

**UNIVERSIDAD AMAZONICA DE PANDO**  
**AREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA**  
**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**



**PROYECTO DE GRADO**  
**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL**  
**PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)**

**Postulante:** Univ.: Kevin Alexi Hurtado Pinto

**Tutor colectivo:** Ing. Jose Luis Richard Manrrique Sanabria

**Asesor:** Ing. Franz Navia Miranda

**Cobija-Pando-Bolivia**  
**2017**

## ÍNDICE

CONTENIDO

PAGINAS PRELIMINARES

AGRADECIMIENTO

DEDICATORIA

RESUMEN

<b>CAPÍTULO 1</b>		<b>PÁGINA</b>
1.	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1.	ANTECEDENTES.....	2
1.2.	UBICACIÓN.....	4
1.3.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	5
1.4.	OBJETIVOS.....	5
1.4.1.	OBJETIVOS GENERALES.....	5
1.4.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	5
1.5.	JUSTIFICACION.....	6
1.5.1.	JUSTIFICACION SOCIAL.....	6
1.5.2.	JUSTIFICACION ECONOMICA.....	7
1.5.3.	JUSTIFICACION TECNICA.....	7
1.6.	METODOLOGÍA.....	8
1.7.	EQUIPOS Y HERAMIENTAS UTILIZADAS.....	9
1.8.	PROGRAMAS SOFTWARE QUE SE UTILIZARON.....	10
<b>CAPÍTULO 2</b>		
2.	LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.....	12
2.1.	EQUIPOS Y MATERIALES.....	13
2.2.	TRABAJO DE CAMPO.....	13
2.3.	TRABAJO DE GABINETE.....	13
<b>CAPITULO 3</b>		
3.	ESTUDIO HIDROLOGICO.....	17
3.1.	HIDROLOGIA.....	17
3.2.	LA CUENCA.....	17
3.3.	INFORMACION METEOROLÓGICA.....	18
3.3.1.	DATOS PLUVIOMETRICOS.....	18
3.4.	CURVAS DE NIVEL.....	19
3.5.	DELIMITACION DE LA CUENCA.....	19

3.6.	CURVA HIPSOMETRICA.....	20
3.7.	METODO DE DISTRIBUCION DE GUMBEL.....	21
3.8.	TIEMPO DE CONCENTRACION.....	21
3.9.	PERIODO DE RETORNO.....	22
3.10.	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C.....	22
3.11.	ECUACION DE INTENSIDAD.....	23
3.12.	CAUDAL DE DISEÑO.....	24
<b>CAPITULO 4</b>		
4.	ESTUDIO HIDRAULICO.....	25
4.1.	PARAMETROS HIDRAULICOS.....	25
4.2.	NUMERO DE MANNING.....	25
4.3.	MODELO HIDRÁULICO CON EL PROGRAMA ESPECIALIZADO HEC-RAS 5.0.1.....	26
4.4.	SOCAVACION.....	30
<b>CAPITULO 5</b>		
5.	ESTUDIOS GEOTECNICO.....	32
5.1.	PRUEBAS DE CAMPO.....	33
5.1.1.	MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE MUESTRAS.....	34
5.1.1.1.	EXTRACTOR Y PERFORADOR MANUAL.....	34
5.1.1.2.	MÉTODO DE PENETRACIÓN NORMAL Y MUESTREO CON TUBO PARTIDO DE LOS SUELOS.....	34
5.1.1.3.	OBTENCIÓN DE MUESTRAS PARA PROBETAS DE ENSAYO MEDIANTE TUBOS DE PARETE FINA.....	35
5.2.	PRUEBAS DE LABORATORIO.....	35
5.2.1.	DETERMINACIÓN EN EL LABORATORIO DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DE SUELOS.....	36
5.2.2.	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO SEGÚN (ASTM D422 – AASHTO T88).....	36
5.2.3.	DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LIQUIDO DE LOS SUELOS SEGÚN (ASTM D4318 – AASHTO T200).....	36
5.2.4.	DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO EL ÍNDICE DE PLASTICIDAD SEGÚN (ASTM D4318 – AASHTO T200).....	36
5.2.5.	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE MÉTODO DE CORTE DIRECTO SEGÚN (ASTM D4318 – AASHTO T200).....	36
5.2.6.	CLASIFICACIÓN DE SUELO POR EL MÉTODO AASHTO Y SUCS.....	36
5.3.	TRABAJO DE GABINETE.....	37
5.4.	RESULTADOS OBTENIDOS.....	39
<b>CAPITULO 6</b>		
6.	CALCULO ESTRUCTURAL DE LA SUPER ESTRUCTURA.....	41
6.1.	CONDICIONES DE DISEÑO.....	42
6.2.	MATERIALES.....	42
6.2.1.	ACERO DE PRETENSADO.....	42
6.2.2.	ACERO DE REFUERZO.....	43
6.3.	SECCIONES DE LA VIGA.....	43
6.4.	ESPESORES MINIMOS.....	44
6.5.	ESPESOR DEL TABLERO.....	44

6.6.	PROFUNDIDAD MINIMA.....	45
6.7.	ANCHO DE LA ALA EFECTIVO.....	45
6.7.1.	VIGAS INTERIORES.....	45
6.7.2.	VIGAS EXTERIORES.....	46
6.8.	DISEÑO DEL TABLERO.....	46
6.8.1.	PESO DE LOS COMPONENTES (POR MM DE LARGO).....	47
6.8.2.	MOMENTOS FLECTORES.....	47
6.8.2.1.	LOSA DEL TABLERO INTERIOR.....	47
6.8.2.2.	LOSA EN VOLADIZO.....	48
6.8.2.3.	BARANDADO.....	49
6.8.2.4.	BORDILLO.....	49
6.8.2.5.	CAPA DE RODADURA.....	50
6.8.2.6.	ACERA.....	51
6.8.3.	CARGA VEHICULAR.....	51
6.8.3.1.	MOMENTO NEGATIVO POR CARGA VIVA EN EL VUELO.....	52
6.8.3.2.	FUERZA DE COLICION O CHOQUE.....	52
6.8.3.3.	MOMENTO NEGATIVO POR CARGA PEATONAL EN LA ACERA.....	52
6.8.3.4.	MAXIMO MOMENTO POSITIVO POR CARGA VIVA (CAMION HL-93).....	53
6.8.3.5.	MAXIMO MOMENTO NEGATIVO POR CARGA VIVA (CAMION HL-93).....	53
6.8.4.	SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA (ART.1.3.2).....	54
6.8.5.	COMBINACIONES DE CARGA.....	54
6.8.5.1	MOMENTO FLECTOR POSITIVO A 0.4 S DEL APOYO EXTERIOR (RESISTENCIA I).....	55
6.8.5.2	MOMENTO FLECTOR NEGATIVO A B/3=350 MM DEL APOYO EXTERIOR (RESISTENCIA I)..	56
6.8.5.3	MOMENTO FLECTOR NEGATIVO A B/3=350 MM DEL APOYO INTERIOR (RESISTENCIA I)...	56
6.8.6.	ALTURA EFECTIVA.....	57
6.8.7.	CUANTIA NECESARIA PARA MOMENTO NEGATIVO.....	57
6.8.8.	VERIFICACION DE LA ARMADURA NEGATIVA.....	57
6.8.9.	ARMADURA POR RETRACCION Y TEMPERATURA.....	58
6.8.10.	ARMADURA PARA MOMENTO POSITIVO.....	58
6.8.11.	VERIFICACION DE LA ARMADURA POSITIVA.....	59
6.8.12.	ARMADURA DE DISTRIBUCION.....	59
6.9.	MODULO DE ELASTICIDAD.....	59
6.10.	SELECCIÓN DE FACTOR DE RESISTENCIA.....	60
6.11.	SELECCIÓN DE FACTOR DE CARGA.....	60
6.12.	CALCULO DE SOLICITACIONES POR CARGA VIVA.....	60
6.12.1.	NUMERO DE CARRILES.....	60
6.12.2.	FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE.....	60
6.12.3.	INCREMENTO POR CARGA DINAMICA.....	60

6.12.4.	FACTOR DE DISTRIBUCION PARA MOMENTOS.....	60
6.13.	CALCULO DE MOMENTO POR CARGA VIVA.....	61
6.13.1.	VIGA INTERIOR.....	61
6.13.2.	VIGA EXTERIOR CON TBLERO DE HORMIGON.....	63
6.14.	CALCULO DE MOMENTO POR CARGA MUERTA.....	64
6.14.1.	VIGA INTERIOR.....	64
6.14.2.	VIGA EXTERIOR.....	65
6.15.	PROPIEDADES DE SELECCIÓN COMPUESTA.....	66
6.16.	FUERZA DE PRETENSADO FINAL.....	67
6.17.	EVALUACION DE PERDIDA DE PRETENSADO.....	70
6.17.1.	PERDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO (RETRACCION, FLUENCIA Y RELAJACION DE AC	70
6.17.2.	PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO DEL HORMIGON.....	71
6.17.3.	PERDIDAS POR FRICCION.....	84
6.17.4.	PERDIDAS POR ACUÑAMIENTO Y ANCLAJE.....	87
6.17.5.	RESUMEN DE PERDIDAS.....	89
6.17.6.	DIAGRAMA DE TENSIONES EN EL ACERO.....	91
6.18.	TENSIONES EN EL HORMIGON.....	95
6.18.1.	TENSIONES EN LAA ETAPA INICIAL (T.L.E.I) A L/2 .....	95
6.18.2.	TENSIONES EN LA ETAPA INTERMEDIA.....	98
6.18.2.1.	TENSIONES EN LA ETAPA INTERMEDIA ANTES DEL TESADO.....	98
6.18.2.2.	TENSIONES EN LA ETAPA INTERMEDIA DESPUES DEL TESADO A L/2.....	99
6.18.3.	TENSIONES EN LA ETAPA FINAL (T.E.L.E.F) A L/2.....	100
6.19.	VERIFICACION AL ESTADO LIMITE DE FATIGA.....	101
6.19.1.	MOMENTO POR CARGA VIVA DEBIDO AL CAMION DE FATIGA (FTR) A MEDIO TRAMO(L/2)	101
6.19.2.	MOMENTO POR CARGA MUERTA A MEDIO TRAMO (L/2).....	102
6.20.	VERIFICACION EN ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA.....	102
6.20.1.	TENSION EN EL ACERO DE PRETENSADO CON TENDONES ADHERENTES (ART.5.7.3.1.1	102
6.20.2.	RESISTENCIA A LA FLEXIÓN MAYORADA (ART.5.7.3.2.2).....	104
6.20.3.	LÍMITES PARA LAS ARMADURAS (ART. 5.7.3.3).....	104
6.21.	CORTE (ART. 5.8).....	106
6.21.1.	CALCULO DE LA ALTURA DE CORTE EFECTIVA EN EL CENTRO DE LA VIGA L/2.....	107
6.21.2.	ESFUERZO CORTANTE.....	107
6.21.2.1.	CARGA MUERTA.....	107
6.21.2.2.	CARGA VIVA.....	107
6.21.3.	FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA CORTE.....	107
6.21.3.1.	VIGA INTERIOR.....	108
6.21.3.2.	VIGA EXTERIOR.....	109
6.21.4.	CALCULO DE ESFUERZO CORTANTE POR CARGA VIVA.....	109

6.21.5.	CONTRIBUCION DE PRETENSADO A LA RESISTENCIA AL CORTE.....	109
6.21.6.	CALCULO DE MOMENTO ULTIMO RESISTENCIA A UNA DISTANCIA.....	109
6.22.	ARMADURA TRANSVERSAL DE CORTANTE.....	111
6.22.1.	CALCULO DEL FACTOR $\gamma$ Y $\beta$ .....	111
6.23.	ARMADURA POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA .....	113
6.24.	REACCIONES EN EL APOYO.....	114
6.25.	CALCULO DE ARMADURA EN ACERAS.....	117

## **CAPITULO 7**

7.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACIONES.....	117
7.1.	CIMENTACIONES.....	117
7.2.	DISEÑO DE ESTRIBOS Y ALEROS.....	117
7.2.1.	EMPUJE DEL SUELO.....	118
7.2.2.	CARGAS DE DISEÑO.....	119
7.2.3.	CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD.....	120
7.2.4.	PANTALLA.....	122
7.2.5.	ZAPATA.....	122
7.2.6.	ALEROS Y MUROS DE ALA.....	123
7.2.7.	DRENAJES.....	123
7.3.	DISEÑO DE PILOTES.....	123
7.3.1.	REDUCCION POR EFECTO DE GRUPO.....	126
7.4.	DISEÑO DE CABEZAL.....	126
7.4.1.	DISEÑO POR CORTE EN UNA DIRECCION.....	127
7.4.2.	VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO DEL ESTRIBO.....	127
7.4.3.	VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO DEL PILOTE.....	128

## **CAPITULO 8**

8.	ANALISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTO.....	130
----	---------------------------------------	-----

## **CAPITULO 9**

9.	ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL.....	132
----	------------------------------------	-----

## **CAPITULO 10**

10	CONCLUSION Y RECOMENDACIÓN	
10.1	CONCLUSION.....	133
10.2.	RECOMENDACIÓN.....	135

BIBLIOGRAFIA.....	0
-------------------	---

## **INDICE ANEXOS**

### **ANEXO A**

DISEÑO DE ACCESOS AL PROYECTO.....	0
------------------------------------	---

### **ANEXO B**

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.....	0
--------------------------------	---

LAMINA 1 PERFIL LONGITUDINAL DE ACCESOS  
LAMINA 1-5 PERFIL TRANSVERSAL DE ACCESOS

**ANEXO C**

ESTUDIO HIDROLOGICO..... 0  
LAMINA 1-3 CUENCA HIDROLOGICA DEL ARROYO YAVERIJÁ

**ANEXO D**

D.1. ESTUDIO HIDRAULICO..... 0  
D.2. SECCIONES TRANSVERSALES ..... 0  
D.3. RESULTADOS..... 0  
SECCIONES TRANSVERSALES DEL ARROYO YAVERIJÁ, HEC-RAS.  
LAMINA 1 CUENCA HIDROLOGICA DEL ARROYO YAVERIJÁ

**ANEXO E**

ESTUDIO GEOTECNICO..... 0  
E.1. CLASIFICACION DE SUELOS..... 0  
E.2. TABLAS UTILIZADAS..... 0  
E.3. INFORME FOTOFRAFICO..... 0

**ANEXO F**

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA SUPER ESTRUCTURA..... 0  
PLANOS..... 0

**ANEXO G**

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA INFRAESTRUCTURA..... 0  
G.1. FUNDACIONES 1, LADO DE BOLIVIA..... 0  
G.1.1. DISEÑO DE ESTRIBO 1. (LADO DE BOLIVIA)..... 0  
A. DATOS DE ESTUDIO DE SUELO..... 0  
B. DATOS DEL ESTUDIO HIDROLOGICO..... 0  
C. CARGAS POR LA SUPER ESTRUCTURA..... 0  
D. DIMENSIONAMIENTO..... 0  
E. CHEQUEO AL DESLIZAMIENTO Y VOLCAMIENTO..... 0  
F. DISEÑO ESTRUCTURAL..... 0  
F.1. CALCULO DE PANTALLA SUPERIOR..... 0  
F.2. CUERPO DEL ESTRIBO 1..... 0  
G.1.2. DISEÑO Y CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES (LADO BOLIVIA)..... 0  
A. DATOS DE LABORATORIO..... 0  
B. CALCULO DE LA CARGA ADMISIBLE..... 0  
C. NUMERO DE PILOTES..... 0  
D. REDUCCION POR DEFECTO DE GRUPO..... 0  
E. DISEÑO DEL ARMADO..... 0  
G.1.3. DISEÑO DEL CABEZAL..... 0

A. COETE EN UNA DIRECCIÓN.....	0
B. CORTE POR PUZONAMIENTO.....	0
C. VERIFICACION POR PUZONAMIENTO DEL PILOTE.....	0
D.DETERMINACION DE LA ARMADURA DEL CABEZAL.....	0
G.1.4. ....	0
A. DATOS DE ESTUDIO DE SUELO.....	0
B. DIMENSIONAMIENTO.....	0
C. CHEQUEO AL DESLIZAMIENTO Y VOLCAMIENTO.....	0
D. PRESION VERTICAL SOBRE EL TERRENO.....	0
E. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	0
E.1. PANTALLA DEL ALERO.....	0
E.2. ....	0
G.2. FUNDACIONES 2, LADO PERÚ.....	0
G.2.1. DISEÑO DE ESTRIBO 1. (LADO DE PERÚ).....	0
A. DATOS DE ESTUDIO DE SUELO.....	0
B. DATOS DEL ESTUDIO HIDROLOGICO.....	0
C. CARGAS POR LA SUPER ESTRUCTURA.....	0
D. DIMENSIONAMIENTO.....	0
E. CHEQUEO AL DESLIZAMIENTO Y VOLCAMIENTO.....	0
F. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	0
F.1. CALCULO DE PANTALLA SUPERIOR.....	0
F.2. CUERPO DEL ESTRIBO 1.....	0
G.2.2. DISEÑO Y CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES (LADO PERÚ).....	0
A. DATOS DE LABORATORIO.....	0
B. CALCULO DE LA CARGA ADMISIBLE.....	0
C. NUMERO DE PILOTES.....	0
D. REDUCCION POR DEFECTO DE GRUPO.....	0
E. DISEÑO DEL ARMADO.....	0
G.2.3. DISEÑO DEL CABEZAL.....	0
A. COETE EN UNA DIRECCIÓN.....	0
B. CORTE POR PUZONAMIENTO.....	0
C. VERIFICACION POR PUZONAMIENTO DEL PILOTE.....	0
D. DETERMINACION DE LA ARMADURA DEL CABEZAL.....	0
G.2.4.....	0
<b>ANEXO H</b> .....	0
ANALISIS DE COSTO Y PRESUPUESTO.....	0
CRONOGRAMA.....	0

## CAPITULO 1

### 1. INTRODUCCIÓN

“Un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico como un río, un cañón, un valle, una carretera, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el que se construye. El avance de los conocimientos y tecnología a lo largo de la historia ha permitido la evolución de los diferentes materiales y técnicas de construcción.”<sup>1</sup>

“Los puentes se pueden clasificar de muchas formas, ninguna de estas clasificaciones son mutuamente excluyentes, todas parecen contener partes de una u otra clasificación:”<sup>2</sup>

- ) Por el servicio que prestan: Acueductos, viaductos, peatonales.
- ) Por el material de la superestructura: Madera, concreto armado, concreto preesforzado, acero, concreto-acero.
- ) Por el tipo estructural: Losa, losa-viga, cajón, aporticados, arco, atirantado, colgante.
- ) Según el tipo de apoyo: Isostáticos, hiperestáticos.
- ) Por el proceso constructivo: Vaciados en sitio, compuestos, prefabricados, dovelas.
- ) Por su trazo geométrico: Recto, oblicuo, curvo.

Percibiendo las múltiples necesidades que atraviesa la comunidad de Bolpebra en educación, salud, transporte etc. Se han desarrollado diversos proyectos para mejorar la calidad de vida de los habitantes de esta comunidad, sin embargo se ha dejado de lado los proyectos de comunicación con las ciudades fronterizas, dando lugar a este proyecto de grado para realizar el diseño y cálculo de un puente sobre el arroyo Yaverijá que conecte la comunidad de Bolpebra (Bolivia) con el distrito de Iñapari (Perú) con el fin de encontrar una solución definitiva para la comunicación en cualquier época del año entre estas poblaciones.

Se realizaron estudios topográficos, geológicos, hidrológicos, hidráulicos y ambiental con la finalidad de obtener todos los datos requeridos para el diseño y cálculo del proyecto de puente vehicular, lo cual se diseñaron con vigas pre-esforzadas, con luz del calculo de 45 metros, basado en la norma “American Association of State Highway and Transportation Officials” (AASHTO).

“El hormigón preesforzado es una de las técnicas modernas en el ramo de la construcción, aunque las primeras proposiciones para aplicar el preesfuerzo al hormigón se hicieron desde 1886 en los Estados Unidos esta fue patentado el año 1928 por un renombrado ingeniero

---

<sup>1</sup> [https://es.wikipedia.org/wiki/Puente\\_de\\_hormig%C3%B3n](https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_de_hormig%C3%B3n)

<sup>2</sup> trabajo dirigido Paola Elizabeth Ramírez Coria universidad mayor de san simón 2010

francés de nombre Eugene Freyssinet como resultado de reflexiones y experimentos a lo largo de varios años.”<sup>3</sup>

A continuación, se muestra las partes constructivas de un puente donde claramente se puede distinguir la súper estructura e infraestructura. Ver figura 1

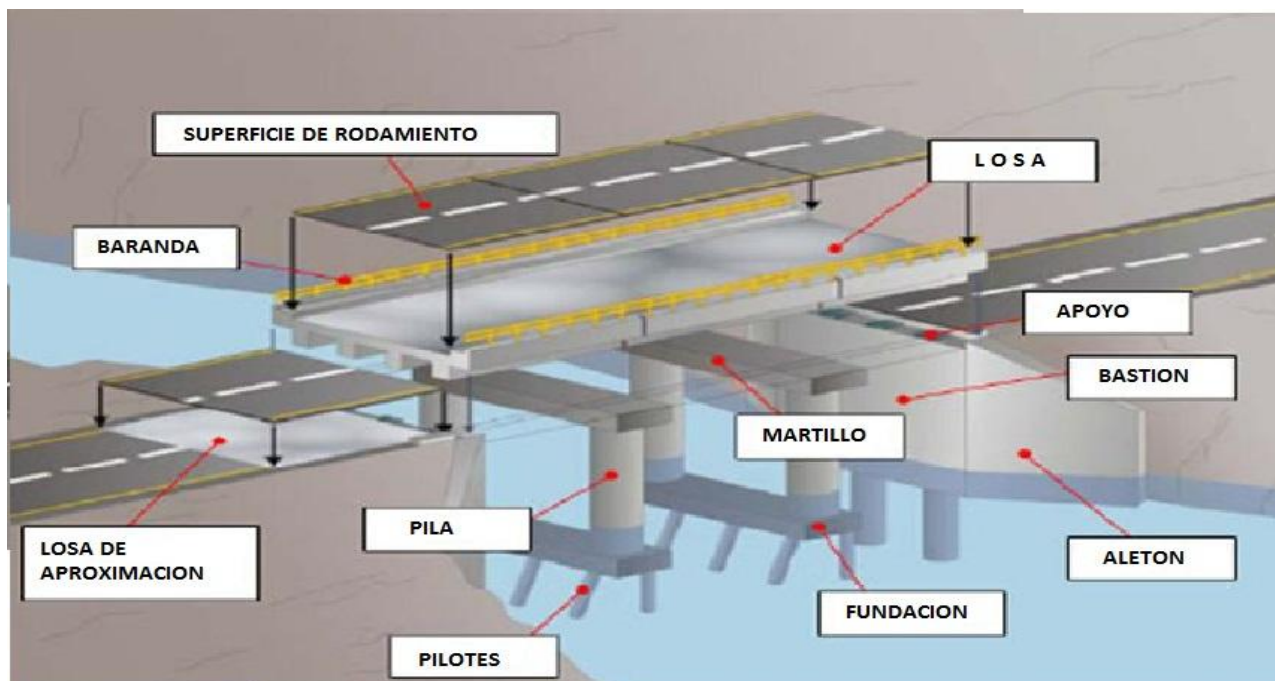


Figura 1.1 Partes constructivas de un puente

Fuente: Maestría ingeniería de costa

## 1.1. ANTECEDENTES

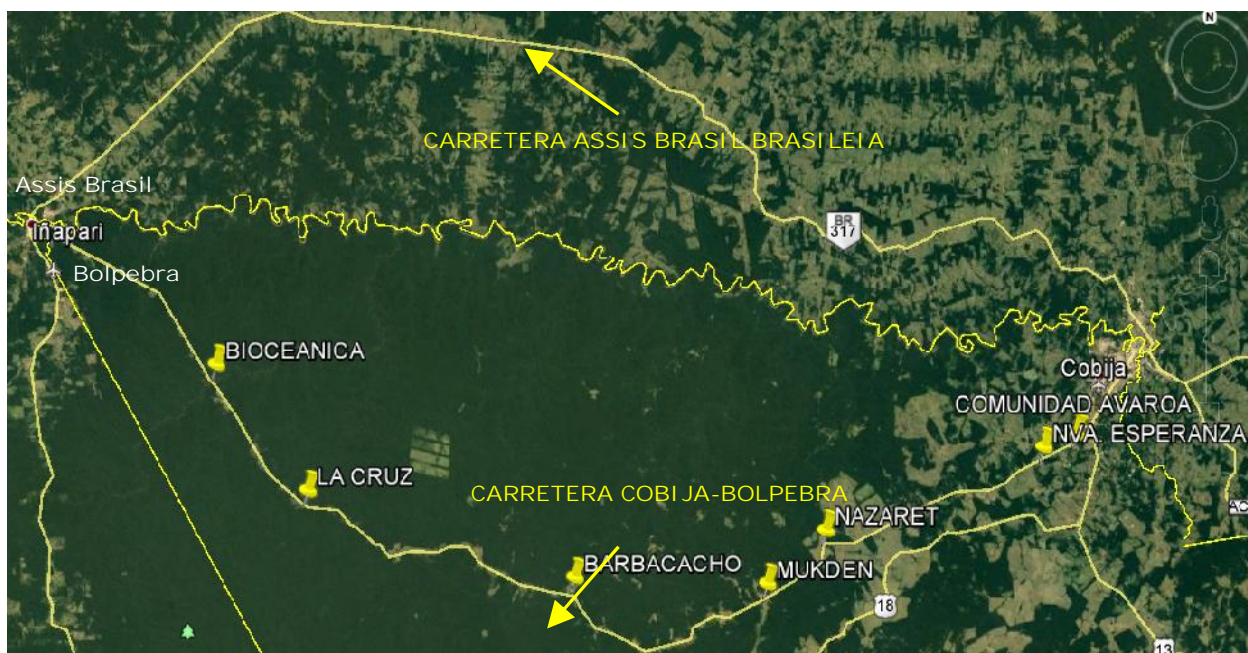
La finalidad del presente proyecto de grado es realizar el análisis estructural de un puente vehicular simplemente apoyado con vigas postensadas, con una luz de cálculo de 45 metros que conecte la comunidad de Bolpebra (Bolivia) con el distrito de Iñapari (Perú), se diseñó y calculó los elementos estructurales que son parte de la estructura, y de esta manera, se organizó de una forma práctica los conocimientos adquiridos en estos 5 años de estudio.

Se ha visto que a medida del crecimiento poblacional del departamento Pando y sus numeros as comunidades, se han desarrollados diversos proyectos como centros de salud, escuelas, si stema de aguas, etc. mejorando la calidad y el nivel de vida de los pobladores, no siendo sufic iente para el desarrollo de algunas comunidades, como por ejemplo en la comunidad de Bolpe

<sup>3</sup> [https://es.wikipedia.org/wiki/Puente\\_de\\_hormig%C3%B3n\\_preesforzado](https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_de_hormig%C3%B3n_preesforzado)

bra, ubicada en el noroeste del departamento Pando, frontera con el país Brasil y Perú, a 110 kilómetros del municipio de Cobija, se ha percibido la necesidad de comunicación con las ciudades fronterizas, planteando realizar el diseño de un proyecto para la construcción de un puente internacional, que conecte la comunidad de Bolpebra (Bolivia) con el distrito de Iñapari (Perú), ubicado sobre el arroyo Yaverijá, debido a que éste es el obstáculo que divide la frontera entre ambos países.

Con la implementación de éste proyecto, se beneficiarían todas las comunidades que colinden con la ruta Cobija-Bolpebra, que son Noaya, La Cruz, Bioceánica, Nueva Esperanza, Canaán, Mukden etc. Como se muestra en la figura 1.2, debido a la falta de alguna obra civil y mejoramiento vial para la circulación de Cobija-Bolpebra-Iñapari o viceversa, las poblaciones extranjeras acceden por la carretera de Assis Brasil-Brasileia.



*Figura 1.2 Vista satelital, Carretera Cobija-Iñapari y Assis Brasil-Brasileia*

*Fuente: Google Earth*

En la actualidad no existe una infraestructura civil para el libre flujo de circulación de Bolpebra-Iñapari, sin embargo, las personas se han visto en la necesidad de transportarse por medio de lanchas, balsas, o algún medio de transporte acuático y en pésimas condiciones de seguridad y comodidad.

Para la solución de ésta problemática, se realizaron diferentes estudios preliminares para determinar la crecida máxima extraordinaria, estudios topográficos, estudio de socavación, etc,

con la finalidad de realizar el diseño de un puente vehicular que permita la transitabilidad de manera cómoda y segura.

## **1.2. UBICACIÓN**

El proyecto de grado “Diseño de Puente Vehicular Internacional Preesforzado Sobre el Arroyo Yaverijá (Bolpebra-Iñapari)” se ubica dentro la cuenca del arroyo Yaverijá, la misma que contempla varias sub cuencas y microcuencas. El área del proyecto se localiza entre las coordenadas 10°57’29.00” de latitud sur oeste y 69°33’57.98” de longitud sur con altura de 248 msnm.

Existe un Puente a 5 kilómetros aguas arriba desde la comunidad de Bolpebra sobre el arroyo Yaverijá, que es perteneciente al país del Perú, éste puente está compuesto de dos carriles, de estructura metálica y con una luz de 50 metros, se debe tomar en cuenta para datos referenciales.

Según los datos recopilados de los pobladores, las comunidades Iñapari y Bolpebra sufrieron de inundaciones el año 2012, que fueron ocasionadas por el desborde del Rio Acre, obligando a trasladar la comunidad de Bolpebra dos kilómetros aguas arriba del arroyo Yaverijá. Por estos antecedentes ocurridos se planteó realizar el diseño del proyecto de grado, a una ubicación aguas arriba, donde se encuentre menos propenso a ser afectado por inundaciones, con el objetivo de encontrar una solución definitiva para la comunicación de los comunarios de Bolpebra en cualquier época del año con el distrito fronterizo de Iñapari (Perú).



Figura 1.3. Vista satelital, Ubicación antigua y actual de la comunidad Bolpebra y ubicación del proyecto diseño de puente vehicular.

Fuente: Google Earth

### 1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad no existe una construcción civil que permita el libre flujo de circulación entre las poblaciones de Bolpebra-Iñapari sobre el arroyo Yaverijá, por ello la comunidad de Bolpebra se encuentra aislada de las comunidades fronterizas, solo pueden trasladarse las personas por medio de lanchas, balsas, o algún medio de transporte acuático, pero en pésimas condiciones de seguridad y comodidad. Sin embargo, en épocas de lluvia este arroyo deja de ser transitable debido a su peligrosidad, ya que el arroyo Yaverijá presentan crecidas del agua, que ponen en riesgo la libre transitabilidad de comunarios y de las personas de comunidades aledañas.

Por la falta de un medio de transporte con las poblaciones fronterizas, Bolpebra tiene dificultades con el desarrollo social en crecimiento poblacional, con 4.25% anual desde 2011 hasta 2015 según el instituto Nacional de Estadísticas (INE), a comparación de las otras comunidades. La comunidad también atraviesa por una carencia de desarrollo económico por falta de un medio de transporte para los productos comerciales. Este proyecto de grado se realiza un diseño de un puente vehicular que pueda subsanar la problemática de la carencia de un puente entre estas poblaciones.

## 1.4. OBJETIVOS

### 1.4.1. OBJETIVOS GENERAL

Diseñar un puente vehicular de dos carriles sobre el arroyo Yaverijá entre (BOLPEBRA-IÑAPARI), mediante la norma vigente del país, ofreciendo mejorar la calidad de vida de los comunarios y brindar mejor transitabilidad.

### 1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ) Realizar un levantamiento topográfico.
- ) Realizar estudios hidrológicos de la cuenca del arroyo Yaverijá.
- ) Realizar estudios hidráulicos de la cuenca del arroyo Yaverijá.
- ) Realizar estudios de suelo en el lugar de emplazamiento.
- ) Diseñar y calcular la superestructura.
- ) Diseñar y calcular la infraestructura.
- ) Realizar estudios de impacto ambiental.
- ) Realizar el análisis de costos y presupuesto.

## 1.5. JUSTIFICACIÓN

Con la implementación del diseño de este proyecto (diseño de puente vehicular) se pretende mejorar el aspecto social, económico y cultural de la comunidad de Bolpebra y comunidades aledañas.

### 1.5.1. JUSTIFICACIÓN SOCIAL

Siendo un proyecto de carácter social, brindará a los comunarios y transportistas un acceso seguro para movilizarse en su entorno, por otra parte beneficiará al desarrollo social del departamento extendiendo la población por los lugares fronterizos del país y teniendo acceso a la ruta interoceánica (Ruta desde Sao Paulo (Brasil) hasta Cusco (Perú)) que atraviesa por la localidad de Iñapari.

Por otra parte, la comunidad de Bolpebra (Bolivia) es la localidad con menos índice de crecimiento poblacional de la frontera con los vecinos países (Perú y Brasil) como se muestra el análisis en la tabla 1.

Comunidad	Año 2000		Año 2005		Año 2011		Año 2015		Observación
	Hab.	%	Hab.	%	Hab.	%	Hab.	%	

Bolpebra	390	<b>5,11</b>	411	<b>10,46</b>	459	<b>14,84</b>	539	Fuente INE
Iñapari	828	<b>10,68</b>	927	<b>29,83</b>	1321	<b>19,30</b>	1637	Fuente INEI
Asís Brasil	3800	<b>13,58</b>	4397	<b>28,86</b>	6181	<b>9,94</b>	6863	Fuente IBGE

*Tabla 1.1 Análisis de crecimiento poblacional en la frontera (Bolivia-Perú-Brasil)*

*%=porcentaje de crecimiento poblacional*

*Fuente: elaboración propia*

INE: Instituto Nacional de Estadísticas

INEI: Instituto Nacional de Estadísticas e Informática

IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estadística

Se debe tomar en cuenta que el año 2007 se construyó el puente de integración Iñapari-Assis Brasil.

En los 15 años el crecimiento poblacional de Bolpebra fue de 38%, Iñapari de 98% y Assis Brasil de 81%, teniendo como justificación que la comunidad fronteriza Bolpebra no se desarrolla en el aspecto económico, cultural y social debido a que no cuenta con rutas de comunicación más allá de las fronteras.

### **1.5.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA**

Se justifica con la necesidad del transporte e intercambio de recursos con el vecino país, como ser:

Productos que podríamos exportar: Goma, maíz, castaña, yuca, madera para muebles, ganadería, etc.

Productos que podríamos importar: Café, arroz, aceite, etc. Entre otras cosas, los materiales de construcción son muy importantes, debido a que la mayoría que se utilizan en la región son de origen brasileño y peruano, pero tiene un costo elevado debido a su transporte, (agregados gruesos, cemento, acero, tuberías, etc.).

Teniendo acceso a la ruta interoceánica (Ruta desde Sao paulo (Brasil) hasta Cusco (Perú)) que atraviesa por la localidad de Iñapari, permitirá tener una vía de comunicación más fluida e incrementar las actividades económicas.

### **1.5.3. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA**

Este proyecto de grado se realizó el diseño de un puente con vigas postensadas, mediante cálculos de los estudios hidrológicos, hidráulicos y geotécnicos, se llegó a la conclusión que el puente tendrá una luz de cálculo de 45 metros, se diseñó con este material porque algunas

bibliografías nos recomiendan que para luces de 20 hasta 50 metros tiende a ser económico, para mayores luces es conveniente realizar un diseño con secciones diferente.

<b>Tipo Estructural</b>	<b>Material</b>	<b>Rango de tramo, m.</b>	<b>Maximo tramo en servicio, m.</b>
Losa	Concreto	0-12	
Vigas	Concreto	12-300	301, Stolmasundet, Norway, 1998
	Acero	30-300	300, Ponte Coste e Silva, Brazil, 1974
Reticulado	Acero	90-550	510, Minato, Japon, 1974
Arco	Concreto	90-420	420, Wanxian, China, 1997
	Acero	240-550	550, Lupu, China, 2003
Atirantado	Acero	90-1100	1088, Sutong, China, 2008
Colgante	Acero	300-2000	1991, Akashi-Kaikyo, Japon, 1998

Fuente:

1. Tabla 2.3 Design of Highway Bridges an LRFD Approach, R.M. Barker, 2007

### *Tabla 2 Longitudes de tramo para diferentes tipos de superestructura*

Para el diseño de éste proyecto, se analizó en la comunidad de Bolpebra debido a que en el Servicio Departamental de Camino se requiere un proyecto de esta magnitud para su ejecución en un futuro. Dando lugar a este proyecto de grado para plantear una opción de diseño de un puente vehicular.

Se plantea ubicar el puente sobre el arroyo Yaverijá, tres kilómetros aguas arriba desde donde desemboca al rio acre, en un lugar donde este menos propenso a ser afectado por las inundaciones y en un sector donde el arroyo tenga la sección más corta y evitando curvas aproximadas.

## **1.6. METODOLOGÍA**

### **Levantamiento topográfico**

- ) Se realizó el levantamiento topográfico y mediciones de secciones transversales al arroyo 100 metros a cada lado de donde se planteó el diseño del proyecto, para demostrarla ubicación exacta, en la sección más corta, evitando curvas aproximadas y para el cálculo hidráulico de crecidas máximas en la sección.
- ) También se realizó el levantamiento topográfico para diseñar el acceso, 1080 metros desde la comunidad hasta el lugar de proyecto, se realizaron zendas de 75 metros a cada lado para que el equipo de topografía tenga visibilidad para las mediciones.

### **Estudios de suelo en el lugar de emplazamiento.**

- ) Se realizó el ensayo de SPT - Norma ASTM - D3441, con el fin de obtener la capacidad portante del suelo.
- ) Análisis Granulométrico (AASHTO T88), necesario para obtener el tipo de suelo.
- ) Límites de Consistencia (Límites de Atterberg) (AASHTO T89, T90), para determinar la humedad del suelo.

#### **Estudio hidrológico.**

- ) Se realizó la delimitación de la cuenca obteniendo las curvas de nivel del programa Google Earth. Para determinar el área, perímetro, longitud del curso, y otros datos necesarios.
- ) Se rescató pluviometría existente de Iñapari, siendo escasa se trabajó con datos de la estación pluviométrica de Cobija.
- ) Determinación de caudales de diseño.

#### **Estudio hidráulico**

- ) Se comenzó utilizando métodos para los parámetros hidráulicos. (N° Manning, coeficientes, etc)
- ) Criterios de diseño (periodo de retorno recomendado)
- ) Perfil y sección típica
- ) Análisis hidráulico del tirante
- ) Análisis de socavación (por el método Lischtvan – Lebediev, son necesarios los datos de velocidad media y el tipo de material).

#### **Diseño y calculó la superestructura e infraestructura.**

- ) Se realizó el diseño y cálculo de vigas postensadas, tablero, aceras, bordillo, barandado y diafragmas basado con la norma AASHTO LRFD 2012, diseñado con la carga viva el camión tipo HL-93
- ) Se realizó el diseño y cálculo de la infraestructura basado con la norma AASHTO LRFD 2012.
- ) Elaboración de planos

#### **Estudios de impacto ambiental**

- ) Elaborar la ficha ambiental según la Ley de medio ambiente N°1333.

#### **Realizar el análisis de costos y presupuesto.**

- ) Cómputos métricos

- ) Análisis de precio unitario, obteniendo datos de los precios de materiales de la región
- ) Presupuesto general

## **1.7. EQUIPOS Y HERAMIENTAS UTILIZADAS.**

Para la elaboración del presente proyecto se utilizaron diferentes herramientas de acuerdo a lo siguiente:

### **Levantamiento topográfico.**

Equipo de estación total, RTK “(del inglés *Real Time Kinematic*) o navegación cinética satelital en tiempo real” y GPS, facilitado por el Servicio Departamental de Caminos “SEDCAM”.

### **Prueba de penetración estándar**

El equipo que se utilizó para realizar la prueba de penetración estándar fue facilitado por la Universidad Amazónica de Pando.

### **Límites de Atterberg**

#### **Limite liquido:**

Cuchara casa grande y balanza electrónica, Se utilizó el equipo de la UAP y de SEDCAM con diferentes muestras realizadas.

### **Granulometría**

Tamices de diferentes medidas fueron utilizados facilitados por la UAP y SEDCAM para la clasificación de diferentes muestras.

### **Tubo de pared delgada**

Tubo de pared delgada o tubo Shelby se utilizó para la extracción de muestras inalteradas de campo para realizar diferentes ensayos.

## **1.8. PROGRAMAS SOFTWARE QUE SE UTILIZARON**

- a. **Excel.** - Microsoft Excel es un programa, que trabaja como una simple hoja de calculo, puede ser usado como una gran hoja de datos, tiene una gran cantidad de funciones para diferentes sectores académicos.
- b. **Google Earth.** - es un programa informático que muestra un globo virtual que permite visualizar múltiple cartografía, con base en la fotografía satelital. Mediante este programa

se extrajo un área determinada para el estudio de la cuenca transportando al programa Global Mapper.

- c. **Global Mapper.** - Global Mapper es una potente y asequible aplicación que combina una gama completa de herramientas de tratamiento de datos espaciales, con acceso a una variedad sin precedentes de formatos de datos. Desarrollado tanto para profesionales SIG (sistemas de información geográfica, GIS en inglés) como para los que se inician. Con este software se crean curvas de nivel con datos provenientes de Google Earth y luego se transfieren al programa AutoCAD.
- d. **AutoCAD.** - El nombre AutoCAD surge como creación de la compañía Autodesk, AutoCAD es un software de diseño asistido por computadora utilizado para dibujo 2D y modelado 3D.
- e. **Hec-Ras.** - (desarrollado por el *Hydrologic Engineering Center* del *US Army Corps of Engineers*), es un programa de modelización hidráulica unidimensional para el análisis en ríos.  
  
Nos permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables.
- f. **SAP 2000, V16.** - SAP2000 es un programa comercial de cálculo de estructuras basado en el Método de los Elementos Finitos (MEF). El origen de su nombre viene de sus siglas en inglés de Structural Analysis Program (Programa de Análisis Estructural). Con este programa especializado se realizaron los cálculos de momentos flectores para la súper estructura.
- g. **Mathcad.** - es un software de computadora diseñado principalmente para la verificación, validación, documentación y re-uso de cálculos de ingeniería. Una hoja de cálculo similar al Excel, pero con diferente formato. Se utilizó para llevar a cabo el análisis estructural de la súper estructura.
- h. **AutoCad Civil 3D.** - es una herramienta específica para diseño gráfico de vías, carreteras, cálculo, perfiles y animaciones entre otras cosas. Se utilizó este software para el diseño de los accesos hasta el lugar de proyecto.
- i. **Quark 7.0.** – El software Quark 7.0, es una herramienta que el profesional utiliza para realizar costos y presupuesto en base a una base de datos que incluye precio de materiales, herramienta, mano de obra, el programa realiza el análisis de precio unitario para cada ítem, incluyendo con un presupuesto general de obra.

