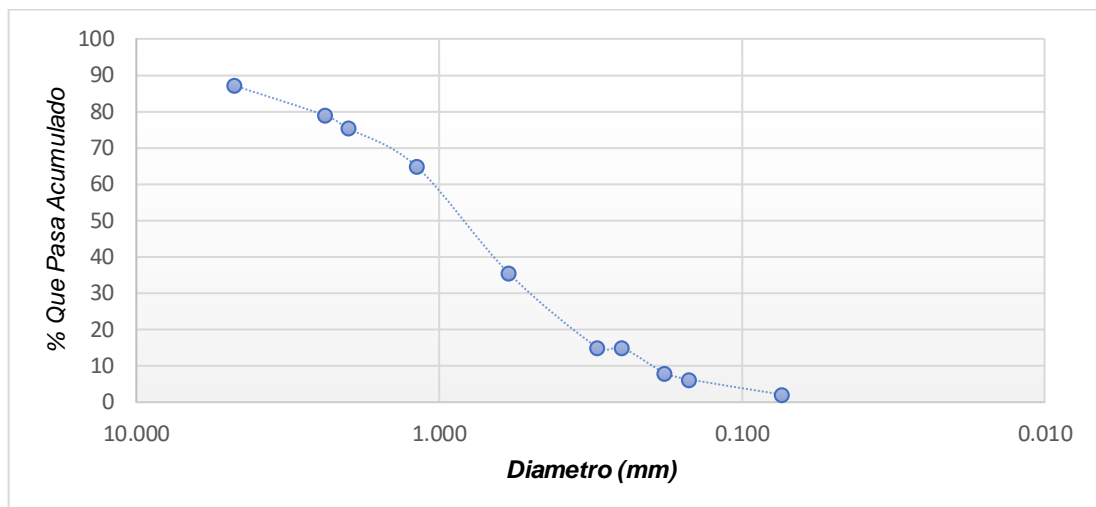
**Identificación**

<b>Calicata</b>	SPT – 2	<b>Profundidad</b>	Profunda
-----------------	---------	--------------------	----------

**Recolección de datos y resultados**

<b>Peso Total</b>	2587 gr	<b>Peso tamizado</b>	<b>5.05</b>
-------------------	---------	----------------------	-------------

<b>TAMICES</b>		<b>PESO RETENIDO</b>	<b>% RETENIDO PARCIAL</b>	<b>% RETENIDO ACUMULADO</b>	<b>% QUE PASA</b>
<b>(Pulg)</b>	<b>(mm)</b>				
Nº 4	4.760	331.88	12.83	12.83	87.17
Nº 8	2.380	213.23	8.24	21.07	78.93
Nº 10	2.000	91.39	3.53	24.60	75.40
Nº 16	1.190	270.00	10.44	35.04	64.96
Nº 30	0.590	760.15	29.38	64.42	35.58
Nº 50	0.300	529.85	20.48	84.91	15.09
Nº 60	0.250	0.00	0.00	84.91	15.09
Nº 80	0.180	182.27	7.05	91.95	8.05
Nº 100	0.150	45.23	1.75	93.70	6.30
Nº 200	0.074	107.95	4.17	97.87	2.13
< Nº 200	FONDO	55.05	2.13	100.00	0.00



Elaborado por: Malú Yndira Rivera Fernández



**UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES**  
**ESCUELA DE PREGRADO**  
**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**N.T.P. 339.127 / ASTM D – 2216**

**Datos Generales**

<b>Tesis</b>	Análisis y diseño comparativo de un puente colgante de 120 m de madera con viga y sin viga de rigidez para vehículos de 4 ton en el Distrito de Salas
<b>Responsable</b>	Malu Yndira Breehget Rivera Fernández
<b>Lugar</b>	Departamento de Lambayeque - Provincia de Lambayeque - Distrito de Salas

**Identificación**

<b>Calicata</b>	SPT – 1	<b>Profundidad</b>	4.90
-----------------	---------	--------------------	------

N° Recipiente	(g)	1	2	3	4
Peso suelo húmedo + recipiente	(g)	92.56	90.90	84.48	80.57
Peso suelo seco + recipiente	(g)	86.00	84.00	79.00	75.00
Peso del agua	(g)	6.56	6.90	5.48	5.57
Peso del recipiente	(g)	28.66	28.60	28.76	28.25
Peso suelo seco	(g)	57.34	55.40	50.24	46.75
Contenido de humedad	%	11.44	12.45	10.91	11.91

**Elaborado por: Malú Yndira Rivera Fernández**





**UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES**  
**ESCUELA DE PREGRADO**  
**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**N.T.P. 339.127 / ASTM D – 2216**

**Datos Generales**

<b>Tesis</b>	Análisis y diseño comparativo de un puente colgante de 120 m de madera con viga y sin viga de rigidez para vehículos de 4 ton en el Distrito de Salas
<b>Responsable</b>	Malu Yndira Breehget Rivera Fernández
<b>Lugar</b>	Departamento de Lambayeque - Provincia de Lambayeque - Distrito de Salas

**Identificación**

<b>Calicata</b>	SPT – 2	<b>Profundidad</b>	5.05
-----------------	---------	--------------------	------

Nº Recipiente	(g)	1	2	3	4
Peso suelo húmedo + recipiente	(g)	93.56	91.92	85.57	83.25
Peso suelo seco + recipiente	(g)	88.00	86.00	80.00	78.00
Peso del agua	(g)	5.56	5.92	5.57	5.25
Peso del recipiente	(g)	28.65	28.60	28.77	28.31
Peso suelo seco	(g)	59.35	57.40	51.23	49.69
Contenido de humedad	%	9.37	10.31	10.87	10.57