## CAPITULO 2

### 2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Pueden definirse las curvas de nivel como isopletas que, en un mapa, representan la línea de intersección de un determinado plano horizontal con la superficie del terreno, es decir, son curvas que unen puntos del terreno con la misma altitud, como se observa en la figura 2.1.

Las distancias a las que se sitúen los planos horizontales son las que determinan los intervalos verticales entre las curvas que pueden ser fijos (equidistancia, caso más usual) o variables. El nivel 0 corresponde al nivel del mar correspondiente a esta línea de nivel de cota 0 o línea de costa. Las altitudes de los otros planos suelen corresponder a cifras redondeadas y suelen representarse de una manera Jerárquica, dando lugar a curvas ordinarias, (cada 1 metro, por ejemplo) y curvas maestras, trazadas con un grosor destacadas sobre las demás (cada 5 metros) llevando indicado s valor.

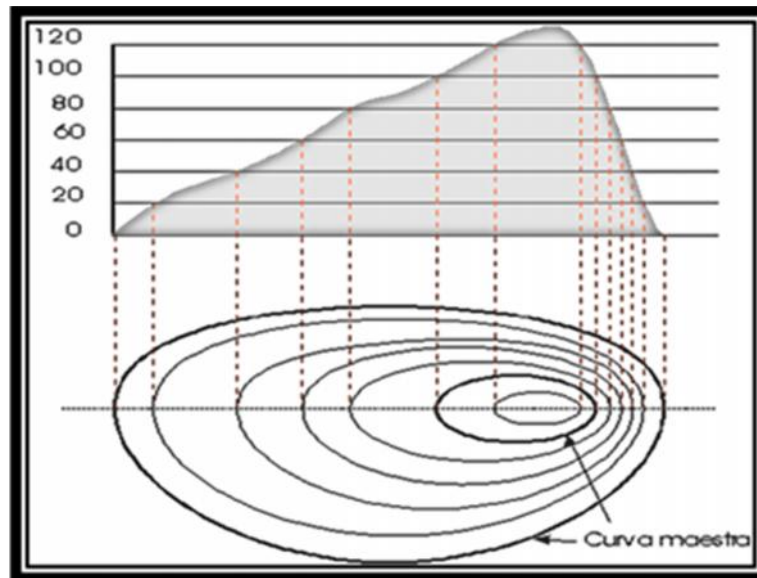


Figura 2.1. Curvas de nivel.

Fuente: *Monografía Topografía* (Arq. Migfred Rondón Astrid Astudillo)

Los trazados de curvas de nivel se realizan tradicionalmente por interpolación entre los puntos topográficos representado en un plano acotado. Hace tan solo unos años, era este un trabajo tedioso que solía realizarse de forma manual, en la actualidad gracias a los ordenadores y a la gran cantidad de programas existentes, es posible generar un plano topográfico con curvas de nivel a intervalos predefinidos en muy poco tiempo.

A pesar de esto, no debemos caer en el error generalizado de creer que el ordenador trabaja solo. Es necesario que controlemos exactamente lo que deseamos obtener y le subministremos

la información debidamente ordenada y verificada. En último término, siempre debe prevalecer en buen criterio del técnico sobre las soluciones, a veces disparatadas, que podemos llevar a obtener con una computadora.

## 2.1. EQUIPO Y MATERIALES

- a) Estación total LEICA
- b) Equipo RTK (del inglés *Real Time Kinematic*) o navegación cinética satelital en tiempo real
- c) Prisma
- d) Clavos
- e) Libreta de anotaciones

## 2.2. TRABAJO DE CAMPO

**Desmonte y limpieza.** - Inicialmente se realizó trabajo de limpieza que consiste en la extracción y retiro de la zona de obra de árboles, plantas, maleza, basura o cualquier otro material no deseable que se encuentre dentro de dicho terreno, contando con un equipo de 5 personas de la comunidad durante 4 días para que los instrumentos y equipos de topografía tengan facilidad de acceso y no sufran percances durante su jornada de estudio.

Se abrió camino de 920 metros desde la comunidad de Bolpebra hasta el lugar de estudio y se realizaron brechas transversales cada 30 metros con 75 metros a cada lado.

**Topografía.** - Finalizada la etapa de limpieza y desbroce, se comenzó con un reconocimiento del área de trabajo y una búsqueda de puntos estratégicos con un equipo de trabajo de 5 personas, 1 topógrafo, el chofer, dos alarifes y mi persona. Se tienen como datos las coordenadas del punto de partida que pertenece a la red geográfica IGM, Las coordenadas que se muestran en la tabla 2.1.

Punto	Coordenada X	Coordenada Y	Coordenada Z	Referencia
BOL P41016	X= 437770.342	Y= 8789788.624	Z= 251.335	Lado de Alcaldía
BP3	X=438946.109	Y= 8788826.217	Z= 252.498	Frente a Cancha de Fútbol
BP4	X= 438843.62	Y= 8788766.205	Z= 252.084	Lado de tinglado

Tabla 2.1. Puntos georreferenciales conocidos

Fuente: Elaboración propia.

Seguidamente se instaló un emisor del equipo RTK en el BM más cercano al punto de estudio BP3, el receptor hace sus mediciones desde el centro de su antena y nosotros usamos la altura de la antena para corregir la medida al punto que está debajo del instrumento. Esto quiere decir que la altura de la antena es una parte muy importante de nuestras mediciones.

El equipo RTK cuenta con un componente de:

- Antena base y antena móvil GPS con radios internos.
- Antena de triple banda conectada a batería
- Controladora inalámbrica para GPS.
- Tripié con plato nivelante y plomada óptica
- Bastón telescópico

Este equipo sofisticado funciona con señales satelitales en tiempo real y es representada mediante vectores tridimensionales, No necesita línea directa de vista entre los puntos de estudio, pero si necesita tener una línea directa de vista a un número suficiente de satélites para que el software pueda generar el vector.

El lugar de estudio tiene que estar despejado de árboles grandes para que el equipo pueda recibir señal satelital, lo que este caso solo se consiguió utilizar el equipo en el camino principal y en las orillas del arroyo, teniendo que utilizar el equipo de estación total para las brechas transversales.

Se instaló el equipo de la estación total en el vértice de partida BMs leyendo las primeras coordenadas hacia el punto auxiliar, posteriormente se traslada la estación total al punto auxiliar para verificar si la lectura de coordenada es la correcta, verificando que el error de lectura de la estación no sobrepase los 5mm que es la precisión del equipo topográfico, seguidamente se impone el 0°00'00" en el vértice BMs para luego empesar a realizar lectura en forma radial abarcando todo el terreno.

En el anexo B se muestra gráficamente el levantamiento topográfico realizado en el lugar de emplazamiento del proyecto.

En total se realizó el levantamiento topográfico en un área de 220.665.17 m<sup>2</sup>, desde la comunidad Bolpebra hasta el lugar del proyecto y la zona del arroyo como se muestra en la figura 2.2.

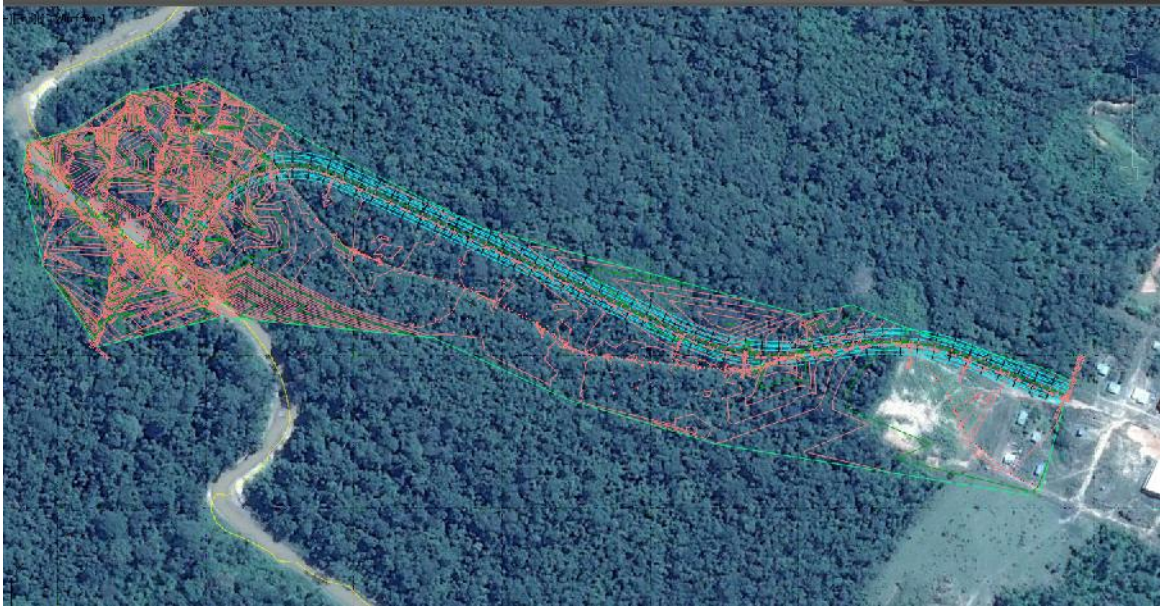


Figura 2.2. Área del levantamiento topográfico, los accesos hasta llegar al lugar de proyecto.

Fuente: Elaboración propia.

### 2.3. TRABAJO DE GABINETE

Toda la información de campo fue transmitida a la computadora de trabajo a través de los programas LEICA-SURVEI y MAGNET, para luego transportarlos a Excel como nube de puntos. Ésta información ha sido procesada por el módulo básico haciendo posible teniendo un archivo de radiaciones sin errores de cálculo, con su respectiva codificación de acuerdo a la ubicación de puntos, seguidamente para el procesamiento de datos se utiliza el software Autocad Civil 3D, donde se generó las curvas de nivel con los siguientes comandos;

Inicio – Superficie - Crear superficie.

Modificar – Superficie – Añadir datos – grupo de puntos – seleccionar y aceptar.

Los resultados de trabajo de gabinete se pueden observar en el anexo B

En resumen, el programa anteriormente mencionado realiza lo siguiente

- 1) Coloca los puntos según las coordenadas X-Y-Z
- 2) Realiza las triangulaciones entre punto
- 3) Interpola los triángulos según las alturas
- 4) Dibuja las curvas de nivel

En conclusión, el lugar donde se emplazará el proyecto es el óptimo, ya que la topográfica del lugar tiene mayor altura y es el más adecuado para evitar ser afectado de posibles inundaciones, este lugar tiene gran variación de niveles que oscilan entre 221 y 247 msnm. La cota inicial recomendable del estudio topográfico de los accesos, es entre 238 msnm. En adelante, para no producir demasiada pendiente en los accesos. Del levantamiento altimétrico del eje del puente, se establece una cota de rasante del proyecto de 240.40 m.s.n.m. con una pendiente longitudinal del 0.0 %.

## CAPITULO 3

### 3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### 3.1. HIDROLOGÍA

Se la define como una ciencia natural que estudia todas las fases del agua, desde su ocurrencia, circulación y distribución en toda la superficie terrestre, considerando sus propiedades químicas, físicas y su relación con el medio ambiente y con el ser humano. <sup>4</sup>

Para un análisis hidrológico en el lugar de emplazamiento del proyecto, es necesario recolectar diferentes datos y procesar para la determinación del caudal máximo y la crecida máxima probable.

Para el cálculo del caudal de diseño se optó por el método racional, siendo el método más próximo a la determinación de resultado casi reales, está asociado a determinada lluvia de diseño.

Este método es aconsejable aplicar en cuencas medianas o pequeñas, por limitaciones descartadas por algunos autores, como, por ejemplo:

- ) Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante) lo cual es sólo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta.
- ) El Método Racional también supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio, lo cual es parcialmente válido si la extensión de ésta es muy pequeña.
- ) Ignora los efectos de almacenamiento o retención temporal del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos (naturales y artificiales).

#### 3.2.LA CUENCA.

La cuenca hidrográfica se la define como el área del terreno, donde todas las aguas precipitadas escurren y drenan por corrientes formando cursos de agua.

Para la delimitación de la cuenca es necesario un plano o mapa en el cual está representado su relieve superficial con curvas de nivel, se debe analizar los puntos o líneas imaginarias en los cuales se evidencia desniveles opuestos de escurrimiento, estas líneas se las denominan líneas divisorias de cuencas.

---

<sup>4</sup> Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, Perú.



Figura 3.1. Ubicación de la cuenca Yaverijá.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.3.INFORMACION METEOROLÓGICA.

La información meteorológica utilizada, fue proporcionada por el SENAMHI y se basa en el Estudio de Lluvias Intensas (ver Anexo C).

En el cuadro 3.1 se resumen los principales parámetros, correspondientes a la cuenca hidrológica del sitio de implantación del puente sobre la Quebrada del arroyo Yaverijá:

Donde:

**A:** Área de la cuenca en km<sup>2</sup>.

**P:** perímetro de la cuenca en km.

**L:** Longitud del cauce principal en km.

**Hmáx:** Altitud máxima del curso de la cuenca hidrográfica en m.

**Hmín:** Altitud mínima del curso de la cuenca hidrográfica en m.

**Sc:** Pendiente de la cuenca en m/m.

Cuenca	A	P	L	Hmax	Hmin	Sc
Arroyo Yaverijá	786.862212	178.199	56.2282	375	225	0.00249

Tabla 3. 1. Parámetros Físicos Morfométricos

Fuente: Propia

#### 3.3.1. DATOS PLUVIOMÉTRICOS.

Las estaciones climatológicas dentro de la zona del proyecto, la estación más cercana es de Iñapari, sin embargo, esta estación climatológica se encuentra en funcionamiento constante desde el año 2014 y no cuenta con datos históricos, por ese motivo se optado por el método de

comparar los datos pluviométricos existentes con la siguiente estación más cercana a la zona. Entre las estaciones cercanas se encuentra de Assis Brasil, pero que lamentablemente los datos pluviométricos de esa estación no se lograron conseguir. La siguiente estación más cercana es la de Cobija, a solo 87 km de distancia, ésta estación cuenta con información Precipitación Mensual y Precipitación en 24 Horas con datos históricos desde el año 1943.

### **Procesamiento de Cálculo**

La forma más expedita para el cálculo de caudales de crecida constituye la evaluación probabilística de los eventos medidos de caudal en las cuencas consideradas, sin embargo, la falta de mediciones de caudal durante un período largo de observación limita el procedimiento anotado, por lo que se deben emplear métodos indirectos para la obtención de los caudales indicados. Los modelos de precipitación - escurrimiento son empleados para calcular caudales extremos para eventos de precipitación extraordinarios o tormentas. Es fundamental en el empleo del modelo, conocer las condiciones fisiográficas de las cuencas involucradas.

El conocimiento de las condiciones fisiográficas de la cuenca debe incorporar criterios de uso del suelo, tipo de vegetación, asentamientos humanos, etc. Series de Precipitaciones Máximas en 24 Hrs. Para el caso de la cuenca, se tiene como información de referencia más próximo los datos de precipitación de la estación meteorológica Cobija.

### **3.4.CURVAS DE NIVEL**

Para la delimitación y trazo de la cuenca, es necesario conocer la topografía del área, para ello se utilizó programas especializados de manera que se obtenga curvas de nivel y poder realizar el trazo correspondiente. Se siguen diferentes pasos para obtener las curvas de nivel.

- a. Se abre el programa Google Earth, especializado en imágenes satelitales del globo terrestre.
- b. Se traza una polilínea del área aproximada de la cuenca y se guarda en formato. kzl.
- c. Se abre el programa Global Mapper, se ejecuta la polilínea del área guardada de Google Earth y se coloca los datos georreferenciales requeridos por el programa.
- d. Se coloca el comando “análisis”, “generar contornos” y se sigue una secuencia de pasos hasta que se finaliza obteniendo las curvas de nivel a distancias dadas.
- e. Finalizando, se transportan el documento a AutoCAD, en el comando “archivo”, “exportar”, “vector” y se le introduce el formato deseado.

### 3.5.DELIMITACION DE LA CUENCA

Se delimitó la cuenca de forma manual en el programa AutoCAD, siguiendo una serie de pasos para una delimitación correcta, con los datos de topografía obtenido mediante imágenes satelitales.

### 3.6.LA CURVA HIPSOMÉTRICA.

Es una curva que indica el porcentaje de área de la cuenca o bien la superficie de la cuenca, en Km<sup>2</sup>, que existe por encima de una cota determinada.

**Curva A:** refleja una cuenca con gran potencial erosivo (fase de juventud).

**Curva B:** es una cuenca en equilibrio (fase de madurez).

**Curva C:** es una cuenca sedimentaria (fase de vejez).

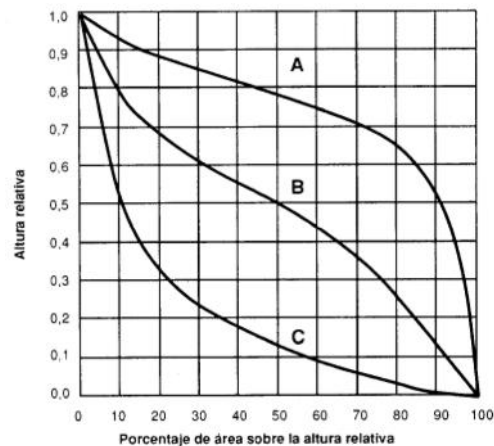


Figura 3.2. Curva Hipsométrica  
Fuente: Hidrología texto USMM.

#### **Relieve.**

Es un factor importante en el comportamiento de la cuenca, ya que cuanto mayores son los desniveles en la cuenca, mayor es la velocidad de circulación y menor el tiempo de concentración, lo que implica un aumento del caudal de punta.

#### **Histograma de frecuencias altimétricas.**

Es un histograma que indica el porcentaje de área comprendida entre dos alturas determinadas. Puede obtenerse calculando el área que existe entre las curvas de nivel de la cuenca.

#### **Alturas características.**

A partir de la curva hipsométrica pueden definirse varias alturas características; altura media, altura media ponderada, altura más frecuente y altura mediana.

La altitud media (Hm).

Una forma de cálculo es considerando;  $c_i$  cota media del área  $i$ , delimitada por dos curvas de nivel;  $a_i$  área  $i$  entre curvas de nivel; y  $A$  área total de la cuenca, la altitud es determinante de la temperatura y la precipitación.

$$H = \frac{\sum (c_i \cdot a_i)}{A}$$

### Índice o coeficiente de compacidad ( $k_c$ ).

El Índice de Compacidad ( $K_c$ ) o Índice de Gravelius (Gravelius, 1914, Horton, 1932, Jardí, 1985) establece la relación entre perímetro de la cuenca respecto a una circunferencia de misma área que la cuenca. Se expresa como:

Cuanto más irregular sea la cuenca, mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular tendrá un coeficiente de compacidad mínimo, igual a 1.

$$K_c = \frac{\text{Per.Cuenca}}{\text{Per.Círculo}} = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

### 3.7.METODO DE DISTRIBUCION DE GUMBEL

La distribución de Gumbel ha sido utilizada con buenos resultados para valores extremos independientes de variables meteorológicas y parece ajustarse bastante bien a los valores máximos de la precipitación en diferentes intervalos de tiempo y después de muchos años de uso parece también confirmarse su utilidad en los problemas prácticos de ingeniería de dimensionamiento de redes de drenaje y diversas obras hidráulicas. En el presente proyecto de grado, se ha empleado para el estudio de los períodos de retorno de las precipitaciones máximas registradas en 24 horas, así como para el cálculo de los periodos de retorno de los caudales del arroyo Yaverijá.

Los datos para implementar este método son: Precipitación máxima diaria de diferentes años, obtenido de los datos pluviométricos de la estación meteorológica.

Este método probabilístico es el más preciso según varios estudios realizado por expertos.

### 3.8. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

Existen muchas fórmulas propuestas para el cálculo del tiempo de concentración. Para el presente trabajo se aplicará la fórmula de Kirpisch, la cual fue desarrollada por el SCS en 1940 en base a cuencas rurales.

El tiempo de concentración se refiere al lapso que transcurre para que el agua de lluvia, transite desde el punto A al punto B.

Para el caso de escurrimiento superficial, se obtiene mediante la fórmula de Kirpich.<sup>3</sup>

$$t_c = 0.0663 \left[ \frac{L}{\sqrt{S_c}} \right]^{0.77}$$

Válida para  $t_c < 40$  horas, donde:

$t_c$ : Tiempo de concentración en horas.

$L$ : Longitud del cauce principal, definido como el de mayor recorrido, en kilómetros (km).

$S_c$ : Pendiente de la cuenca adimensional, e igual al cociente  $H/L$ .

$H$ : Diferencia de elevaciones entre el punto más remoto de la cuenca y su salida (medida sobre el cauce principal), en kilómetros (km).

### 3.9. PERIODO DE RETORNO.

En el Manual de Administradora Boliviana de Carretera (ABC) Hidrología y Drenaje recomienda que el diseño de cualquier puente nuevo de carretera se realice considerando períodos de retorno de 100 años; por lo tanto, el diseño definitivo del puente sobre el arroyo Yaverijá se debe efectuar para un período de recurrencia de 100 años.

### 3.10. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C.

Para la aplicación del Método Racional se requiere estimar un coeficiente de escorrentía que pueda reflejar el porcentaje de escurrimiento real para una lluvia dada. Este coeficiente es empírico y se puede aplicar de acuerdo a valores tabulados para diferentes coberturas de suelo, tal como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.2 Coeficiente de escurrimiento

Fuente: Carreteras estudio y proyecto de Jacobo Garciente.

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada 50%	Alta 20%	Media 5%	Suave 1%	Despreciable
Sin vegetación	Impermeable	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.7	0.66	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
Pastos	Impermeable	0.65	0.6	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.3	0.25	0.2	0.15

Tomando en consideración el tipo de terreno existente en la cuenca del proyecto, es aconsejable adoptar un coeficiente de escurrimiento de 0.50, debido fundamentalmente a que en gran parte de la zona existe cobertura vegetal, el tipo de clima y la pendiente de la cuenca.

### 3.11. ECUACIÓN DE LA INTENSIDAD

- a. Las relaciones o cocientes a la lluvia de 24 horas se emplean para duraciones de varias horas. D. F. Campos A. propone los siguientes cocientes:

Valores concluidos para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas Fuente: D. F. Campos A., 1978

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00

Estos datos serán obtenidos como un porcentaje de los resultados de la precipitación máxima probable para 24 horas, para cada período de retorno, diferentes porcentajes de este valor según los tiempos de duración de lluvia adoptados.

- b. Se multiplica la precipitación máxima adoptada por los coeficientes anteriores, para conocer la precipitación máxima probable para diferentes tiempo y periodos de retorno.
- c. Basándose de los resultados anteriores, y los tiempos de duración adoptados, calculamos la intensidad equivalente para cada caso, según:

$$I = \frac{P(m)}{t(hr)} =$$

Logrando obtener la representación gráfica de las curvas Intensidad - Duración – Frecuencia.

d. Finalmente, la ecuación de la intensidad se ajusta con coeficientes variables según la estación pluviométrica.

$$I = \frac{a * T^b}{t^c}$$

I = intensidad de precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Los coeficientes a, b y c son datos proporcionados del proyecto “Puente San Silvestre”, siendo datos calculado mediante procedimiento estadísticos respecto a la estación meteorológica, terreno de la zona, clima, etc.

### 3.12. CAUDALES DE DISEÑO.

Para el presente proyecto, se ha considerado la determinación de los caudales de diseño para diferentes períodos de retorno mediante el método de la Fórmula Racional. Método de la Fórmula Racional Básicamente en el método se formula que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia para un período de duración igual al tiempo de concentración, y al área de la cuenca. El tiempo de concentración representa el tiempo que demora una partícula de agua para trasladarse del punto más remoto de la cuenca hasta el punto de desagüe o control. Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo.

La Fórmula Racional tiene la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C I A}{3.6}$$

Q = Caudal pico en m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad en mm/h

A = Área de la cuenca en km<sup>2</sup>.

## CAPITULO 4

### 4. ESTUDIO HIDRÁULICO

La hidráulica es la rama de la física que estudia el comportamiento de los líquidos en función de sus propiedades específicas. Es decir, estudia las propiedades mecánicas de los líquidos dependiendo de las fuerzas a las que son sometidos. Todo esto depende de las fuerzas que se interponen con la masa y a las condiciones a las que esté sometido el fluido, relacionadas con la viscosidad de este.<sup>5</sup>

El diseño hidráulico de las secciones del eje del arroyo depende básicamente, de la magnitud del caudal y de las características morfológicas del curso de agua, como ser: la forma de las secciones transversales del río, perfil longitudinal, rugosidad del lecho, y otros factores de menor importancia.

La luz horizontal del puente se determina con el criterio, que la obstrucción causada por la presencia de esta estructura al paso de la corriente sea la mínima posible, de manera de no causar una alteración significativa en las condiciones hidráulicas naturales del flujo.

Una vez definida la geometría del puente se realiza una verificación de las condiciones hidráulicas del flujo a través de la estructura, ésta consiste en determinar el perfil hidráulico, velocidades del flujo, tirantes, etc.

#### 4.1.PARÁMETROS HIDRÁULICOS

Para determinar estos parámetros existen numerosas técnicas y métodos que se utilizan según la finalidad del proyecto y de la disponibilidad de datos existentes en la zona de estudio. Los parámetros hidráulicos empleados para la simulación del tránsito de creciente son:

#### 4.2.EL NÚMERO DE MANNING “N”

El número de Manning es el parámetro que Sr. Manning (y algunos otros, pero él es el que ha tenido más repercusión) consiguió definir e implementar en la hidráulica de canales para poder determinar la capacidad de transporte de una sección, y al que le puso como distintivo e identificativo la letra n.

---

<sup>5</sup> Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, Perú

Se denomina como el coeficiente de rugosidad, tiene cierta relación entre unas características físicas de cauces, márgenes y unos valores de coeficiente de Manning representativos.

### Coeficientes de Contracción y Expansión

Los coeficientes de contracción y expansión del flujo son los que utiliza el modelo para determinar las pérdidas de energía de transición de dos secciones adyacentes. Los coeficientes son valores tabulados en el Hydraulic Reference Manual.

Normalmente, para los puentes se usan como coeficientes 0'3 para la contracción y 0'5 para la expansión.

De la Tabla 4.1 se adopta un valor de Manning:

*Tabla 4.1. Numero de Manning*

*Fuente: POSADA M., Javier Eduardo. Determinación del Coeficiente de Rugosidad en Canales Naturales.*

Con los datos de la pendiente y los caudales de diseño obtenidos del capítulo anterior,

D-1 Corrientes menores : (ancho superficial nivel creciente < 100 pies)	Mínimo	Normal	Máximo
a.- Corrientes en planicies			
1.- Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2.- Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3.- Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4.- Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5.- Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
6.- Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7.- Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8.- Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150
b.- Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1.- Fondo : gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2.- Fondo : cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070

Cargamos la información al programa Hec-Ras.

### **4.3.MODELO HIDRÁULICO CON EL PROGRAMA ESPECIALIZADO HEC-RAS**

#### **5.0.1.**

Cuando estudiamos un tramo de un determinado río para conocer hasta donde llegaría el agua si el caudal alcanzara cierto valor, nos surgen preguntas como ¿qué altura alcanzará la lámina de agua? ¿se inundarán las zonas próximas? ¿en qué extensión?

Responder a estas preguntas no es una tarea fácil ya que debemos tener en cuenta diferentes factores como la forma del cauce, su pendiente o su naturaleza (tipo de material, presencia de vegetación, etc.). Pero si además existen obras en el cauce (puentes, canalizaciones...) o queremos saber qué pasaría si existieran, el problema se complica.

Hoy en día disponemos de diversos softwares específicos de modelización hidráulica que facilitan la entrada de datos y permiten visualizar gráficamente los resultados, incluso exportarlos en forma de tablas, lo que nos facilita su interpretación. Entre todo ellos, destaca sin duda el software HEC-RAS (desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers), es uno de los programas de referencia dentro de su campo.

HEC-RAS (Hydrological Engineering Center – River Analysis System) es un programa de modelización hidráulica unidimensional.

Nos permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables.<sup>6</sup>

Para el diseño y modelación de la crecida máxima en el arroyo Yaverijá en el programa Hec-Ras, se sigue un algoritmo de tal que se introduzcan todos los datos correctamente.

#### **a. Geometría del canal**

Inicialmente las curvas de nivel se encontraban en el programa AutoCAD Civil 3D, para transportar al Programa especializado Hec-Ras, se trazaron líneas perpendiculares al eje del arroyo cada 10 metros, se realizó desde una distancia 0 hasta una distancia 290, (El puente está ubicado a 205). Luego se seleccionaron las polilínea, el comando “añadir a partir de objeto”, “Línea de muestreo”, “salidas” y finalizando “Exportar HEC-RAS”. Los datos geométricos de la topografía se pueden visualizar en Hec-Ras en coordenadas x,y,z.

---

<sup>6</sup> Manual introductorio HEC-RAS.

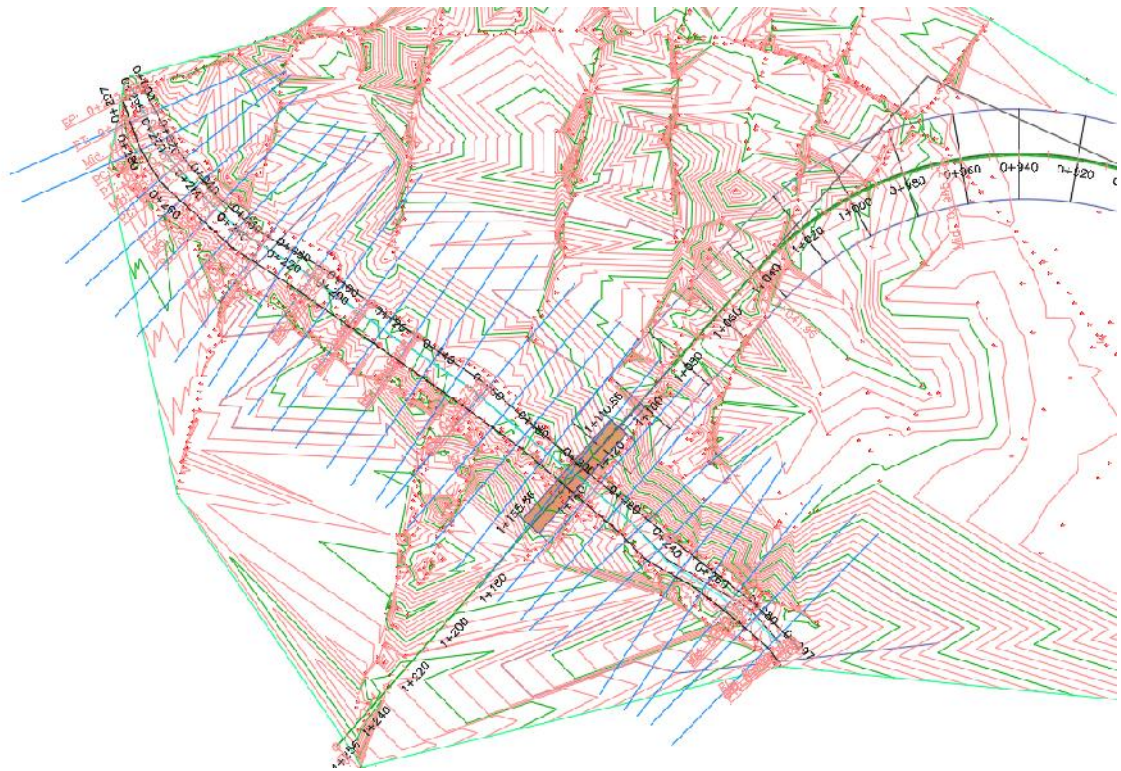


Figura 4.1. Líneas perpendiculares al flujo arroyo, programa Civil 3D.

Fuente: Elaboración propia.

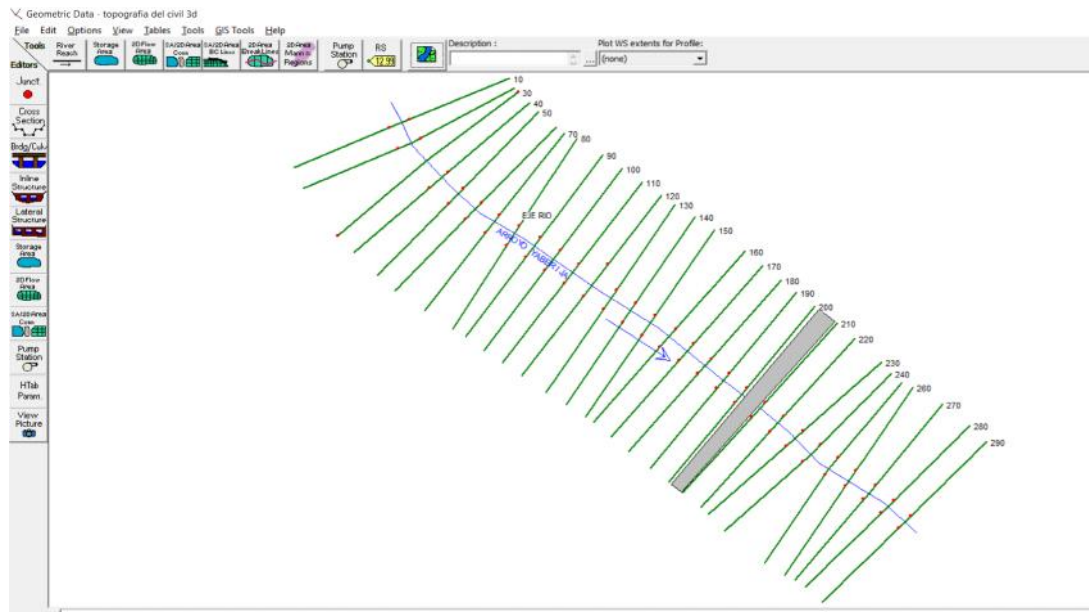


Figura 4.2. Líneas perpendiculares al flujo del arroyo en el software Hec-Ras importadas desde el programa Civil 3D, con sus coordenadas X, Y y Z.

Fuente: Elaboración propia

## b. Datos esenciales

En el programa se introdujo los datos y coeficientes necesarios para la modelación de la crecida máxima a diferentes periodos de retorno.

Se introduce el valor de la pendiente, dato conocido del estudio hidrológico.

Número de Manning. – Se adoptó un numero de Manning de 1.0 y se colocó el coeficiente en el programa para toda la sección del canal.

Se introducen los coeficientes de; 0,3 para la contracción y 0,5 para la expansión.

En la figura 4.3. se muestra los datos introducidos al software:

Puntos geométricos de la sección del canal (Cross Section Coordinates)

distancia hasta el siguiente corte transversal (Downstream Reach Lengths)

Número de Manning para la sección (Manning's n Values)

sección principal del arroyo (Main Channel Bank Stations)

Coefficiente de contracción y expansión (Cont/Exp Coefficient)

Velocidades y crecidas máximas a diferentes periodo de retornos.

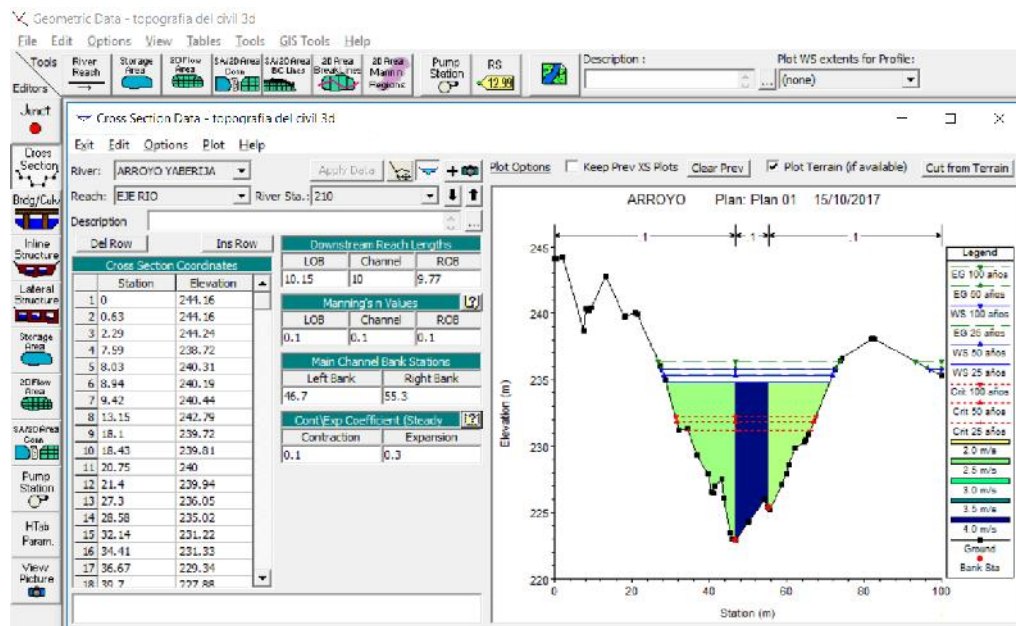


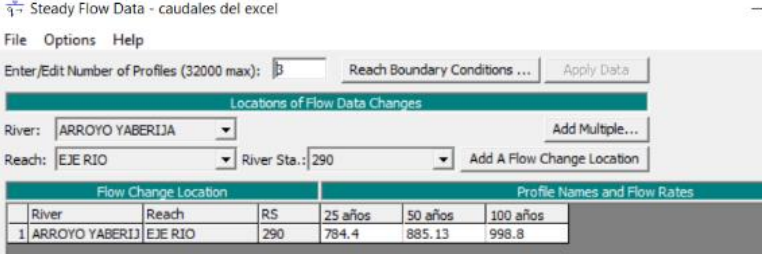
Figura 4.3. Sección transversal del arroyo y datos introducidos.

Fuente: Elaboración propia.

### c. Caudal de diseño

Se introduce el caudal para periodos de retorno de 25, 50 y 100 años obtenido en el cálculo hidrológico de la cuenca como se muestra en la figura 4.4.

Al finalizar, con todos los datos bien cargados en el programa especializado, se procede a la simulación, con el comando “Run”, y “Run múltiple plans”.



Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates		
River	Reach	RS	25 años	50 años	100 años
1 ARROYO YABERIJIA	EJE RIO	290	784.4	885.13	998.8

Figura 4.4. Caudales de diseño en el software especializado HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia.

Luz del puente: con los datos arriba obtenidos y considerando un periodo de retorno de 100 años, cual conduce a la recomendación de no estrechar la sección hidráulica de manera considerativa ni construir elementos estructurales en el cauce, por tanto, la Luz mínima del Puente está entre los 44,0 m hacia adelante.

El modelo del puente se ubicará en la progresiva 1+110.86 desde el acceso al puente hasta la progresiva 1+155.86, como se muestra en el anexo D, y en relación al arroyo estará ubicado en la progresiva 0+205, como se muestra en el anexo D.

### 4.4.SOCAVACIÓN.

Los procesos morfológicos en ríos se manifiestan de muchas maneras: ramificación del cauce, degradación del lecho, agradación del lecho, erosión de curvas, erosión local, etc.

El desarrollo y evolución de estos procesos depende de factores como: descarga líquida, transporte de sedimentos, pendiente del río, características geométricas de la sección, geología local, modificaciones artificiales en diversos tramos, entre otros. Estos factores son determinados por la morfología de la cuenca en primera instancia, refiriéndonos a su forma, geología y uso de suelo.

La ubicación de un puente es una modificación que perturba el equilibrio del río. Los pilares (si tuviera) de los puentes y los estribos cuando son ubicados en el cauce mismo causan alteraciones locales del flujo y estrechamientos del ancho del río que deben ser subsanadas en

la formulacion del diseño del puente en si, ademas tienen amplia relacion con las características de la cuenca aguas arriba. El problema más común encontrado en la falla de puentes es la degradación general del lecho y la socavación de cimentaciones, pilares y estribos; menos común, es la agradación del cauce debajo del puente

En nuestro caso específico, la cuenca del arroyo Yaverijá mantiene pendientes m/m entre 0.001 a 0.003 hasta el punto de emplazamiento del proyecto, además solo se han realizados estudios geológicos en la zona del proyecto, desconociendo las características físicas de la cuenca.

La socavación en los estribos se tiene que considerar en ambas orillas, pues la altura de avenida máxima alcanza en la estructura. En definitiva, se debe realizar un cálculo de socavación aproximado realizando estudios estadísticos con fórmulas empíricas de diferentes autores. Así pues, en base a las características del diseño, podemos afirmar que la socavación es un fenómeno controlable para la implementación de este puente.

En anexo D se realizaron el cálculo de socavación con diferentes autores:

El criterio de Lischtvan – Levediev

Método Hire

Método de Straub

Método de Laursen

Método de Laursen y Toch (1953, 1956)

	Estribo 1 (m)	Estribo 2 (m)
criterio de Lischtvan - Levediev	1.02	1.62
Método Hire.-	1.38	2.19
<i>Método de Straub.-</i>	1.04784869	1.665863473
<b>Método de Laursen y Toch (1953, 1956)</b>	1.019	1.62
Método de Laursen	1.14	
<b>ADOPTAMOS</b>	<b>1.30</b>	<b>2.00</b>

Tabla 4.2. Resumen de socavación

Fuente: Elaboración propia

## CAPITULO 5

## 5. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El presente estudio geotécnico, se realizó para el proyecto de grado “Diseño de Puente Vehicular Internacional Preesforzado Sobre el Arroyo Yaverijá (Bolpebra-Iñapari)”, requisito fundamental para realizar el cálculo de la fundación de la estructura, estos estudios contemplan pruebas de laboratorio y de campo que serían mencionado más adelante.

Los puntos de perforación realizados en campo, se encuentran en una ubicación próxima a un radio de 20 metros del lugar de fundaciones como se muestra en la figura 5.1.

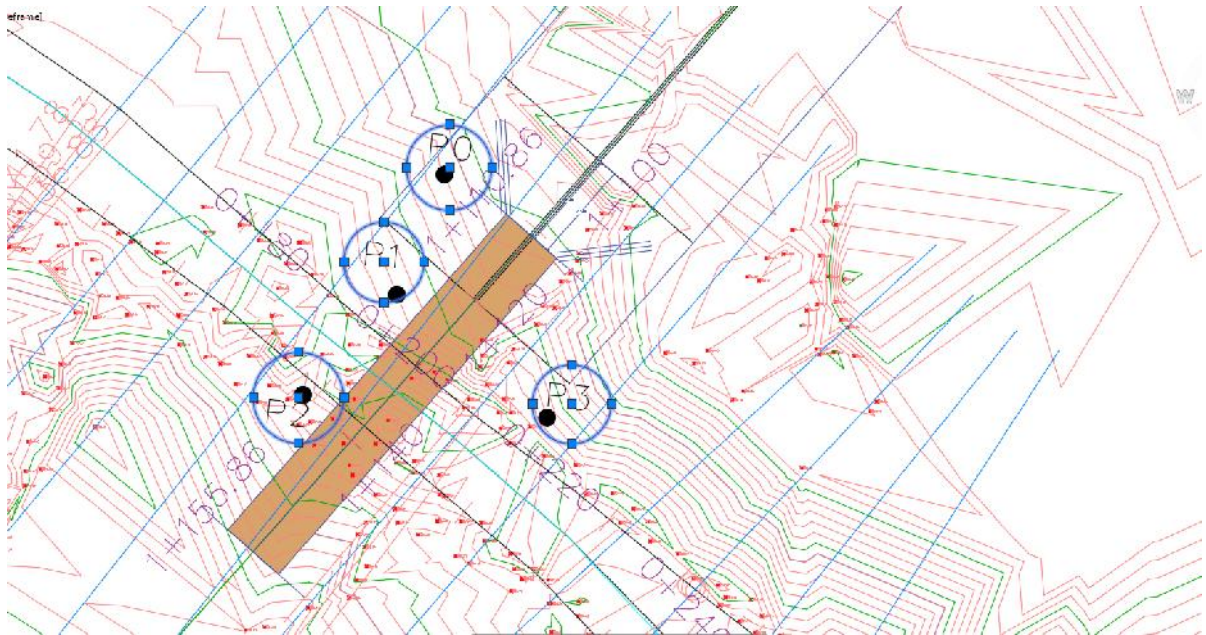


Figura 5.1. Ubicación de perforaciones realizadas en campo.