**Elaborado por: Malú Yndira Rivera Fernández**



**Datos Generales**

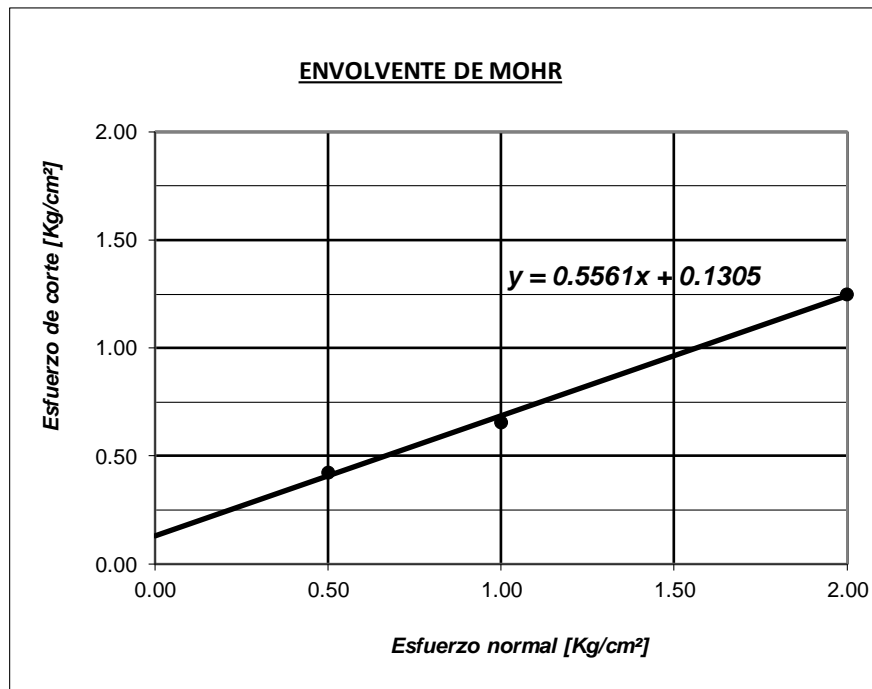
<b>Tesis</b>	Análisis y diseño comparativo de un puente colgante de 120 m de madera con viga y sin viga de rigidez para vehículos de 4 ton en el Distrito de Salas
<b>Responsable</b>	Malu Yndira Breehget Rivera Fernández
<b>Lugar</b>	Departamento de Lambayeque - Provincia de Lambayeque - Distrito de Salas

**Identificación**

<b>Calicata</b>	SPT – 1	<b>Profundidad</b>	Profunda
-----------------	---------	--------------------	----------

**Recolección de datos y resultados**

Espécimen N°	Peso volumétrico seco gr/cm <sup>3</sup>	Esfuerzo Normal kg/cm <sup>2</sup>	Proporción esfuerzos $\tau/\sigma$	Humedad Natural %	Esfuerzo de corte kg/cm <sup>2</sup>	Humedad saturada %
1	1.50	0.50	0.854	2.10	0.427	20.20
2	1.50	1.00	0.659	2.10	0.659	22.50
3	1.50	2.00	0.626	2.10	1.252	25.33



Elaborado por: Malú Yndira Rivera Fernández



**UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES**  
**ESCUELA DE PREGRADO**  
**CORTE DIRECTO**  
**N.T.P. 339.171 / ASTM D – 3080**

**Datos Generales**

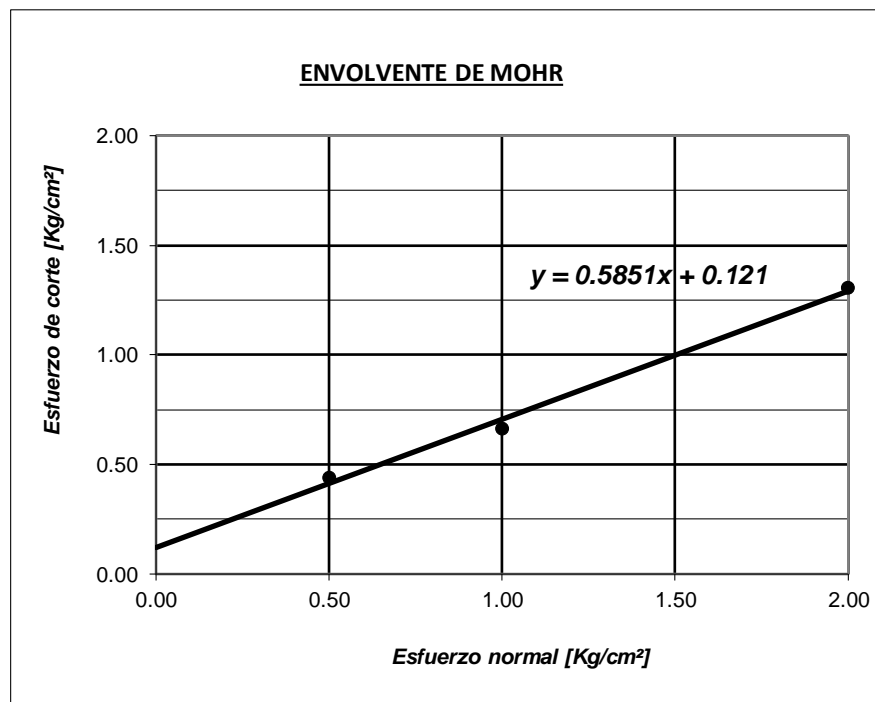
<b>Tesis</b>	Análisis y diseño comparativo de un puente colgante de 120 m de madera con viga y sin viga de rigidez para vehículos de 4 ton en el Distrito de Salas
<b>Responsable</b>	Malu Yndira Breehget Rivera Fernández
<b>Lugar</b>	Departamento de Lambayeque - Provincia de Lambayeque - Distrito de Salas

**Identificación**

<b>Calicata</b>	SPT – 2	<b>Profundidad</b>	Profunda
-----------------	---------	--------------------	----------

**Recolección de datos y resultados**

Espécimen N°	Peso volumétrico seco gr/cm <sup>3</sup>	Esfuerzo Normal kg/cm <sup>2</sup>	Proporción esfuerzos $\tau/\sigma$	Humedad Natural %	Esfuerzo de corte kg/cm <sup>2</sup>	Humedad saturada %
1	1.45	0.50	0.882	2.00	0.441	18.91
2	1.45	1.00	0.665	2.00	0.665	20.85
3	1.45	2.00	0.653	2.00	1.305	23.99



Elaborado por: Malú Yndira Rivera Fernández

### Anexo 03: Panel fotográfico



Figura 60: Muestra de SPT 1  
Fuente: Propia



Figura 61: SPT 1  
Fuente: Propia



Figura 62: Rebote a 4.90m SPT 1  
Fuente: Propia



Figura 63: SPT 2  
Fuente: Propia



Figura 64: Muestra SPT 2  
Fuente: Propia



Figura 65: Rebote a 5.05m SPT 2  
Fuente: Propia



Figura 66: Ensayo de corte directo  
Fuente: Propia



Figura 67: Ensayo de granulometría  
Fuente: Propia





Figura 68: Ensayo de Limite liquido  
Fuente: Propia



Figura 69: Imagen 3D del puente  
Fuente: Propia



Figura 70: Imagen 3D, vista frontal  
Fuente: Propia



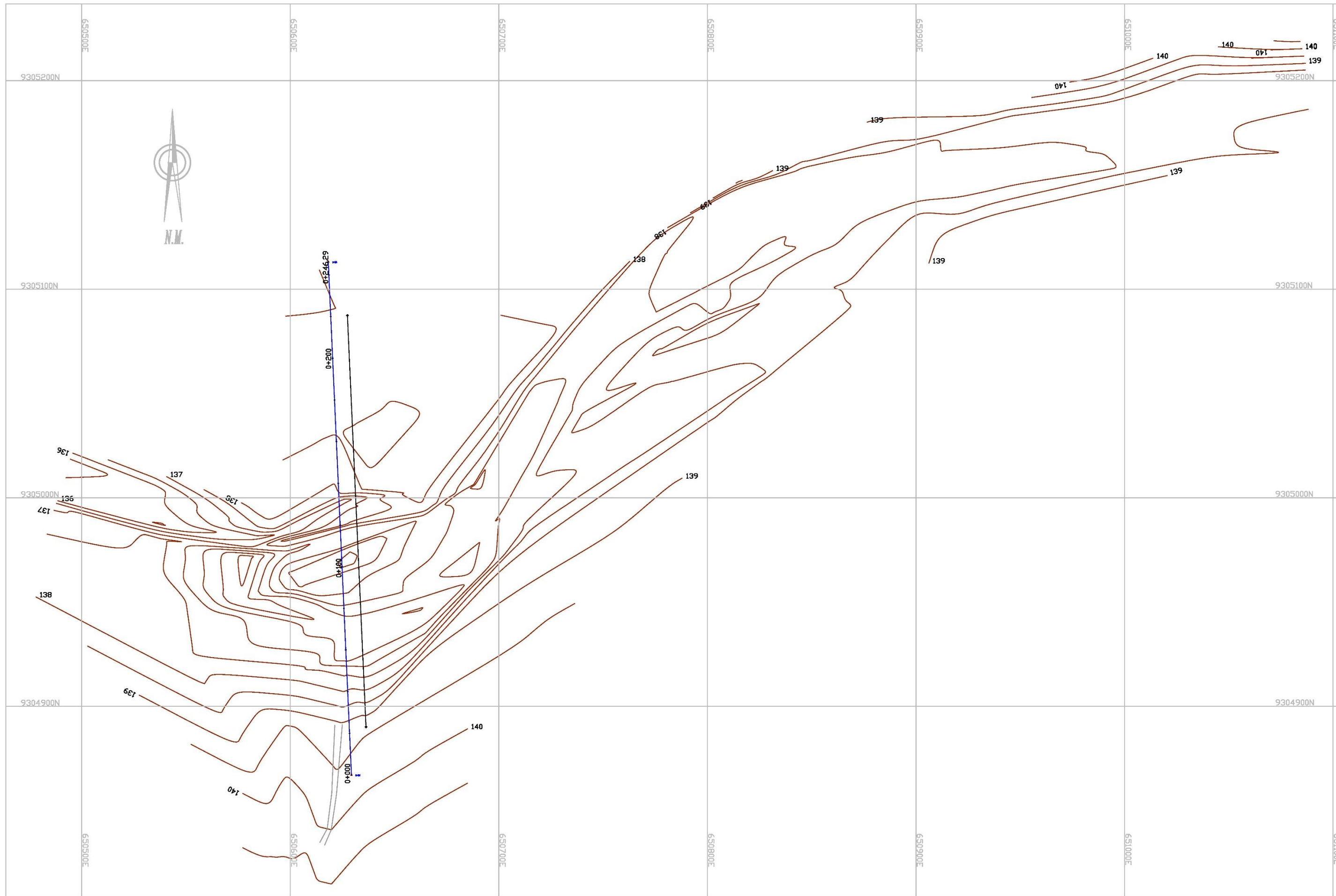
Figura 71: Imagen 3D, vista frontal  
Fuente: Propia