Fuente: Elaboración propia

La Universidad Amazónica de Pando, dentro de la carrera de ingeniería civil, cuenta con un laboratorio de suelo y equipo necesario para las pruebas, cabe recalcar que, a la fecha de la realización de los experimentos, el laboratorio contaba con los siguientes equipos:

- a) Equipo para desarrollar la prueba de penetración estándar SPT
- b) Tamices en los cuales se pueden realizar un análisis granulométrico mecánico.
- c) Cuchara de Casa grande
- d) Superficie de amasado (placa de vidrio)

Lamentablemente al momento de realizar las pruebas de campo del proyecto, el Laboratorio de Suelo del programa de Ingeniería Civil no contaba con el equipo necesario para determinar el peso específico (Picnómetro), por esta razón, las muestras extraídas serán determinado por una ecuación en función del límite líquido y tablas comparativas.

Por otra parte, el laboratorio de la UAP tampoco disponía el ensayo de corte directo en funcionamiento, para la determinación el ángulo de fricción interna del suelo, siendo éste un dato esencial para el cálculo de los pilotes para la fundación.

Se buscó la posibilidad de realizar el estudio en otro laboratorio para la determinación del ángulo de fricción interna del suelo, tomándose muestras no disturbadas con el tubo de pared delgada (tubo SHERBY) del pozo P1 a una profundidad de 8.49 metros sobre la cota de 230.16 msnm, para posteriormente realizar el estudio en el laboratorio de geotecnia “Labocast” ubicado en el Departamento de Santa Cruz de la Sierra. (Ver anexo E)

### 5.1.PRUEBAS DE CAMPO

Se realizó el ensayo de penetración estándar SPT, extracción de muestras con el equipo del tubo de pared delgada y con un perforador de pozos profundo manual en cuatro puntos de diferentes altitudes (como se muestra en la figura 5.2.) sobre la zona del proyecto de grado “Diseño de puente vehicular internacional pre-esforzado sobre el arroyo Yaverijá (Bolpebra-Iñapari)” ubicado al noreste de la comunidad de Bolpebra, a 920 metros hasta colindar con el arroyo Yaverijá, que divide el país de Bolivia con Perú.

Éstas pruebas de campo se realizaron con un equipo de 6 personas; El ingeniero laboratorista de la Universidad Amazónica de Pando, dos técnicos de laboratorio, 2 soldados contratados para apoyo y el elaborador del proyecto de grado, Para las pruebas de campo se realizaron 3 ingresos hasta la zona de proyecto:

Ingreso 1	punto 0	1 días	5 metros de Prof.
Ingreso 2	punto 1 y 2	4 días	9.2 y 5.5 metros de Prof.
Ingreso 3	punto 3	3 días	12.3 metros.

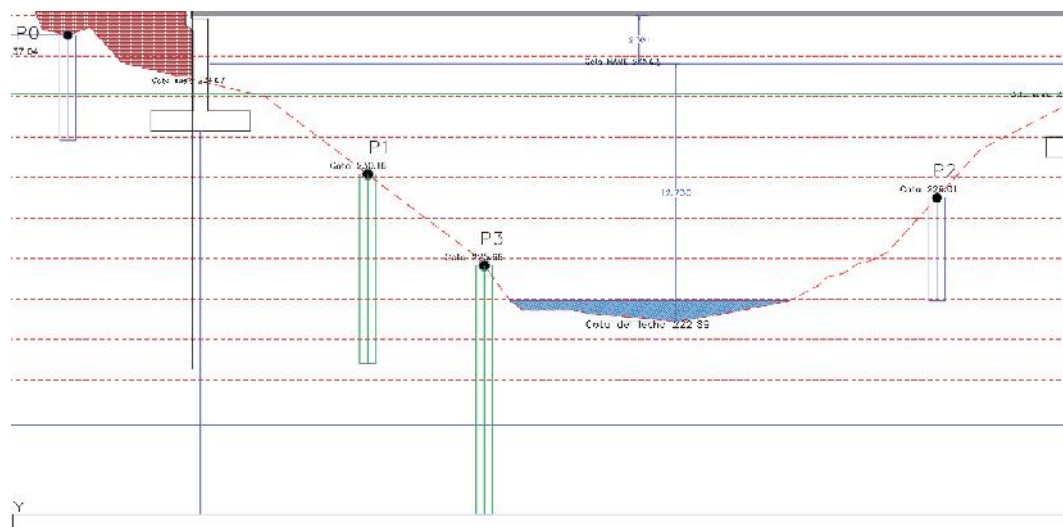


Figura 5.2. Puntos de perforación para estudios.

Fuente: Elaboración propia.

Esta fase de campo determina la ejecución de las siguientes actividades.

- a) Reconocimiento preliminar del terreno.
- b) Ensayo de penetración dinámica.
- c) Toma de muestras con diferentes métodos.

Estas actividades se muestran fotográficamente en el anexo E.

### Descripción del sondeo.

Se realizaron un total de 4 sondeos pozos exploratorios, que alcanzaron las profundidades de:

Posos	Cota inicial	Prof.1	Prof.2	Prof.3	Prof.4	Prof.5
0	237.04	2.9	5.21			
1	230.16	2.37	2.87	5.30	6.75	9.10
2	229.01	2.64	5.10			
3	5.40	6.90	8.85	10.60	12.30	

Tabla 5.1. Profundidades de los diferentes posos para extracción de muestras

Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.1. MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE MUESTRAS:

##### 5.1.1.1. EXTRACTOR Y PERFORADOR MANUAL

Este método realiza la extracción de muestra alterada del suelo con perforador y extractor manual, es un mecanismo de 3" de diámetro, 40 cm de largo y en la punta cuenta con 2 cuchillas de perforación. Se puede alcanzar grandes profundidades con utilización de varillas de extensión, La profundidad máxima de perforación depende en gran medida de varios factores tales como: profundidad de las aguas subterráneas, el perfil del suelo, las características del material que la barrena tiene que atravesar, etc.

Éste tipo de extractor de muestras es similar al muestreo de suelo mediante barrenas con bastado hueco (AAHSTO T251).

### 5.1.1.2. MÉTODO DE PENETRACIÓN NORMAL Y MUESTREO CON TUBO PARTIDO DE LOS SUELOS SEGÚN (ASTM\_D1586 – AASHTO T206)

Este método describe el procedimiento generalmente conocido como ensayo de penetración estándar SPT, para penetrar un muestreador de tubo partido con el fin de obtener muestra representativa del suelo, a la penetración del muestreador.

Principio del ensayo: El ensayo SPT se realiza en el interior de sondeos durante la perforación, consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro de un estrato de suelo, una toma muestras (cuchara partida hueca y cilíndrica) de 30 cm de largo, diámetro exterior de 51mm e interior 35mm, que permite realizar tomas de muestra naturalmente alterada en su interior, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El peso de la masa esta normalizado, así como la altura de caída libre, siendo éstos respectivamente 63.5 kg y 76.2 cm.

### 5.1.1.3. OBTENCIÓN DE MUESTRAS PARA PROBETAS DE ENSAYO MEDIANTE TUBOS DE PARED DELGADA SEGÚN (ASTM D1587- AASHTO T207-03)

Este método establece la forma de obtención de muestras relativamente inalterada del suelo para probetas de ensayo, en el cual se emplea un tubo metálico de pared delgada.

## 5.2. PRUEBAS DE LABORATORIO

Los ensayos se ejecutaron sobre las muestras previamente obtenidas en el terreno, los puntos 0, 1, 2 y 3 respectivamente, se procedieron de acuerdo a los estándares de la Sociedad Americana para ensayos de materiales (ASTM) y la norma (AASHTO).

A partir de las muestras extraídas se realizaron los diferentes ensayos de laboratorio cuya relación nominal es la siguiente.

<b>Preparación de las muestras</b>	
Procedimiento para la preparación de muestras de suelo y por cuarteo según	AASHTO T248
Preparación en seco de muestras de suelo para análisis granulométrico y determinación de las constantes físicas	ASTM D421 – ASTM D2217 – AASHTO T87
<b>Ensayos de caracterización de los suelos</b>	

Determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad)	ASTM D2216
Análisis granulométrico por tamizado según	ASTM D422 – AASHTO T88
Determinación del límite líquido de los suelos según	ASTM D4318 –AASHTO T89
Determinación del límite plástico e índice de plasticidad	ASTM D4318 – AASHTO T90
Determinación de la resistencia al corte método de corte directo	ASTM D 3080 – AASHTO T236

*Tabla 5.2. Ensayos característicos de los suelos*

*Fuente: Elaboración propia*

### **ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS:**

#### **5.2.1. DETERMINACIÓN EN EL LABORATORIO DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DE SUELOS SEGÚN (ASTM D2216).**

razón entre el peso del agua y el peso del suelo seco de la muestra. Se determinó el contenido de humedad mediante el secado en horno de las muestras obtenidas en campo de los respectivos puntos, con los equipos de la Universidad Amazónica de Pando (UAP) y el Servicio Departamental de Caminos (SEDCAM).

**5.2.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO SEGÚN (ASTM D422 – AASHTO T88).** Se determinó la granulometría con tamices esenciales recomendado por la norma, para poder realizar la clasificación de suelos por diferentes métodos, se utilizó los equipos de la (UAP) y de (SEDCAM).

#### **5.2.3. DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE LOS SUELOS SEGÚN (ASTM D4318 – AASHTO T89).**

Contenido de humedad del suelo en el límite entre estado semi-líquido y plástico, se determinó el límite líquido de Atterberg, utilizando el equipo de casa grande en los laboratorios de la (UAP) y de (SEDCAM).

#### **5.2.4. DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO EL ÍNDICE DE PLASTICIDAD SEGÚN (ASTM D4318 – AASHTO T90).**

Contenido de humedad del suelo en el límite entre los estados semi-sólido y plástico. Se determinó el límite plástico de Atterberg, utilizando los laboratorios de la (UAP) y de (SEDCAM).

#### 5.2.5.DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE MÉTODO DE CORTE DIRECTO SEGÚN (ASTM D 3080 – 98 AASHTO T 236 – 03).

Se determinó el Angulo de fricción interna y la cohesión del suelo, éste ensayo se realizó en el laboratorio de suelo LaboCast, ubicado en Santa cruz de la cierra.

#### 5.2.6.CLASIFICACIÓN DE SUELO POR EL MÉTODO AASHTO Y SUCS.

Se realizó la clasificación por ambos métodos, pero para efecto de cálculo se adoptó el Sistema Unificado para estructura.

Los trabajos de laboratorio se realizaron en diferentes instituciones según la disposición:

Las muestras del sondeo P0, P1 y P2 se realizaron en el laboratorio geotécnico del Servicio Departamental de Caminos (SEDCAM).

La muestra del sondeo P3 se realizó en el laboratorio de suelo de la carrera de ingeniería civil se encuentra ubicado en el Campus Universitario de la UAP en el bloque del área de ciencias y tecnología ACyT.

La muestra obtenida con el equipo del tubo de pared delgada (tubo Shelby) se realizó en el laboratorio de suelo LABOCAST, ubicado en el departamento de Santa Cruz De La Sierra calle Combatiente Riosíño N°3300.

### **5.3.TRABAJOS DE GABINETE**

Concluido los trabajos de campo y laboratorio, se procede a el análisis de información, resultados e interpretación de los datos obtenidos en los ensayos.

Se efectúa la clasificación de suelos plasmado en el presente trabajo atravez de informes y tablas que se muestran detallado en anexo E.

La clasificación de suelos se la determino mediante los dos métodos más comunes, El sistema Unificado y la clasificación de AASHTO.

#### **Diferencia entre clasificación sistema AASHTO y Unificado S.U.C.S.**

La principal diferencia en los dos sistemas de clasificación es el uso que tiene cada uno de ellos, ya que el sistema AASHTO es esencialmente para la construcción de carreteras mientras que el Unificado no presenta restricciones de ningún tipo y su uso es más general.

Ambos sistemas de clasificación están basados en los mismos ensayos de laboratorio, como la distribución de tamaño de partículas, el límite líquido y plástico, con la diferencia de que cada sistema adopta distintos valores como límites entre los tipos de suelos. Por ejemplo, el sistema AASHTO considera como suelo fino si más del 35% del total de la muestra de suelo pasa por

el tamiz N° 200, mientras que el sistema Unificado lo hace si más del 50% de la muestra de suelo pasa por el mismo tamiz.

En el sistema AASHTO el tamiz N° 10 es el que separa la grava de la arena mientras que en el unificado es el tamiz N° 4.

En el sistema Unificado los suelos gravosos de los arenosos están muy claramente separados, mientras que en el sistema AASHTO no lo están. El grupo A-2 en particular contiene una amplia variedad de suelos gravosos y arenosos. En el sistema Unificado los símbolos GW, SM, CH y otros son usados para una mejor descripción de las propiedades de los suelos, mientras que los símbolos de grupo A del sistema AASHTO no son tan descriptivos en este aspecto.

### Capacidad portante del suelo, ensayo de penetración estándar.

La capacidad portante es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él sin que sufran fallos por cortante o asentamiento, para determinar la capacidad portante ultima del terreno se realizó el ensayo de Prueba de Penetración Estándar, que consiste en contar el número de golpes necesarios para incar la cuchara cilíndrica y hueca en tres secciones de 15 centímetros ayudado de un martillo de 140 lbs de peso.

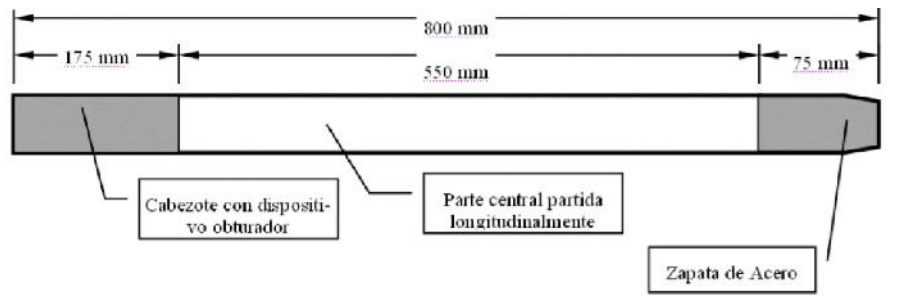


Figura 5.3. Tubo partido a su posible dimensión.

Fuente: Ensayo de penetración estándar, departamento de geotecnia 2006.

Debe tenerse en cuenta lo siguiente:

El ensayo es aplicable solo a suelos arenosos.

El ensayo es aplicable solo a suelos arenosos. Si en un manto de arena existen bajos contenido grava, tan solo una de ellas puede invalidar el ensayo.

En arenas muy finas situadas bajo el nivel freático el valor de "N" debe corregirse pues resultaría mayor que el dado por una arena seca, debido a la baja permeabilidad de ésta, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto.

Los ensayos en laboratorio y la clasificación de las muestras, determinaron que los suelos de la zona son arcilla limosa, por lo que el ensayo de penetración estándar no es aplicable. La

organización ISO (Organización internacional para la estandarización), determina la capacidad portante para suelos finos mediante la ecuación:

$$q_{ai} [K /m^2] = 2,57c \times \left(1 + \frac{0,195B}{L}\right) \times \left(1 + 0,4 \frac{D_f}{B}\right)$$

$D_f$  = Profundidad de la cimentación. (m)

$B$  = Longitud del lado más corto de la losa de fundación. (m)

$L$  = Longitud del lado más largo de la losa de fundación. (m)

$c$  = Cohesión del suelo (Ver en Anexo E). (Kn/m<sup>2</sup>)

### **Peso específico**

Debido a que las muestras obtenidas de campo fueron alteradas, no se pudo determinar el peso específico; En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico más próximo en función del límite líquido.

$$(0.94+0.15*LL)*16.0184$$

### **Angulo de fricción interna**

Para determinar el ángulo de fricción interna de las muestras alteradas, asumimos valores según el tipo de suelo dado en la tabla 5.3.

Material	Compacidad	D <sub>r</sub> (%) (1)	N (2)	Densidad seca (gr/cm <sup>3</sup> )	Índice de poros (e)	Ángulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75	90	2.21	0.22	40
	Medianamente densa	50	55	2.08	0.28	36
	Suelta	25	<28	1.97	0.36	32
GP: Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75	70	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	50	50	1.92	0.39	35
	Suelta	25	<20	1.83	0.47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con grava	Densa	75	65	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	50	35	1.79	0.49	34
	Suelta	25	<15	1.70	0.57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava	Densa	75	50	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	50	30	1.67	0.60	33
	Suelta	25	<10	1.59	0.65	29
SM: Arenas limosas	Densa	75	45	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	50	25	1.55	0.74	32
	Suelta	25	<8	1.49	0.80	29
ML: Limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1.49	0.80	33
	Medianamente densa	50	20	1.41	0.90	31
	Suelta	25	<4	1.35	1.00	27
CL: Arcillas baja plasticidad			30-2 (3)	2,15-1,5 (4)		28-25
MH: Limos alta plasticidad			30-2 (3)	2,15-1,5 (4)		25-22
CH: Arcillas alta plasticidad			30-2 (3)	2,15-1,5 (4)		20-17

Tabla 5.3. Propiedades físicas comunes de suelos.

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado, Teodoro E.Harmsen

#### 5.4.RESULTADOS OBTENIDOS

En conclusión, el espacio donde está ubicado el proyecto “**Diseño de Puente Vehicular Internacional Preesforzado sobre el Arroyo Yaverijá (Bolpebra-Iñapari)**” que se encuentra al noreste de la comunidad de Bolpebra siendo la frontera con el país del Perú, cuenta con gran cantidad material limo arcilloso, recomendado para realizar cimentaciones profundas.

Con observaciones realizadas in-situ, pozo exploratorio, las muestras obtenidas y analizadas en el laboratorio de mecánica de suelo de la Universidad Amazónica de Pando, se puede indicar lo siguiente.

- a) Los contenidos de humedad de las muestras oscilan entre “23 a 30%” y según la altura de la muestra, es directamente proporcional a la profundidad de la muestra.
- b) En el pozo P0 no se encontró el nivel freático, en el pozo P1 el nivel freático se encontró a una profundidad de 3 metros y en los pozos P2 y P3 el nivel freático se encontraba a

menos de 2 metros debido a que los pozos exploratorios se realizaron a un nivel cerca del lecho del arroyo.

- c) El tipo de fundación recomendada según el tipo de suelo son pilotes o losas de fundación.
- d) Se trata de un suelo conformado por limo mal graduado con arcilla, los porcentajes que pasan la malla #200 en las muestras realizadas sobrepasan el 90% del siendo un suelo cohesivo.
- e) El índice de plasticidad IP oscilan entre 13 a 22%, excepto la muestra P1 M4 que es un suelo no plástico, por lo tanto, se trata de un suelo con Arena limosa.
- f) Los resultados obtenidos se plasman en tablas que se muestran en el anexo E.

## CAPITULO 6

### 6. CALCULO ESTRUCTURAL DE LA SUPER-ESTRUCTURA

#### 6.1 Condiciones de diseño

##### 6.1.1. NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA

###### ESPECIFICACIONES AASTHO-LRFD

El diseño y evaluación de puentes, engloba un estudio completo de agentes que intervienen para la consolidación de tres objetivos principales: seguridad, servicio y durabilidad. Para tal efecto se deben considerar los estados límites especificados y determinados para cada tipo de proyecto, debido a que las condiciones geológicas, hidrológicas, topográficas, climáticas, de viento y sismo, están establecidas de forma variable para cada caso específico de emplazamiento.

De este modo, en el presente proyecto de grado se utilizan las Especificaciones AASHTO- LRFD, que emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y resistencia, la misma que incorpora factores adicionales que dependen de la operatividad y de la importancia del proyecto a diseñar.

Luz	$L := 45$ m	m	
Ancho de calzada	$W_c := 7.2$ m	m	Dos carriles, el ancho mínimo de calzada es de 3.5 según la ABC tb:3.1-1
Separación de vigas	$S := 1.8$ m	m	$1.1 \leq S \leq 4.9$ Norma AASHTO (distribución de sobrecarga para carril de carga exterior) tb:2.6.2.2.2b-1
ancho de vuelo	$d_e := 0.9$ m	m	

**SOBRECARGAS (LL Y PL).**- La carga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, es designada como HL-93.

**CAMIÓN DE DISEÑO:** Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño, consiste de tres ejes de 35000N, 145000 N, 145000 N respectivamente. La separación de las ruedas entre 1 y 2 será de 4300mm y la separación entre ejes 2 y 3 será entre 4300 a 9000 mm.

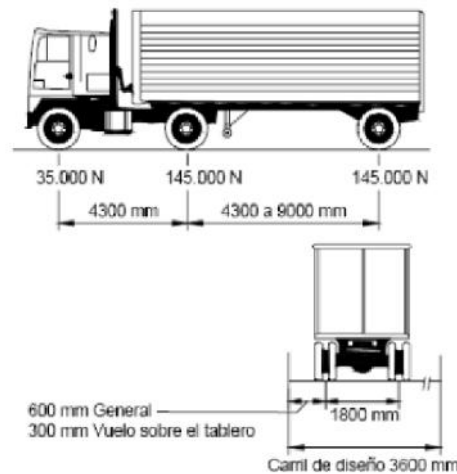


Figura 6.1. Características del Camión de diseño  
Fuente: Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes "AASHTO"

**TREN DE CARGAS.**- El tren de cargas de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm.

### CARGA DEL CARRIL DE DISEÑO

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supone uniformemente distribuida en un ancho de una vía de diseño (3000 mm).

### CARGA PARA EL VOLADIZO DEL TABLERO

Para el diseño de voladizos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una protección lateral de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede remplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

- Posición de Máxima Excentricidad Normal de la carga de rueda, a 0,30 m hacia el interior de la calzada desde la cara del bordillo, para el diseño del voladizo de la sección transversal del puente

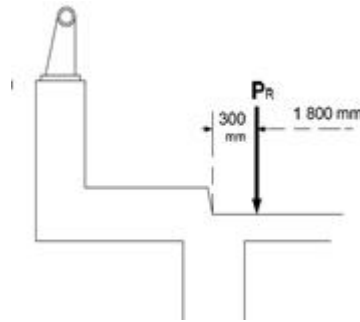


Figura 6.2. Posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda  
Fuente: Norma AAHSTO

Calculo de numero de vigas:

Obtenemos el numero de vigas con la siguiente expresion:

$$W_c = (n_i - 1) \cdot S + 2 \cdot de$$

Despejamos n= numero de vigas

$$n_i := \frac{[W_c + S - (2 \cdot de)]}{S} = 4.0000 \quad n := 4$$

Predimensionamiento

Acera Espesor	$A_h := 0.15$	m	Bordillo Altura	$B_h := 0.47$	m
Acera Ancho	$A_b := 0.55$	m	Capa de Rodadura espesor	$C_r := 0.02$	m
Bordillo Base	$B_b := 0.2$	m	Barandado Area	$B_{area} := 50900$	mm <sup>2</sup>

## 6.2. Materiales

Peso Hormigon  $\gamma_H := 0.000024$  N/mm<sup>3</sup>  $\gamma_{H1} := \gamma_H \cdot 1000000 = 24.0000$  Kn/m<sup>3</sup>

Resistencia caracteristica viga  $f'_{cv} := 40$  N/mm<sup>2</sup>

Resistencia caracteristica losa  $f'_{cl} := 28$  N/mm<sup>2</sup>

### 6.2.1 Acero de pretensado

Acero de pretensado. - Los cables de siete alambres no recubiertos, de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales.

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la siguiente tabla:

MATERIAL	GRADO O TIPO	DIÁMETRO (mm)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN fpu (MPa)	TENSIÓN DE FLUENCIA fpy (MPa)
Cables	1725 MPa (Gra60do 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de fpv excepto 90% de fpu para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1. Lisas	19 a 35	1035	85% de fpv
	Tipo2. Conformadas	16 a 35	1035	80% de fpv

Tabla 6.1. Propiedades de los cables y barras de pretensado  
Fuente: Norma AASHTO 2012.

Modulo de elasticidad. - En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

Para cables:  $E_p = 197.000$  MPa,  
 Para  $D_a := 12.7$   $E_p = 2$  mm000 MPa  
 Numero de alambre  $N_a := 7$   
 Area del toron  $A_{tn} := 98.7$  mm<sup>2</sup>  
 Resistencia a traccion del acero  $f_s := 1860$  N/mm<sup>2</sup>  $f_{pu} := f_s = 1860.0000$   
 Modulo de elasticidad  $E_s := 197000$   
 Diametro de la vaina, exterior vaina  $\Phi_{v,ext} := 7$  cm

Coefficientes

1 para la losa  $\beta_{1l} := 0.85 - \left( \frac{f'_{cl} - 28}{7} \right) \cdot 0.05 = 0.8500$

1 para la viga  $\beta_{1v} := 0.85 - \left[ \frac{(f'_{cv} - 28)}{7} \right] \cdot 0.05 = 0.7643$

Factores de resistencia  $A_{5.5.4.2}$

para pretensado  $\Phi_{pr} := 1$  Para flexión y tracción del hormigón

para corte  $\Phi_{crt} := 0.9$  Para corte y torsión de hormigon densidad normal:

6.2.2 Acero de refuerzo

Lim de fluencia  $f_y := 500$  Mpa = N/mm<sup>2</sup>

Mod de elasticidad  $E_s := 200000$  Mpa

6.3. Seccion transversal viga

Vigas simplemente apoyadas

$h = \frac{L}{20}$  a  $\frac{L}{25}$

$\frac{L}{20} = 2.2500$

$\frac{L}{25} = 1.8000$

La fuerza de presforzado externa es generalmente aplicada por el alargamiento de tendones: cables (strands), alambres o varillas de acero, contra la sección de concreto, la cual se comprime. Los puentes de vigas pre-tensadas o pos-tensadas requieren peraltes menores, siendo entonces menos pesados, logrando mayores luces.

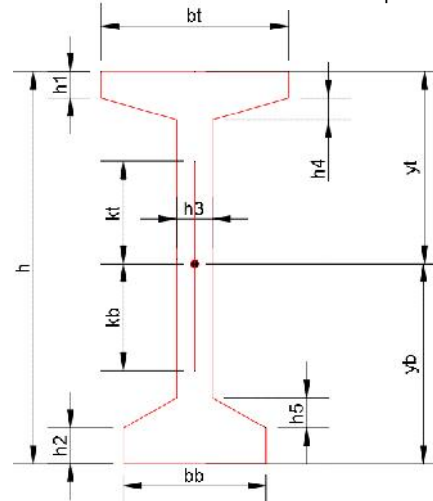


Figura 6.3. Seccion de la viga  
Fuente: Elaboracion Propia

Area	$A := 0.7901$	m <sup>2</sup>	Altura de la viga	$h := 2.2$	m
Distancia Fibra Inferior	$y_b := 1.12$	m	Ancho Patin superior	$b_t := 1.05$	m
Distancia fibra superior	$y_t := 1.08$	m	Ancho Patin Inferior	$b_b := 0.8$	m
Inercia	$I := 0.5109$	m <sup>4</sup>	Espesor Patin superior	$h_1 := 0.15$	m
Radio de giro	$R_x := 0.70071$	m	Espesor Patin Inferior	$h_2 := 0.2$	m
			Espesor alma	$h_3 := 0.2$	m
Fibra superior nucleo central	$K_t := \frac{I}{A y_b} = 0.5773$	m	Rebaje superior	$h_4 := 0.12$	m
			Rebaje inferior	$h_5 := 0.17$	m
Fibra inferior nucleo central	$K_b := \frac{I}{A y_t} = 0.5987$	m	Randimiento	$\rho := \frac{(K_t + K_b)}{h} = 0.5346$	
			Si es mayor a 0.5 es viga liviana		
Modulo resistente fibra superior	$W_t := \frac{I}{y_t} = 0.4731$	m <sup>3</sup>	Diametro del agregado	$d_a := 0.75$	pulg
Modulo resistente fibra inferior	$W_b := \frac{I}{y_b} = 0.4562$	m <sup>3</sup>	Separacion entre bordes de vaina 1.5 del agregado	$d_1 := d_a \cdot 2.54 \cdot 1.5 = 2.8575$	cm
Recubrimiento	$r := 5$	cm			

#### 6.4. Espesores minimos de la viga (5.14.1.2.2)

Las máximas dimensiones y peso de los elementos prefabricados en una fábrica externa a la obra deberán satisfacer las limitaciones locales para el transporte carretero de cargas. En ninguna parte de una viga de hormigón prefabricada el espesor deberá ser menor que:

Patin inferior	$P_s := 125$	mm
Patin superior	$P_i := 50$	mm
Alma no postensada	$b'_{np} := 125$	mm
Alma postensada	$b' := 165$	mm

#### 6.5. Espesor del tablero

El espesor minimos para losas de tablero de H° es de 175 mm (Art.9.7.1.1), la profundidad minima utilizadas tradicionalmente para losas son basados en la longitud del tramo S para el control de deflexiones (tb. 2.5.2.6.3-1)

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 L $\geq 165 \text{ mm}$	0,027 L $\geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Tabla 6.2. Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

Fuente: Norma Aashto.

$$t_1 := 175 \quad \text{mm}$$

$$t_2 := \frac{[(S \cdot 1000) + 3000]}{30} = 160.0000 \quad \text{mm}$$

el espesor mínimo es de mm, por lo tanto uniformizamos a 200 mm

$$\text{Asuminos} \quad t_s := 180 \quad \text{mm}$$

## 6.6. Profundidad mínima

$$\text{Altura mínima inc/tablero} \quad h_{\min} := 0.045 \cdot (L - 1000) = 2025.0000 \quad \text{mm} \quad (\text{tb. 2.5.2.6.3-1})$$

$$\text{Profundidad} \quad \text{Prof} := h \cdot 1000 + t_s = 2380.0000 \quad \text{mm}$$

Verificación Si la profundidad es mayor que la altura mínima OK. Prof  $h_{\min}$

## 6.7. Ancho de la ala efectivo (A 4.6.2.6)

$$\text{Longitud efectiva} \quad L_{\text{ef}} := L \cdot 1000 = 45000.0000 \quad \text{mm}$$

### 6.7.1 Vigas interiores

$$\text{Verificación 1} \quad \text{Verf1}_{v_i} := \frac{L_{\text{ef}}}{4} = 11250.0000 \quad \text{mm}$$

$$\text{Verificación 2} \quad \text{Verf2}_{v_i} := 12 \cdot t_s + 0.5 \cdot b_t \cdot 1000 = 2685.0000 \quad \text{mm}$$

$$\text{Verificación 3} \quad \text{Verf3}_{v_i} := S \cdot 1000 = 1800.0000 \quad \text{mm}$$

Ancho de ala efectivo  
vigas interiores (tomamos  
el menor)

$$b_i := \text{Verf3}_{vi} = 1800.0000 \quad \text{mm}$$

## 6.7.2 Vigas exteriores

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar previo fraccion de carga

La fraccion de carga es el momento flector por carga viva para cada seccion de la viga y debe ser determinado aplicando la fraccion de carga al efecto provocado por una fila de ruedas.

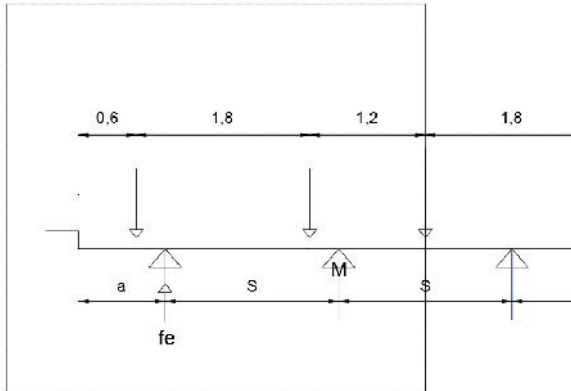


Figura 6.4. Distribucion de vigas por metodo de fraccion de carga.

Fuente: Elaboracion propia

Momentos en M

Fraccion de carga para las vigas exteriores

$$f_{ce} := \frac{(2.1 + 0.3)}{s}$$

Fraccion de carga para las vigas interiores

$$f_{ci} := 0.596 \cdot s$$

Se igualan

$$f_{ce} = f_{ci}$$

$$\frac{(2.1 + 0.3)}{s} = 0.596 \cdot s$$

$$s := \sqrt{\left[ \frac{(2.1 + 0.3)}{0.596} \right]} = 2.0067 \quad \text{m}$$

Verificacion 1

$$\text{Verf1}_{ve} := \frac{L_{ef}}{8} = 5625.0000 \quad \text{mm}$$

Verificacion 2

$$\text{Verf2}_{ve} := 6 \cdot t_s + \frac{b_t \cdot 1000}{4} = 1342.5000 \quad \text{mm}$$

Verificacion3

$$\text{Verf3}_{ve} := d_e \cdot 1000 = 900.0000 \quad \text{mm}$$

Como el semi ancho de la viga interior  $b_i/2$  mas el menor valor entre las tres verificaciones:

Ancho de ala efectivo  
vigas exteriores

$$b_e := \left( \frac{b_i}{2} \right) + \text{Verf3}_{ve} = 1800.0000 \quad \text{mm}$$

## 6.8. Diseño del tablero

La seccion de diseño para momento negativo y esfuerzo de corte en la losa del tablero (para vigas de H° prefabricado) en 1/3 del ancho del ala, pero no mas de 380 mm a partir del eje del apoyo. (A 4.6.2.1.6)

Seccion de diseño para M(-)

Seccion 1

$$h_{t1} := b_t \cdot \frac{1000}{3} = 350.0000 \quad \text{mm}$$

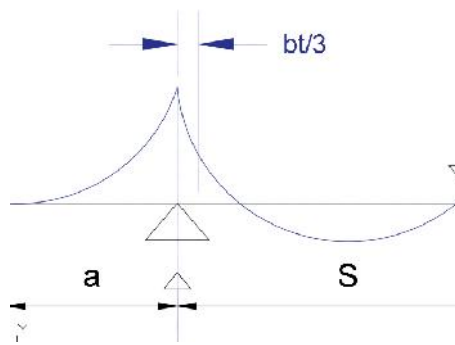


Figura 6.5. Sección de diseño para momento negativo.  
Fuente: Elaboracion propia.

Seccion 2                      380    mm

Por lo tanto 350mm es la distancia critica a partir del eje del apoyo

### 6.8.1 Peso componentes (por mm de largo)

Barandado	$P_b := B_{area} \cdot \gamma_H = 1.2216$	N/mm
Acera	$W_{sw} := A_h \cdot 1000 \cdot \gamma_H = 0.0036$	N/mm <sup>2</sup>
Bordillo	$P_{cw} := B_b \cdot B_h \cdot 1000000 \cdot \gamma_H = 2.2560$	N/mm
Capa de Rodadura	$W_{dw} := C_r \cdot 1000 \cdot \gamma_H = 0.0005$	N/mm <sup>2</sup>
Losa	$W_s := t_s \cdot \gamma_H = 0.0043$	N/mm <sup>2</sup>
Losa en voladizo	$W_{sv} := t_s \cdot \gamma_H = 0.0043$	N/mm <sup>2</sup>

### 6.8.2 Momentos flectores            Mediante programa SAP2000 V.16

#### 8.2.1 Losa del tablero interior $W_s$

Cargar la losa interior con     $W_s = 0.0043$     N/mm<sup>2</sup>

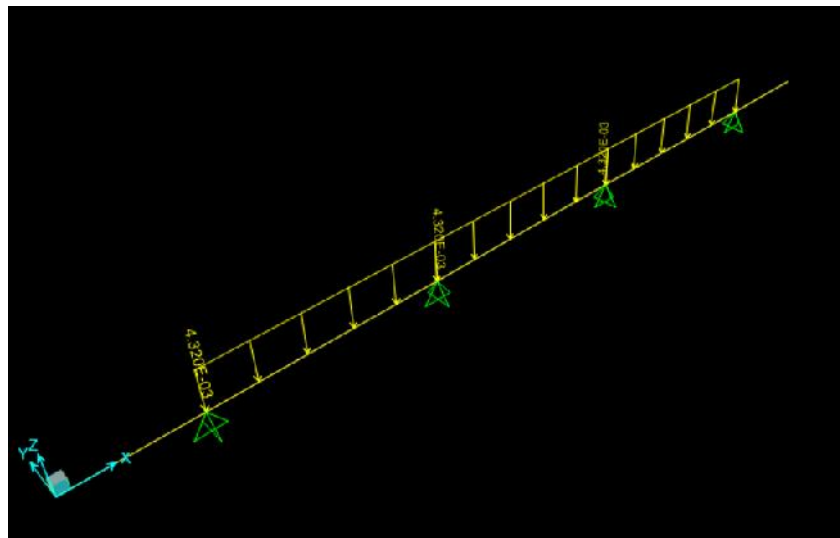


Figura 6.6. Carga debido al tablero interior  
Fuente: Elaboracion propia

Momento negativo a  $bt/3=350$  mm desde el punto b     $M_{b350li} := -71.22$     N mm/mm

Momento positivo a 40% desde el punto a

$$M_{a40\%li} := 218.26 \quad \text{N mm/mm}$$

Momento positivo a  $bt/3=350$  mm desde el punto a

$$M_{a350li} := 757.06 \quad \text{N mm/mm}$$

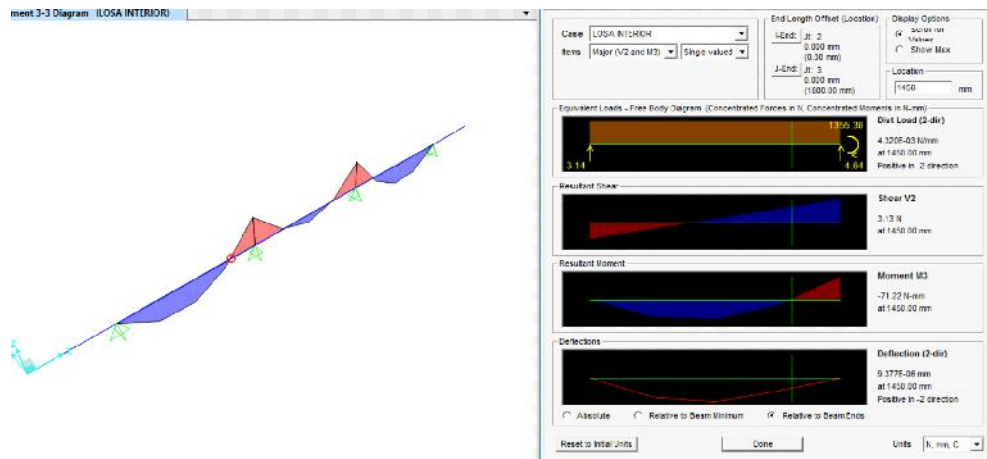


Figura 6.7. Momentos flectores debido al tablero interior  
Fuente: Elaboración propia

### 6.8.2.2 LOSA EN VOLADIZO ( $W_s$ )

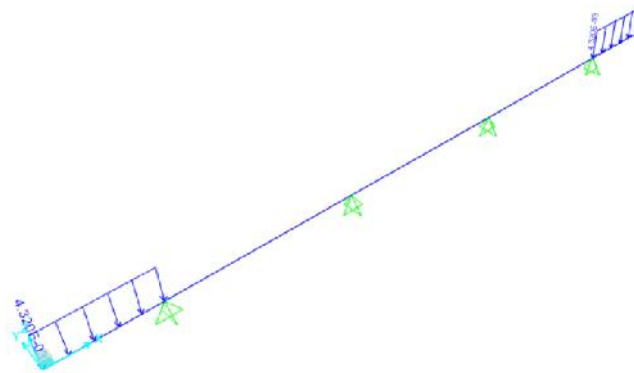


Figura 6.8. Cargas debido al voladizo  
Fuente: Elaboración propia.

Momento negativo a 40% desde el punto a

$$M_{a40\%le} := 282.13 \quad \text{N mm/mm}$$

Momento positivo a  $bt/3=350$  mm desde el punto b

$$M_{b350le} := -111.87 \quad \text{N mm/mm}$$

Momento negativo a  $bt/3=350$  mm desde el punto a

$$M_{a350le} := -1354.29 \quad \text{N mm/mm}$$

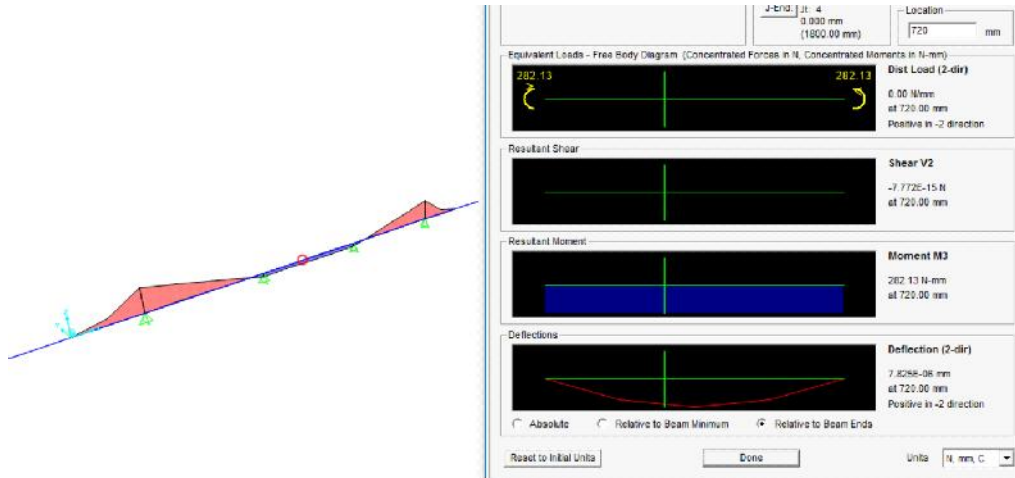


Figura 6.9. Momentos flectores debido al voladizo  
Fuente: Elaboracion propia.