Figura 72: Imagen 3D, vista frontal  
Fuente: Propia

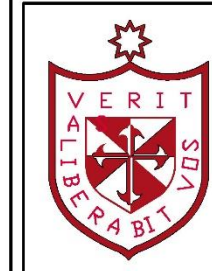
#### **Anexo 4: Planos**

Anexo 4a: Plano de topografía T-01	153
Anexo 4b: Plano de topografía T-02	154
Anexo 4c: Plano de arquitectura A - 01	155
Anexo 4d: Plano de estructuras E - 01	156

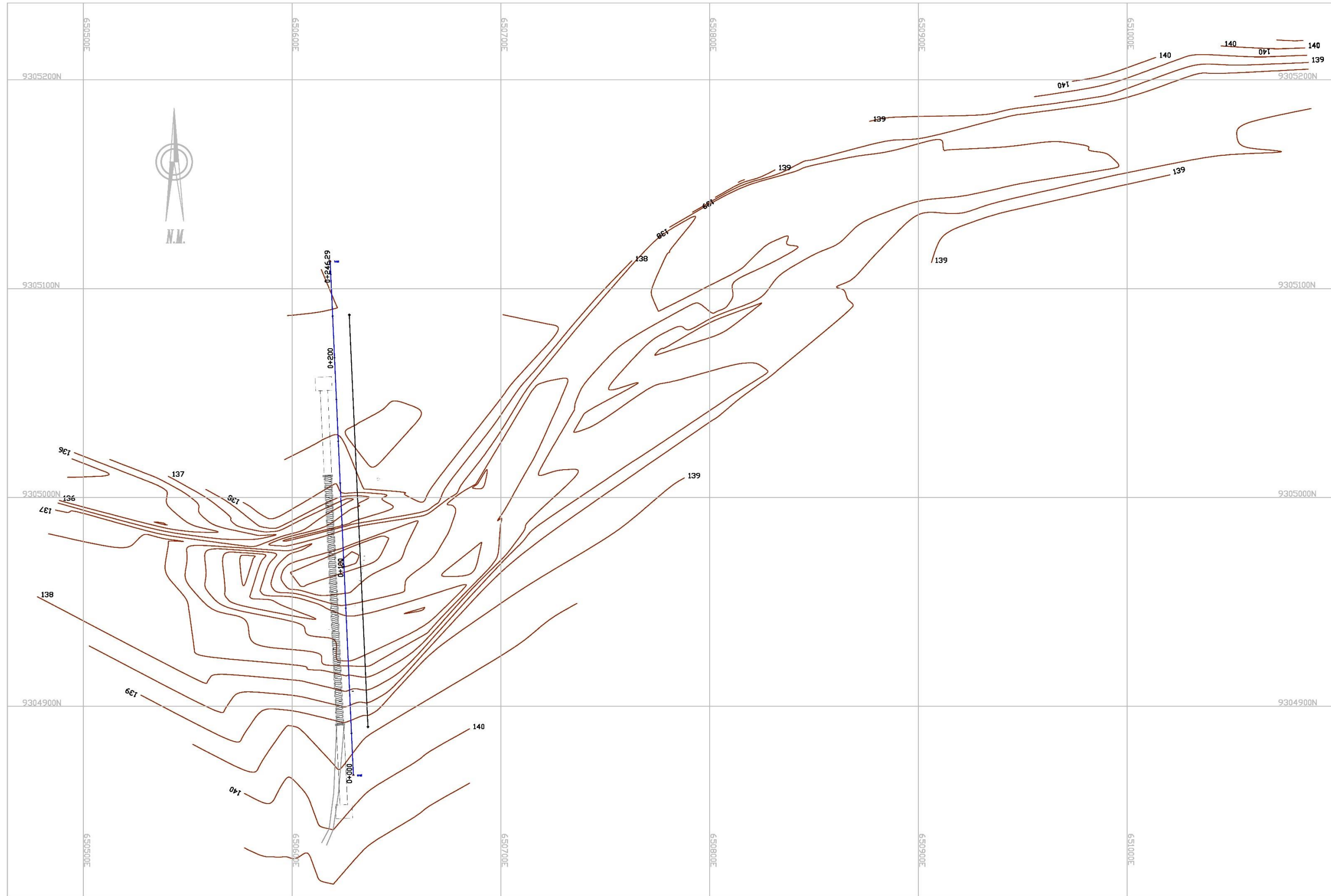


PLANO TOPOGRÁFICO  
 ESCALA: 1:1500

UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES

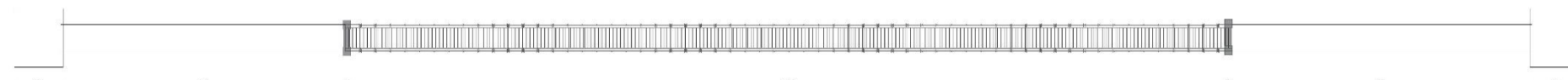


PROYECTO: PUENTE COLGANTE DE MADERA DE 120 METROS DE LONGITUD	Nº DE LAMINA:  <b>T-01</b>  ESCALA: Indicada
ALUMNO: RIVIERA FERNÁNDEZ MALU YNDIRA BREEHGET	
PLANO: TOPOGRAFICO	