6.8.2.3 Barandado  
Con una carga de

$$P_b = 1.2216$$

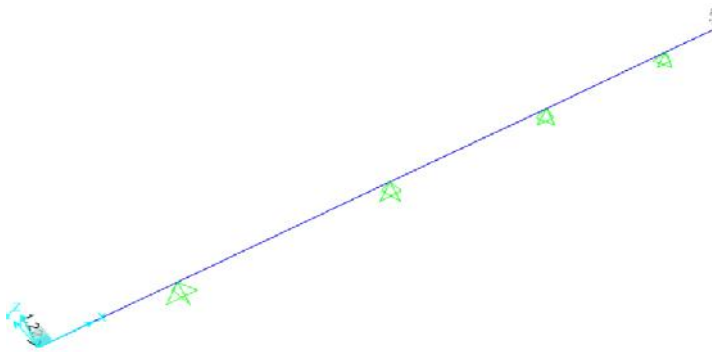


Figura 6.10. Cargas debido al barandado  
Fuente: Elaboracion propia.

Momento negativo a $bt/3=350$ mm desde el punto a	$M_{a350bar} := -1558.17$	N mm/mm
Momento positivo a $bt/3=350$ mm desde el punto b	$M_{b350bar} := -128.72$	N mm/mm
Momento negativo a 40% desde el punto a	$M_{a40\%bar} := 326.54$	N mm/mm

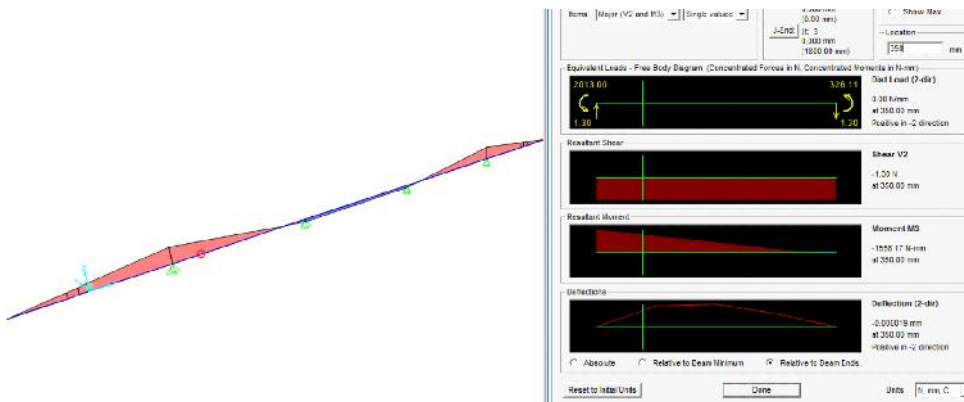


Figura 6.11. Momentos flectores debido al  
barandado  
Fuente: Elaboracion propia.

6.8.2.4 Bordillo Pcw

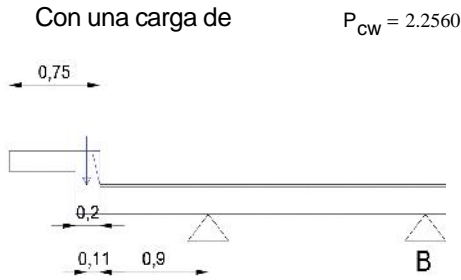


Figura 6.12. Geometria del bordillo  
Fuente: Elaboracion propia.

Momento negativo a  $bt/3=350$  mm desde el punto a  
 Momento positivo a  $bt/3=350$  mm desde el punto b  
 Momento negativo a 40% desde el punto a

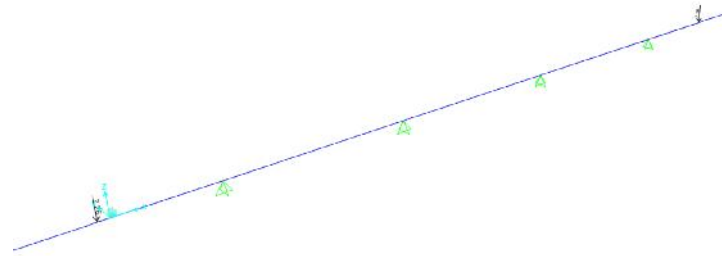


Figura 6.13. Cargas debido al bordillo  
Fuente: Elaboracion propia.

$M_{a350bor} := -1728.81$  N mm/mm  
 $M_{b350bor} := -142.81$  N mm/mm  
 $M_{a40\%bor} := 361.82$  N mm/mm

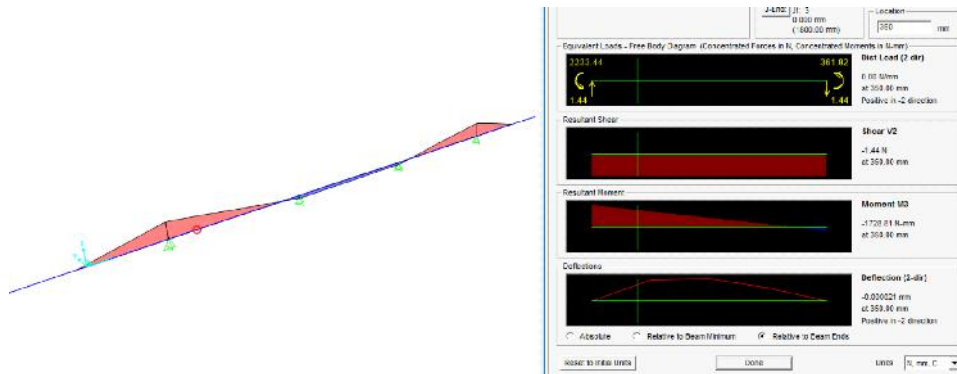


Figura 6.14. Momentos flectores debido al bordillo  
Fuente: Elaboracion propia.

### 6.8.2.5 Capa de Rodadura

Con la carga de  $W_{dw} = 0.0005$  N/mm<sup>2</sup>

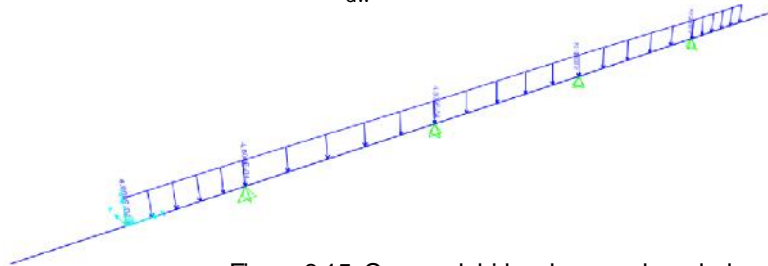


Figura 6.15. Cargas debido a la capa de rodadura  
Fuente: Elaboracion propia.

Momento negativo a  $bt/3=350$  mm desde el punto a  $M_{a350cr} := -66.36$  N mm/mm  
 Momento positivo a  $bt/3=350$  mm desde el punto b  $M_{b350cr} := -20.34$  N mm/mm  
 Momento negativo a 40% desde el punto a  $M_{a40\%cr} := 55.86$  N mm/mm

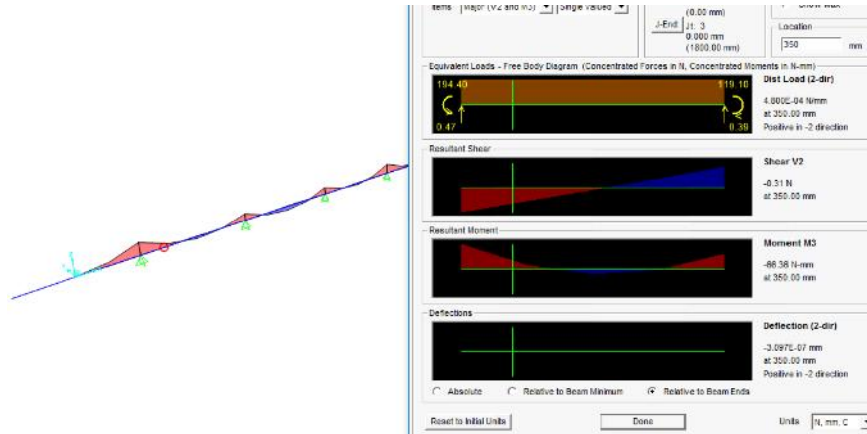


Figura 6.16. Momentos flectores debido a la capa de rodadura.  
Fuente: Elaboración propia.

6.8.2.6 Acera Wsw

Con una carga de  $W_{sw} = 0.0036$

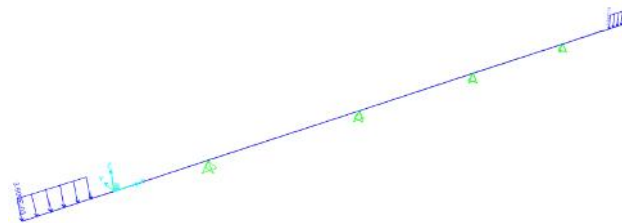


Figura 6.17. Cargas debido a la acera

- Momento negativo a  $bt/3=350$  mm desde el punto a Fuente: Elaboración propia  $M_{a350acr} := -2107.36$  N mm/mm
- Momento positivo a  $bt/3=350$  mm desde el punto b  $M_{b350acr} := -174.08$  N mm/mm
- Momento negativo a 40% desde el punto b y c  $M_{a40%acr} := 441.05$  N mm/mm

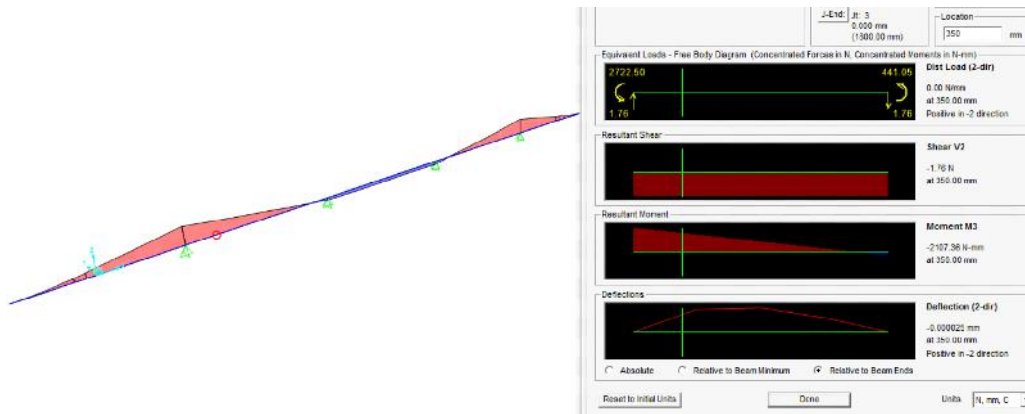


Figura 6.18. Momentos flectores debido a la acera  
Fuente: Elaboración propia.

6.8.3 Carga vehicular

El ancho de las fajas equivalente, para hormigon vaciado in situ se puede tomar como se especifica en la tabla 4.6.2.1.3-1 de la norma AASHTO LRFD..

- Vuelo  $1140 + 0.833 \cdot X$
- Momento positivo  $660 + 0.55S$
- Momento negativo  $1220 + 0.25S$
- Siendo S= Separación entre apoyos mm

$S = 1.8000$  mm

Siendo X= Distancia de la carga y el punto de apoyo

$$X := de \cdot 1000 - 300 = 600.0000 \text{ mm}$$

Camion tipo HL-93 carga en la rueda tracera eje 1

$$R_{HL93} := 72.5 \text{ Kn}$$

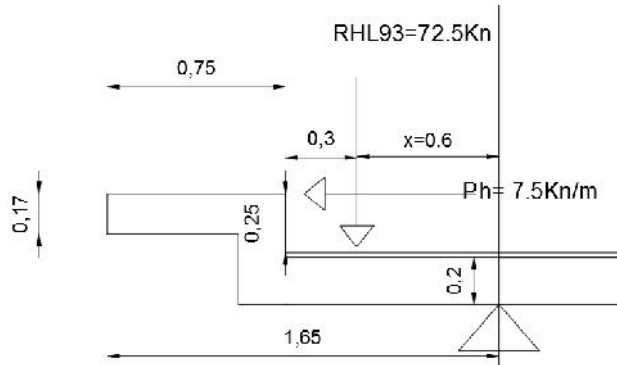


Figura 6.19. Ancho de fajas equivalente  
Fuente: Elaboracion propia.

Numero de carriles  $N := \frac{W_c}{3.5} = 2.0571$  Se toma 2 carriles

Factor de presencia multiple (Art 3.6.1.1.2.1)  
Para 1 carril = 1.2  
Para 2 carriles = 1.0

### 6.8.3.1 Momento negativo por carga viva en el vuelo, ancho de faja equivalente

Vuelo  $1140 + 0.833 \cdot X = 1639.8000 \text{ mm}$

Para una via cargada m=1.2

$$M_{aLL} := \frac{-1.2 \cdot (72500 \cdot 600)}{1639.8} = -31833.1504 \text{ N mm/mm}$$

$$M_{aLL350} := \frac{[(S \cdot 1000 - h_{t1}) \cdot M_{aLL}]}{S \cdot 1000} = -25643.3711 \text{ N mm/mm}$$

### 6.8.3.2 Fuerza de colision o choque

Es una carga horizontal de 7.5 Kn/m provocada por el choque lateral de los vehiculos contra los bordillos.

$P_h := 7.5 \text{ N/mm}$

$t_s = 180.0000 \text{ mm}$  Alto de losa

$B_h = 0.4700 \text{ m}$  Alto de bordillo

$S = 1.8000 \text{ mm}$  Separacion de apoyos

$$M_{ach} := -P_h \cdot \left( B_h \cdot 1000 - \frac{C_r \cdot 1000 + t_s}{2} \right) = -2775.0000 \text{ N mm/mm}$$

$$M_{ach350} := \frac{[M_{ach} \cdot (S \cdot 1000 - h_{t1})]}{S \cdot 1000} = -2235.4167 \text{ N mm/mm}$$

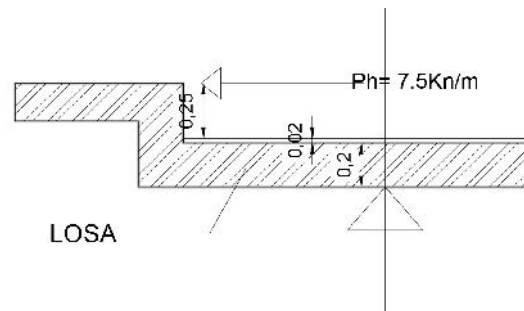


Figura 6.20. Distancia de la fuerza provocada por choque  
Fuente: Elaboracion propia.

### 6.8.3.3 Momento negativo por carga peatonal en la acera

La carga de  $w_{sw} = 0.0036$  Distribuida en el ancho de la acera y el bordillo

Momento positivo en el punto a  $M_{ap} := -3442.5$  N mm/mm  
 Momento negativo a  $bt/3=350$  del apoyo a  $M_{ap350} := -2664.68$  N mm/mm

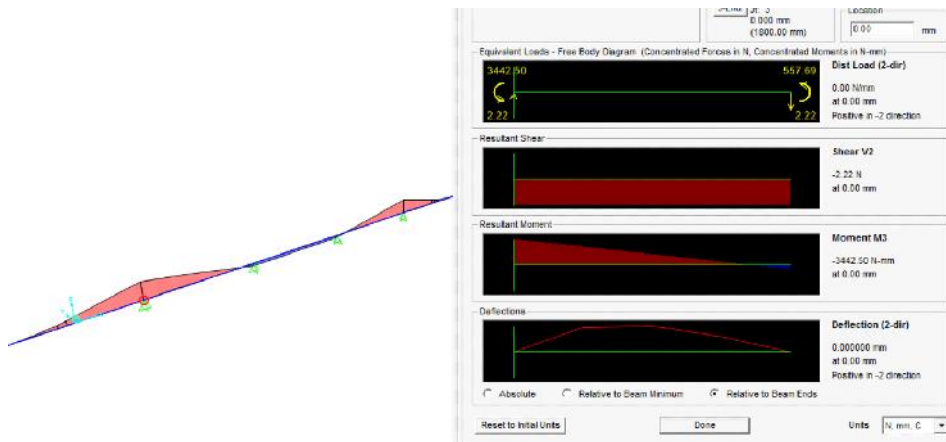


Figura 6.21. Momento flector debido a sobrecarga peatonal  
 Fuente: Elaboracion propia.

6.8.3.4 Maximo momento positivo por carga viva (Camion HL-93)

Ancho de faja equivalente Momento Positivo

Momento positivo  $A_{fep} := 660 + 0.55 \cdot S \cdot 1000 = 1650.0000$

Separacion entre apoyos  $S = 1.8000$  mm

Camion tipo HL-93 carga en la rueda tracera eje 1  $R_{HL93} = 72.5000$  Kn

Carga corregida (puntual distribuida) Para Calcular El momento Positivo

$$C_{pp} := \frac{R_{HL93} \cdot 1000}{A_{fep}} = 43.9394 \quad \text{N/mm}$$

Ubicar una rueda trasera a  $0,4S$  del apoyo exterior  $M_{cb40\%} := 16429.67$  N mm/mm

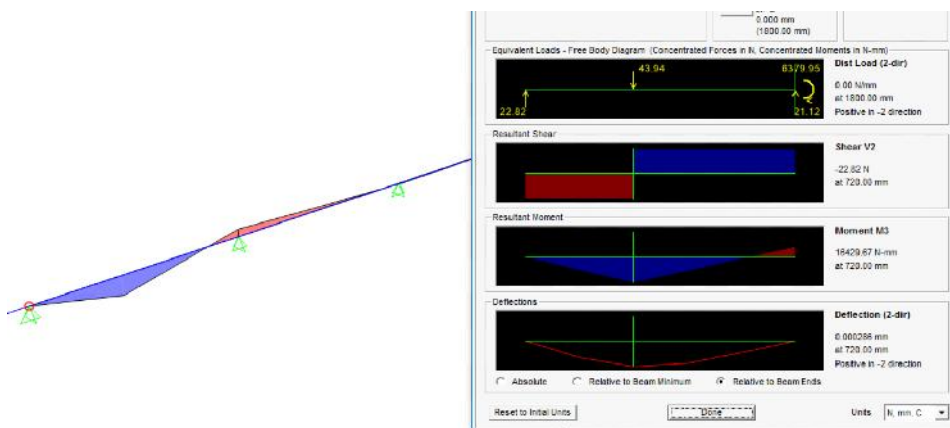


Figura 6.22. Momento flector debido a la carga viva (a 0.4S ext.)  
 Fuente: Elaboracion propia.

6.8.3.5 Maximo momento negativo por carga viva (Camion HL-93)

Ancho de faja equivalente Momento Negativo

Momento negativo  $A_{fen} := 1220 + 0.25 \cdot S \cdot 1000 = 1670.0000$

Carga corregida (puntual distribuida) Para Calcular El momento Negativo

$$C_{pn} := \frac{R_{HL93} \cdot 1000}{A_{fen}} = 43.4132 \quad \text{N/mm}$$

Ubicar las dos ruedas a 900mm del apoyo interior

Momento negativo a  $bt/3=350\text{mm}$  desde el apoyo interior  $M_{cb350} := -3480.48 \quad \text{N mm/mm}$

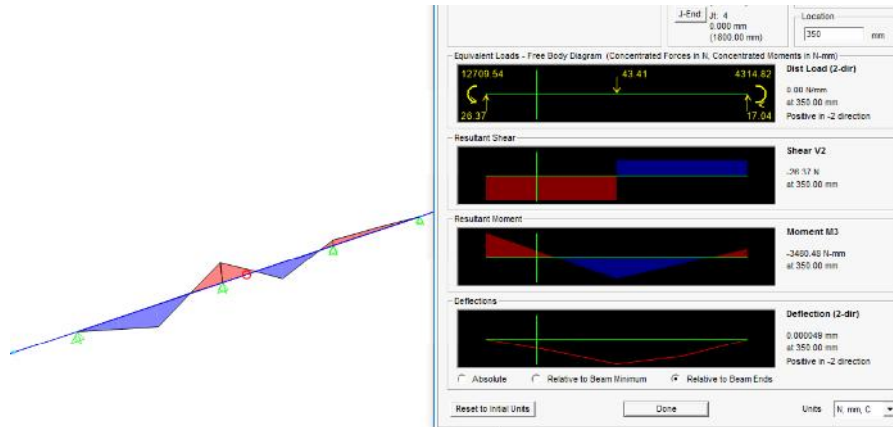


Figura 6.23. Momento flector debido a la carga viva (a 900mm S int)

Fuente: Elaboracion propia.

#### 6.8.4 Seleccin de modificadores de carga ( Art.1.3.2)

	RESISTENCIA	SERVICIO Y FATIGA	
DUCTILIDAD	$\eta_D := 0.95$	1.0	1.3.3 AASHTO
REDUNDANCIA	$\eta_R := 0.95$	1.0	1.3.4AASHTO
IMPORTANCIA	$\eta_I := 1.05$	1.0	1.3.5AASHTO

Si es en vias principales se puede tomar  $\eta_D$

$$\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 0.9476$$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 0.9476$$

#### 6.8.5 Combinaciones de carga

**Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga**

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$**

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Figura 6.24. Combinación y factores de carga

Fuente: Elaboración propia.

6.8.5.1 Momento flector positivo a 0.4 S del apoyo exterior (RESISTENCIA I)

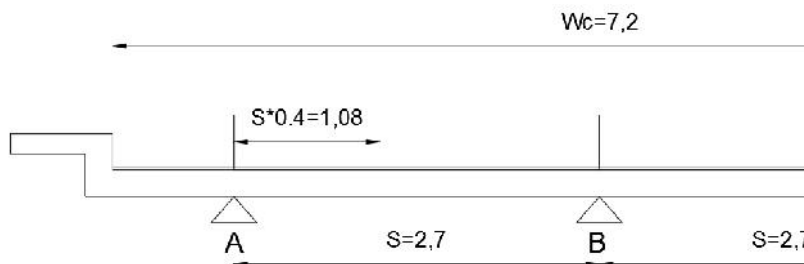


Figura 6.25. Momento flector positivo a 0.4S

Fuente: Elaboración propia.

$M_{a40\%li} = 218.2600$

Momento del Tablero a 40% del apoyo a

$M_{a40\%le} = 282.1300$

Momento del Voladizo a 40% del apoyo a

$M_{a40\%bar} = 326.5400$

Momento del Barandado a 40% del apoyo a

$M_{a40\%bor} = 361.8200$	Momento del Bordillo a 40% del apoyo a
$M_{a40\%acr} = 441.0500$	Momento del Acera a 40% del apoyo a
$M_{a40\%cr} = 55.8600$	Momento del Capa de Rodadura a 40% del apoyo a
$M_{cb40\%} = 16429.6700$	Momento del camion a 40% del apoyo a

#### Resistencia I

$$R_{Ia40\%} := \eta_D \left[ 1.25 \cdot (M_{a40\%li} + M_{a40\%le} + M_{a40\%bar} + M_{a40\%bor} + M_{a40\%acr}) + 1.5 \cdot (M_{a40\%cr}) + 1.75 \cdot (M_{cb40\%} \cdot 1.33) \right]$$

$$R_{Ia40\%} = 38343.0421 \quad \text{N mm/mm}$$

#### 6.8.5.2 Momento flector negativo a $b/3=350$ mm del apoyo exterior (RESISTENCIA I)

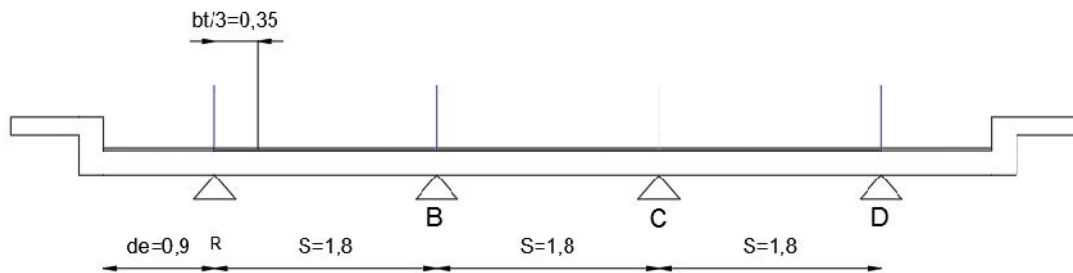


Figura 6.26. Momento flector negativo a  $1/3$  bt exterior

Fuente: Elaboracion propia.

$M_{a350le} = -1354.2900$	Momento del Voladizo a 350 mm del apoyo a
$M_{a350bar} = -1558.1700$	Momento del Barandado a 350 mm del apoyo a
$M_{a350bor} = -1728.8100$	Momento del Bordillo a 350 mm del apoyo a
$M_{a350acr} = -2107.3600$	Momento del Acera a 350 mm del apoyo a
$M_{a350cr} = -66.3600$	Momento del Capa de Rodadura a 350 mm del apoyo a
$M_{aLL350} = -25643.3711$	Momento negativo por carga viva en el vuelo, ancho de faja equivalente a 350 mm del apoyo a
$M_{ap350} = -2664.6800$	Momento negativo por carga peatonal en la acera a 350 mm del apoyo a
$M_{ach350} = -2235.4167$	Momento de Fuerza de colicion o choque a 350 mm del apoyo a

$$R_{Ia350mm} := \eta_D \left[ 1.25 \cdot (M_{a350le} + M_{a350bar} + M_{a350bor} + M_{a350acr}) + 1.5 \cdot (M_{a350cr}) + 1.75 \cdot (M_{aLL350} \cdot 1.33 + M_{ap350} + M_{ach350}) \right]$$

$$R_{Ia350mm} = -72955.6709 \quad \text{N mm/mm}$$

#### 6.8.5.3 Momento flector positivo a $b/3=350$ mm del apoyo interior (RESISTENCIA I)

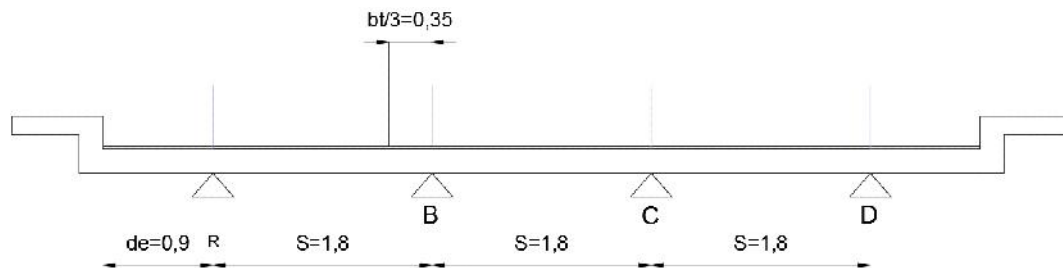


Figura 6.27. Momento flector positivo a  $0.4S$  interior

Fuente: Elaboracion propia.

$M_{b350li} = -71.2200$	Momento del Tablero a 350 mm del apoyo b
-------------------------	--

$M_{b350le} = -111.8700$	Momento del Voladizo a 350 mm del apoyo b
$M_{b350bar} = -128.7200$	Momento del Barandado a 350 mm del apoyo b
$M_{b350bor} = -142.8100$	Momento del Bordillo a 350 mm del apoyo b
$M_{b350acr} = -174.0800$	Momento del Acera a 350 mm del apoyo b
$M_{b350cr} = -20.3400$	Momento del Capa de Rodadura a 350 mm del apoyo b
$M_{cb350} = -3480.4800$	Momento del camion a 350 mm de b

$$R_{lb350mm} := \eta_D \left[ 1.25 \cdot (M_{b350li} + M_{b350le} + M_{b350bar} + M_{b350bor} + M_{b350acr}) + 1.5 \cdot (M_{b350cr}) + 1.75 \cdot (M_{cb350} \cdot 1.33) \right] = -8471.3421$$

El diseño se lo realizara con el mayor momento negativo que es:

$$R_{la350mm} = -72955.6709 \quad \text{N mm/mm}$$

### 6.8.6 Altura efectiva

Rec. superficie de tablero con transito de neumatico	$r_{neu} := 60$	mm
Rec. fondo de losas hormigonadas in situ	$r_{base} := 25$	mm
Diametro asumido inicial	$A_{s\phi} := 16$	mm

Altura efectiva para armaduras positivas

Altura efectiva para armaduras negativas

$$d_{pos} := t_s - r_{base} - \frac{A_{s\phi}}{2} = 147.0000 \quad \text{mm}$$

$$d_{neg} := t_s + C_r \cdot 1000 - r_{neu} - \frac{A_{s\phi}}{2} = 132.0000 \quad \text{mm}$$

Figura 6.28. Alturas efectiva del tablero

Fuente: Elaboracion propia.

### 6.8.7 Cuantia necesaria para momento negativo

cuantia necesaria

$$\rho_{nec.neg} := \frac{f'cl}{1.18 \cdot f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot (-R_{la350mm})}{\beta_{11} \cdot f'cl \cdot 1 \cdot (d_{neg})^2}} \right] = 0.0112$$

Acero de refuerzo negativo,  $A_{s(-)}$

$$A_{sref.neg} := \rho_{nec.neg} \cdot 100 \cdot \frac{d_{neg}}{10} = 14.738 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Diametro adoptado,

$$\phi_{losa.neg} := A_{s\phi} = 16.01 \text{ mm}$$

$$A_{s\phi area.neg} := \frac{\pi \cdot \phi_{losa.neg}^2}{4} = 201.0619 \text{ mm}^2$$

Separacion calculada. s

$$S_{As.neg} := \frac{A_{s\phi area.neg} \cdot \frac{100}{A_{sref.neg}}}{100} = 13.642 \text{ cm}$$

Separacion adoptada. s

$$S_{As.neg} := 12 \text{ cm}$$

Acero de refuerzo negativo real

$$A_{sref.neg} := \frac{\pi \cdot \phi_{losa.neg}^2}{4} \cdot \frac{100}{S_{As.neg}} = 16.7552 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

### 6.8.8 Verificacion de la armadura negativa

Distancia al eje neutro  $c_{neg} := \frac{A_{sref.neg}}{10} \cdot \frac{f_y}{0.85\beta_{1f}(f'cl-1)} = 41. \text{ mm}$

Armatura Máxima (Art.5.7.3.3.1)  $\frac{c_{neg}}{d_{neg}} \leq 42$

Maxima cantidad de armadura =42  $\frac{c_{neg}}{d_{neg}} = 0.3137$  Ok, cumple la condicion de la armadura maxima.

Armatura minima  $A_{s.min.neg} := 0.03 \cdot \frac{f'cl}{f_y} \cdot 100 \cdot \frac{d_{neg}}{10} = 2.2176 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Ok, cumple la condicion de la armatura minima.

La maxima separacion de la armadura en losa (Art.5.10.3.2) no debera ser mayor que 1.5 veces el espesor del tablero o 450mm.

SE USARA	$\phi_{losa.neg} = 16.0000$	mm cada	$S_{As.neg} = 12.0000$	cm
----------	-----------------------------	---------	------------------------	----

### 6.8.9 Armadura por retraccion y temperatura

Armadura  $A_{s.rt.l} := 0.75 \cdot \frac{(t_s + C_r \cdot 1000 \cdot 1)}{f_y} \cdot 10 = 3.0000 \text{ Cm}^2/\text{m}$

Adoptamos un acero de  $\phi_{losa.rt} := 10 \text{ mm}$   $A_{s\phi area.rt} := \frac{\pi \cdot \phi_{losa.rt}^2}{4 \cdot 100} = 0.7854 \text{ cm}^2$

Numero de aceros  $N_{aceros.rt} := \frac{A_{s.rt.l}}{A_{s\phi area.rt}} = 3.8197$

Asumimos  $N_{aceros.rt} := 4$

Separacion calculada  $S_{losa.rt} := \frac{100}{N_{aceros.rt}} = 25.0000 \text{ cm}$

Adoptamos  $S_{losa.rt} := 25 \text{ cm}$

SE USARA	$\phi_{losa.rt} = 10.0000$	mm cada	$S_{losa.rt} = 25.0000$	cm
----------	----------------------------	---------	-------------------------	----

### 6.8.10 Armadura para momento positivo

cuantia necesaria  $\rho_{nec.pos} := \frac{f'cl}{1.18 \cdot f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot (R_{ta40\%})}{\beta_{1f} \cdot f'cl \cdot 1 \cdot (d_{pos})^2}} \right] = 0.0044$

Acero de refuerzo positivo  $A_{s.ref.pos} := \rho_{nec.pos} \cdot 100 \cdot \frac{d_{pos}}{10} = 6.4340 \text{ cm}^2$

Adoptamos un acero de  $\phi_{losa.pos} := 16 \text{ mm}$   $A_{s\phi area.pos} := \frac{\pi \cdot \phi_{losa.pos}^2}{4} = 201.061 \text{ mm}^2$

Separacion calculada. s  $S_{As.pos} := \frac{A_{s\phi area.pos} \cdot 100}{A_{s.ref.pos}} = 31.2497 \text{ cm}$

Separacion adoptada. s  $S_{As.pos} := 24 \text{ cm}$

Acero de refuerzo positivo real

$$A_{s.ref.pos} := \frac{\pi \cdot \phi_{losa.pos}^2}{4} = 8.3776 \frac{cm^2}{m}$$

### 6.8.11 Verificación de la armadura positiva

Distancia al eje neutro

$$c_{pos} := \frac{A_{s.ref.pos}}{10} \cdot \frac{f_y}{0.85 \beta_{1f}(f'_{cl} \cdot 1)} = 20.7058 \text{ mm}$$

Armadura Máxima (Art.5.7.3.3.1)

$$\frac{c_{pos}}{d_{neg}} \leq 42$$

Maxima cantidad de armadura =42

$$\frac{c_{pos}}{d_{pos}} = 0.1409 \quad \text{Ok, cumple la condicion de la armadura maxima.}$$

Armadura minima

$$A_{s.min.pos} := 0.03 \cdot \frac{f'_{cl}}{f_y} \cdot 100 \cdot \frac{d_{pos}}{10} = 2.4696 \frac{cm^2}{m}$$

Ok, cumple la condicion de la armadura minima.

La maxima separacion de la armadura en losa (Art.5.10.3.2) no debera ser mayor que 1.5 veces el espesor del tablero o 450mm.

SE USARA	$\phi_{losa.pos} = 16.0000$ mm cada	$S_{As.pos} = 24.0000$ cm
----------	-------------------------------------	---------------------------

### 6.8.12 Armadura de distribucion (Art. 9.7.3.2)

Longitud de tramo efectivo considerada igual a la longitud efectiva especificada en (Art. 9.7.2.3)

$$S_e := (S - b_t + h_3) \cdot 1000 = 950.0000 \text{ mm}$$

Porcentaje armadura de distribucion perpendicular al trafico

$$\frac{3840}{\sqrt{S_e}} \leq 67 \quad \text{Porcentaje.dist} := \frac{3840}{\sqrt{S_e}} = 124.5861 \%$$

No cumple el porcentaje maximo de armadura de distribucion

Adoptamos  $\text{Porcentaje.dist} := 67 \%$

Armadura de distribucion

$$A_{s.distr} := \frac{\text{Porcentaje.dist}}{100} \cdot A_{s.ref.pos} = 5.6130 \frac{cm^2}{m}$$

Diametro adoptado  $\phi_{losa.distr} := 12$

$$A_{s\phi area.distr} := \frac{\pi \cdot \phi_{losa.distr}^2}{4} = 113.0973 \text{ mm}^2$$

Separacion calculada. s

$$S_{As.distr} := \frac{A_{s\phi area.distr} \cdot 100}{A_{s.distr}} = 20.1493 \text{ cm}$$

Separacion adoptada. s

$$S_{As.distr} := 20 \text{ cm}$$

SE USARA	$\phi_{losa.distr} = 12.0000$ mm cada	$S_{As.distr} = 20.0000$ cm
----------	---------------------------------------	-----------------------------

### 6.9 Modulo de elasticidad

Modulo de elasticidad de la viga  $E_b := 0.043 \cdot \left[ \frac{(1000 \cdot \gamma_H1)}{9.81} \right]^{1.5} \cdot \sqrt{f'_{cv} = 32908.7815}$  N/mm2

Modulo de elasticidad del tablero  $E_d := 0.043 \cdot \left[ \frac{(1000 \cdot \gamma_H1)}{9.81} \right]^{1.5} \cdot \sqrt{f'_{cl} = 27533.4620}$  N/mm2

6.10 Selección de factor de resistencia (Art.5.5.4.2)

6.10.1 Estado limite de resistencia	Φ
Flexion y traccion	1
Corte y torsion	0.9
Compresion en zonas de anclaje	0.8
6.10.2 Estado limite de servicio	1

6.11 Selección de factores de carga (Art. 3.4.1-1)

	Denominacion de las Cargas
Estado Limite de RESISTENCIA I	<b>Dc:</b> Peso propio de los componenetes
$U = \gamma [1.25D_c + 1.5D_w + 1.75(LL + IM)]$	estructurales y accesorios no estructurales
Estado Limite de SERVICIO I	<b>Dw:</b> Peso propio de las superficies
$U = 1.0(D_c + D_w) + 1.0(LL + IM) + 0.3(W_s + W_i)$	de rodamiento e instalaciones para servicio
	<b>LL:</b> Sobrecarga vehicular
	<b>IM:</b> incremento por carga vehicular
	<b>Ws:</b> viento sobre la estructura
	<b>WL:</b> Viento sobre la sobrecarga

Tabla 6.3. Factores de carga  
Fuente: Norma AASHTO LRFD.

6.12 Calculo de solicitaciones por carga viva

6.12.1 Numero de carriles  $n = 4.0000$

6.12.2 Factor de presencia multiple (tb 3.6.1.1.2.1)

Para 1 carril = 1.2  
 Para 2 carriles = 1.0  
 Para 3 carriles = 0.85  
 mas de 3 = 0.65

6.12.3 Incremento por carga dinamica (Art.3.6.2.1)

Estado limite de fatiga y fractura (fatiga)	15%
Todos los demas estados limites (impacto)	33%

6.12.4 Factores de distribucion para momentos (A.4.6.2.2.2)

Seccion transversal tipica (A. 4.6.2.2.1-1) k

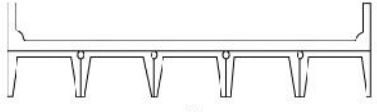
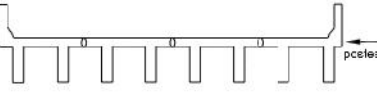
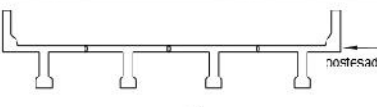
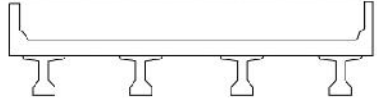

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tabloncillos, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

Tabla 6.4. Factores de distribución de momentos.

Fuente: Elaboración propia.

Relación modular entre los materiales de viga y tablero

$$\eta_r := \frac{E_b}{E_d} = 1.1952$$

Distancia entre los centros de gravedad de la viga base y el tablero

$$e_g := 1000 \cdot y_t + \frac{t_s}{2} = 1170.0000 \quad \text{mm}$$

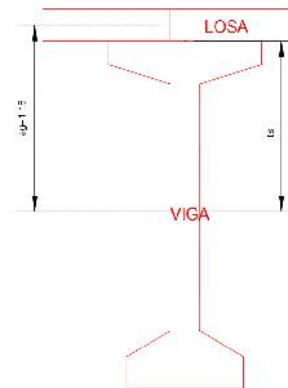


Figura 6.29. Distancia de los centros de gravedad de la viga y el tablero

Fuente: Elaboración propia.

Parametro de Rigidez Longitudinal, Kg

$$K_G := \eta_r \cdot (I \cdot 1000^4 + A \cdot 1000^2 \cdot e_g^2) = 1903363181574.3760 \quad \text{mm}^4$$

I = 0.5109 mm<sup>4</sup> Momento de inercia e la viga

A = 0.7901 mm<sup>2</sup> Area de la seccion transversal

a) Viga interior con tablero de hormigon (Art.4.6.2.2.2b)

Distrib. de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

- Un carril de diseño cargado

$$0.06 + \left(\frac{S \cdot 1000}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot 1000 \cdot t_s^3}\right)^{0.1} = 0.3876$$

- Dos carriles de diseño cargados

$$0.075 + \left(\frac{S \cdot 1000}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot 1000 \cdot t_s^3}\right)^{0.1} = 0.5560$$

Se adopta el mas critico

$$M_{gm} := 0.5528$$

### 6.13 Calculo de momentos por carga viva

#### 6.13.1 Viga interior (A.4.6.2.2.3a)

Camion de diseño	HL - 93
	$P_1 := 35 \text{ Kn}$
	$P_2 := 145 \text{ Kn}$
Tanden	110 Kn
Carga de carril de diseño	$q_{LN} := 9.3 \text{ Kn/m}$

#### LINEAS DE INFLUENCIA

Separacion de ejes de 145 KN (4,3 a 9 m)

$$S_{eje} := 4.3 \text{ m}$$

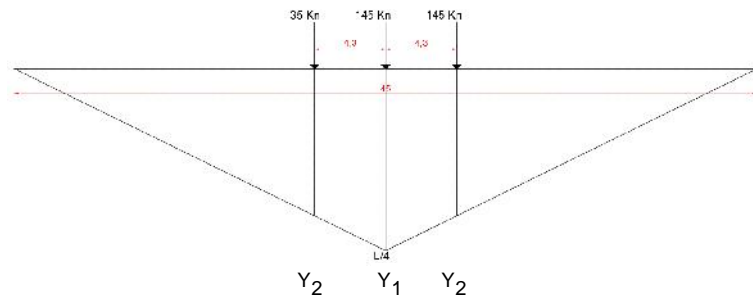


Figura 6.30. Líneas de influencia por carga de diseño de carga viva  
Fuente: Elaboración propia.

$$Y_1 := \frac{L}{4} = 11.2500 \text{ m}$$

Relacion de triangulo

$$Y_2 := \left[ \left( \frac{L}{2} \right) - 4.3 \right] \cdot \frac{Y_1}{\frac{L}{2}} = 9.1000 \text{ m}$$

Momento debido al camion de diseño

$$M_{tr} := 145 \cdot (Y_1 + Y_2) + 35 \cdot (Y_2) = 3269.2500 \text{ Kn-m/carril}$$

Incremento por carga dinamica (Tb 3.6.2.1-1)

Factor de impacto 33%  $IM := 1.33$

$$M_{tr,im} := M_{tr} \cdot IM = 4348.1025 \text{ Kn-m/carril}$$

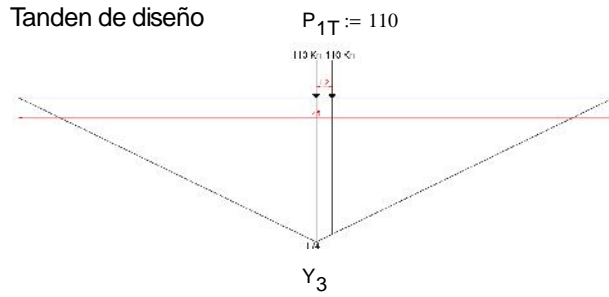


Figura 6.31. Líneas de influencia por tándem de diseño.  
Fuente: Elaboración propia.

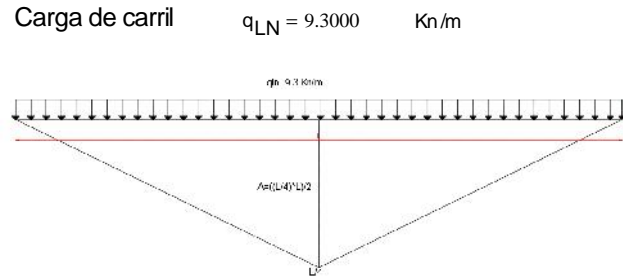


Figura 6.32. Líneas de influencia por carga de carril.  
Fuente: Elaboración propia.

$$Y_1 = 11.2500 \quad \text{m}$$

$$Y_3 := \left[ \left( \frac{L}{2} \right) - 1.2 \right] \cdot \frac{Y_1}{\frac{L}{2}} = 10.6500$$

$$M_{ta} := P_{1T} \cdot (Y_1 + Y_3) = 2409.0000 \quad \text{Kn-m/carril}$$

$$M_{ta.im} := M_{ta} \cdot IM = 3203.9700 \quad \text{Kn-m/carril}$$

$$A_{LN} := \left( \frac{1}{2} \right) \cdot Y_1 \cdot L = 253.1250$$

$$M_{LN} := q_{LN} \cdot A_{LN} = 2354.0625 \quad \text{Kn-m/carril}$$

Combinamos la carga del carril con el tándem o con el camión de diseño

Momento por carga viva

$$M_{in.LL.IM} := (M_{LN} + M_{tr.im}) \cdot M_{gm} = 3704.9568 \quad \text{Kn-m/Viga}$$

$$M_{LN} = 2354.0625$$

Momento por carga de carril

$$M_{tr.im} = 4348.1025$$

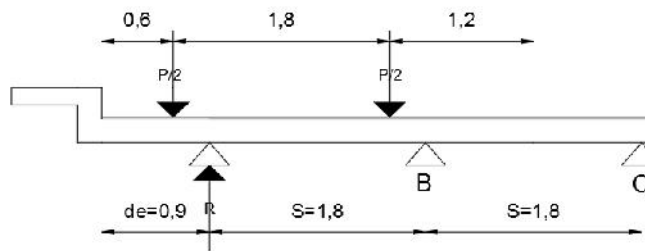
Momento debido al camión de diseño

$$M_{gm} = 0.5528$$

Distrib. de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

### 6.13.2 Viga exterior con tablero de hormigon (Art.4.6.2.2.2d y Tb Art 4.6.2.2.2d-1)

#### Un carril de diseño cargado



Ley de momentos (viga exterior), G<sub>se</sub>

se = simple exterior

$$G_{se} := \left( \frac{1}{2} \right) \cdot \left[ \frac{[(S + de - 0.6) + (S + de - 0.6 - 1.8)]}{S} \right] = 0.6667$$

Distrib. de las sobrecargas por carril para momento de vigas exteriores, m \* G<sub>se</sub>

$$m := 1.2 \quad \text{Para un carril}$$

$$m \cdot G_{se} = 0.8000$$

#### Dos carriles de diseño cargados

$$e_c := 0.77 + \frac{(de-1000)}{2800} = 1.0914$$

Distrib. de las sobrecargas por carril para momento de vigas exteriores,  $m \cdot G_{se}$

$$e_c \cdot M_{gm} = 0.6033$$

Factor mayor adoptado de distribucion de las sobrecargas momento de vigas entre:

Adoptamos  $m \cdot G_{se} = 0.8000$

### Momento por sobrecarga peatonal (Art.3.6.1.6)

Carga peatonal

Momento por Carga Peatonal,

$$q_{pl} := 3.6 \text{ kn/m}^2$$

$$M_{pl} := q_{pl} \cdot (A_b + B_b) \cdot A_{LN} = 683.4375 \text{ Kn/m}$$

### Momento por carga viva

$$M_{ex.LL.IM} := M_{pl} + (M_{tr.im} + M_{LN}) \cdot (m \cdot G_{se}) = 6045.1695 \text{ Kn-m/viga}$$

$$M_{pl} = 683.4375$$

Momento por carga peatonal

$$M_{tr.im} = 4348.1025$$

Momento debido al camion de diseño

$$M_{LN} = 2354.0625$$

Momento por carga de carril

$$m \cdot G_{se} = 0.8000$$

Distrib. de las sobrecargas por carril para momento de vigas exteriores

## 6.14. Calculo de momento por carga muerta

### 6.14.1 Viga Interior

Peso propio de Viga Interior

$$P_{viga.in} := A \cdot \gamma_{H1} = 18.9624 \text{ Kn/m}$$

Peso propio de Losa Interior

$$P_{losa.in} := S \cdot \frac{t_s}{1000} \cdot \gamma_{H1} = 7.7760 \text{ Kn/m}$$

Peso propio diafragma interior

$$P_{diaf.in} := 0.2 \cdot (h - h_2 - h_5) \cdot (S - h_3) \cdot \gamma_{H1} = 14.0544 \text{ Kn}$$

Peso propio de Capa de Rodadura

$$P_{DW.in} := S \cdot C_r \cdot \gamma_{H1} = 0.8640 \text{ Kn/m}$$

### Momentos flectores:

Momento Flector Viga

$$M_{viga.in} := \frac{P_{viga.in} \cdot L^2}{8} = 4799.8575 \text{ Kn-m/viga}$$

Momento Flector Losa

$$M_{losa.in} := \frac{P_{losa.in} \cdot L^2}{8} = 1968.3000 \text{ Kn-m/viga}$$

Momento Flector Viga + Losa

$$M_{viga.in} + M_{losa.in} = 6768.1575$$

Numero de diafragmas interior adoptados

4

Separacion de Diafragmas (7 a 10 m)

$$\frac{L}{5} = 9.0000 \text{ m}$$

Diafragmas cada 9 metros

Momento flector de acuerdo al N° de Diafragmas

**Diafragma**

$$Y_{1d} := \left(\frac{L}{5}\right) \cdot \frac{2}{2} = 9.0000$$

$$Y_{2d} := \frac{\left(\frac{L}{5}\right)}{2} = 4.5000$$

$$Y_{3d} := \left(\frac{L}{5}\right) \cdot \frac{2}{2} = 9.0000$$

$$Y_{4d} := \frac{\left(\frac{L}{5}\right)}{2} = 4.5000$$

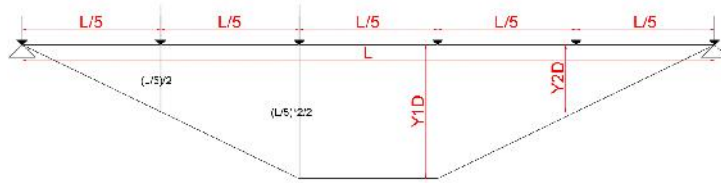


Figura 6.33. Momento flector debido a los diafragmas  
Fuente: Elaboración propia.

Sumatoria de  $Y_i$   $Y_i := Y_{1d} + Y_{2d} + Y_{3d} + Y_{4d} = 27.0000$

Momento de diafragma  $M_{\text{diaf.in}} := Y_i \cdot P_{\text{diaf.in}} = 379.4688$  Kn-m/viga

Capa de rodadura  $M_{\text{DW.in}} := \frac{P_{\text{DW.in}} \cdot L^2}{8} = 218.7000$

**6.14.2 Viga exterior**

Peso propio de Viga Exterior  $P_{\text{viga.ex}} := A \cdot \gamma_{H1} = 18.9624$  Kn /m

Peso propio de Losa Exterior  $P_{\text{losa.ex}} := \left( de + \frac{S}{2} \right) \cdot \frac{t_s}{1000} \cdot \gamma_{H1} = 7.7760$  Kn /m

Peso propio diafragma Exterior  $P_{\text{diaf.ex}} := 0.2 \cdot (h - h_2 - h_5) \cdot (S - h_3) \cdot \frac{\gamma_{H1}}{2} = 7.0272$  Kn

Peso propio de Capa de Rodadura  $P_{\text{DW.ex}} := \left( de + \frac{S}{2} \right) \cdot C_r \cdot \gamma_{H1} = 0.8640$  Kn /m

Peso Propio de barandado+borillo+acera  $D_{c2} := \left( B_b \cdot B_h + A_b \cdot A_h + \frac{B_{\text{area}}}{1000000} \right) \cdot \gamma_{H1} = 5.4576$  Kn-m

**Momentos flectores**

Momento Flector Viga  $M_{\text{viga.ex}} := \frac{P_{\text{viga.ex}} \cdot L^2}{8} = 4799.8575$  Kn-m/viga

Momento Flector Losa  $M_{\text{losa.ex}} := \frac{P_{\text{losa.ex}} \cdot L^2}{8} = 1968.3000$  Kn-m/viga

Momento Flector Viga + Losa  $M_{\text{viga.ex}} + M_{\text{losa.ex}} = 6768.1575$

Numero de diafragmas internos adoptados **4**

Separacion de Diafragmas (7 a 10 m)  $\frac{L}{5} = 9.0000$  m **Diafragmas cada 9 metros**

Momento flector de acuerdo al N° de Diafragmas

Momento de diafragma  $M_{\text{diaf.ex}} := Y_i \cdot P_{\text{diaf.ex}} = 189.7344$  Kn-m/viga

Momento capa de rodadura  $M_{\text{DW.ex}} := \frac{P_{\text{DW.ex}} \cdot L^2}{8} = 218.7000$  Kn-m/viga

Momento de Dc2 (Bordillo+ barandado+acera)  $M_{\text{Dc2}} := \frac{(D_{c2} \cdot L^2)}{8} = 1381.4550$  Kn-m/viga

Momento capa de rodadura + Dc2

$$M_{DW.ex.Dc2} := \frac{(P_{DW.ex} + D_{c2}) \cdot L^2}{8} = 1600.1550 \quad \text{Kn-m/viga}$$

### 6.15. Propiedades de la seccion compuesta

Espesor de la losa  $t_s = 180.0000$  mm

Ancho efetivo de la viga exterior  $b_e = 1800.0000$  mm

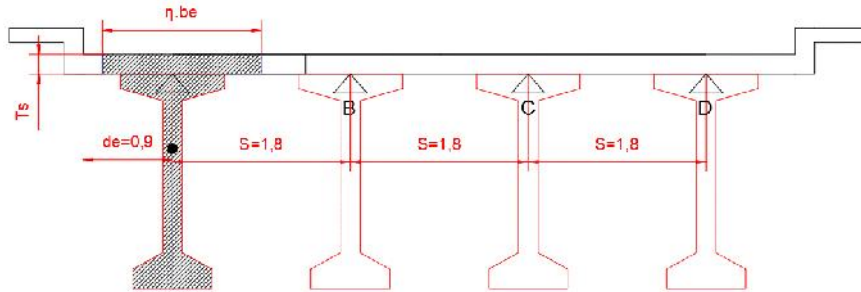


Figura 6.34. Seccion compuesta  
Fuente: Elaboracion propia.

Relación de módulos. (losa/viga)  $\eta_{Losaviga} := \left( \frac{\sqrt{f_{cl}}}{\sqrt{f_{cv}}} \right) = 0.8367$

Seccion reducida.  $b_e$   $\eta_{be} := \eta_{Losaviga} \cdot \frac{b_e}{1000} = 1.5060$  m

#### CENTRO DE GRAVEDAD DE LA SECCION

Detalle	Area (m2)	Y (m)	A x Y (M3)
Losa	$A_{cg} := \eta_{be} \cdot \frac{t_s}{1000} = 0.2711$	$Y_{ls} := h + \left[ \frac{\left( \frac{t_s}{1000} \right)}{2} \right] = 2.2900$	$A_{cg} \cdot Y_{ls} = 0.6208$
Viga	$A = 0.7901$	$y_b = 1.1200$	$A \cdot y_b = 0.8849$
$A_{cg} + A = 1.0612$		$(A_{cg} \cdot Y_{ls}) + A \cdot y_b = 1.5057$	

#### DISTANCIA DEL CENTRO DE GRAVEDAD A LA FIBRA MAS ALEJADA

$$Y_{bc} := \frac{[(A_{cg} \cdot Y_{ls}) + A \cdot y_b]}{(A_{cg} + A)} = 1.4189 \quad \text{m}$$

$$Y_{tc} := \left( h + \frac{t_s}{1000} \right) - Y_{bc} = 0.9611 \quad \text{m}$$

Detalle	Inercia	A*(Y-Ycb) (m3)
Losa	$I_{losa} := \eta_{be} \cdot \frac{\left( \frac{t_s}{1000} \right)^3}{12} = 0.0007$	$a_x := A_{cg} \cdot (Y_{ls} - Y_{bc})^2 = 0.2057$
Viga	$I = 0.5109$	$a_y := A \cdot (y_b - Y_{bc})^2 = 0.0706$
$I_{\Sigma} := I_{losa} + I = 0.5116$		$a_{com} := a_x + a_y = 0.2763$

## INERCIA DE LA SECCION COMPUESTA

$$I_c := I_{\sum} + a_{com} = 0.7879 \quad m^4$$

Modulo resistente de la seccion

Modulo resistente inferior.  $W_{bc}$   $W_{bc} := \frac{I_c}{Y_{bc}} = 0.5553$

Modulo resistente superior.  $W_{tc}$   $W_{tc} := \frac{I_c}{Y_{tc}} = 0.8198$

### 6.16. Fuerza de pretensado final

Diametro de la vaina, exterior vaina	$\Phi_{v,ext} = 7.0000$	cm
Recubrimiento	$r = 5.0000$	cm
Diametro del agregado	$d_a = 0.7500$	pulg
Separacion entre bordes de vaina 1.5 del agregado	$d_1 = 2.8575$	cm
	Asumimos $d_1 := 3$	cm

Suma de

$$\sum t := \left[ \frac{(M_{viga.ex} + M_{losa.ex} + M_{diaf.ex})}{W_b} \right] + \left( \frac{M_{DW.ex.Dc2} + M_{ex.LL.IM}}{W_{bc}} \right) = 29020.7916 \quad \text{Kn/m}^2$$

$M_{viga.ex} = 4799.8575$	Momento de la viga exterior
$M_{losa.ex} = 1968.3000$	Momento de losa exterior
$M_{diaf.ex} = 189.7344$	Momento de diafragma exterior
$M_{DW.ex.Dc2} = 1600.1550$	Momento de capa de rodadura + Momento Dc2(Bordillo+ barandado+acera)
$M_{ex.LL.IM} = 6045.1695$	Momento por carga viva + impacto (ver 13.2)

Primer calculo

Asumimos 4 tendones como inicial

Numero de tendones		$N_{tn} := 5$
Tendon 1	12 torones	$T1 := 12$
Tendon 2	12 torones	$T2 := 12$
Tendon 3	12 torones	$T3 := 12$
Tendon 4	12 torones	$T4 := 12$
Tendon 5	6 torones	$T5 := 6$

Distancia Centroide del acero de preesforzado.  $d'$

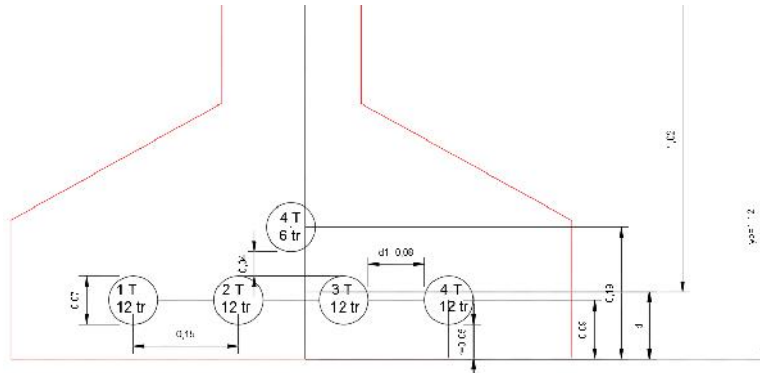
$$d' := \left[ \frac{(T1 + T2 + T3 + T4) \cdot \left( r + \frac{\Phi_{v,ext}}{2} \right) + \left[ T5 \cdot \left( r + \Phi_{v,ext} + \frac{\Phi_{v,ext}}{2} \right) \right]}{T1 + T2 + T3 + T4 + T5} \right] = 9.2778 \quad \text{Cm}$$

Diametro de la vaina, exterior vaina  $\Phi_{v,ext} = 7.0000$  cm

Excentricidad

$$e := y_b - \frac{d'}{100} = 1.0272 \quad \text{m}$$

$y_b = 1.1200$  m Distancia del centro de gravedad de la viga hasta en patin inferior.



fuerza de prestensado final

$$\eta P := \left[ \frac{(\sum t \cdot A)}{\left( \frac{e}{K_t} \right) + 1} \right] = 8250.2873 \quad \text{Kn}$$

Figura 6.35. Distribución de vainas en la viga  
Fuente: Elaboración propia.

- $\sum t = 29020.7916$  Suma de tracciones
- $A = 0.7901$  Area de la viga
- $e = 1.0272$  Excentricidad
- $K_t = 0.5773$  Fibra superior nucleo central

Numero de torones

$$N_t := \left( \frac{\eta P}{0.6 \cdot f_{pu} \cdot A_{tn}} \right) \cdot 1000 = 74.9010$$

- $A_{tn} = 98.7000$  mm<sup>2</sup> Area del toron
- $f_{pu} = 1860.0000$  N/mm<sup>2</sup> Resistencia a traccion de acero

Segundo calculo

Calculamos, Numero de 7 tendones con 12 torones cada uno.

Numero de tendones  $N_{td} := 7$

Tendon 1 12 torones  $T_1 := 12$

Tendon 2 12 torones  $T_2 := 12$

Tendon 3 12 torones  $T_3 := 12$

Tendon 4 12 torones  $T_4 := 12$

Tendon 5 12 torones  $T_5 := 12$

Tendon 6 12 torones  $T_6 := 12$

Tendon 7 12 torones  $T_7 := 12$

Total de torones  $T_{total} := T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 = 84.0000$

Distancia Centroide del acero de

preesforzado.  $d'$

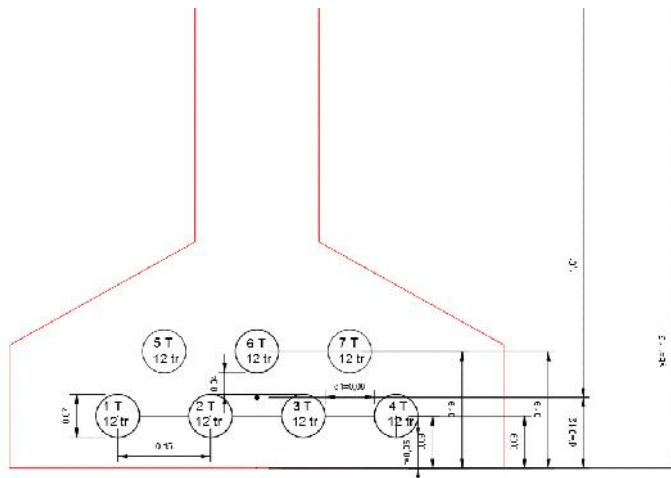
$$d' := \frac{\left[ (T1 + T2 + T3 + T4) \cdot \left( r + \frac{\Phi_{v,ext}}{2} \right) + (T5 + T6 + T7) \cdot \left( r + \Phi_{v,ext} + \frac{\Phi_{v,ext}}{2} \right) \right]}{T1 + T2 + T3 + T4 + T5 + T6 + T7} = 11.5000 \quad \text{Cm}$$

Diametro de la vaina, exterior vaina  $\Phi_{v,ext} = 7.0000 \quad \text{cm}$

Excentricidad

$$e := \left( y_b - \frac{d'}{100} \right) = 1.0050 \quad \text{m}$$

$y_b = 1.1200 \quad \text{m}$  Distancia del centro de gravedad de la viga hasta en patin inferior.



fuerza de prestensado final

$$\eta P := \frac{(\sum t \cdot A)}{\left( \frac{e}{K_t} + 1 \right)} = 8366.1531 \quad \text{Kn}$$

Figura 6.36. Distribución de vainas en la viga

Fuente: Elaboración propia.

Fuerza de prestensado para un tendón calculado

$$F_{tendon} := \left( \frac{\eta P}{T_{total}} \right) \cdot T1 = 1195.1647 \quad \text{Kn}$$

Capacidad de un tendón

$$\frac{(0.6 \cdot f_{pu} \cdot A_{tn} \cdot T1)}{1000} = 1321.7904$$

Fuerza de prestensado para un tendón  $F_{tendon} = 1195.1647$  es menor que la capacidad de

tendón  $\frac{(0.6 \cdot f_{pu} \cdot A_{tn} \cdot T1)}{1000} = 1321.7904$  OK Suficientes torones

**Verificación previa de resistencia requerida**

Momento Resistente  $\phi_{Mn}$

$$\phi_{Mn} := \phi_{pr} \cdot (T_{total} \cdot A_{tn} \cdot 0.95 \cdot f_{pu}) \cdot 0.9 \cdot \left[ \frac{(h \cdot 1000 + t_s)}{1000^2} \right] = 31379.9650 \quad \text{KN-m}$$

$\phi_{pr} = 1.0000$

El factor de resistencia de flexión y tracción para hormigón prestensado

$A_{tn} = 98.7000 \quad \text{mm}^2$

Área de un torón

$T_{total} = 84.0000$

Torones total

$f_{pu} = 1860.0000 \quad \text{N/mm}^2$

Resistencia a tracción de acero

$h = 2.2000 \quad \text{m}$

Altura de viga

$t_s = 180.0000 \quad \text{mm}$

Altura de la losa

Resistencia I, Momento factorizado

$$M_u := 0.95 \cdot \left[ 1.25 \cdot (M_{\text{viga.ex}} + M_{\text{losa.ex}} + M_{\text{diaf.ex}} + M_{\text{Dc2}}) \right] + 1.5 \cdot (M_{\text{DW.ex}}) + 1.75 \cdot (M_{\text{ex.LL.IM}}) = 20264.7162$$

KN-m

$M_{\text{viga.ex}} = 4799.8575$	Momento de la viga exterior Kn-m/viga
$M_{\text{losa.ex}} = 1968.3000$	Momento de losa exterior Kn-m/viga
$M_{\text{diaf.ex}} = 189.7344$	Momento de diafragma exterior Kn-m/viga
$M_{\text{Dc2}} = 1381.4550$	Momento de Dc2 (Bordillo+ barandado+acera) Kn-m/viga
$M_{\text{DW.ex}} = 218.7000$	Momento capa de rodadura Kn-m/viga
$M_{\text{ex.LL.IM}} = 6045.1695$	Momento por carga viva + impacto Kn-m/viga (ver 13.2)

si $\phi_{Mn} = 31379.9650$ es mayor a $M_u = 20264.7162$ CUMPLE
--

6.17. Evaluacion de las perdidas de pretensado Art. 5.9.5

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pf} + \Delta f_{pa} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{psr} + \Delta f_{pcr} + \Delta f_{pr2}$$

- $\Delta f_{pt}$  Perdida total
- $\Delta f_{pf}$  Perdida por friccion (tesado)
- $\Delta f_{pa}$  Perdida por acuanamiento de anclaje (tesado 6mm)
- $\Delta f_{pes}$  Perdida por acortamiento elastico del hormigon (tesado)
- $\Delta f_{psr}$  Perdida por retraccion (a largo plazo)
- $\Delta f_{pcr}$  Perdida por fluencia (no se sabe cuando termina)
- $\Delta f_{pr2}$  Perdida por relajacion del acero (durante toda su vida util)

Tipo de pérdida	Etapa de ocurrencia	
	Elementos pretensados	Elementos postensados
Deslizamiento del anclaje	-----	En la transferencia
Acortamiento elástico del hormigón	En la transferencia	Al aplicar los gatos
Fricción	-----	Al aplicar los gatos
Contracción del hormigón	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Flujo plástico del hormigón	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Relajación diferida del acero	Después de la transferencia	Después de la transferencia

Tabla 6.5. Tipos de perdida de energia.

Fuente: Elaboracion propia.

6.17.1 Perdidas dependientes del tiempo (Retraccion, fluencia y relajacion de acero)

Las estimaciones aproximadas de las pérdidas dependientes del tiempo indicadas reflejan valores y tendencias obtenidas del análisis dependiente del tiempo computarizado de una gran cantidad de elementos de puentes y estructuras diseñados para un rango habitual de variables.

Vigas I (Tabla 5.9.5.3-1)

PPR := 1 Relacion de pretensado parcial (ppr)  
Factor PPR es 1 por ser pretensado total

$$\Delta f_{psr} + \Delta f_{pcr} + \Delta f_{pr2} = 230 \cdot \left[ 1 - 0.15 \cdot \frac{(f'_{cv} - 41)}{41} \right] + 41PPR - 41 \quad \text{N/mm}^2$$

$\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} := 230 \cdot \left[ 1 - 0.15 \cdot \frac{(f'_{cv} - 41)}{41} \right] + 41PPR - 41 = 230.8415$	N/mm <sup>2</sup>
---	-------------------

Para los cables de baja relajacion, se debe reducir en 41 N/mm<sup>2</sup>, en el caso de vigas de seccion rectangular, losas masisar y vigas I.

Para luces no mayores a 75 metros

Hormigón de densidad normal, y resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado.

### 6.17.2 Perdidas por acortamiento elastico del hormigon (instantaneas)

$\eta P = 8366.1531$  Kn Fuerza de pretensado final

$\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$  Perdidas dependientes del tiempo (Retraccion, fluencia y relajacion de acero)

$T_{total} = 84.0000$  Numero total e torones

$A_{tn} = 98.7000$  mm<sup>2</sup> Area de un toron

Preesfuerzo inicial

$$P_{in} := \eta P + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} \cdot T_{total} \cdot \frac{A_{tn}}{1000} = 10280.0135 \quad \text{Kn}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp} := \left[ \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in} \cdot 1000 \cdot (e \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (e \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.8922 \quad \text{N/mm}^2$$

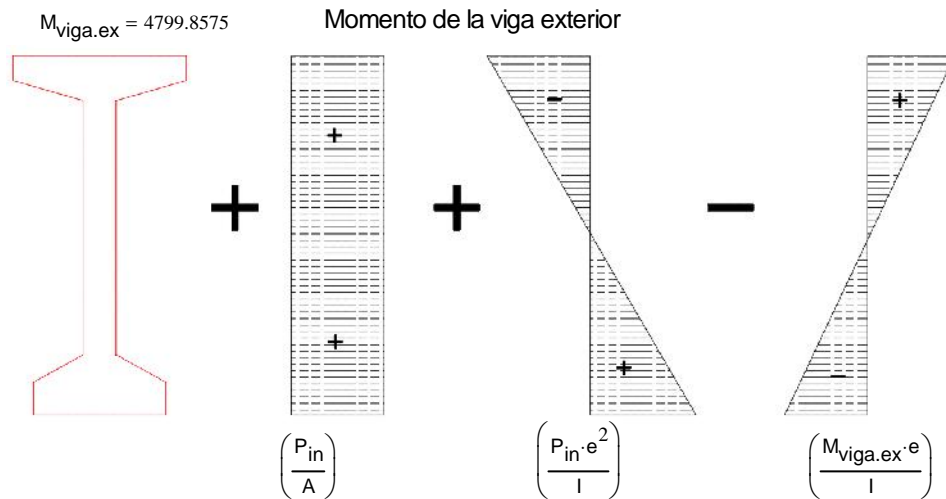


Figura 6.37. sumatoria de momentos.  
Fuente: Elaboracion propia.

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp} = 61.2963 \quad \text{N/mm}^2$$

$E_s = 197000.0000$  Modulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

$E_b = 32908.7815$  Modulo de elasticidad de la viga

Primera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes} = 1301.2266$$

$$P_{in.interado} := f_{pi} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10788209.2445 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado} \cdot (e \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (e \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 25.5401 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp} = 65.5240 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Segunda iteración:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes} = 1305.4543$$

$$P_{in.interado} := f_{pi} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10823260.2524 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado} \cdot (e \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (e \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 25.6538 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp} = 65.8156 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Tercera iteración:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes} = 1305.7459$$

$$P_{in.interado} := f_{pi} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10825677.7718 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado} \cdot (e \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (e \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 25.6616 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp} = 65.8357 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Cuarta iteración:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes} = 1305.7660$$

$$P_{in.interado} := f_{pi} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10825844.5117 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado} \cdot (e \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (e \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 25.6622 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{\text{pes}} := \left( \frac{N_{\text{tn}} - 1}{2 \cdot N_{\text{tn}}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{\text{cgp}} = 65.8371 \quad \text{N/mm}^2$$

### Perdidas por acortamiento elástico del hormigón (Tendon 1)

$\eta P = 8366.1531$	Fuerza de pretensado final
$\Delta f_{\text{psr.f.pcr.f.pr2}} = 230.8415$	Perdidas dependientes del tiempo (Retracción, fluencia y relajación de acero)
$T_{\text{total}} = 84.0000$	Numero total e torones
$A_{\text{tn}} = 98.7000$ mm <sup>2</sup>	Area de un toron
$P_{\text{in}} = 10280.0135$ Kn	Preesfuerzo inicial
$C_{\text{gt1}} := y_b - 0.6 = 0.5200$ m	Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la base de la viga
$F_{\text{gt1}} := y_b - \left( \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{\text{v.ext}}}{2 \cdot 100} \right) = 1.0350$	Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la exentricidad

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{\text{cgp1}} := \left[ \left( \frac{P_{\text{in}} \cdot 1000}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{\text{in}} \cdot 1000 \cdot (F_{\text{gt1}} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{\text{viga.ex}} \cdot 1000^2 \cdot (F_{\text{gt1}} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 24.8418 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{\text{pes1}} := \left( \frac{N_{\text{tn}} - 1}{2 \cdot N_{\text{tn}}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{\text{cgp1}} = 63.7325 \quad \text{N/mm}^2$$

$E_s = 197000.0000$  Modulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

$E_b = 32908.7815$  Modulo de elasticidad de la viga

Primera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{\text{pi1}} := \left( \frac{P_{\text{in}} \cdot 1000}{A_{\text{tn}} \cdot T_{\text{total}}} \right) + \Delta f_{\text{pes1}} = 1303.6628$$

$$P_{\text{in.interado1}} := f_{\text{pi1}} \cdot A_{\text{tn}} \cdot T_{\text{total}} = 10808407.1457 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{\text{cgp1}} := \left[ \left( \frac{P_{\text{in.interado1}}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{\text{in.interado1}} \cdot (F_{\text{gt1}} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{\text{viga.ex}} \cdot 1000^2 \cdot (F_{\text{gt1}} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.6185 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{\text{pes1}} := \left( \frac{N_{\text{tn}} - 1}{2 \cdot N_{\text{tn}}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{\text{cgp1}} = 68.2906 \quad \text{N/mm}^2$$

Segunda interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi1} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes1} = 1308.2209$$

$$P_{in.interado1} := f_{pi1} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10846197.5490 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp1} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado1}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado1} \cdot (F_{gt1} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt1} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7456 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes1} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp1} = 68.6166 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Tercera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi1} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes1} = 1308.5469$$

$$P_{in.interado1} := f_{pi1} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10848900.2964 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los

$$f_{cgp1} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado1}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado1} \cdot (F_{gt1} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt1} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7547 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes1} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp1} = 68.6400 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Cuarta interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi1} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes1} = 1308.5702$$

$$P_{in.interado1} := f_{pi1} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10849093.5953 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp1} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado1}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado1} \cdot (F_{gt1} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt1} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7553 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes1} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp1} = 68.6416 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdidas por acortamiento elastico del hormigon (Tendon 2)

$$C_{gt2} := y_b - 0.3 = 0.8200 \quad m$$

Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la base de la viga

$$F_{gt2} := y_b - \left( \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v,ext}}{2 \cdot 100} \right) = 1.0350 \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la excentricidad}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp2} := \left[ \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in} \cdot 1000 \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 24.8418 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes2} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp2} = 63.7325 \quad \text{N/mm}^2$$

Primera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi2} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes2} = 1303.6628$$

$$P_{in.interado2} := f_{pi2} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10808407.1457 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp2} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado2}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado2} \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.6185 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes2} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp2} = 68.2906 \quad \text{N/mm}^2$$

Segunda interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi2} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes2} = 1308.2209$$

$$P_{in.interado2} := f_{pi2} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10846197.5490 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp2} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado2}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado2} \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7456 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes2} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp2} = 68.6166 \quad \text{N/mm}^2$$

Tercera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi2} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes2} = 1308.5469$$

$$P_{in.interado2} := f_{pi2} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10848900.2964 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp2} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado2}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado2} \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7547 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes2} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp2} = 68.6400 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Cuarta interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi2} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes2} = 1308.5702$$

$$P_{in.interado2} := f_{pi2} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10849093.5953 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp2} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado2}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado2} \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt2} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7553 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes2} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp2} = 68.6416 \quad \frac{N}{mm^2}$$

### Perdidas por acortamiento elastico del hormigon (Tendon 3)

$$C_{gt3} := y_b = 1.1200 \quad m \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la base de la viga}$$

$$F_{gt3} := y_b - \left( \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v.ext}}{2 \cdot 100} \right) = 1.0350 \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la exentricidad}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp3} := \left[ \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in} \cdot 1000 \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 24.8418 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes3} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp3} = 63.7325 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Primera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi3} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes3} = 1303.6628$$

$$P_{in.interado3} := f_{pi3} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10808407.1457 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp3} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado3}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado3} \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.6185 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes3} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp3} = 68.2906 \quad \text{N/mm}^2$$

Segunda interacción:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi3} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes3} = 1308.2209$$

$$P_{in.interado3} := f_{pi3} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10846197.5490 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp3} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado3}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado3} \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7456 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes3} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp3} = 68.6166 \quad \text{N/mm}^2$$

Tercera interacción:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi3} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes3} = 1308.5469$$

$$P_{in.interado3} := f_{pi3} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10848900.2964 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp3} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado3}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado3} \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7547 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes3} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp3} = 68.6400 \quad \text{N/mm}^2$$

Cuarta interacción:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi3} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes3} = 1308.5702$$

$$P_{in.interado3} := f_{pi3} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10849093.5953 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp3} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado3}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado3} \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt3} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7553 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes3} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp3} = 68.6416 \quad \text{N/mm}^2$$

## Perdidas por acortamiento elástico del hormigon (Tendon 4)

$$C_{gt4} := y_b - 0.9 = 0.2200 \quad \text{m} \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la base de la viga}$$

$$F_{gt4} := y_b - \left( \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v,ext}}{2 \cdot 100} \right) = 1.0350 \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la exentricidad}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp4} := \left[ \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in} \cdot 1000 \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 24.8418 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes4} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp4} = 63.7325 \quad \text{N/mm}^2$$

Primera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi4} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes4} = 1303.6628$$

$$P_{in.interado4} := f_{pi4} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10808407.1457 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp4} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado4}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado4} \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.6185 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes4} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp4} = 68.2906 \quad \text{N/mm}^2$$

Segunda interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi4} := \left( \frac{P_{in.interado4}}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes4} = 1308.2209$$

$$P_{in.interado4} := f_{pi4} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10846197.5490 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp4} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado4}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado4} \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7456 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes4} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp4} = 68.6166 \quad \text{N/mm}^2$$

Tercera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi4} := \left( \frac{P_{in.interado4}}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes4} = 1308.5469$$

$$P_{in.interado4} := f_{pi4} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10848900.2964 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp4} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado4}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado4} \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7547 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes4} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp4} = 68.6400 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Cuarta interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi4} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes4} = 1308.5702$$

$$P_{in.interado4} := f_{pi4} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10849093.5953 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp4} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado4}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado4} \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt4} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 26.7553 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes4} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp4} = 68.6416 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdidas por acortamiento elastico del hormigon (Tendon 5)

$$C_{gt5} := y_b + 0.3 = 1.4200 \quad m \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la base de la viga}$$

$$F_{gt5} := y_b - \left( \frac{\Phi_{v.ext}}{100} + \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v.ext}}{100} \right) = 0.9300 \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la exentricidad}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp5} := \left[ \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in} \cdot 1000 \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 21.6767 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes5} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp5} = 55.6124 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Primera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi5} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes5} = 1295.5426$$

$$P_{in.interado5} := f_{pi5} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10741084.8992 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp5} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado5}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado5} \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.0409 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes5} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp5} = 59.1121 \quad \text{N/mm}^2$$

Segunda iteración:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi5} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes5} = 1299.0423$$

$$P_{in.interado5} := f_{pi5} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10770099.8803 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp5} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado5}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado5} \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1267 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes5} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp5} = 59.3323 \quad \text{N/mm}^2$$

Tercera iteración:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi5} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes5} = 1299.2625$$

$$P_{in.interado5} := f_{pi5} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10771925.7777 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp5} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado5}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado5} \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1321 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes5} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp5} = 59.3462 \quad \text{N/mm}^2$$

Cuarta iteración:

tensión en el momento del tesado

$$f_{pi5} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes5} = 1299.2764$$

$$P_{in.interado5} := f_{pi5} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10772040.6805 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp5} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado5}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado5} \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt5} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1324 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes5} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp5} = 59.3470 \quad \text{N/mm}^2$$

## Perdidas por acortamiento elástico del hormigon (Tendon 6)

$$C_{gt6} := y_b + 0.9 = 2.0200 \quad \text{m} \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la base de la viga}$$

$$F_{gt6} := y_b - \left( \frac{\Phi_{v,ext}}{100} + \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v,ext}}{100} \right) = 0.9300 \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la exentricidad}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp6} := \left[ \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in} \cdot 1000 \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 21.6767 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes6} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp6} = 55.6124 \quad \text{N/mm}^2$$

Primera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi6} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes6} = 1295.5426$$

$$P_{in.interado6} := f_{pi6} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10741084.8992 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp6} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado6}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado6} \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.0409 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes6} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp6} = 59.1121 \quad \text{N/mm}^2$$

Segunda interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi6} := \left( \frac{P_{in.interado6}}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes6} = 1299.0423$$

$$P_{in.interado6} := f_{pi6} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10770099.8803 \quad \text{N}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp6} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado6}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado6} \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1267 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes6} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp6} = 59.3323 \quad \text{N/mm}^2$$

Tercera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi6} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes6} = 1299.2625$$

$$P_{in.interado6} := f_{pi6} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10771925.7777 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp6} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado6}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado6} \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1321 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes6} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp6} = 59.3462 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Cuarta interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi6} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes6} = 1299.2764$$

$$P_{in.interado6} := f_{pi6} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10772040.6805 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp6} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado6}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado6} \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt6} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1324 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes6} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp6} = 59.3470 \quad \frac{N}{mm^2}$$

### Perdidas por acortamiento elastico del hormigon (Tendon 7)

$$C_{gt7} := y_b + 0.6 = 1.7200 \quad m \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la base de la viga}$$

$$F_{gt7} := y_b - \left( \frac{\Phi_{v.ext}}{100} + \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v.ext}}{100} \right) = 0.9300 \quad \text{Distancia del centro de gravedad de la vaina hasta la exentricidad}$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp7} := \left[ \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in} \cdot 1000 \cdot (F_{gt7} \cdot 1000)^2}{I \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt7} \cdot 1000)}{I \cdot 1000^4} \right] \right] = 21.6767 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes7} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp7} = 55.6124 \quad \frac{N}{mm^2}$$

Primera interacion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi7} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes7} = 1295.5426 \quad \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{in.interado7} := f_{pi7} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10741084.8992 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp7} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado7}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado7} \cdot (F_{gt7} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt7} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.0409 \quad N/mm^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes7} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp7} = 59.1121 \quad N/mm^2$$

Segunda iteracion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi7} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes7} = 1299.0423 \quad N/mm^2$$

$$P_{in.interado7} := f_{pi7} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10770099.8803 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp7} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado7}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado7} \cdot (F_{gt7} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt7} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1267 \quad N/mm^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes7} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp7} = 59.3323 \quad N/mm^2$$

Tercera iteracion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi7} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes7} = 1299.2625 \quad N/mm^2$$

$$P_{in.interado7} := f_{pi7} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10771925.7777 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{cgp7} := \left[ \left( \frac{P_{in.interado7}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{in.interado7} \cdot (F_{gt7} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2 \cdot (F_{gt7} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1321 \quad N/mm^2$$

Perdida por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pes7} := \left( \frac{N_{tn} - 1}{2 \cdot N_{tn}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{cgp7} = 59.3462 \quad N/mm^2$$

Cuarta iteracion:

tension en el momento del tesado

$$f_{pi7} := \left( \frac{P_{in} \cdot 1000}{A_{tn} \cdot T_{total}} \right) + \Delta f_{pes7} = 1299.2764$$

$$P_{in.interado7} := f_{pi7} \cdot A_{tn} \cdot T_{total} = 10772040.6805 \quad N$$

Sumatoria de tensiones en el centro de gravedad de los tendones

$$f_{\text{cgp7}} := \left[ \left( \frac{P_{\text{in.interado7}}}{A \cdot 1000^2} \right) + \left[ \frac{P_{\text{in.interado7}} \cdot (F_{\text{gt7}} \cdot 1000)^2}{1 \cdot 1000^4} \right] - \left[ \frac{M_{\text{viga.ex}} \cdot 1000^2 \cdot (F_{\text{gt7}} \cdot 1000)}{1 \cdot 1000^4} \right] \right] = 23.1324 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acortamiento  
elástico

$$\Delta f_{\text{des7}} := \left( \frac{N_{\text{tn}} - 1}{2 \cdot N_{\text{tn}}} \right) \cdot \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot f_{\text{cgp7}} = 59.3470 \quad \text{N/mm}^2$$

### 6.17.3 Perdidas por friccion Art.5.9.5.2.2b

Las pérdidas por fricción entre los tendones de pretensado internos y la pared de la vana se pueden tomar como:

$$\Delta f_{\text{fr}} = f_{\text{fr}} \left( 1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right)$$

$\Delta f_{\text{df}}$  Perdida por friccion (tesado)  
 $x := \left( \frac{L}{2} \right) \cdot 1000 = 22500.0000$  Longitud de un tendon desde el extremo del gato hasta cualquier punto, mm  
 $K := 0.00000066$  Coeficiente de friccion por desviacion, mm  
 $\mu := 0.25$  coeficiente de friccion, radianes  
 $e$  base de los logaritmos neperianos

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	$\mu$
Alambres o cables	Vaina rigida y semirrigida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tuberia de acero rigida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barra de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

Tabla 6.6. Coeficientes de friccion para los tendones de postensado  
Fuente: Norma Aashto lrfd.

tension en el momento del tesado

$$f_{\text{pi}} = 1305.7660$$

Tendon equivalente

El centro de gravedad de los tendones en el apoyo es igual  $y_b = 1.1200$

flecha tendon equivalente

$$f_{\text{lecha}} := y_b - \frac{d'}{100} = 1.0050$$

Entonces la excentricidad en el apoyo es igual a -0.1m

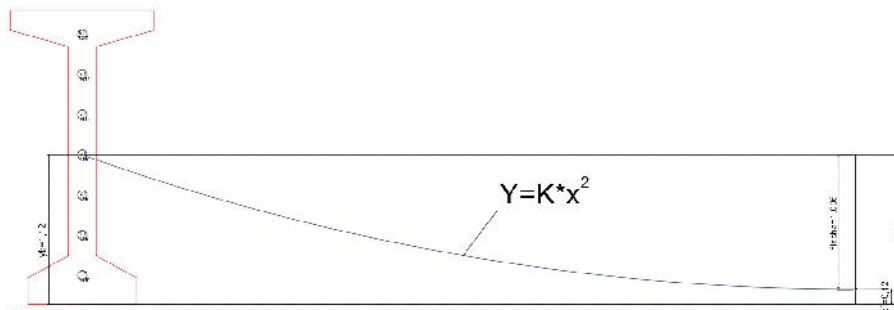


Figura 6.38. excentricidad y flecha de los tendones  
Fuente:Elaboracion propia.