PLANO TOPOGRÁFICO

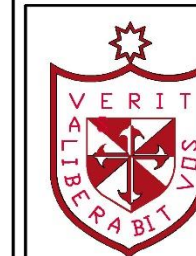
ESCALA:1:1500



PLANO TOPOGRÁFICO

ESCALA:1:750

UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES

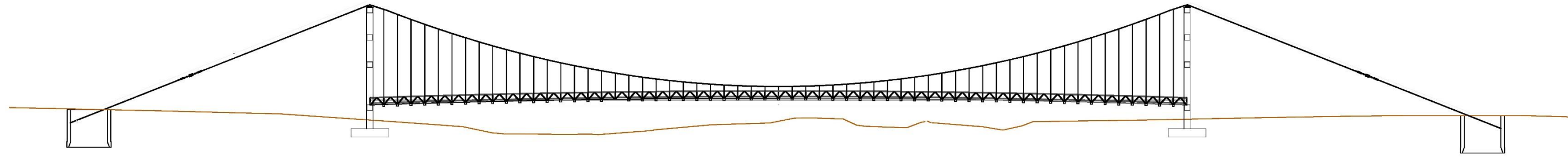


PROYECTO:	PUENTE COLGANTE DE MADERA DE 120 METROS DE LONGITUD
ALUMNO:	RIVIERA FERNÁNDEZ MALU YNDIRA BREEHGET
PLANO:	TOPOGRAFICO

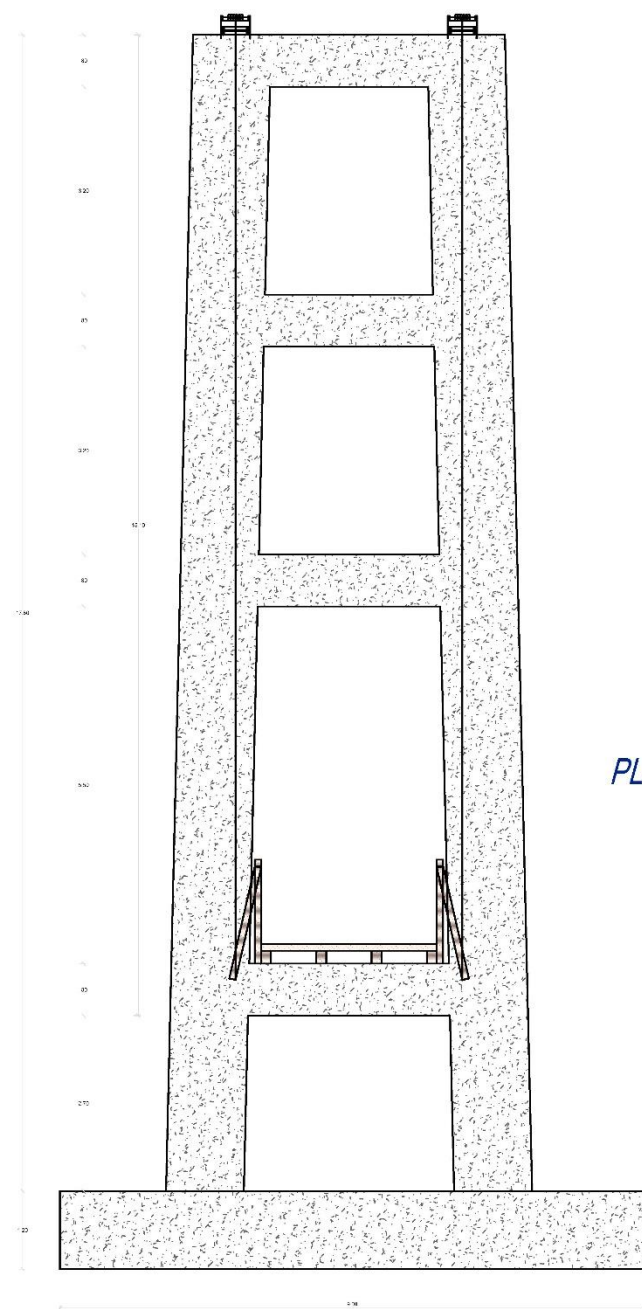
Nº DE LAMINA:

T-02

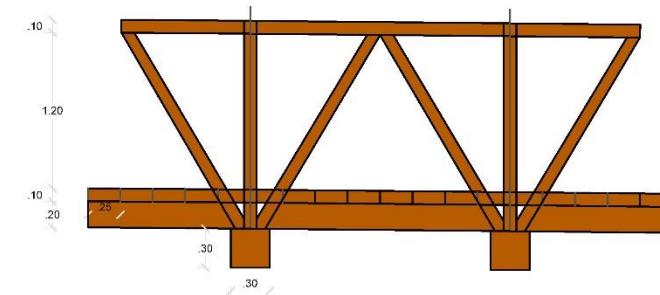
ESCALA: Indicada



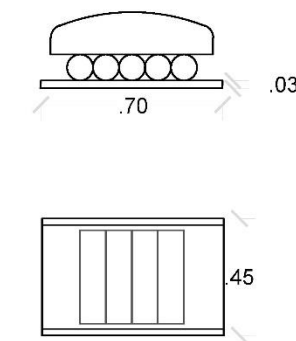
PLANO ARQUITECTÓNICO  
ESCALA:1:500



PLANO ARQUITECTÓNICO  
ESCALA:1:100

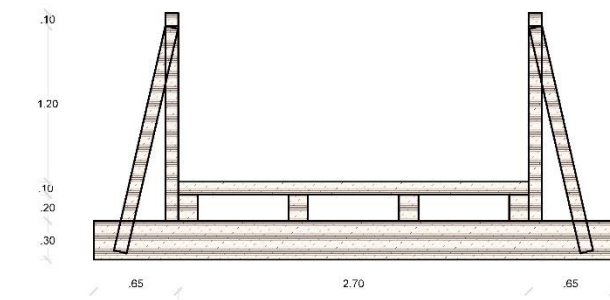


PLANO ARQUITECTÓNICO  
ESCALA:1:50

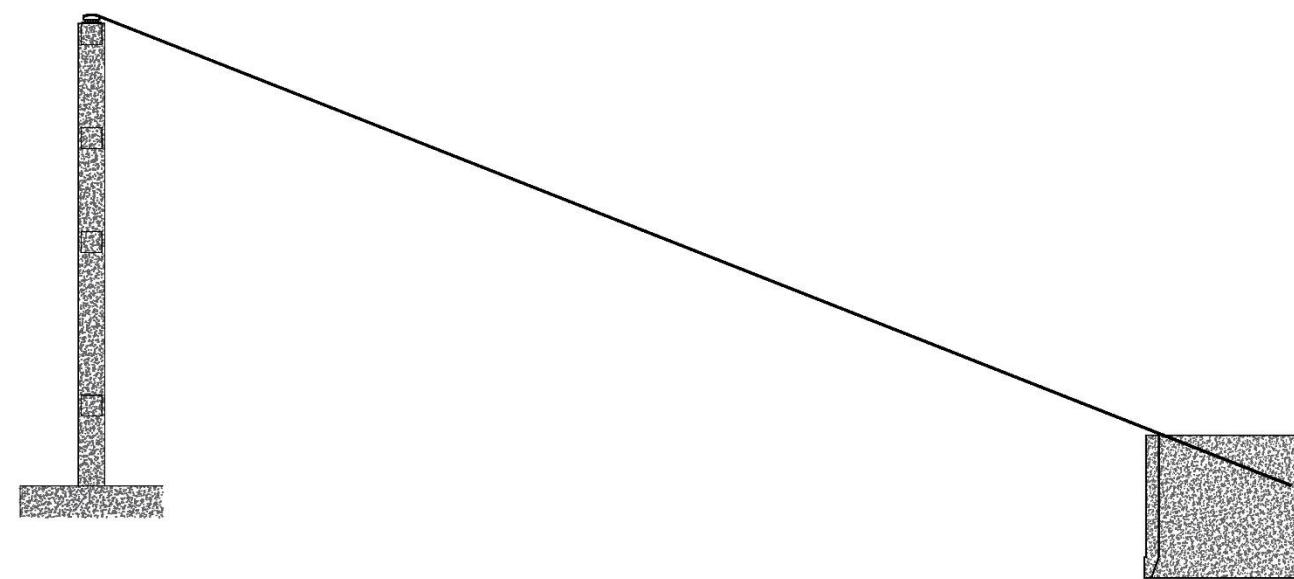


CARROS DE DILATACIÓN

PLANO ARQUITECTÓNICO  
ESCALA:1:25



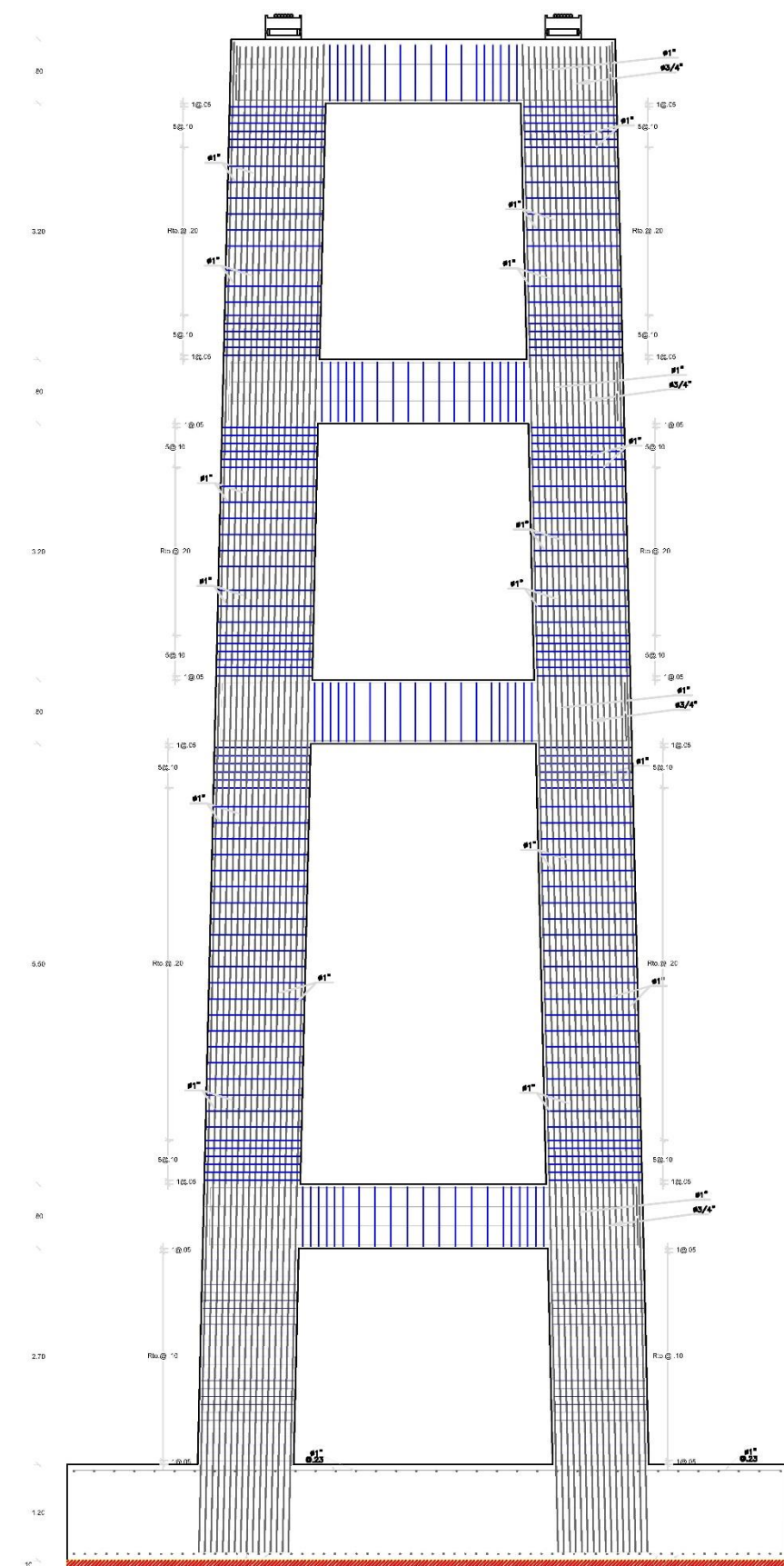
PLANO ARQUITECTÓNICO  
ESCALA:1:50



PLANO ARQUITECTÓNICO  
ESCALA:1:200

ELEVACIÓN - PUENTE

UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES		
	PROYECTO: PUENTE COLGANTE DE MADERA DE 120 METROS DE LONGITUD	Nº DE LAMINA:  <b>A-01</b>  ESCALA: Inicial
	AUTORA: RIVERA FERNÁNDEZ MALU YNDIRA BRENHGET	
	PLANO: ARQUITECTÓNICO	



DETALLE DE TORRE