Sumatoria de valores de variacion angular

$$\alpha := \left[ \frac{(2 \cdot f_{\text{lecha}} \cdot 1000)}{x} \right] = 0.0893 \quad \text{radianes}$$

Perdida por fricción (tendon equivalente)

$$\Delta f_{\text{pf}} := f_{\text{pi}} [1 - [\exp[-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)]]] = 47.6611 \quad \text{N/mm}^2$$

### Perdida por fricción (tendon 1)

Distancia de la base hasta el centro del tendon en el apoyo

$$C_{\text{gt}1} = 0.5200 \quad \text{m}$$

flecha tendon 1

$$f_{\text{lecha}1} := C_{\text{gt}1} - \left( \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{\text{v.ext}}}{2 \cdot 100} \right) = 0.4350$$

Sumatoria de valores de variacion angular

$$\alpha_1 := \left[ \frac{(2 \cdot f_{\text{lecha}1} \cdot 1000)}{x} \right] = 0.0387 \quad \text{radianes}$$

Perdida por fricción (tendon 1)

$$\Delta f_{\text{pf}1} := f_{\text{pi}} [1 - [\exp[-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha_1)]]] = 31.6238 \quad \text{N/mm}^2$$

### Perdida por fricción (tendon 2)

Distancia de la base hasta el centro del tendon en el apoyo

$$C_{\text{gt}2} = 0.8200 \quad \text{m}$$

flecha tendon 1

$$f_{\text{lecha}2} := C_{\text{gt}2} - \left( \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{\text{v.ext}}}{2 \cdot 100} \right) = 0.7350$$

Sumatoria de valores de variacion angular

$$\alpha_2 := \left[ \frac{(2 \cdot f_{\text{lecha}2} \cdot 1000)}{x} \right] = 0.0653 \quad \text{radianes}$$

Perdida por fricción (tendon 2)

$$\Delta f_{\text{pf}2} := f_{\text{pi}} [1 - [\exp[-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha_2)]]] = 40.0898 \quad \text{N/mm}^2$$

### Perdida por fricción (tendon 3)

Distancia de la base hasta el centro del tendon en el apoyo

$$C_{\text{gt}3} = 1.1200 \quad \text{m}$$

flecha tendon 1

$$f_{\text{lecha}3} := C_{\text{gt}3} - \left( \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{\text{v.ext}}}{2 \cdot 100} \right) = 1.0350$$

Sumatoria de valores de variacion angular

$$\alpha_3 := \left[ \frac{(2 \cdot f_{\text{lecha}3} \cdot 1000)}{x} \right] = 0.0920 \quad \text{radianes}$$

Perdida por fricción (tendon 3)

$$\Delta f_{\text{pf}3} := f_{\text{pi}} [1 - [\exp[-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha_3)]]] = 48.4996 \quad \text{N/mm}^2$$

#### Perdida por friccion (tendon 4)

Distancia de la base hasta el centro del tendon en el apoyo

$$C_{gt4} = 0.2200 \quad \text{m}$$

flecha tendon 1

$$f_{lecha4} := C_{gt4} - \left( \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v.ext}}{2 \cdot 100} \right) = 0.1350$$

Sumatoria de valores de variacion angular

$$\alpha_4 := \left[ \frac{(2 \cdot f_{lecha4} \cdot 1000)}{x} \right] = 0.0120 \quad \text{radianes}$$

Perdida por friccion (tendon 4)

$$\Delta f_{pf4} := f_{pi} \cdot [1 - [\exp[-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha_4)]]] = 23.1011 \quad \text{N/mm}^2$$

#### Perdida por friccion (tendon 5)

Distancia de la base hasta el centro del tendon en el apoyo

$$C_{gt5} = 1.4200 \quad \text{m}$$

flecha tendon 1

$$f_{lecha5} := C_{gt5} - \left( \frac{\Phi_{v.ext}}{100} + \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v.ext}}{100} \right) = 1.2300$$

Sumatoria de valores de variacion angular

$$\alpha_5 := \left[ \frac{(2 \cdot f_{lecha5} \cdot 1000)}{x} \right] = 0.1093 \quad \text{radianes}$$

Perdida por friccion (tendon 5)

$$\Delta f_{pf5} := f_{pi} \cdot [1 - [\exp[-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha_5)]]] = 53.9360 \quad \text{N/mm}^2$$

#### Perdida por friccion (tendon 6)

Distancia de la base hasta el centro del tendon en el apoyo

$$C_{gt6} = 2.0200 \quad \text{m}$$

flecha tendon 1

$$f_{lecha6} := C_{gt6} - \left( \frac{\Phi_{v.ext}}{100} + \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v.ext}}{100} \right) = 1.8300$$

Sumatoria de valores de variacion angular

$$\alpha_6 := \left[ \frac{(2 \cdot f_{lecha6} \cdot 1000)}{x} \right] = 0.1627 \quad \text{radianes}$$

Perdida por friccion (tendon 6)

$$\Delta f_{pf6} := f_{pi} \cdot [1 - [\exp[-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha_6)]]] = 70.5162 \quad \text{N/mm}^2$$

#### Perdida por friccion (tendon 7)

Distancia de la base hasta el centro del tendon en el apoyo

$$C_{gt7} = 1.7200 \quad \text{m}$$

flecha tendon 1

$$f_{lecha7} := C_{gt7} - \left( \frac{\Phi_{v,ext}}{100} + \frac{r}{100} + \frac{\Phi_{v,ext}}{100} \right) = 1.5300$$

Sumatoria de valores de variacion angular

$$\alpha_7 := \left[ \frac{(2 \cdot f_{lecha7} \cdot 1000)}{x} \right] = 0.1360 \quad \text{radianes}$$

Perdida por friccion (tendon 7)

$$\Delta f_{pf7} := f_{pi} \cdot [1 - [\exp[-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha_7)]]] = 62.2537 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por friccion promedio

$$\Delta f_{pfpromedio} := \frac{(\Delta f_{pf1} + \Delta f_{pf2} + \Delta f_{pf3} + \Delta f_{pf4} + \Delta f_{pf5} + \Delta f_{pf6} + \Delta f_{pf7})}{7} = 47.1458 \quad \text{N/mm}^2$$

#### 6.17.4 Perdidas por acuanamiento y anclaje Art.5.9.5.2.1

La pérdida por acuanamiento de los anclajes es provocada por el movimiento del tendón antes del asiento de las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje.

El valor de acuanamiento de los anclajes igual a 6 mm que muchas veces se asume en el cálculo de los alargamientos es un valor adecuado pero aún así aproximado. C5.9.5.2.1

$$h_{anclaje} := 6 \quad \text{mm}$$

$$\Delta f_{pf} = 47.6611$$

$$x = 22500.0000 \quad \text{mm}$$

Distancia de influencia de acuanamiento

$$X_{acuanamiento} := \sqrt{\frac{(E_s \cdot h_{anclaje} \cdot x)}{\Delta f_{pf}}} = 23622.0609 \quad \text{mm}$$

Tesado de un lado

Perdida por acuanamiento y anclaje equivalente

$$\Delta f_{pa} := \left[ 2 \left[ \frac{(E_s \cdot h_{anclaje})}{X_{acuanamiento}} \right] - 2 \cdot \Delta f_{pf} \right] = 4.7537 \quad \text{N/mm}^2$$

**Perdida por acuanamiento y anclaje (tendon 1)**

Distancia de influencia de acuanamiento

$$X_{acuanamiento1} := \sqrt{\frac{(E_s \cdot h_{anclaje} \cdot x)}{\Delta f_{pf1}}} = 28999.6688 \quad \text{mm}$$

Tesado de un lado

Perdida por acuanamiento y anclaje tendon 1

$$\Delta f_{pa1} := \left[ 2 \left[ \frac{(E_s \cdot h_{anclaje})}{X_{acuanamiento1}} \right] - 2 \cdot \Delta f_{pf1} \right] = 18.2706 \quad \text{N/mm}^2$$

**Perdida por acuanamiento y anclaje (tendon 2)**

Distancia de influencia de acuanamiento

$$X_{acuanamiento2} := \sqrt{\frac{(E_s \cdot h_{anclaje} \cdot x)}{\Delta f_{pf2}}} = 25756.2686 \quad \text{mm}$$

Tesado de un lado

Perdida por acuramiento y anclaje tendón 2

$$\Delta f_{pa2} := \left[ 2 \left[ \frac{(E_s \cdot h_{anclaje})}{X_{acuramiento2}} \right] - 2 \cdot \Delta f_{pf2} \right] = 11.6038 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acuramiento y anclaje (tendón 3)

Distancia de influencia de acuramiento

$$X_{acuramiento3} := \sqrt{\frac{(E_s \cdot h_{anclaje} \cdot x)}{\Delta f_{pf3}}} = 23416.9825 \quad \text{mm}$$

Tesado de un lado

Perdida por acuramiento y anclaje tendón 3

$$\Delta f_{pa3} := \left[ 2 \left[ \frac{(E_s \cdot h_{anclaje})}{X_{acuramiento3}} \right] - 2 \cdot \Delta f_{pf3} \right] = 3.9532 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acuramiento y anclaje (tendón 4)

Distancia de influencia de acuramiento

$$X_{acuramiento4} := \sqrt{\frac{(E_s \cdot h_{anclaje} \cdot x)}{\Delta f_{pf4}}} = 33929.9618 \quad \text{mm}$$

Tesado de un lado

Perdida por acuramiento y anclaje tendón 4

$$\Delta f_{pa4} := \left[ 2 \left[ \frac{(E_s \cdot h_{anclaje})}{X_{acuramiento4}} \right] - 2 \cdot \Delta f_{pf4} \right] = 23.4707 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acuramiento y anclaje (tendón 5)

Distancia de influencia de acuramiento

$$X_{acuramiento5} := \sqrt{\frac{(E_s \cdot h_{anclaje} \cdot x)}{\Delta f_{pf5}}} = 22205.5111 \quad \text{mm}$$

Tesado de un lado

Perdida por acuramiento y anclaje tendón 5

$$\Delta f_{pa5} := \left[ 2 \left[ \frac{(E_s \cdot h_{anclaje})}{X_{acuramiento5}} \right] - 2 \cdot \Delta f_{pf5} \right] = -1.4119 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\Delta f_{pa5}$  es negativo no se tiene pérdidas por acuramiento y anclaje en el tendón

$$\Delta f_{pa5} := 0 \quad \text{N/mm}^2$$

Perdida por acuramiento y anclaje (tendón 6)

Distancia de influencia de acuramiento

$$X_{acuramiento6} := \sqrt{\frac{(E_s \cdot h_{anclaje} \cdot x)}{\Delta f_{pf6}}} = 19420.2758 \quad \text{mm}$$

Tesado de un lado

Perdida por acuíamiento y anclaje tendón 6

$$\Delta f_{pa6} := \left[ 2 \left[ \frac{(E_s \cdot h_{anclaje})}{X_{acuíamiento6}} \right] - 2 \cdot \Delta f_{pf6} \right] = -19.3041 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\Delta f_{pa6}$  es negativo no se tiene pérdidas por acuíamiento y anclaje en el

tendón  $\Delta f_{pa6} := 0 \quad \text{N/mm}^2$

#### Perdida por acuíamiento y anclaje (tendón 7)

Distancia de influencia de acuíamiento

$$X_{acuíamiento7} := \sqrt{\frac{(E_s \cdot h_{anclaje} \cdot x)}{\Delta f_{pf6}}} = 19420.2758 \quad \text{mm}$$

Tesado de un lado

Perdida por acuíamiento y anclaje tendón 7

$$\Delta f_{pa7} := \left[ 2 \left[ \frac{(E_s \cdot h_{anclaje})}{X_{acuíamiento7}} \right] - 2 \cdot \Delta f_{pf7} \right] = -2.7790 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\Delta f_{pa7}$  es negativo no se tiene pérdidas por acuíamiento y anclaje en el

tendón  $\Delta f_{pa7} := 0 \quad \text{N/mm}^2$

### 6.17.5. Resumen de pérdidas

#### Perdidas tendón 1

$\Delta f_{pf1} = 31.6238$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por fricción (tesado)
$\Delta f_{pa1} = 18.2706$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por acuíamiento de anclaje (tesado 6mm)
$\Delta f_{pes1} = 68.6416$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por acortamiento elástico del hormigón (tesado)
$\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$	N/mm <sup>2</sup>	Perdidas dependientes del tiempo (Retracción, fluencia y relajación de acero)
$\Delta f_{pt1} := \Delta f_{pf1} + \Delta f_{pa1} + \Delta f_{pes1} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 349.3775$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendón 1

#### Perdidas tendón 2

$\Delta f_{pf2} = 40.0898$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por fricción (tesado)
$\Delta f_{pa2} = 11.6038$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por acuíamiento de anclaje (tesado 6mm)
$\Delta f_{pes2} = 68.6416$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por acortamiento elástico del hormigón (tesado)
$\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$	N/mm <sup>2</sup>	Perdidas dependientes del tiempo (Retracción, fluencia y relajación de acero)
$\Delta f_{pt2} := \Delta f_{pf2} + \Delta f_{pa2} + \Delta f_{pes2} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 351.1767$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendón 2

#### Perdidas tendón 3

$\Delta f_{pf3} = 48.4996$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por fricción (tesado)
$\Delta f_{pa3} = 3.9532$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por acuíamiento de anclaje (tesado 6mm)
$\Delta f_{pes3} = 68.6416$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por acortamiento elástico del hormigón (tesado)
$\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$	N/mm <sup>2</sup>	Perdidas dependientes del tiempo (Retracción, fluencia y relajación de acero)
$\Delta f_{pt3} := \Delta f_{pf3} + \Delta f_{pa3} + \Delta f_{pes3} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 351.9359$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendón 3

#### Perdidas tendón 4

$\Delta f_{pf4} = 23.1011$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por fricción (tesado)
----------------------------	-------------------	-------------------------------

$\Delta f_{pa4} = 23.4707$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por acuramiento de anclaje (tesado 6mm)  
 $\Delta f_{pes4} = 68.6416$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por acortamiento elastico del hormigon (tesado)  
 $\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$       N/mm<sup>2</sup>      Perdidas dependientes del tiempo  
 (Retraccion, fluencia y relajacion de acero)

$\Delta f_{pt4} := \Delta f_{pf4} + \Delta f_{pa4} + \Delta f_{pes4} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 346.0549$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida total tendon 4  
 2

#### Perdidas tendon 5

$\Delta f_{pf5} = 53.9360$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por friccion (tesado)  
 $\Delta f_{pa5} = 0.0000$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por acuramiento de anclaje (tesado 6mm)  
 $\Delta f_{pes5} = 59.3470$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por acortamiento elastico del hormigon (tesado)  
 $\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$       N/mm<sup>2</sup>      Perdidas dependientes del tiempo  
 (Retraccion, fluencia y relajacion de acero)

$\Delta f_{pt5} := \Delta f_{pf5} + \Delta f_{pa5} + \Delta f_{pes5} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 344.1245$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida total tendon 5  
 2

#### Perdidas tendon 6

$\Delta f_{pf6} = 70.5162$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por friccion (tesado)  
 $\Delta f_{pa6} = 0.0000$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por acuramiento de anclaje (tesado 6mm)  
 $\Delta f_{pes6} = 59.3470$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por acortamiento elastico del hormigon (tesado)  
 $\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$       N/mm<sup>2</sup>      Perdidas dependientes del tiempo  
 (Retraccion, fluencia y relajacion de acero)

$\Delta f_{pt6} := \Delta f_{pf6} + \Delta f_{pa6} + \Delta f_{pes6} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 360.7048$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida total tendon 6  
 2

#### Perdidas tendon 7

$\Delta f_{pf7} = 62.2537$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por friccion (tesado)  
 $\Delta f_{pa7} = 0.0000$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por acuramiento de anclaje (tesado 6mm)  
 $\Delta f_{pes7} = 59.3470$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida por acortamiento elastico del hormigon (tesado)  
 $\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$       N/mm<sup>2</sup>      Perdidas dependientes del tiempo  
 (Retraccion, fluencia y relajacion de acero)

$\Delta f_{pt7} := \Delta f_{pf7} + \Delta f_{pa7} + \Delta f_{pes7} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 352.4422$       N/mm<sup>2</sup>      Perdida total tendon 7

**Perdidas total en los tendones**

$\Delta f_{pt1} = 349.3775$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendon 1
$\Delta f_{pt2} = 351.1767$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendon 2
$\Delta f_{pt3} = 351.9359$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendon 3
$\Delta f_{pt4} = 346.0549$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendon 4
$\Delta f_{pt5} = 344.1245$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendon 5
$\Delta f_{pt6} = 360.7048$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendon 6
$\Delta f_{pt7} = 352.4422$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total tendon 7

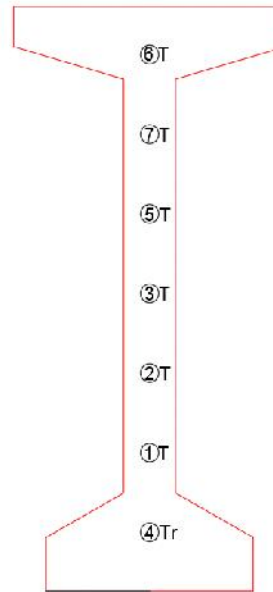


Figura 6.39. Corte transversal en el apoyo de la viga

Fuente: Elaboracion propia.

**Perdidas tendon equivalente**

$\Delta f_{pf} = 47.6611$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por friccion (tesado)
$\Delta f_{pa} = 4.7537$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por acuñamiento de anclaje (tesado 6mm)
$\Delta f_{pes} = 65.8371$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida por acortamiento elastico del hormigon (tesado)
$\Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 230.8415$	N/mm <sup>2</sup>	Perdidas dependientes del tiempo (Retraccion, fluencia y relajacion de acero)
$\Delta f_{pt} := \Delta f_{pf} + \Delta f_{pa} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 349.0934$	N/mm <sup>2</sup>	Perdida total equivalente

**Tension final**

$$f_{pf} := \left( \frac{\eta P}{T_{total} A_{tn}} \right) \cdot 1000 = 1009.0888 \quad \text{N/mm}^2$$

$\eta P = 8366.1531$  Fuerza de pretensado final

$T_{total}$  Numero total de torones

$A_{tn}$  Area del toron

**Porcentaie de perdidas**

$$\%P := \left( \frac{\Delta f_{pt}}{f_{pf}} \right) \cdot 100 = 34.5949 \quad \%$$

**6.17.6 Diagrama de tensiones en el acero**

**Tendon equivalente**

Tension en el gato  $f_{pj} := f_{pf} + \Delta f_{pf} + \Delta f_{pa} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 1358.1822$  N/mm<sup>2</sup>

Tension admisible en el gato  $f_{pj.adm} := 0.9 \cdot 0.9 \cdot f_{pu} = 1506.6000$  N/mm<sup>2</sup>

Longitud	Esfuerzo
0	1358.18216
22.5	1310.52
22.5	1310.52
23.62206085	1308.14419
0	1258.10622
22.5	1305.77
22.5	1305.76736
23.62206085	1308.14419
0	961.427618
22.5	1009.08876

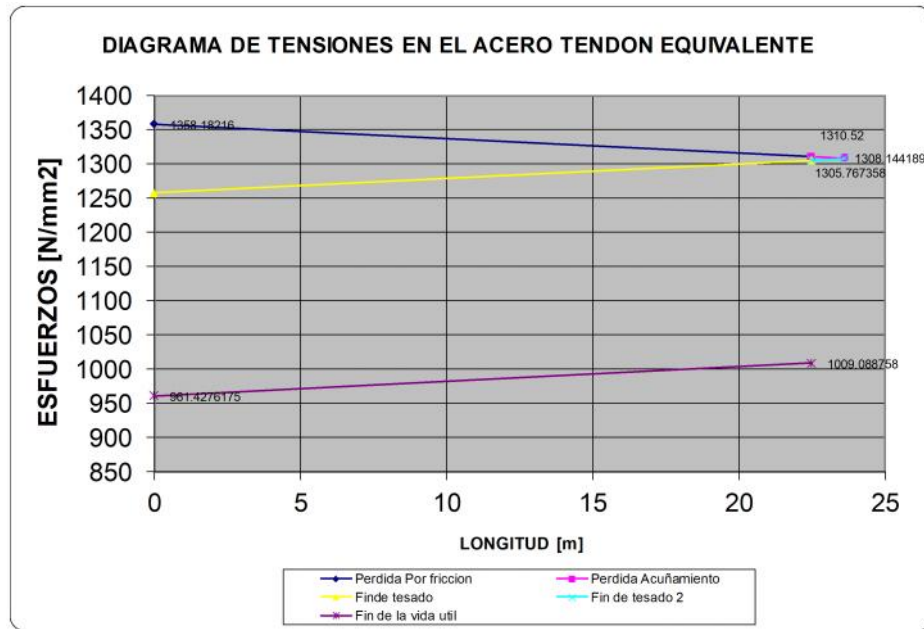


Diagrama 6.1. Tensiones en el acero, tendón equivalente.  
Fuente: Elaboración propia.

### Tendón 1

Tensión en el gato  $f_{pj1} := f_{pf} + \Delta f_{pf1} + \Delta f_{pa1} + \Delta f_{pes1} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 1358.4662 \quad \text{N/mm}^2$

Tensión admisible en el gato  $f_{pj.adm} = 1506.6000 \quad \text{N/mm}^2$

Longitud	Esfuerzo
0	1363.6676
22.5	1332.04381
22.5	1332.04381
28.9996688	1322.90852
0	1282.14943
22.5	1313.77322
22.5	1313.77322
28.9996688	1322.90852
0	977.464967
22.5	1009.08876

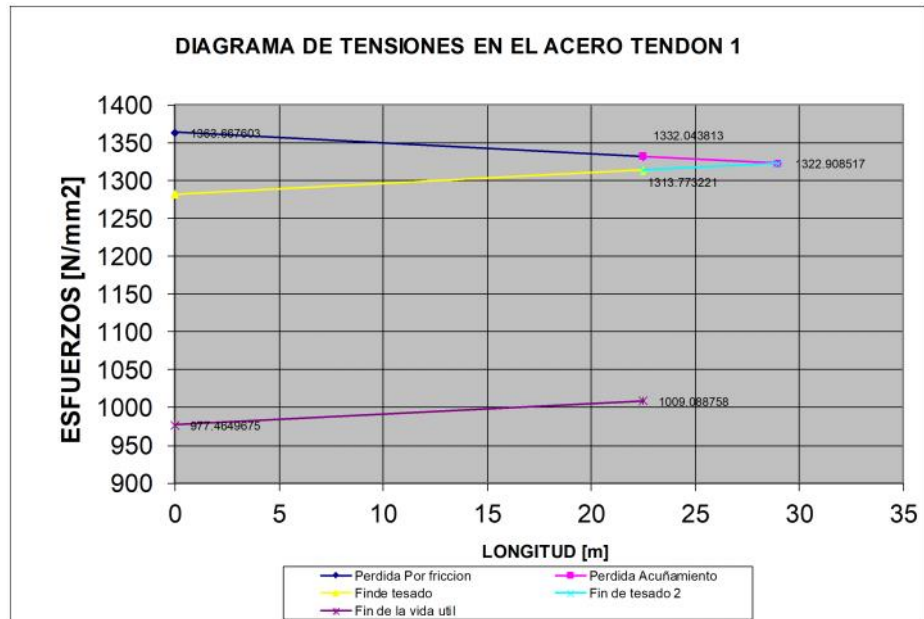


Diagrama 6.2. Tensiones en el acero, tendón 1  
Fuente: Elaboración propia.

### Tendón 2

Tensión en el gato  $f_{pj2} := f_{pf} + \Delta f_{pf2} + \Delta f_{pa2} + \Delta f_{pes2} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 1360.2655 \quad \text{N/mm}^2$

Tensión admisible en el gato  $f_{pj.adm} = 1506.6000 \quad \text{N/mm}^2$

Longitud	Esfuerzo
0	1365.46688
22.5	1325.37706
22.5	1325.37706
25.75626857	1319.57514
0	1273.6834
22.5	1313.77322
22.5	1313.77322
25.75626857	1319.57514
0	968.998938
22.5	1009.08876

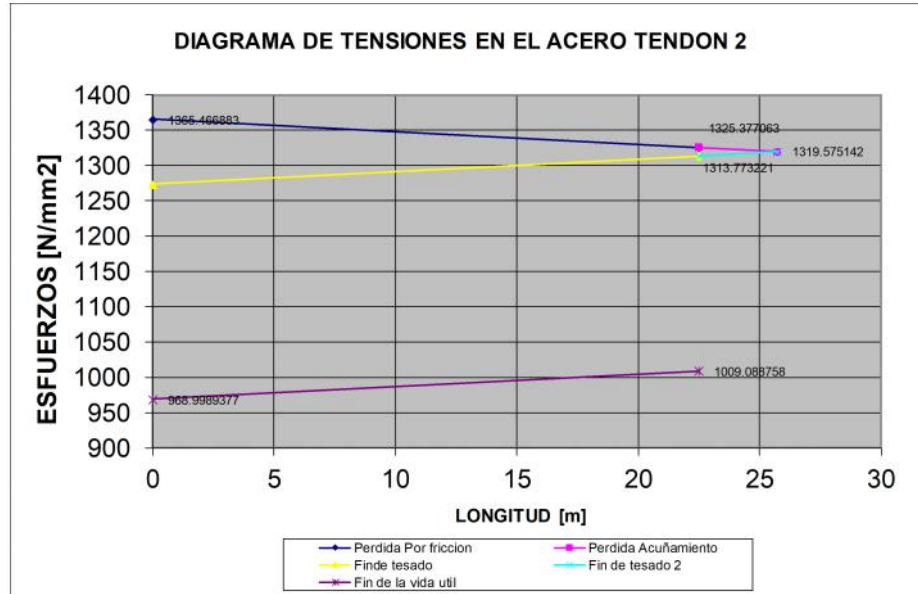


Diagrama 6.3. Tensiones en el acero, tendón 2  
Fuente: Elaboración propia.

### Tendón 3

Tensión en el gato  $f_{pj3} := f_{pf} + \Delta f_{pr3} + \Delta f_{pa3} + \Delta f_{pes3} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 1361.0246 \text{ N/mm}^2$

Tensión admisible en el gato  $f_{pj.adm} = 1506.6000 \text{ N/mm}^2$

Longitud	Esfuerzo
0	1366.226
22.5	1317.7264
22.5	1317.7264
23.41698252	1315.74981
0	1265.27362
22.5	1313.77322
22.5	1313.77322
23.41698252	1315.74981
0	960.5891605
22.5	1009.08876

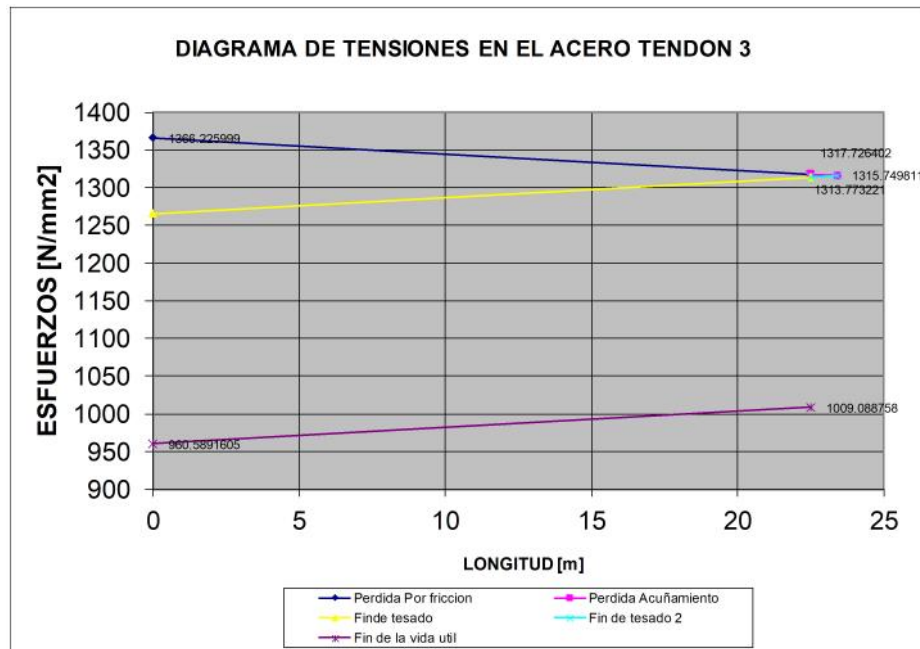


Diagrama 6.4. Tensiones en el acero, tendón 3.  
Fuente: Elaboración propia.

### Tendón 4

Tensión en el gato  $f_{pj4} := f_{pf} + \Delta f_{pf4} + \Delta f_{pa4} + \Delta f_{pes4} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 1355.1436 \text{ N/mm}^2$

Tensión admisible en el gato  $f_{pj.adm} = 1506.6000 \text{ N/mm}^2$

Longitud	Esfuerzo
0	1360.34502
22.5	1337.24389
22.5	1337.24389
33.92996176	1325.50856
0	1290.67209
22.5	1313.77322
22.5	1313.77322
33.92996176	1325.50856
0	985.987626
22.5	1009.08876

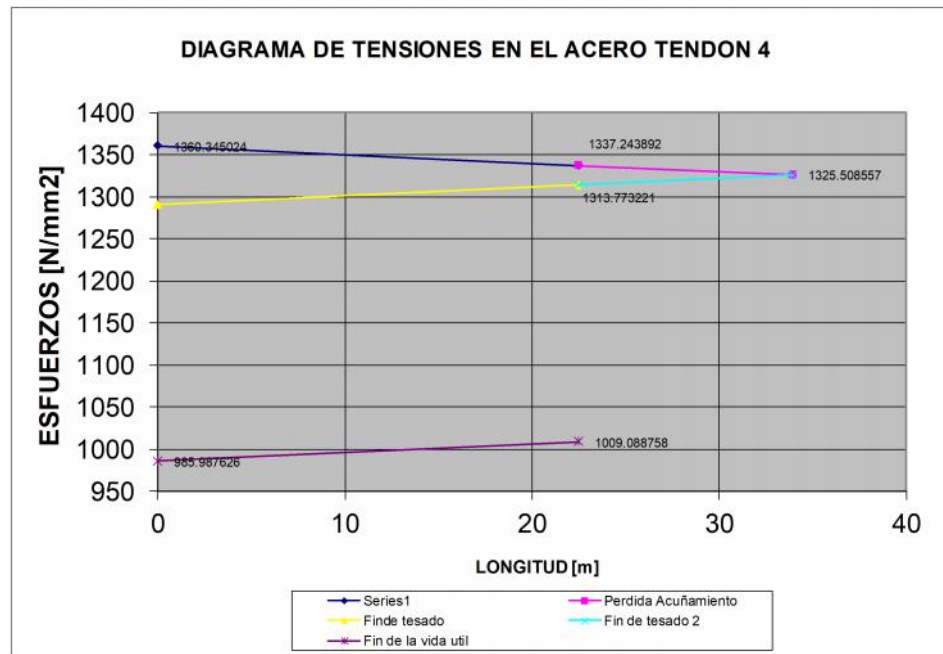


Diagrama 6.5. Tensiones en el acero, tendón 4  
Fuente: Elaboración propia.

#### Tendón 5

Tensión en el gato  $f_{pj5} := f_{pf} + \Delta f_{pf5} + \Delta f_{pa5} + \Delta f_{pes5} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 1353.2132 \quad \text{N/mm}^2$

Tensión admisible en el gato  $f_{pj.adm} = 1506.6000 \quad \text{N/mm}^2$

Longitud	Esfuerzo
0	1357.66719
22.5	1303.73122
22.5	1303.73122
22.20551113	1303.73122
0	1249.79526
22.5	1303.73122
22.5	1303.73122
22.20551113	1303.73122
0	955.152793
22.5	1009.08876

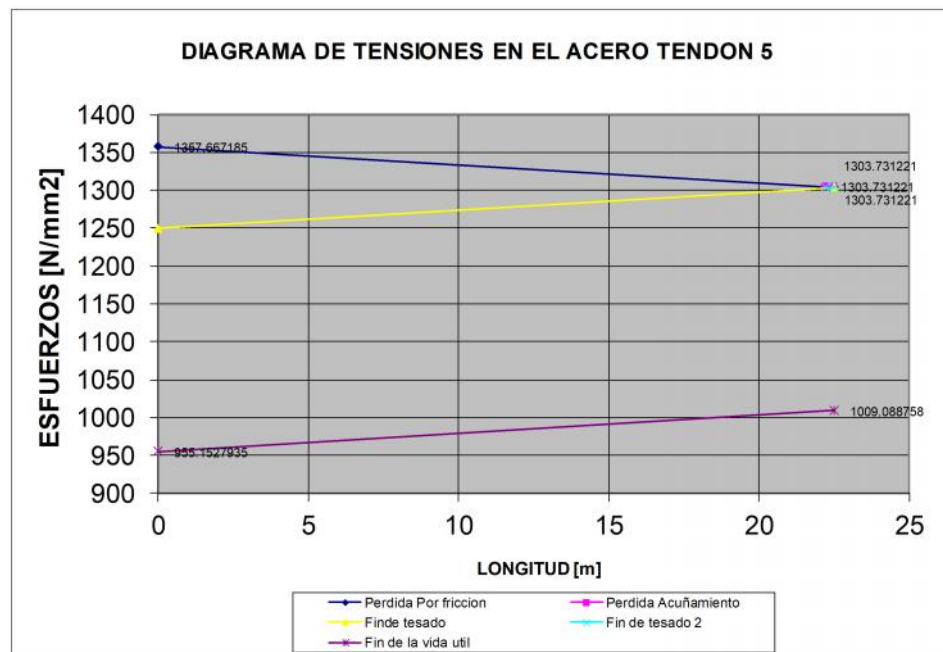


Diagrama 6.6. Tensiones en el acero, tendón 5  
Fuente: Elaboración propia.

#### Tendón 6

Tensión en el gato  $f_{pj6} := f_{pf} + \Delta f_{pf6} + \Delta f_{pa6} + \Delta f_{pes6} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 1369.7935 \quad \text{N/mm}^2$

Tension admisible en el gato

$$f_{pj.adm} = 1506.6000 \quad \text{N/mm}^2$$

N/mm<sup>2</sup>

Longitud	Esfuerzo
0	1374.24747
22.5	1303.73122
22.5	1303.73122
19.42027578	1303.73122
0	1233.21497
22.5	1303.73122
22.5	1303.73122
19.42027578	1303.73122
0	938.572508
22.5	1009.08876

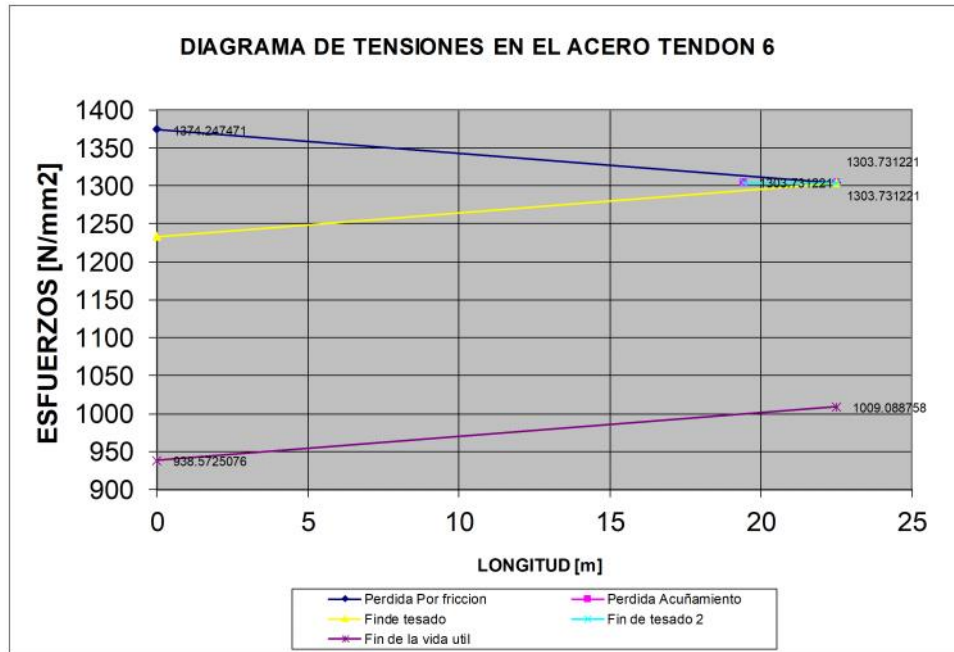


Diagrama 6.7. Tensiones en el acero, tendón 6.

Fuente: Elaboración propia.

### Tendón 7

Tension en el gato

$$f_{pj7} := f_{pf} + \Delta f_{pf7} + \Delta f_{pa7} + \Delta f_{pes7} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2} = 1361.5310 \quad \text{N/mm}^2$$

Tension admisible en el gato

$$f_{pj.adm} = 1506.6000 \quad \text{N/mm}^2$$

Longitud	Esfuerzo
0	1365.98496
22.5	1303.73122
22.5	1303.73122
20.66889557	1303.73122
0	1241.47748
22.5	1303.73122
22.5	1303.73122
20.66889557	1303.73122
0	946.835017
22.5	1009.08876

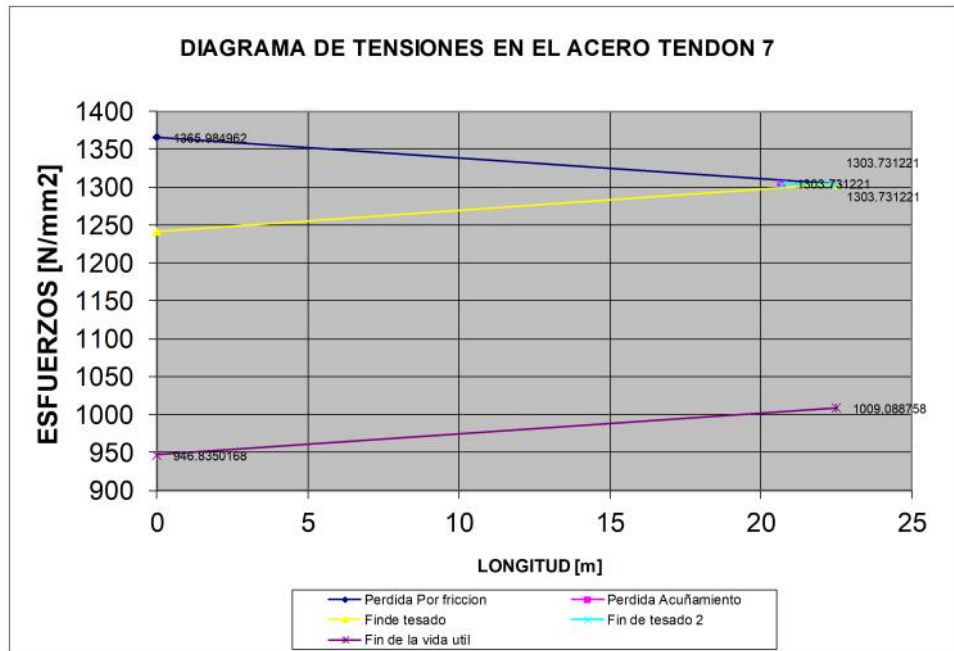


Diagrama 6.8. Tensiones en el acero, tendón 7

Fuente: Elaboración propia.