**ESPECIFICACIONES**

**CONCRETO ARMADO**

CONCRETO  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

FIERRO CORRUGADO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SUELO  $w_t = 1.80 \text{ kg/cm}^2$

**CONCRETO SIMPLE**

CAMARAS DE ANCLAJE  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

**ESTRUCTURAS DE ACERO**

PERFILES Y PLANCHAS ASTM A36

PERNOS ASTM A325

SOLDADURA AWS E-70XX

**RECUBRIMIENTOS**

ZAPATAS 7 cms.

COLUMNAS 4 cms.

VIGAS 4 cms.

**CUADRO DE VIGAS**

SECCION	V-101	V-102	V-103	V-104
SECCION	10x10	10x10	10x10	10x10
SECCION	10x10	10x10	10x10	10x10
SECCION	10x10	10x10	10x10	10x10

**CUADRO DE COLUMNAS**

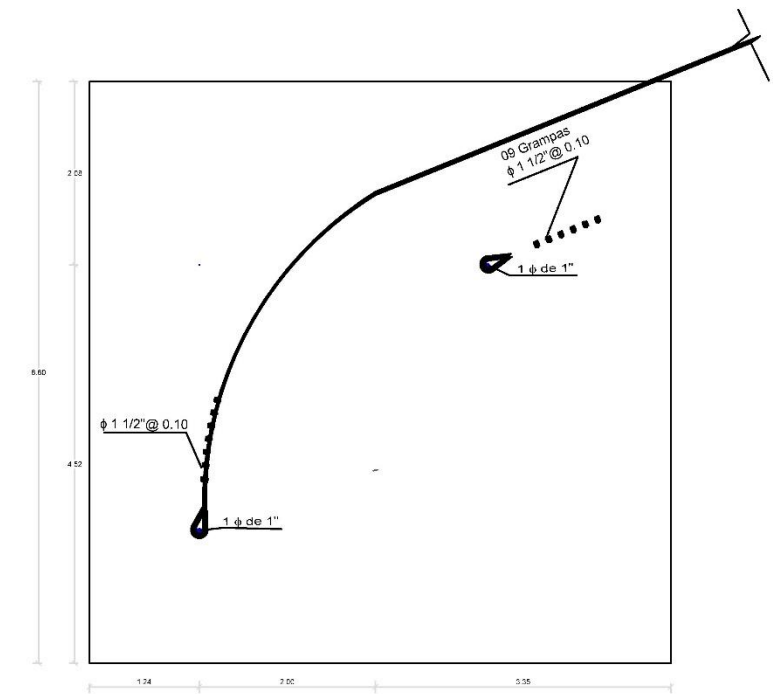
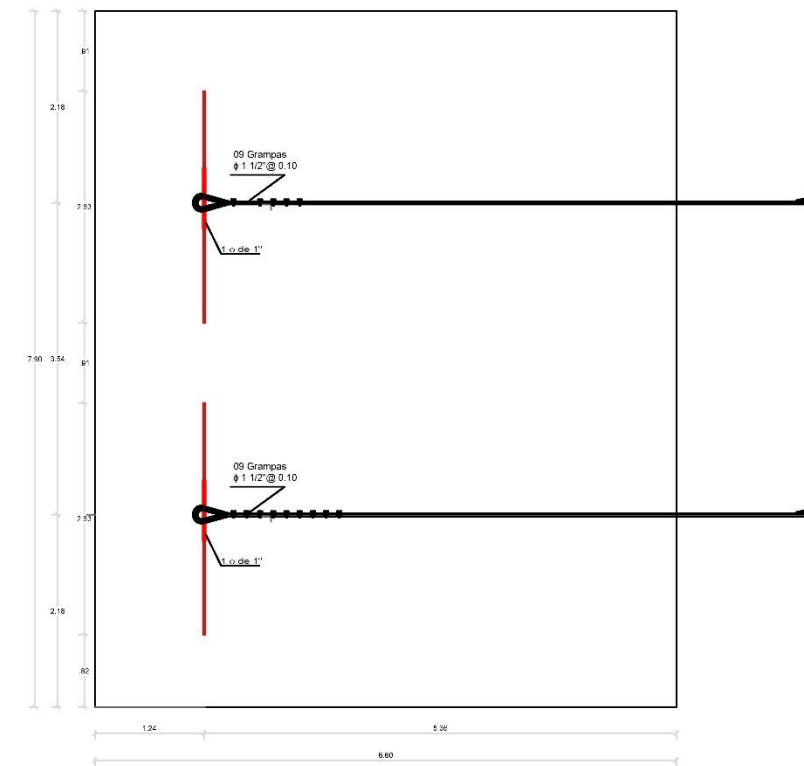
SECCION	C-1	C-2	C-3	C-4
SECCION	10x10	10x10	10x10	10x10
SECCION	10x10	10x10	10x10	10x10
SECCION	10x10	10x10	10x10	10x10