### 6.18 Tensiones en el hormigón

6.18.1 Tensiones en la etapa inicial (T.E.L.E.I) a L/2

Tiempo t=0

+ COMPRESION

- TRACCION

## Tensiones diferida

En la etapa inicial solo se tesaran la vaina 1, 2 y 3 para que no falle a compresion en la fibra inferior de la viga

### Tendon equivalente

Tension final para t=0

$$f_{pf.t0} := \left[ \frac{\eta P}{(T1 + T2 + T3) \cdot (A_{tn})} \right] \cdot 1000 = 2354.5404$$

Tension inicial para tendon equivalente para t=0

$$f_{pi.eq.t0} := f_{pf.t0} + (\Delta f_{pa} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2}) = 2655.9727 \quad \text{N/mm}^2$$

Preesfuerzo inicial

$$P_{i.eq.t0} := f_{pi.eq.t0} \cdot A_{tn} \cdot (T1 + T2 + T3) = 9437202.1870 \quad \text{N}$$

Tension en la fibra superior de la viga  $\tau_3$

$$\tau_{3eq.t0} := \left[ \frac{P_{i.eq.t0}}{(A \cdot 1000^2)} \right] - \left[ \frac{(P_{i.eq.t0} \cdot e \cdot 1000)}{(W_t \cdot 1000^3)} \right] + \left[ \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_t \cdot 1000^3} \right] = 2.0416$$

$P_i$  Preesfuerzo inicial N/mm<sup>2</sup>

$A$  Area transversal de la viga m<sup>2</sup>

$e$  Excentricidad m

$W_t$  Modulo resistente de la viga superior m<sup>3</sup>

$M_{viga.ex}$  Momento flector en la viga exterior N-m

$$\tau_{3adm.t0} := -(0.25 \cdot \sqrt{f'cv}) = -1.5811 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\tau_{3eq.t0} = 2.0416$  es menor a  $\tau_{3adm.t0} = -1.5811$ , no se utiliza acero de refuerzo para traccion. (en valor absoluto), caso contrario usamos 4 12 para traccion solo por un momento es permisible y funciona

Tension en la fibra inferior de la viga  $\tau_4$

$$\tau_{4eq.t0} := \frac{P_{i.eq.t0}}{(A \cdot 1000^2)} + \frac{(P_{i.eq.t0} \cdot e \cdot 1000)}{(W_b \cdot 1000^3)} - \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_b \cdot 1000^3} = 22.2138 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{4.adm.t0} := 0.6 \cdot f'cv = 24.0000 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000 \quad \text{tiene que ser mayor a } \tau_{4eq.t0} = 22.2138$$

## Tendon 1

Tension final para t=0

$$f_{pf.t0} = 2354.5404$$

Tension inicial para tendon equivalente para t=0

$$f_{pi.1.t0} := f_{pf.t0} + (\Delta f_{pa1} + \Delta f_{pes1} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2}) = 2672.2941$$

Preesfuerzo inicial

$$P_{i.1.t0} := f_{pi.1.t0} \cdot A_{tn} \cdot (T1 + T2 + T3) = 9495195.4317 \quad N$$

Tension en la fibra superior de la viga  $\tau_3$

$$\tau_{3.1.t0} := \left[ \frac{P_{i.1.t0}}{(A \cdot 1000^2)} \right] - \left[ \frac{(P_{i.1.t0} \cdot F_{gt2} \cdot 1000)}{(W_t \cdot 1000^3)} \right] + \left[ \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_t \cdot 1000^3} \right] = 1.3896 \quad N/mm^2$$

$$\tau_{3adm.t0} = -1.5811 \quad N/mm^2$$

Si  $\tau_{3.1.t0} = 1.3896$  es menor a  $\tau_{3adm.t0} = -1.5811$ , no se utiliza acero de refuerzo para traccion. (en valor absoluto) caso contrario usamos 4 12 para traccion solo por un momento es permisible y funciona

Tension en la fibra inferior de la viga  $\tau_4$

$$\tau_{4.1.t0} := \frac{P_{i.1.t0}}{(A \cdot 1000^2)} + \frac{(P_{i.1.t0} \cdot F_{gt2} \cdot 1000)}{(W_b \cdot 1000^3)} - \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_b \cdot 1000^3} = 23.0394 \quad N/mm^2$$

$$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000 \quad N/mm^2$$

$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000$  tiene que ser mayor a  $\tau_{4.1.t0} = 23.0394$

## Tendon 2

Tension final para t=0

$$f_{pf.t0} = 2354.5404$$

Tension inicial para tendon equivalente para t=0

$$f_{pi.2.t0} := f_{pf.t0} + (\Delta f_{pa2} + \Delta f_{pes2} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2}) = 2665.6274$$

Preesfuerzo inicial

$$P_{i.2.t0} := f_{pi.2.t0} \cdot A_{tn} \cdot (T1 + T2 + T3) = 9471507.1343 \quad N$$

Tension en la fibra superior de la viga  $\tau_3$

$$\tau_{3.2.t0} := \left[ \frac{P_{i.2.t0}}{(A \cdot 1000^2)} \right] - \left[ \frac{(P_{i.2.t0} \cdot F_{gt2} \cdot 1000)}{(W_t \cdot 1000^3)} \right] + \left[ \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_t \cdot 1000^3} \right] = 1.4115 \quad N/mm^2$$

$$\tau_{3adm.t0} = -1.5811 \quad N/mm^2$$

Si  $\tau_{3.2.t0} = 1.4115$  es menor a  $\tau_{3adm.t0} = -1.5811$ , no se utiliza acero de refuerzo para traccion. (en valor absoluto) caso contrario usamos 4 12 para traccion solo por un momento es permisible y funciona

Tension en la fibra inferior de la viga  $\tau_4$

$$\tau_{4.2.t0} := \frac{P_{i.2.t0}}{(A \cdot 1000^2)} + \frac{(P_{i.2.t0} \cdot F_{gt2} \cdot 1000)}{(W_b \cdot 1000^3)} - \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_b \cdot 1000^3} = 22.9557 \quad N/mm^2$$

$$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000 \quad N/mm^2$$

$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000$  tiene que ser mayor a  $\tau_{4.2.t0} = 22.9557$

## Tendon 3

Tension final para t=0

$$f_{pf.t0} = 2354.5404$$

Tension inicial para tendon equivalente para t=0

$$f_{pi.3.t0} := f_{pf.t0} + (\Delta f_{pa3} + \Delta f_{pes3} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2}) = 2657.9767$$

Preesfuerzo inicial

$$P_{i.3.t0} := f_{pi.3.t0} \cdot A_{tn} \cdot (T1 + T2 + T3) = 9444322.8053 \text{ N}$$

Tension en la fibra superior de la viga  $\tau_3$

$$\tau_{3.3.t0} := \left[ \frac{P_{i.3.t0}}{(A \cdot 1000^2)} \right] - \left[ \frac{(P_{i.3.t0} \cdot F_{gt2} \cdot 1000)}{(W_t \cdot 1000^3)} \right] + \left[ \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_t \cdot 1000^3} \right] = 1.4366 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{3adm.t0} = -1.5811 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\tau_{3.3.t0} = 1.4366$  es menor a  $\tau_{3adm.t0} = -1.5811$ , no se utiliza acero de refuerzo para traccion. (en valor absoluto) caso contrario usamos 4 12 para traccion solo por un momento es permisible y funciona

Tension en la fibra inferior de la viga  $\tau_4$

$$\tau_{4.3.t0} := \frac{P_{i.3.t0}}{(A \cdot 1000^2)} + \frac{(P_{i.3.t0} \cdot F_{gt2} \cdot 1000)}{(W_b \cdot 1000^3)} - \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_b \cdot 1000^3} = 22.8596 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000 \text{ tiene que ser mayor a } \tau_{4.3.t0} = 22.8596$$

## 6.18.2 Tensiones en la etapa intermedia

### 6.18.2.1 Tensiones en la etapa intermedia antes del tesado

Tendon equivalente

Tension final para t=intermedio

Verificacion para ver si con los 3 tendones tesados soporta la carga de la losa, diafragma, acera, bordillo y barandado.

$$f_{pf.t0} = 2354.5404$$

Tension inicial para tendon equivalente para t=0

$$f_{pi.eq.t0} = 2655.9727 \quad \text{N/mm}^2$$

Preesfuerzo inicial

$$P_{i.eq.t0} = 9437202.1870 \quad \text{N}$$

Tension en la fibra superior de la viga  $\tau_3$

$$\tau_{3eq.tintermedio0} := \left[ \frac{P_{i.eq.t0}}{(A \cdot 1000^2)} \right] - \frac{(P_{i.eq.t0} \cdot e \cdot 1000)}{(W_t \cdot 1000^3)} + \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_t \cdot 1000^3} + \frac{(M_{losa.ex} \cdot 1000^2)}{W_{tc} \cdot 1000^3} + \frac{(M_{diaf.ex} \cdot 1000^2)}{W_{tc} \cdot 1000^3} + \frac{M_{Dc2} \cdot 1000^2}{W_{tc} \cdot 1000^3}$$

$$\tau_{3eq.tintermedio0} = 6.3592$$

$$\tau_{3adm.t0} = -1.5811 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\tau_{3eq.tintermedio0} = 6.3592$  es menor a  $\tau_{3adm.t0} = -1.5811$  ,OK , caso contrario

Tension en la fibra inferior de la viga  $\tau_4$

$$\tau_{4eq.tintermedio0} := \frac{P_{i.eq.t0}}{(A \cdot 1000^2)} + \frac{(P_{i.eq.t0} \cdot e \cdot 1000)}{(W_b \cdot 1000^3)} - \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_b \cdot 1000^3} - \frac{M_{losa.ex} \cdot 1000^2}{W_{bc} \cdot 1000^3} - \frac{(M_{diaf.ex} \cdot 1000^2)}{W_{bc} \cdot 1000^3} - \frac{M_{Dc2} \cdot 1000^2}{W_{bc} \cdot 1000^3}$$

$$\tau_{4eq.tintermedio0} = 15.8399 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000 \quad \text{N/mm}^2$$

$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000$  tiene que ser mayor a  $\tau_{4eq.tintermedio0} = 15.8399$

### 6.18.2.2 Tensiones en la etapa intermedia despues del tesado a L/2

Tiempo  
t=Intermedio + COMPRESION  
- TRACCION

#### Tendon equivalente

Tension final para t=intermedio

Luego de vaciar la losa y los diafragmas se tesatan 6 vainas, 72 torones

$$f_{pf.tintermedio} := \left[ \frac{\eta P}{[(T_{total}) \cdot (A_{tn})]} \right] \cdot 1000 = 1009.0888$$

Tension inicial para tendon equivalente para t=0

$$f_{pi.eq.tintermedio} := f_{pf.tintermedio} + (\Delta f_{pa} + \Delta f_{pf} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{psr.f.pcr.f.pr2}) = 1358.1822 \quad \text{N/mm}^2$$

Preesfuerzo inicial

$$P_{i.eq.tintermedio} := f_{pi.eq.tintermedio} \cdot A_{tn} \cdot (T_{total}) = 11260416.6546 \quad \text{N}$$

Tension en la fibra superior de la vig  $\tau_3$

$$\tau_{3eq.tintermedio} := \frac{P_{i.eq.tintermedio}}{(A \cdot 1000^2)} - \frac{(P_{i.eq.tintermedio} \cdot e \cdot 1000)}{(W_t \cdot 1000^3)} + \frac{(M_{viga.ex} \cdot 1000^2)}{W_t \cdot 1000^3} + \frac{(M_{losa.ex} \cdot 1000^2)}{W_{tc} \cdot 1000^3} + \frac{(M_{diaf.ex} \cdot 1000^2)}{W_{tc} \cdot 1000^3} + \frac{M_{Dc2} \cdot 1000^2}{W_{tc} \cdot 1000^3}$$

$$\tau_{3eq.tintermedio} = 4.7933 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{3adm.tintermedio} := -(0.59 \cdot \sqrt{f'_{cv}}) = -3.7315 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\tau_{3eq.tintermedio} = 4.7933$  es menor a  $\tau_{3adm.tintermedio} = -3.7315$  ,Cumple la traccion minima.

Tension en la fibra inferior de la vig  $\tau_4$

$$\tau_{4eq.tintermedio} := \frac{P_{i.eq.tintermedio}}{(A \cdot 1000^2)} + \frac{(P_{i.eq.tintermedio} \cdot e \cdot 1000)}{(W_b \cdot 1000^3)} - \frac{M_{viga.ex} \cdot 1000^2}{W_b \cdot 1000^3} - \frac{M_{losa.ex} \cdot 1000^2}{W_{bc} \cdot 1000^3} - \frac{(M_{diaf.ex} \cdot 1000^2)}{W_{bc} \cdot 1000^3} - \frac{M_{Dc2} \cdot 1000^2}{W_{bc} \cdot 1000^3}$$

$$\tau_{4eq.tintermedio} = 22.1643 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{4.adm.tintermedio} := 0 \quad \text{N/mm}^2$$

La tension en la fibra inferior  $\tau_{4eq.tintermedio} = 22.1643$  tiene que ser mayor a  $\tau_{4.adm.tintermedio} = 0.0000$  y menor a  $\tau_{4.adm.t0} = 24.0000$

**6.18.3 Tensiones en la etapa final (T.E.L.E.F) a L/2**

Tiempo  
t=∞

Seccion compuesta

Fibra superior **de la losa**

$$\tau_{1.sc} := \frac{\eta_{Losaviga} \cdot (M_{ex.LL.IM} + M_{DW.ex.Dc2})}{W_{tc} \cdot 1000} = 7.8027 \quad \text{N/mm}^2$$

Fibra inferior **de la losa**

$$\tau_{2.sc} := \frac{\eta_{Losaviga} \cdot (M_{ex.LL.IM} + M_{DW.ex.Dc2}) \cdot 1000}{I_c \cdot 1000^4} \cdot (Y_{tc} \cdot 1000 - t_s) \cdot 1000 = 6.3414 \quad \text{N/mm}^2$$

Fibra superior **de la viga**

$$\tau_{3.sc} := \left( \frac{\eta_P}{A} - \frac{\eta_P \cdot e}{W_t} + \frac{M_{viga.ex}}{W_t} + \frac{M_{losa.ex} + M_{diaf.ex}}{W_{tc}} + \frac{\tau_{2.sc}}{\eta_{Losaviga}} \cdot 1000 \right) \cdot 0.001 = 13.1733 \quad \text{N/mm}^2$$

Tension admisible en la fibra superior de la viga

$$\tau_{3.sc.adm} := 0.45 \cdot f'_{cv} = 18.0000 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\tau_{3.sc.adm} = 18.0000$  es mayor a  $\tau_{3.sc} = 13.1733$  CUMPLE, caso contrario RECALCULAR

Fibra inferior **de la viga**

$$\tau_{4.sc} := \left( \frac{\eta_P}{A} + \frac{\eta_P \cdot e}{W_b} - \frac{M_{viga.ex}}{W_b} - \frac{M_{losa.ex} + M_{diaf.ex}}{W_{bc}} - \frac{M_{ex.LL.IM} + M_{DW.ex.Dc2}}{W_{bc}} \right) \cdot 0.001 = 0.8447 \quad \text{N/mm}^2$$

Si  $\tau_{4.sc} = 0.8447$  es mayor a 0, CUMPLE, caso contrario RECALCULAR

Nos indica que la fibra inferior se esta comprimiendo o traccionando

Verificacion a comprecion de la losa fibra

superior  $f_{ct(LOSA)} = \eta f_{ct(VIGA)} \leq \eta 0.4 f_{cv}$

$$\eta_{Losaviga} \cdot \tau_{3.sc} = 11.0215 \quad \text{tiene que ser menor a } 0.4 \cdot f'_{cv} = 16.0000$$

## 6.7 MÉTODO DE LA TARJETA.

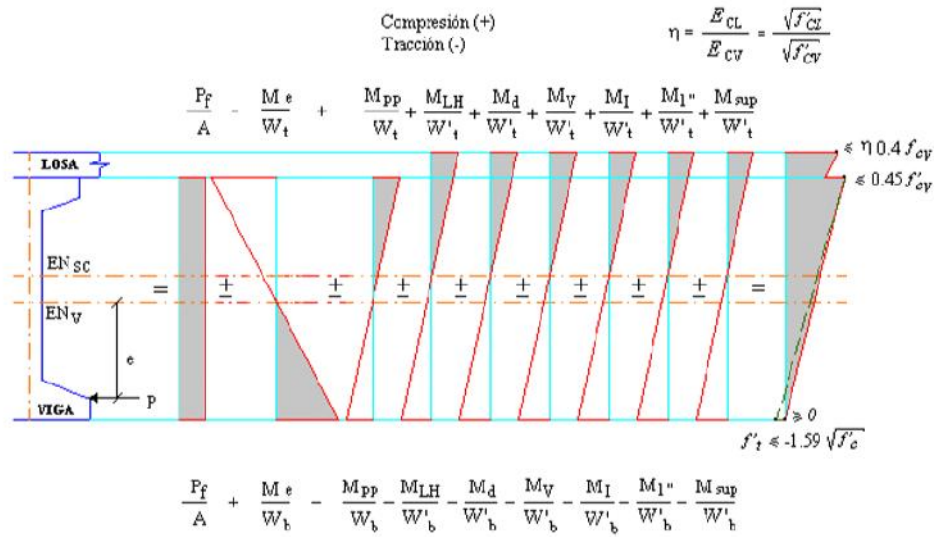


Diagrama 6.9. Verificación de esfuerzos en las fibras  
Fuente: Texto docente, Hormigon presforzado, UMSS.

### RESUMEN DE TENSIONES

TENSIONES EN LA ETAPA INICIAL N/mm<sup>2</sup>

$$\tau_{3eq.t0} = 2.0416$$

$$\tau_{3adm.t0} = -1.5811$$

$$\tau_{4eq.t0} = 22.2138$$

$$\tau_{4.adm.t0} = 24.0000$$

TENSION EN LA ETAPA INTERMEDIO N/mm<sup>2</sup>

ANTES DEL TESADO N/mm<sup>2</sup>

$$\tau_{3eq.tintermedio0} = 6.3592$$

$$\tau_{4eq.tintermedio0} = 15.8399$$

DESPUES DEL TESADO N/mm<sup>2</sup>

$$\tau_{3eq.tintermedio} = 4.7933$$

$$\tau_{3adm.tintermedio} = -3.7315$$

$$\tau_{4eq.tintermedio} = 22.1643$$

$$\tau_{4.adm.tintermedio} = 0.0000$$

TENSIONES EN LA ETAPA FINAL N/mm<sup>2</sup>

$$\tau_{1.sc} = 7.8027$$

$$\tau_{2.sc} = 6.3414$$

$$\tau_{3.sc} = 13.1733$$

$$\tau_{3.sc.adm} = 18.0000$$

$$\tau_{4.sc} = 0.8447$$

$$\tau_{4.sc} \geq 0$$

### 6.19. Verificación al estado limite de fatiga

#### 6.19.1 Momento por carga viva debido al camión de fatiga (Ftr) a medio tramo (L/2)

Camión de  
diseño

HL - 93

$$P_1 = 35.0000 \text{ Kn}$$

$$P_2 = 145.0000 \text{ Kn}$$

$$P_3 := 145 \text{ Kn}$$

LINEAS DE INFLUENCIA

Separacion de ejes de 145 KN (4,3 a 9 m)

$S_{\text{eje.F}} := 9 \text{ m}$

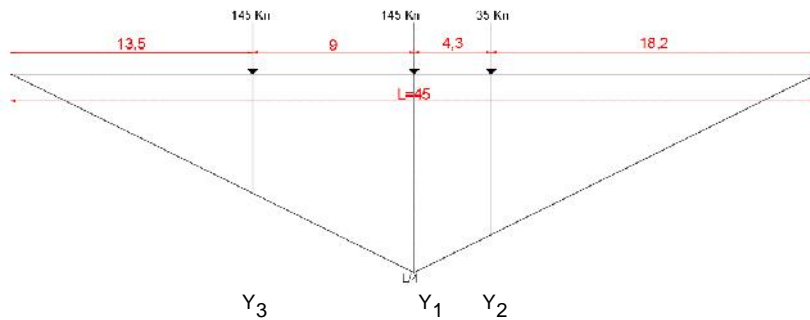


Figura 6.40. Líneas de influencia al estado límite de fatiga.  
Fuente: Elaboración propia.

Relacion de triángulo

$$Y_1 = 11.2500 \text{ m}$$

$$Y_2 = 9.1000 \text{ m}$$

$$Y_{3F} := \left[ \frac{\left( \frac{L}{2} - 9 \right) \cdot Y_1}{\frac{L}{2}} \right] = 6.7500$$

Momento debido al camión de diseño

$$M_{TR} := P_2 \cdot (Y_1 + Y_2) + 35 \cdot (Y_{3F}) = 3187.0000 \text{ Kn-m/carri}$$

Momento debido al camión de diseño mas impacto

Incremento por carga dinamica (Tb 3.6.2.1-1)

Estado limite de fatiga y fractura (fatiga) 15%  $E_{LF} := 1.15$

$$M_{TR.EIf} := M_{TR} \cdot E_{LF} = 3665.0500 \text{ Kn-m/carri}$$

Momento por carga viva debido al camión de fatiga

$$M_{fatiga} := M_{TR.EIf} \cdot 0.75 \cdot G_{se} = 1832.5250 \text{ Kn-m/carri}$$

$G_{se} = 0.6667$  Ley de momentos (viga exterior),  $G_{se}$  se = simple exterior  
13.2

### 6.19.2 Momento por carga muestra a medio tramo (L/2)

Viga exterior

Esfuerzo en la fibra inferior de la viga

$$\tau_{4EIf} := \left( \frac{\frac{\eta P}{A} + \frac{\eta P \cdot e}{W_b} - \frac{M_{viga.ex}}{W_b} - \frac{M_{losa.ex} + M_{diaf.ex}}{W_{bc}} - \frac{2M_{fatiga} + M_{DW.ex.Dc2}}{W_{bc}}}{1000} \right) = 5.1308 \text{ N/mm}^2$$

Si  $\tau_{4EIf} = 5.1308$  es mayor a 0, OK, Compresion, No es necesario el analisis a fatiga

### 6.20 Verificación en estado límite de resistencia

#### 6.20.1 Tension en el acero de pretensado con tendones adherentes (Art. 5.7.3.1.1)

Factor k (5.7.1.1-2)  $f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - k \frac{c}{d_p} \right)$  (5.7.3.1.1-1)

siendo:

$$k = 2 \left( 1,04 - \frac{f_{ps}}{f_{pu}} \right) \quad (5.7.3.1.1-2)$$

$$k := 2 \left[ 1,04 - \left( \frac{f_{pu}^{0,9}}{f_{pu}} \right) \right] = 0,2800$$

Seccion reducida  $\eta_{be} = 1,5060$

Distancia de  $d'$  hasta la superficie de la losa  $d_p := h + \frac{t_s}{1000} - \frac{d'}{100} = 2,2650$

para comportamiento de sección Te:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b} \quad (5.7.3.1.2-4)$$

$c$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia, dada por las Ecuaciones 3 y 4 para comportamiento de sección Te y sección rectangular, respectivamente (mm)

$\ell_a$  = longitud de tendón efectiva (mm)

$\ell_i$  = longitud de tendón entre anclajes (mm)

$N_s$  = número de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos

$f_{py}$  = tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

$f_{ps}$  = tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas (MPa)

Se deberá investigar el nivel de tensión en la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia, en la Ecuación 3 en lugar de  $f'_y$  se deberá utilizar la tensión real.

Seccion rectangular  
Distancia al eje neutro c

$$c_r := \frac{T_{total} \cdot A_{tn} \cdot f_{pu}}{0,85 f'_c \cdot \eta_{be} \cdot \beta_{1V} \cdot 1000 + \frac{k \cdot T_{total} \cdot A_{tn} \cdot f_{pu}}{d_p \cdot 1000}} = 375,7480 \text{ mm}$$

Espesor del tablero

$$t_s = 180,0000$$

si  $c = 299792458,0000 \frac{m}{s}$  es mayor a  $t_s = 180,0000$  entonces trabaja en

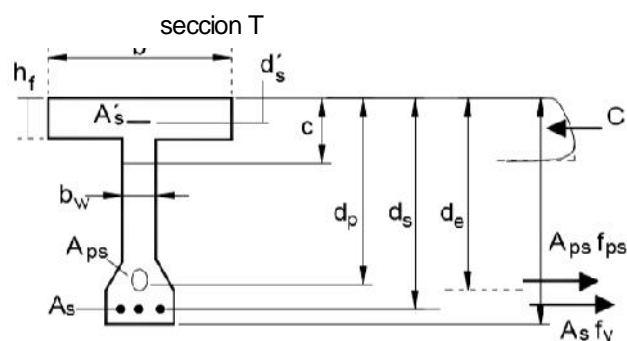


Figura C5.7.3.3.1-1 – Ilustración de la relación entre la armadura y diferentes valores de  $d$

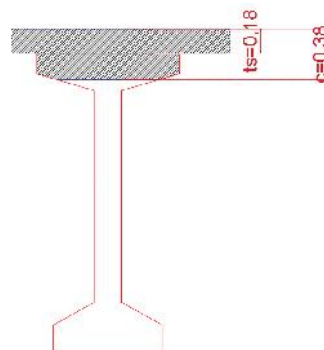


Figura 6.40. Distancia de la fibra superior, hasta el eje

neutro de la seccion comouesta a compresion.  
Fuente: Elaboracion propia.

Seccion T  
Distancia al eje neutro  $c_c := \frac{T_{total} \cdot A_{tn} \cdot f_{pu} - 0.85 \cdot f'_{cv} \cdot \beta_{1v} \cdot (\eta_{be} \cdot 1000 - h_3 \cdot 1000) \cdot t_s}{0.85 \cdot f'_{cv} \cdot \beta_{1v} \cdot h_3 \cdot 1000 + \frac{k \cdot (T_{total} \cdot A_{tn} \cdot f_{pu})}{d_p \cdot 1000}} = 1310.9385 \text{ mm}$

Distancia de eje neutro adoptada  $c_c = 1310.9385 \text{ mm}$

Tension en el acero  $f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c_c}{d_p \cdot 1000}\right) = 1558.5710 \text{ N/mm}^2$

Tension media  $T_p := \frac{T_{total} \cdot A_{tn} \cdot f_{ps}}{1000} = 12921.8002 \text{ Kn}$

#### 6.20.2 Resistencia a la flexion mayorada (Art. 5.7.3.2.2)

Factor de pretensado total  $\theta_{pretensado} := 1$

Mn para seccion rectangular

$$M_{n.sec.re} := \frac{T_{total} \cdot A_{tn} \cdot f_{ps} \cdot \left[ (d_p \cdot 1000) - \left( \frac{c_c \cdot \beta_{1v}}{2} \right) \right]}{1000^2} \cdot \theta_{pretensado} = 22794.4980 \text{ Kn-m}$$

Mn para seccion T

$$M_{n.sec.T} := M_{n.sec.re} + \left[ 0.85 \cdot f'_{cv} \cdot \beta_{1v} \cdot (\eta_{be} \cdot 1000 - h_3 \cdot 1000) \cdot t_s \cdot \left[ \frac{\left( \frac{\beta_{1v} \cdot c_c - t_s}{2} \right)}{1000^2} \right] \right] \cdot \theta_{pretensado} = 25304.9505 \text{ Kn-m}$$

Momento ultimo, Resistencia I

$$M_{u1} := 0.95 \cdot [1.25 \cdot (M_{viga.ex} + M_{losa.ex} + M_{diaf.ex} + M_{Dc2}) + 1.5 \cdot M_{DW.ex} + 1.75 M_{ex.LL.IM}] = 20264.7162 \text{ Kn-m}$$

El  $M_{n.sec.T} = 25304.9505$  tiene que ser mayor a  $M_{u1} = 20264.7162$

#### 6.20.3 Limites para las armaduras (Art. 5.7.3.3)

a) Armadura maxima

### 5.7.3.3 Límites para las Armaduras

#### 5.7.3.3.1 Armadura Máxima

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (5.7.3.3.1-1)$$

siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (5.7.3.3.1-2)$$

donde:

$c$  = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

$d_e$  = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Solo para elementos preesforzados  $d_e := d_p \cdot 1000 = 2265.0000$  mm

$$\frac{c_c}{d_e} = 0.5788$$

Si  $\frac{c_c}{d_e} \leq 0.42$  DUCTIL

Si  $\frac{c_c}{d_e} \geq 0.42$  FRAGIL

$$\boxed{0.5788 > 0.42}$$

b) Armadura minima

5.7.3.3.2 Armadura Mínima

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada,  $M_{cr}$ , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración,  $M_{cr2}$ , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura,  $f_r$ , del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6, donde  $M_{cr}$  se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r \quad (5.7.3.3.2-1)$$

donde:

$f_{cpe}$  = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

$$f_{cpe} := \frac{\frac{\eta P}{A} + \frac{\eta P \cdot e}{W_b}}{1000} = 29.0208 \quad \text{N/mm}^2$$

$M_{inc}$  = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N-mm)

$S_c$  = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción ( $\text{mm}^3$ )

Módulo de rotura  $f_r$

$S_{nc}$  = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción ( $\text{mm}^3$ )

$$f_r := 0.63 \cdot \sqrt{f'_{cv}} = 3.9845 \quad \text{N/mm}^2$$

$$M_{cr1} := W_{bc} (f_r + f_{cpe}) \cdot 1000 - (M_{viga.ex} + M_{losa.ex} + M_{diaf.ex}) \cdot \left( \frac{W_{bc}}{W_b} - 1 \right) = 16815.8383 \quad \text{N-m}$$

$$M_{cr2} := W_{bc} \cdot f_r \cdot 1000 = 2212.6219 \quad \text{N-m}$$

Utilizar el mayor valor de momento de fisuración o agrietamiento  $M_{cr}$

$$M_{cr2} = 2212.6219$$

$$1.2 \cdot M_{cr2} = 2655.1462$$

$$M_{n.sec.T} \leq 1.2 M_{cr2}$$

$$M_{n.sec.T} = 25304.9505$$

Es menor a

$$1.2 \cdot M_{cr2} = 2655.1462$$

OK

LOS  $T_{total} = 84.0000$  TORONES DE MEDIA PULGADA DE BAJA RELAJACION SATISFACEN EL ESTADO LIMITE

6.21. CORTE (Art. 5.8)

Altura del diagrama de tensiones equivalente, a

$$a := \beta_{1v} \cdot c_c = 1001.9315 \quad \text{mm}$$

### 6.21.1 Calculo de la altura de corte efectiva

En el centro de la viga L/2

Distancia entre la fibra externa comprimida y el baricentro de los tendones  $d_p = d_e$

$$d_e = 2265.0000$$

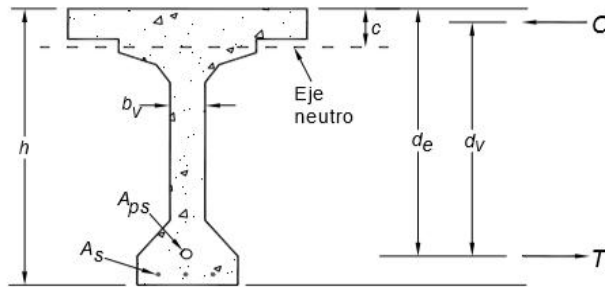
Altura de corte efectiva

$$d_v := d_e - \frac{a}{2} = 1764.0342 \quad \text{mm}$$

Art. 5.8.2.9

$d_v$  = altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre  $0,9d_e$  ó  $0,72h$  (mm)

#### C5.8.2.9



$$0.9 \cdot d_e = 2038.5000 \quad \text{mm}$$

$$0.72 \cdot (h \cdot 1000 + t_s) = 1713.6000 \quad \text{mm}$$

### 6.21.2 Esfuerzo cortante

#### 6.21.2.1 Carga muerta

Esfuerzo cortante de viga

$$V_{DCviga} := \frac{P_{viga.ex} \cdot L}{2} - \frac{P_{viga.ex} \cdot d_v}{1000} = 393.2037 \quad \text{kn}$$

Esfuerzo cortante de losa

$$V_{DClosa} := \frac{P_{losa.ex} \cdot L}{2} - \frac{P_{losa.ex} \cdot d_v}{1000} = 161.2429 \quad \text{kn}$$

Esfuerzo cortante de barandado, bordillo y acera

$$V_{DCDc2} := \frac{D_{c2} \cdot L}{2} - \frac{D_{c2} \cdot d_v}{1000} = 113.1686 \quad \text{kn}$$

Esfuerzo cortante de capa de rodadura

$$V_{DCdw} := \frac{P_{DW.ex} \cdot L}{2} - \frac{P_{DW.ex} \cdot d_v}{1000} = 17.9159 \quad \text{kn}$$

Esfuerzo cortante de diafragma

$$V_{DCdiaf} := \frac{P_{diaf.in} \cdot 4}{2 \cdot 2} = 14.0544 \quad \text{kn}$$

#### 6.21.2.2 Carga viva

Camion de diseño

HL - 93

$$P_1 = 35.0000 \quad \text{Kn}$$

$$P_2 = 145.0000 \quad \text{Kn}$$

$$P_3 = 145.0000 \quad \text{Kn}$$

LINEAS DE INFLUENCIA

Separacion de ejes de 145 KN (4,3 a 9 m)

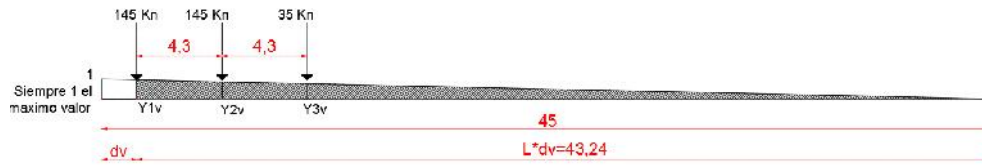
$$S_{eje} = 4.3000 \quad \text{m}$$

Por relacion de triangulo

$$Y_{1V} := 1 - \frac{d_v}{L \cdot 1000} = 0.9608$$

$$Y_{2V} := 1 - \frac{\frac{d_v}{1000} + S_{eje}}{L} = 0.8652$$

$$Y_{3V} := 1 - \frac{\frac{d_v}{1000} + S_{eje} + S_{eje}}{L} = 0.7697$$



Corte por camión de diseño:  $V_{TR}$

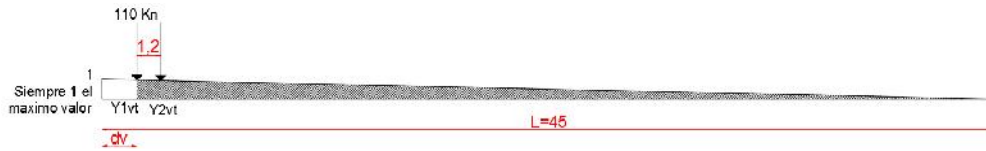
$$V_{TR} := P_2 \cdot (Y_{1V} + Y_{2V}) + P_1 \cdot Y_{3V} = 291.7153 \quad \text{Kn}$$

Corte por camión de diseño mas impacto

$$V_{TR.IM} := IM \cdot V_{TR} = 387.9814 \quad \text{Kn}$$

Tanden de diseño  $P_{1T} = 110.0000$

Separacion de ejes  $S_{eje.t} := 1.2$



$$Y_{1VT} := \left( \frac{L - \frac{d_v}{1000}}{L} \right) = 0.9608 \quad Y_{2VT} := \left( \frac{L - \frac{d_v}{1000} - S_{eje.t}}{L} \right) = 0.9341$$

Corte por Tandem de diseño:  $V_{TRT}$

$$V_{Ta} := P_{1T} \cdot (Y_{1VT} + Y_{2VT}) = 208.4425 \quad \text{Kn}$$

Corte por Tandem de diseño mas impacto

$$V_{Ta.IM} := V_{Ta} \cdot IM = 277.2285 \quad \text{Kn}$$

Cortante por carga de carril

$$V_{LN} := q_{LN} \cdot \frac{L}{2} - q_{LN} \cdot \frac{d_v}{1000} = 192.8445 \quad \text{Kn}$$

Carga de carril de diseño  $q_{LN} = 9.3000 \quad \text{Kn/m}$

Cortante por Carga Peatonal

$$V_{PL} := W_{sw} \cdot 1000 \cdot (B_b + A_b) \cdot \frac{L}{2} - W_{sw} \cdot 1000 \cdot (B_b + A_b) \cdot \frac{d_v}{1000} = 55.9871$$

### 6.21.3 Factores de distribucion para corte

#### 6.21.3.1 Viga interior

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores. AASHTO

Un carril de diseño cargado  $mg_{si} := 0.36 + \frac{S \cdot 1000}{7600} = 0.5968$

Dos carriles de diseño cargados  $mg_{mi} := 0.2 + \frac{S \cdot 1000}{3600} - \left( \frac{S \cdot 1000}{10700} \right)^2 = 0.6717$

### 6.21.3.2 Viga exterior

Tabla 4.6.2.2.3b-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Un carril de diseño cargado

Ley de momentos

$m \cdot G_{se} = 0.8000$  Ver en 13.2

Dos carriles de diseño cargados

$e_1 := 0.6 + \frac{de \cdot 1000}{3000} = 0.9000$

$de = 0.9000$  Volado de la losa

$mg_{HE} := e_1 \cdot mg_{mi} = 0.6045$

El factor de distribución  $mg_v$  adoptado tiene que ser el mayor

Viga interior	Un carril de diseño	$mg_{si} = 0.5968$
	Dos carril de diseño	$mg_{mi} = 0.6717$
Viga exterior	Un carril de diseño	$m \cdot G_{se} = 0.8000$
	Dos carril de diseño	$mg_{HE} = 0.6045$

Adoptamos  $mg_v := m \cdot G_{se} = 0.8000$

### 6.21.4 Calculo de esfuerzo cortante por carga viva

$V_{LL.IM} := (V_{TR.IM} + V_{LN}) \cdot mg_v + V_{PL} = 520.6478$

$V_{TR.IM} + V_{LN}$  Contribucion del pretensado a la resistencia al corte a una distancia  $d_v$

Cortante Ultimo (Resistencia I),  $V_{ULL}$

$V_{ULL} := 0.95 \left[ 1.25 \cdot (V_{DCviga} + V_{DClosa} + V_{DCDc2} + V_{DCdiaf}) + 1.5 \cdot V_{DCdw} + 1.75 \cdot V_{LL.IM} \right] = 1700.5897 \text{ Kn}$

### 6.21.5 Contribucion de pretensado a la resistencia al corte

angulo de variacion de la curva del tendon: a una distancia  $d_v$

$$\alpha_{t.eq} := 2 \cdot \frac{f_{lecha} \left( \frac{L}{2} - \frac{d_v}{1000} \right)}{\left( \frac{L}{2} \right)^2} = 0.0823$$

Esfuero vertical de pretensado  $V_p$

$V_p := \eta P \cdot \alpha_{t.eq} = 688.7809 \text{ Kn}$

### 6.21.6 Calculo de momento ultimo resistencia a una distancia $d_v$

### Momentos por carga muerta

$$M_{dv.viga} := \frac{P_{viga.ex} \cdot L \cdot d_v}{1000 \cdot 2} - \frac{P_{viga.ex}}{2} \cdot \left( \frac{d_v}{1000} \right)^2 = 723.1285$$

$$M_{dv.losa} := \frac{P_{losa.ex} \cdot L \cdot d_v}{1000 \cdot 2} - \frac{P_{losa.ex}}{2} \cdot \left( \frac{d_v}{1000} \right)^2 = 296.5367$$

$$M_{dv.Dc2} := \frac{D_{c2} \cdot L \cdot d_v}{1000 \cdot 2} - \frac{D_{c2}}{2} \cdot \left( \frac{d_v}{1000} \right)^2 = 208.1248$$

$$M_{dv.diaf} := \frac{P_{diaf.ex} \cdot d_v}{1000} = 12.3962$$

$$M_{dv.dw} := \frac{P_{DW.ex} \cdot L \cdot d_v}{1000 \cdot 2} - \frac{P_{DW.ex}}{2} \cdot \left( \frac{d_v}{1000} \right)^2 = 32.9485$$

### Momento por carga viva

#### Lineas de influencia

#### Camion de diseño

#### TRAK

$$P_1 = 35.0000 \quad \text{Kn}$$

$$P_2 = 145.0000 \quad \text{Kn}$$

$$P_3 = 145.0000 \quad \text{Kn}$$

#### Separacion de ejes

$$S_{eje} = 4.3000$$

$$Y_{1a} := \left( 1 - \frac{d_v}{1000 \cdot L} \right) \cdot \frac{d_v}{1000} = 1.6949$$

$$Y_{2a} := Y_{1a} \cdot \left[ 1 - \frac{S_{eje}}{L - \left( \frac{d_v}{1000} \right)} \right] = 1.5263$$

$$Y_{3a} := Y_{1a} \cdot \left[ 1 - \frac{S_{eje}^2}{L - \left( \frac{d_v}{1000} \right)} \right] = 1.3578$$

$$M_{TRdv} := P_2 \cdot (Y_{1a} + Y_{2a}) + P_1 \cdot Y_{3a} = 514.5958 \quad \text{Kn-m}$$

$$M_{TRdv.IM} := M_{TRdv} \cdot IM = 684.4124 \quad \text{Kn-m}$$

#### Tanden de diseño

$$P_{1T} = 110.0000$$

$$S_{eje.t} = 1.2000$$

$$Y_{1t} := \left( 1 - \frac{d_v}{1000 \cdot L} \right) \cdot \frac{d_v}{1000} = 1.6949$$

$$Y_{2t} := Y_{1t} \cdot \left[ 1 - \frac{S_{eje.t}}{L - \left( \frac{d_v}{1000} \right)} \right] = 1.6478$$

$$M_{Ta.dv} := P_{1T} \cdot (Y_{1t} + Y_{2t}) = 367.6997 \quad \text{Kn-m}$$

$$M_{Ta.dv.IM} := M_{Ta.dv} \cdot IM = 489.0406 \quad \text{Kn-m}$$

#### Momento por carga de carril

$$M_{LN.dv} := 0.5 \cdot L \cdot q_{LN} \cdot Y_{1a} = 354.6542 \quad \text{Kn-m}$$

Momento por carga peatonal

$$M_{PL,dv} := 0.5 \cdot L \cdot Y_{1a} \left[ W_{sw} \cdot 1000 \cdot (B_b + A_b) \right] = 102.9641 \quad \text{Kn-m}$$

Momento ultimo Resistencia I

$$M_{u,dv} := 0.95 \cdot \left[ 1.25 (M_{dv,viga} + M_{dv,losa} + M_{dv,Dc2} + M_{dv,diaf}) + 1.5 \cdot M_{dv,dw} + 1.75 \cdot \left[ m \cdot G_{se} (M_{TRdv,IM} + M_{LN,dv}) + M_{PL,dv} \right] \right]$$

$$M_{u,dv} = 3072.8093 \quad \text{Kn-m}$$

## 6.22. Armadura transversal de cortante

Esta armadura es requerida en cualquier seccion (Art.5.8.2.4)

$$\Phi_{crt} = 0.9000 \quad 5.5.4.2 \text{ Factores de Resistencia}$$

Tension de corte en el hormigon,  $V_u$

$$V_u := \frac{\frac{V_{ULL} - 0.9 \cdot V_p}{d_v}}{0.9 \cdot h_3 \cdot \frac{1000}{1000}} = 3.4035 \quad \text{N/mm}^2$$

### 6.22.1. Calculo del factor $\gamma$ (Art. 5.8.3.4)

Relacion entre tension de corte y la resistencia carateristica  $v_u/f_c$

$$R_{vf} := \frac{V_u}{f_{cv}} = 0.0851$$

Solo para el paso 1 o Inicial

Valor de partida  $\epsilon_x := 0$  El valor inicial de  $\epsilon_x$ , se debera tomar menor o igual que 0,001

Calculo del factor,  $\theta := 22.5$

Calculo del factor,  $\beta := 3.14$

Ajustes de los factores  $\gamma$  y

Valor de calculo 1

$$\epsilon_{x1} := \left[ \frac{\frac{M_{u,dv} \cdot 10^6}{d_v} + \frac{0.5 \cdot (V_{ULL} - V_p) \cdot 10^3}{\tan\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)} - T_{total} \cdot A_{tn} \cdot 0.7 \cdot f_{pu}}{2 \cdot E_b \cdot T_{total} \cdot A_{tn}} \right] \cdot 1000 = -14.3515$$

$$\epsilon_{x1} = -14.3515$$

Valor de calculo 2

$$\epsilon_{x2} := \left[ \frac{\frac{M_{u,dv} \cdot 10^6}{d_v} + \frac{0.5 \cdot (V_{ULL} - V_p) \cdot 10^3}{\tan\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)} - T_{total} \cdot A_{tn} \cdot 0.7 \cdot f_{pu}}{2 \cdot E_b \cdot T_{total} \cdot A_{tn} + E_b \cdot A \cdot 10^6} \right] \cdot 1000 = -0.2950$$

Valor de calculo para la tabla

Si  $\epsilon_{x1}$  es menor a 0 se utiliza  $\epsilon_{x2}$

$$\epsilon_{x2} := \epsilon_{x2} = -0.2950$$

Y nuevamente buscamos los valores con  $\epsilon_x$  corregido en la tabla

$$\theta := 18.1$$

Fact. Que indica la capacidad del horm. Fisurado (A.5.8.3.4),

$$\beta := 3.79 \quad \text{N/mm}^2$$

Tabla 5.8.3.4.2-1 – Valores de  $\theta$  y  $\beta$  para secciones con armadura transversal

$\frac{F}{f_c}$	$\epsilon_x \times 1000$								
	$\leq -0.20$	$\leq -0.10$	$\leq -0.05$	$\leq 0$	$\leq 0.125$	$\leq 0.25$	$\leq 0.50$	$\leq 0.75$	$\leq 1.00$
$\leq 0.075$	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 4,10	21,8 3,75	24,3 3,24	26,6 2,94	30,5 2,59	33,7 2,38	36,4 2,23
$\leq 0.100$	18,1 3,79	20,4 3,38	21,4 3,24	22,5 3,14	24,9 2,91	27,1 2,75	30,8 2,50	34,0 2,32	36,7 2,18
$\leq 0.125$	19,9 3,18	21,9 2,99	22,8 2,94	23,7 2,87	25,9 2,74	27,9 2,62	31,4 2,42	34,4 2,26	37,0 2,13
$\leq 0.150$	21,6 2,88	23,3 2,79	24,2 2,78	25,0 2,72	26,9 2,60	28,8 2,52	32,1 2,36	34,9 2,21	37,3 2,08
$\leq 0.175$	23,2 2,73	24,7 2,66	25,5 2,65	26,2 2,60	28,0 2,52	29,7 2,44	32,7 2,28	35,2 2,14	36,8 1,96
$\leq 0.200$	24,7 2,63	26,1 2,59	26,7 2,52	27,4 2,51	29,0 2,43	30,6 2,37	32,8 2,14	34,5 1,94	36,1 1,79
$\leq 0.225$	26,1 2,53	27,3 2,45	27,9 2,42	28,5 2,40	30,0 2,34	30,8 2,14	32,3 1,86	34,0 1,73	35,7 1,64
$\leq 0.250$	27,5 2,39	28,6 2,36	29,1 2,33	29,7 2,33	30,6 2,12	31,3 1,93	32,8 1,70	34,3 1,58	35,8 1,50

Tabla 6.7. Valores para sección de armadura trasnversal.