**CUADRO DE ZAPATA**

SECCION	ANCHO	LARGO
SECCION	10	10
CANTIDAD	4	4

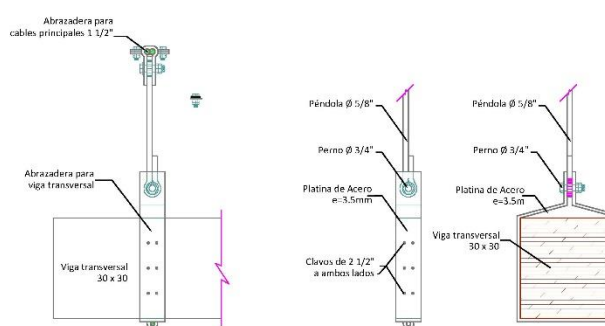
PLANO ESTRUCTURAL  
ESCALA:1:75

DETALLE DEL CABLE EN LA CAMARA DE ANCLAJE

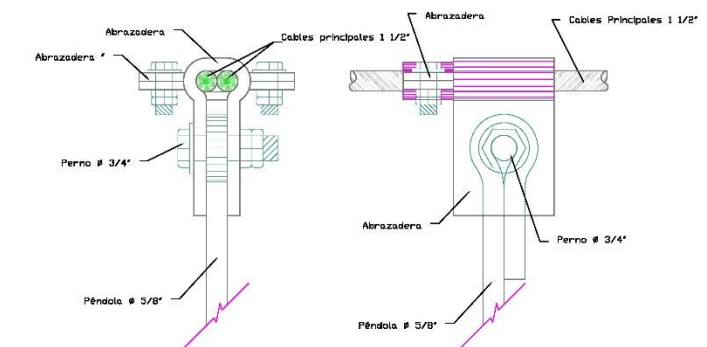


PLANO ESTRUCTURAL  
ESCALA:1:75

DETALLE DE PENDOLA Y ABRAZADERA



ABRAZADERA CABLE PRINCIPAL



PLANO ESTRUCTURAL  
ESCALA:1:5

PLANO ESTRUCTURAL  
ESCALA:1:20

UNIVERSIDAD SAN MARTIN DE PORRES

PROYECTO: PUENTE COLGANTE DE MADERA DE 120 METROS DE LONGITUD

ALUMNO: RIVIERA FERNÁNDEZ MALU YNDIRA BREEH'GET

PLANO: ESTRUCTURAS

NO DE LA VIGETA: E-01

FECHA: 10/04/2018

## FUENTES DE INFORMACIÓN

Acevedo, V. (2015). *Diseño de un puente con estructura de acero* (Tesis de pregrado). Universidad Católica del Perú, Lima.

Ampuero, E. (2012). *Consideraciones estructurales en el análisis y diseño de puentes estructurales* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.

Arteaga, W. (2016). *Criterios de diseño y cálculo estructural de puentes colgantes* (Tesis de pregrado). Universidad Peruana los Andes, Huancayo.

Braja, M (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México, México: Cengage Learning.

Cago, G. & Limache, J. (2019). *Análisis comparativo del comportamiento estructural entre un puente extradado y un puente atirantado de 220 metros de luz* (Tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima.

Cisneros, R. (2016). *Diseño de puentes peatonales mediante el uso de cables de acero* (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.

Huergo, I. (2016). *Control de vibraciones verticales en puentes peatonales mediante amortiguadores de masa sintonizados* (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Juárez, E. & Rico, A. (1962). *Fundamentos de la mecánica de suelos*. México, México: Limusa S.A

Martínez, F. (2016). *Diseño del puente colgante Orellana, de tipo hamaca vehicular, para la comunidad de El Racho, San Agustín Acasaguastlán, El Progreso* (Tesis de pregrado). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.



Mena, J. & Ochoa, D. (2018). *Diseño del puente peatonal colgante con tablero de madera y guía constructiva de la estructura, ubicada sobre el río tigre, Cantón San Miguel de los Bancos, provincia de Pichincha* (Tesis de pregrado). Universidad Central del Ecuador, Quito.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2012). “Manual de hidrología, hidráulica y drenaje”. Perú

Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2016). “Manual de puentes”. Perú

Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2006) “Reglamento nacional de edificaciones”. Peru. Recupedado de <http://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>

Peralta, F. (2018). *Diseño estructural de puentes peatonales sobre a autopista Pimentel – Chiclayo* (Tesis de pregrado). Universidad Señor de Sipán, Pimentel.

Rocha, A. (2007). *Hidráulica de tuberías y canales*. Recuperado de [http://www.academia.edu/9746328/HIDRÁULICA\\_DE\\_TUBERÍAS\\_Y\\_CANALES](http://www.academia.edu/9746328/HIDRÁULICA_DE_TUBERÍAS_Y_CANALES)

Rodríguez, J. & Venegas, F. (2011). *Diseño y simulación de un puente metálico de 60 metros de luz y 12 m de ancho para una capacidad de carga de 90 toneladas* (Tesis de pregrado). Universidad Politécnica Salesiana – Sede Quito, Quito.

Vargas, E. (2015). *Elección y diseño de alternativa de puentes sobre el rio Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos del proyecto constancia* (Tesis de pregrado). Universidad Católica del Perú, Lima.

Villón, M (2002). *Hidrología*. Lima, Perú: Villon