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia nominal al corte del hormigon

$$V_{cn} := 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_{cv}} \cdot h_3 \cdot 1000 \cdot d_v = 701914.6434 \quad \text{N}$$

$$V_{ULL} \geq 0.5 \cdot \Phi_{\text{crt}} (V_{cn} + V_p \cdot 1000)$$

$$V_{ULL} \cdot 1000 = 1700589.6519 \quad \text{es mayor a} \quad 0.5 \cdot \Phi_{\text{crt}} (V_{cn} + V_p \cdot 1000) = 625812.9940$$

Requiere armadura por cortante Art. 5.8.2.4)

Entonces armadura requerida

Esfuerzo Cortante Para el Calculo de refuerzo de Acero, VS

$$V_s := \frac{V_{ULL}}{\Phi_{\text{crt}}} \cdot 1000 - V_{cn} - V_p \cdot 1000 = 498848.5155 \quad \text{N}$$

Diametro de acero adoptado

$$\phi_e := 12 \quad \text{mm}$$

Area del acero de refuerzo en dos ramas

$$A_v := \frac{2 \cdot \pi \cdot \phi_e^2}{4} = 226.1947 \quad \text{mm}^2$$

Separacion de acero de refuerzo

$$S_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot \frac{d_v}{\tan\left(\frac{\theta \cdot \pi}{180}\right)}}{V_s} = 1223.6063 \quad \text{mm}$$

Maxima separacion de armadura

$$S_{smax} := 0.125 \cdot f'_{cv} \cdot h_3 \cdot 1000 \cdot d_v = 1764034.2342$$

Si  $V_{ULL} \cdot 1000 = 1700589.6519$  es  $\leq S_{smax} = 1764034.2342$

La separacion es normal

$$S_{max} := 0.8 \cdot d_v = 1411.2274 \quad \text{mm} \quad \text{Separacion calculada}$$

$$S_{max} := 600 \quad \text{mm} \quad \text{Separacion maxima segun normal}$$

$$S_{max} := 500 \quad \text{mm} \quad \text{Separacion adoptada .....Art. 5.8.2.7}$$

### 5.8.2.7 Máxima Separación de la Armadura Transversal

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible,  $s_{max}$ , determinada de la siguiente manera:

- Si  $v_u < 0,125 f'_c$ :

$$s_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \quad \text{mm} \quad (5.8.2.7-1)$$

- Si  $v_u \geq 0,125 f'_c$ :

$$s_{max} = 0,4 d_v \leq 300 \quad \text{mm} \quad (5.8.2.7-2)$$

Armadura minima

Separacion maxima con armadura minima

$$S_{min} := \frac{A_v \cdot f_y}{0.083 \cdot \sqrt{f'_{cv}} \cdot h_3 \cdot 1000} = 1077.2445 \quad \text{mm}$$

SE USARA 12 c/500 mm

6.23.Armadura por retraccion y temperatura (Art.5.10.8)

$$A_{s,rt} := \frac{0.75 \cdot A \cdot 1000000}{f_y} = 1185.1500 \quad \text{mm}^2$$

El acero se debera distribuir uniformemente en ambas caras, en los de 150 mmde espesor o menos el acero se puede colocar en una sola capa.

Diametro de acero adoptado

$$\phi_{rt} := 12 \quad \text{mm}$$

Area de acero de refuerzo

$$A_{v,rt} := \frac{\pi \cdot \phi_{rt}^2}{4} = 113.0973$$

$$N_{\text{barras}} := \frac{A_{s,rt}}{A_{v,rt}} = 10.4790$$

Numero de barras adoptadas

$$N_{\text{barras}} := 12$$

SE USARA 12 BARRAS DE  $\phi_{rt} = 12.0000$  mm en las dos caras

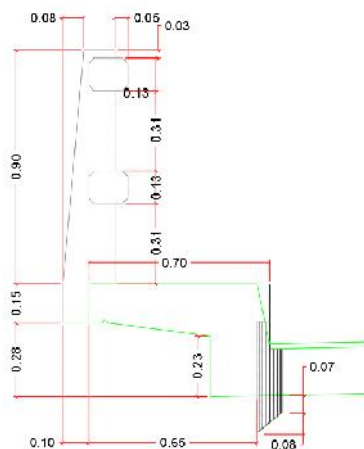
## 6.25. Reacciones en el apoyo

a) carga muerta

Datos:

Luz	$L = 45.0000$ m	$g := 9.81$	Gravedad
Ancho de calzada	$W_c = 7.2000$ m	$\gamma_{H.S} := 2400$ Kg/m <sup>3</sup>	Peso especifico del hormigon
Acera Espesor	$A_h = 0.1500$ m		
Acera Ancho	$A_b = 0.5500$ m		
Bordillo Base	$B_b = 0.2000$ m		
Bordillo Altura	$B_h = 0.4700$ m		
Capa de Rodadura espesor	$C_r = 0.0200$ m		
Barandado Area	$B_{\text{area}} = 50900.0000$ mm <sup>2</sup>		
Altura de losa	$t_s = 180.0000$ mm		
Losa	$Q_{\text{losa}} := \frac{t_s}{1000} \cdot W_c \cdot L \cdot \gamma_{H.S} = 139968.0000$ Kg		
Bordillo	$Q_{\text{bordillo}} := B_b \cdot B_h \cdot L \cdot \gamma_{H.S} \cdot 2 = 20304.0000$ Kg		
Acera	$Q_{\text{acera}} := A_h \cdot A_b \cdot L \cdot \gamma_{H.S} \cdot 2 = 17820.0000$ Kg		
Capa de rodadura	$Q_{c,rod} := C_r \cdot W_c \cdot L \cdot \gamma_{H.S} = 15552.0000$ Kg		

Barandado tipo P3 de la ABC



Volumen unitario

$$\text{Vol}_{B1} := 0.1362 \cdot 0.2 = 0.0272 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{B2} := 0.0358 \cdot L = 1.6110 \text{ m}^3$$

Numero de barandados en el puente

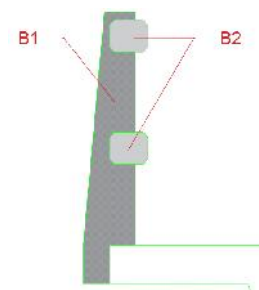
$$N_{\text{bar}} := \left( \frac{45}{2} + 1 \right) \cdot 2 = 47.0000 \text{ Pza}$$

$$\text{Vol}_{\text{total.B1}} := \text{Vol}_{B1} \cdot N_{\text{bar}} = 1.2803 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol}_{\text{total.B2}} := \text{Vol}_{B2} \cdot 2 = 3.2220$$

$$\text{Vol}_{\text{total}} := \text{Vol}_{\text{total.B1}} + \text{Vol}_{\text{total.B2}} = 4.5023 \text{ m}^3$$

$$Q_{\text{barandado}} := \text{Vol}_{\text{total}} \cdot \gamma_{H.S} = 10805.4720 \text{ Kn}$$



Diafragma  $Q_{\text{diaf}} := 0.2 \cdot (h - h_2 - h_5) \cdot (S - h_3) \cdot 3 \cdot 6 \cdot \gamma_{H.S} = 25297.9200 \text{ Kg}$

Vigas  $Q_{vigas} := 4 \cdot A \cdot L \cdot \gamma_{H.S} = 341323.2000 \quad \text{Kg}$

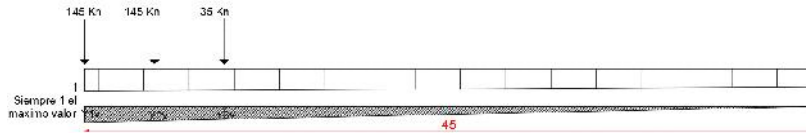
Carga muerta

$$Q_D := Q_{losa} + Q_{bordillo} + Q_{acera} + Q_{diaf} + Q_{vigas} = 544713.1200 \quad \text{Kg}$$

Carga de capa de rodadura

$$Q_{c.rod} = 15552.0000 \quad \text{Kg}$$

b) Carga viva



Camión de diseño

$$R_{TR} := (1 \cdot P_2 + 0.904 \cdot P_2 + 0.809 \cdot P_1) \cdot 2 \cdot 101.97 = 62078.3163$$

Por dos camiones  
uno en cada carril

Carga de carril

$$R_{LN} := \frac{1}{2} \cdot L \cdot q_{LN} \cdot 2(101.97) = 42674.4450 \quad \text{Kg}$$

Sobre carga peatonal

$$R_{PL} := \frac{1}{2} \cdot L \cdot (B_b + A_b) \cdot W_{sw} \cdot 1000 \cdot 2 \cdot (101.97) = 12389.3550 \quad \text{Kg}$$

Carga viva

$$Q_{LL} := R_{TR} + R_{LN} + R_{PL} = 117142.1163 \quad \text{Kg}$$

c) Fuerza de frenado (Art. 3.6.4)

25 % del camión de diseño

$$R_{fren.tr} := 0.25 \cdot (P_2 \cdot 2 + P_1) \cdot 2 \cdot (101.97) = 16570.1250 \quad \text{Kg} \quad \text{Por 2, un camión en cada carril}$$

5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

$$R_{fren.in} := 0.05 \cdot (P_2 \cdot 2 + P_1 + q_{LN} \cdot L) \cdot 2 \cdot 101.97 = 7581.4695 \quad \text{Kg}$$

$$R_{fren.t} := 0.05 \cdot (2 \cdot P_{1T} + q_{LN} \cdot L) \cdot 2 \cdot 101.97 = 6510.7845 \quad \text{Kg}$$

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

**Carga vertical Resistencia I**

$$P_u := \eta_D [1.25 \cdot (Q_D) + 1.5 \cdot Q_{c.rod} + 1.75 \cdot (R_{TR} \cdot 1.33 + R_{LN} + R_{PL}) + 0.1 \cdot 0.5 \cdot (R_{TR} \cdot 1.33 + R_{LN} + R_{PL})] = 904352.2428 \quad \text{Kg}$$

Carga en cada apoyo

$$Q_{total} := \frac{P_u}{2} = 452176.1214$$

Cargas total (Kg)

Cargas en Tn/m Distribuido en un ancho

$$Q_D = 544713.1200$$

Carga muerta

de estribo de  $(W_c + A_b \cdot 2)$

$$(Q_D) \cdot \frac{1}{(W_c + A_b \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1000} = 32.8140$$

$$Q_{c.rod} = 15552.0000$$

Carga capa de rodadura

$$Q_{c.rod} \cdot \frac{1}{(W_c + A_b \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1000} = 0.9369$$

$$(R_{TR} \cdot 1.33 + R_{LN}) = 125238.6057$$

Carga viva

$$((R_{TR} \cdot 1.33 + R_{LN})) \cdot \frac{1}{(W_c + A_b \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1000} = 7.5445$$

$$R_{PL} = 12389.3550$$

Sobre carga  
peatonal

$$R_{PL} \cdot \frac{1}{(W_c + A_b \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1000} = 0.7463$$

Carga horizontal

Cargas en kg

Cargas en Tn/m

$$R_{fren.t} = 6510.7845$$

Fuerza de frenado

$$R_{fren.t} \cdot \frac{1}{(W_c + A_b \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1000} = 0.3922$$

## CAPITULO 7

### 7. DISEÑO DE ELEMENTOS DE INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACIONES

#### 7.1. CIMENTACIONES

Este diseño de la subestructura requiere mayores consideraciones debido a que está expuesta a varios tipos de cargas como de la superestructura, de agua, de relleno y del suelo de cimentación con sus respectivos tipos de falla como vuelco, deslizamiento o presión portante. Además, el diseño se complica de inesperadas condiciones geológicas, o complicadas geometrías de tableros con curvas horizontales o verticales.

#### 7.2. DISEÑO DE ESTRIBOS Y ALEROS

La norma AASHTO LRFD Bridge Design Specification, especifica el diseño de estribos, estos deben ser diseñados para los estados límites últimos (resistencia) y todos los estados límites de servicio, de fatiga y de fractura.

#### PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS

En la figura 7.1. se muestran un esquema con las dimensiones usuales para estribos en voladizo.

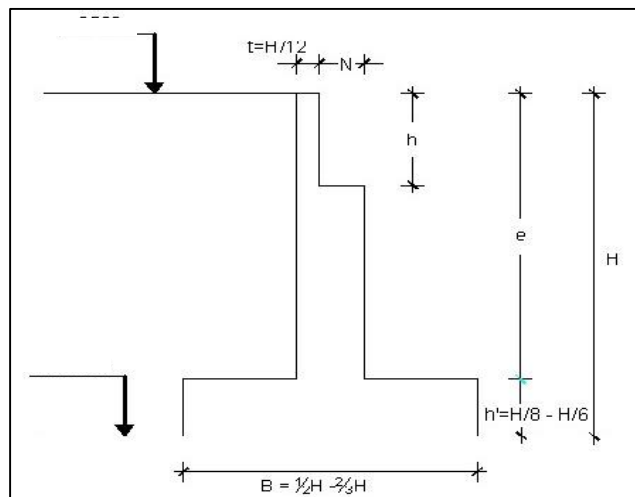


Figura 7.1. Redimensionamiento de estribo en voladizo

Fuente: Elaboración propia

Para Predimensionamiento de los estribos tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, pgna. 389. Estas dimensiones pueden variar en casos de erosión.

Para cálculo del proyecto de grado no se tomará en cuenta los efectos sísmicos, debido a que en la ubicación y la zona no se presentan este tipo de catástrofes.

### 7.2.1. EMPUJE DEL SUELO (EH)

Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que se destacan las debidas a Coulomb y Rankine. Ambas teorías establecen hipótesis simplificadas del problema, que conducen a cierto grado de error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de la seguridad.

#### TEORIA DE RANKINE

La teoría de Rankine para el cálculo de empujes del terreno, se basa en la hipótesis en que el terreno presenta superficies libres planas y está en el llamado estado Rankine, en el cual presenta dos superficies planas de rotura, formando ángulos de  $45^\circ \pm (\phi/2)$  con la horizontal.

Para el caso particular del trasdós vertical, las componentes  $P_h$  y  $P_v$  de la presión a profundidad  $z$  vienen dada por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} E_h &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_h \\ E_v &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_v \end{aligned} \right\}$$

estando su resultante a una profundidad de  $\frac{2}{3} \cdot H$  desde la coronación del muro.

Coeficientes para empujes (Teoría de Rankine)	
$k_a = \tan(45^\circ - (\phi/2))^2 =$	Coeficiente activo del suelo
$k_p = \tan(45^\circ + (\phi/2))^2 =$	Coeficiente pasivo del suelo

Tabla 7.1. Coeficiente para empujes

Fuente: Texto Puentes, UMSS.

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, $\delta$ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
○ roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Tabla 7.2. Ángulo de fricción entre diferentes materiales

Fuente: Texto Puentes, UMSS.

### 7.2.2. CARGAS DE DISEÑO

Las cargas a considerar, en general son:

- a) Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.
- b) El peso propio del estribo y del relleno.
- c) El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- d) Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos

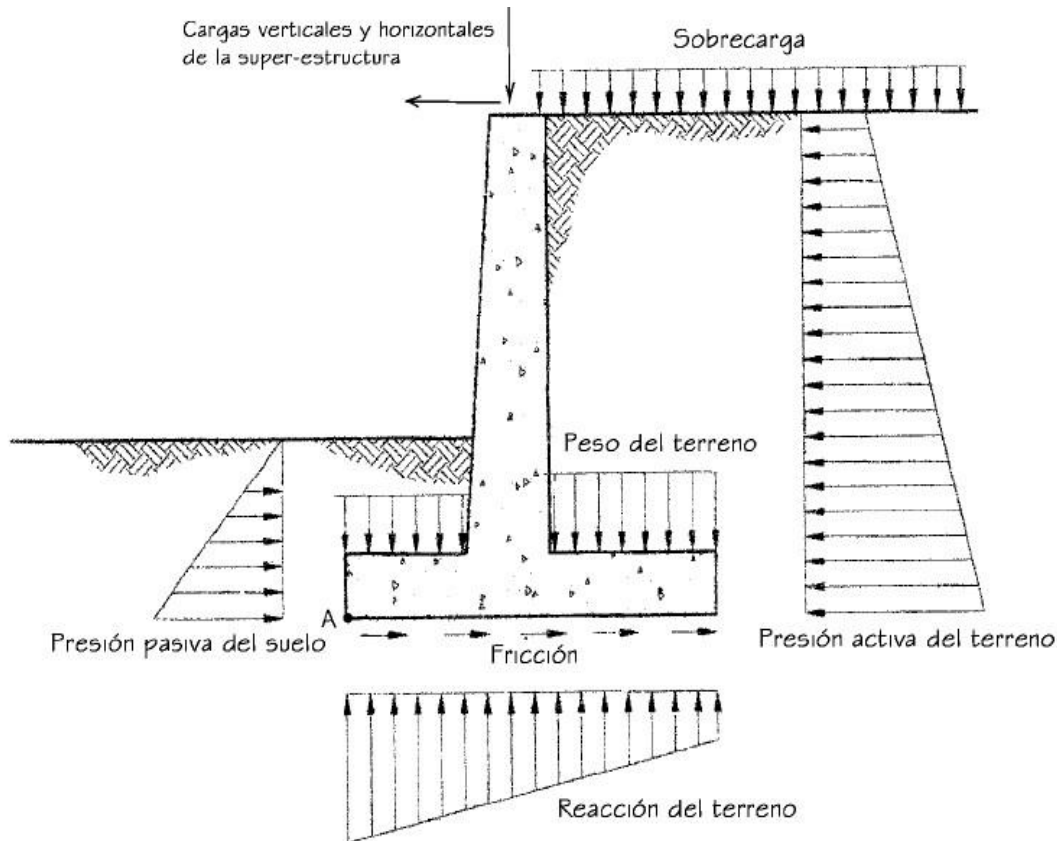


Figura 7.2. Cargas típicas en estribo

Fuente: Trabajo de graduación, Puente de dos vanos.

Universidad central de ecuador 2012.

### 7.2.3. CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base, como se muestra la figura 7.3 y 7.4.

#### a. VUELCO, ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga  $\gamma_{min}$  (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga  $\gamma_{máx.}$  (caso de cargas EH y otras). Por seguridad al volcamiento se adopta un factor de seguridad de 2.

#### b. DESLIZAMIENTO, ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del

terreno actuando en la cara vertical correspondiente. El coeficiente afectado a la carga vertical se muestra en la figura 7.2. Por seguridad al deslizamiento se adopta un factor de seguridad de 1.5.

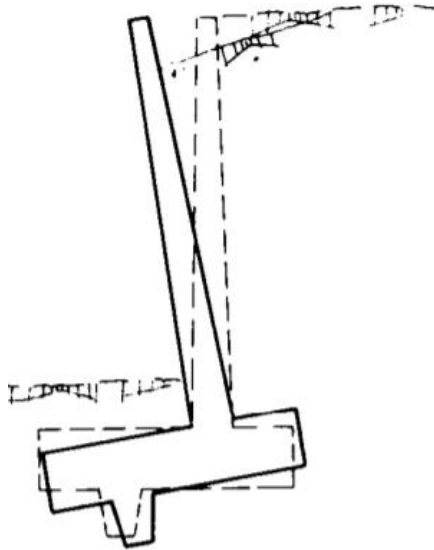


Figura 7.3. Vuelco del muro.

Fuente: Muros de contención y sótanos,  
Calavera

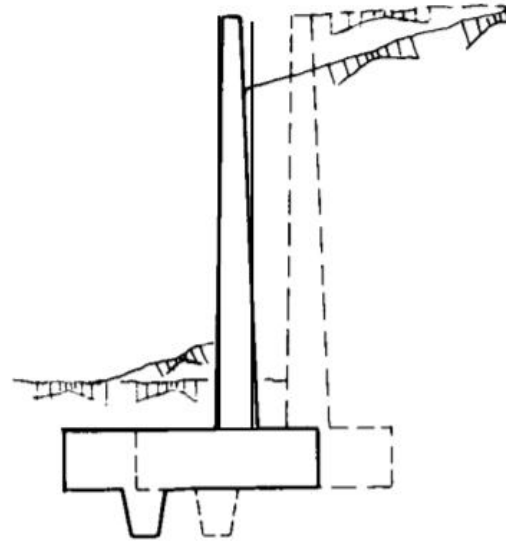


Figura 7.4. Deslizamiento del muro

Fuente: Muros de contención y sótanos,  
Calavera

### c. PRESIONES EN LA BASE.

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

#### MÉTODO DE MEYERHOF

a. Hallar la excentricidad  $e$  con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$e = \text{Momento factorado actuante} / \text{Fuerzas factoradas actuantes}$

La excentricidad no debe exceder  $B/6$  respecto al centro de gravedad de la base.

$$q_1 = \frac{w + P_v}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{w + P_v}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_1, q_2 \leq q_a = \frac{q_u}{FS}$$

En caso de no cumplir, se deberá aumentar la base del muro.

b. Comparar  $q$  ó  $q_{\text{máx}}$ , que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado.

$$qR \geq q_n$$

Para casos que las tensiones en el terreno sobrepasen las admisibles y el diseño de la zapata sea exagerado, se optara por otro tipo de fundación, (fundaciones profundas o pilotes).

#### 7.2.4. PANTALLA

Para el diseño del ancho de pantalla, el esfuerzo cortante actuante debe ser menor al esfuerzo admisible de la sección.

$$(V = \text{empuje} \times 1.5) \quad (V \leq V_c = 0.75 \times 0.17 \times R_{AI} Z \times f'_c \times b \times d)$$

Se debe calcular el momento en la parte inferior, actuando todas las cargas que resista la pantalla; el empuje activo, empuje pasivo, fuerzas horizontales, etc.

Para el cálculo de armaduras, la cuantía mínima para la pantalla es  $\rho = 0.0025$ , necesaria se calcula con la siguiente ecuación;

$$\rho = \frac{f'_c}{1.18f} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M}{\beta * f'_c * b' d^2}} \right) =$$

$f'_c$  = Resistencia característica del hormigón

$f_y$  = Fluencia específica del acero de refuerzo

$M_{\text{max}}$  = Momento máximo

$\beta$  = Coeficiente de momento = 0.9

$b$  = Largo = 1

$d$  = Canto útil

Para la armadura de distribución, se coloca el 25% de la armadura principal.

En la cara a compresión de la pantalla, se coloca armadura por retracción y temperatura utilizando la cuantía mínima de  $\rho = 0.0018$ . (Art.5.10.8. Aashto).

#### 7.2.5. ZAPATA

Para el diseño del talón y la puntera, se realiza con los esfuerzos mayores de las tensiones en el terreno. Calculado los momentos desde el tramo que comienza la sección sobre la pantalla, actuando la fuerza de tensión, el peso propio del elemento y el peso del terreno.

La cuantía mínima para armadura principal es  $\rho = 14/f_y$ , y para armadura de distribución es  $\rho = 0.0018$ . La posición de las armaduras principales se colocará sobre la zona que tenga mayor sollicitación, como se muestra en la figura 7.5.

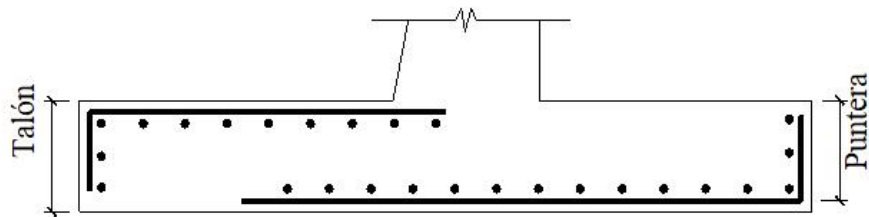


Figura 7.5. Posición de armaduras de la zapata del estribo.

Fuente: Elaboración propia.

### 7.2.6. ALEROS Y MUROS DE ALA<sup>7</sup>

Los muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica con los estribos o bien se pueden separar de la pared del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente. Las longitudes de los muros de ala se deberán calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Los muros de ala deberán tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión.

Para el cálculo de las partes del alero se diseña de igual manera que un muro de contención convencional.

### 7.2.7. DRENAJES

Se deberá proveer drenaje para los rellenos detrás de los estribos y muros de sostenimiento. Si no fuera posible proveer drenaje, el estribo o muro se deberá diseñar para las cargas debidas al empuje del suelo más la presión hidrostática total debida al agua en el relleno.

## 7.3.DISEÑO DE PILOTES.

Las fundaciones profundas se utilizan, cuando el suelo superficial no es lo suficientemente resistente para soportar las cargas externas de la estructura, para esos casos se hace necesario utilizar elementos estructurales, los cuales nos ayudaran a transmitir estas cargas externas a estratos más profundos y resistentes. Los pilotes son elementos estructurales que tienen una gran esbeltez, generalmente su sección transversal es circular o poligonal, estos elementos tienen la función de transmitir las cargas de las estructuras a niveles más profundos del subsuelo, a través de su resistencia de punta y fricción.

<sup>7</sup> AASHTO LRFD Art.11.6.1.5.2.

La resistencia de las fundaciones profundas, está determinada por su resistencia de punta, su resistencia por fricción o por la suma de ambas resistencias. En la siguiente figura se ilustran estos tres casos:

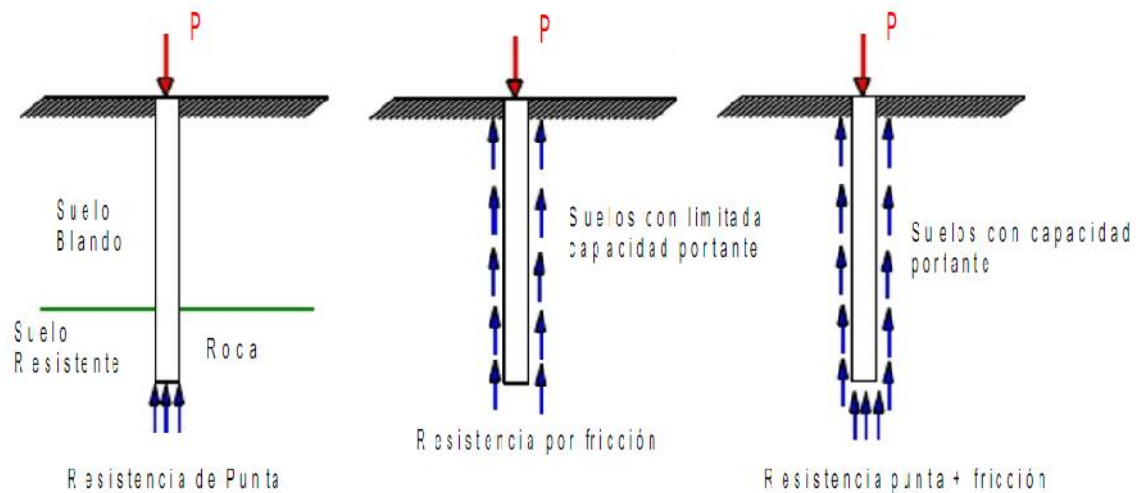


Figura 7.6. Resistencia de diferentes tipos de pilotes

Fuente: Fundaciones profundas, Texto E.M.I.

### Pilotes de hormigón armado

Se clasifican dentro de las cimentaciones profundas y son elementos estructurales esbeltos, sus dimensiones transversales se encuentran en un rango de 0.30 m a 1.00 m, estos elementos tienen la función de transmitir las cargas de las estructuras a niveles más profundos del subsuelo, a través de su resistencia de punta y fricción; entre sus funciones se encuentran:

- ) Transmitir las cargas de una estructura, a través de un suelo blando o agua hasta un estrato de suelo resistente. Los pilotes trabajan de igual forma que las columnas de una estructura.
- ) Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando utilizando la fricción lateral entre el suelo y el pilote.
- ) Compactar suelos granulares con la finalidad de generar capacidad de carga.
- ) Proporcionar anclaje a estructuras sujetas (como tablestacas) o resistir fuerzas laterales que se ejerzan sobre las mismas (en el caso de puentes), en algunos casos se necesita de pilotes inclinados.
- ) Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier fuerza que intente “levantar” la estructura (conocidos como pilotes de tensión).

- ) Alcanzar con la cimentación profundidades no sujetas a erosión socavaciones u otros efectos nocivos.
- ) Proteger estructuras marítimas como muelles, atracaderos, etc., contra el impacto de barcos u otros objetos flotantes.

Existen diferentes métodos y fórmulas para el diseño de pilotes según el autor.

Para el presente proyecto de grado se adoptó por el método de la Formula de Dörr.

La fórmula desarrollada por el ingeniero Dörr, es una mejora de la fórmula de BENABENCQ, mantiene efecto resistente por punta y rozamiento lateral, tomando un coeficiente de seguridad de 1.5 a 2.

$$R := R_p + R_f$$

$$R := \gamma_1 \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_1}{2}\right)^2 \cdot S \cdot L_1 + \frac{1}{2} \cdot f_1 \cdot \gamma_1 (1 + \tan(\phi_1)^2) \cdot P \cdot L_1^2$$

Donde:

R= resistencia total del pilote

$\gamma_1$  = Peso específico del suelo

$\phi_1$  = Angulo de rozamiento interno del terreno

S= Área transversal del pilote

L1= altura del estrato

f1= Coeficiente de resistencia al cizallamiento

P= perímetro transversal del pilote.

Rp= Capacidad de punta del pilote

Rf= Resistencia al rozamiento lateral del pilote

La teoría de Dörr<sup>8</sup> mantiene que se mejora alguna vez la precisión de esta fórmula reemplazando  $\tan^2(45^\circ + \phi_1/2)$  por  $\tan^3(45^\circ + \phi_1/2)$ . La fuerza portante debido al rozamiento lateral es proporcional al cuadrado de la altura, esto no es cierto más que para una altura de 10 a 15 m; por encima de ella la presión se mantiene constante.

Para el cálculo de la cantidad de pilotes que se van a requerir para soportar la estructura, se debe realizar un análisis de todas cargas que van a actuar; Carga actuante de la superestructura, peso propio del estribo, cabezal y peso del terrero natural. Para efectos de seguridad la norma establece realizar el calculo con mayoraciones de carga "Resistencia I".

---

<sup>8</sup> Pilotes y cimentaciones sobre pilotes, Zaven Davidian, pag159.

### 7.3.1. REDUCCION POR EFECTO DE GRUPO

Para casos de realizar el diseño de la subestructura con pilotes agrupados, se deberá reducir la capacidad total de los pilotes por “reducción por efecto de grupo”<sup>9</sup>, debido a que los pilotes agrupados trabajan en forma conjunta teniendo una separación entre ellos S, el suelo que se encuentra sobre esta distancia, sufre esfuerzo de fricción por ambas caras, ésta pérdida de energía se la calcula con la fórmula:

$$E := 1 - \left[ \frac{[\theta \cdot [(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n]]}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

E= Porcentaje de pérdida de resistencia

=Tan(D/S) Expresado en grados

D= Diámetro del pilote (m)

S= Separación de centro a centro de pilotes

m= Número de filas de pilotes

n= Número de pilotes en cada fila

Los pilotes deberán empotrar al cabezal como se especifica en el Artículo 10.7.1.5. La armadura de anclaje deberá consistir ya sea en una prolongación de la armadura del pilote o en barras de espera. Las fuerzas de levantamiento o las tensiones inducidas por flexión deberán ser resistidas por la armadura. La cuantía de armadura de anclaje no deberá ser menor que 0,005 y el número de barras no deberá ser menor que cuatro.

### 7.4.DISEÑO DE CABEZAL

Los cabezales o zapatas, son estructuras diseñadas y calculadas para resistir fuerzas tanto de la superestructura como de la infraestructura, tiene como función transmitir las cargas del estribo hacia los pilotes de manera uniforme posible. Los cabezales pueden estar apoyados en suelo de relleno o suelos firme, si el cabezal no se encuentra en contacto firme con el terreno y si el suelo en la superficie es blando, la resistencia individual de cada pilote se deberá multiplicar por un factor de eficiencia  $\eta$ , el cual se deberá tomar como:

- $\eta = 0,65$  cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 2,5 diámetros
- $\eta = 1,0$  cuando la separación entre los centros de los pilotes es igual a 6,0 diámetros

También se debería proveer una luz suficiente entre la superficie del terreno y el fondo de los cabezales o vigas que conectan los pilotes a fin de evitar la aplicación de cargas de levantamiento en la conexión pilote/cabezal provocadas por el hinchamiento del suelo.

---

<sup>9</sup> Pilotes y cimentaciones sobre pilotes, Zaven Davidian, pag167.

El diseño se realiza con las mismas hipótesis de factorización de cargas usadas para otros elementos. Se debe verificar la capacidad por corte y punzonamiento y, además, proveer la armadura necesaria para tomar la tracción por flexión.

#### 7.4.1. DISEÑO POR CORTE EN UNA DIRECCIÓN

Se diseña de tal forma que el concreto resista el esfuerzo cortante sin necesidad de refuerzo. La verificación se hace a una distancia “d” de la cara de la placa o columna, Se debe cumplir que:

$$\phi V_n \leq \phi_c \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w 1000 d 10$$

donde:

$\phi V_n$ = resistencia al corte del concreto

$\phi_c$ = factor de reducción de capacidad,  $\phi_c = 0.75$

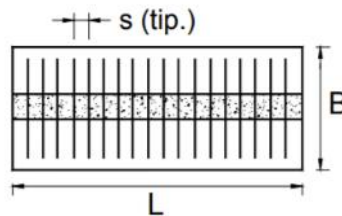
$f_c$ = resistencia característica del hormigón

$b_w=B$ = longitud de la sección crítica o base del cabezal

$d$ = peralte o canto útil efectivo del cabezal

$\phi V_n$ = tiene que ser mayor a  $V_u$

$V_u$ = cortante último a “d” de la cara del elemento



#### 7.4.2. VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO DEL ESTRIBO

Dentro de un área tributaria hay 6 pilotes. La resistencia por punzonamiento viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi V_c \leq \phi_c \frac{\text{Minimo} \sqrt{f_c} b_o d 10}{1000}$$

$B_c=b_1/h_1$ = Relación lado mayor entre lado menor.

$b_o=2*(b_1+d)+2*(h_1+d)$ = Perímetro de la sección crítica

$b_1$ =Espesor de la pantalla en contacto con el cabezal

$h_1$ =Ancho de la pantalla en contacto con el cabezal

$d$ = Canto útil del cabezal

ac= Coeficiente para columna central

Øc= factor de reducción de capacidad, Ø = 0.75

f'c= Resistencia característica del hormigón

Vu= R\*N°pilotes

Minimo= Se escoge el menor valor entre:

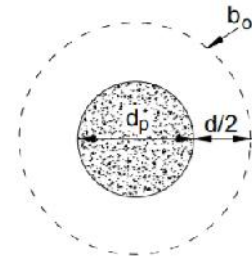
$$V_c = \text{raiz}(f'c) * b_o * d = \left[ \begin{array}{l} \frac{1}{6} + \frac{1}{3\beta c} \\ \frac{\alpha c * d}{b_o * 12} + \frac{1}{6} \\ \frac{1}{3} \end{array} \right]$$

El esfuerzo cortante Vu tiene que ser < Vc corte por punzonamiento

### 7.4.3. VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO DEL PILOTE

Se debe verificar la capacidad del cabezal, de resistir el efecto punzante de un pilote, donde la fuerza de punzonamiento es la carga actuante última de un pilote, y la capacidad de resistencia del cabezal está dada por la segunda fórmula general de punzonamiento. donde: r es el radio de la superficie de falla = radio del pilote + d/2

$$V_{cp} \leq K \frac{\text{Minimo}_p \sqrt{f'_c} b_{op} d}{1000}$$



Donde:

Vcp=

Øc= factor de reducción de capacidad, Ø = 0.75

f'c= Resistencia característica del hormigón

bop= \*(D+d)

D=diámetro del pilote

d= Canto útil del cabezal

Minimo= Se escoge el menor valor entre:

$$V_{cp} = \text{raiz}(f'c) * b_o * d = \left[ \begin{array}{l} \frac{1}{6} + \frac{1}{3\beta c} \\ \frac{\alpha c_p * d}{b_{op} * 12} + \frac{1}{6} \\ \frac{1}{3} \end{array} \right]$$

c= D/D

cp= 20 Coeficiente para columnas esquina

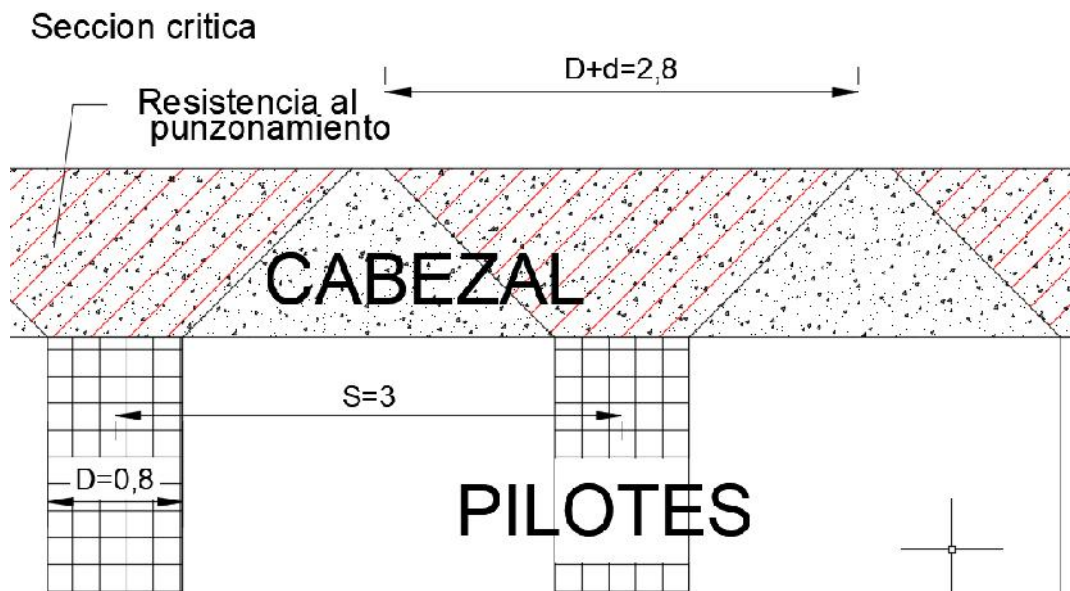


Figura 7.7. Resistencia al punzonamiento

Fuente: Elaboración propia

Calculo de armadura

## CAPITULO 8

### 8. ANALISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTOS

Según Ayaviri D. (2013). Para el costo de construcción de ingeniería, existen dos etapas:

Los costos anticipados a priori antes de su ejecución, al que se lo denominaba presupuesto o precio total y el costo real de la construcción una vez concluida la obra.

El presupuesto es el valor estimado del costo y se considera no definitivo, ni expresa un costo inalterable, podrá variar a medida que se ejecute la obra como consecuencia de variaciones convencionales positivas o negativas del total del presupuesto.

Es necesario determinar primeramente los volúmenes de obra mediante los cálculos métricos de las diferentes partes que forman la construcción. Se reduce a la medición de longitudes, superficie y volúmenes de las partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

Precio unitario. – Se forma por la adición de los siguientes rubros:

- ) Costo de materiales
- ) Costo de mano de obra
- ) Desgaste de herramienta o reposición de equipos
- ) Gastos generales
- ) Utilidad o beneficios

Costo de mano de obra. - El costo de la mano de obra se basa en los sueldos y salario de los trabajadores que debe ser cancelado corrientemente en efectivo, estos pueden ser jornales semanales, quincenales o a contrato, los salarios son variables según el trabajo que realiza cada trabajador, albañil, ayudante, peón, encofrador, armador, operador de máquinas, capataz y el personal superior de dirección y apoyo, las cargas sociales son la sumatoria de importe a la caja nacional de salud, riesgo profesional, aporte patronal solidario, aporte patronal para vivienda, provisión para beneficio sociales, provisión para aguinaldos, bono antigüedad, etc.

Costo de equipo y maquinaria. –En este proyecto de diseño, los precios de equipo mayores y menores no incluye costos de horas de operador, para ello de acuerdo a esta declaración se obtuvieron los precios respectivos de equipo y maquinaria necesario para el proyecto de puente vehicular.

Materiales. - Los materiales en forma general, constituye el costo básico para la construcción de cualquier tipo de obra de ingeniería civil y existen diferentes clases de materiales entre estos, el cemento, la arena, la grava, la grava zarandeada, el fierro, el alambre, etc. En el costo de los materiales se debe tomar en cuenta el importe de los materiales consignado en la

factura del proveedor, mas sus gastos incidentales, ocasionado como el transporte, carguío y descargo y todos los gastos necesarios hasta colocar estos materiales al pie de la obra.

Cronograma de obra. –Para el análisis de cronograma del presente proyecto de diseño, se realizo la técnica de revisión y evaluación del programa con el método de ruta critica, donde se consiero los controles de rendimiento por persona de obra y la estructura de cuadrillas basada en investigaciones sobre el tema. Se elaboro un diagrama de Gantt para poder visualizar las secuencias y duración de las actividades correspondientes al puente, considerar la sectorización inicial y traslapar los recursos las diferentes actividades.

En la colaboración del presupuesto de la obra se debe toma en cuenta la depreciación y alquiler de maquinaria, por otro lado se debe colocar un porcentaje para los gastos generales y administrativos, siendo este porcentaje utilizado para el alquiler de las oficinas, luz, agua y los sueldos del personal administrativo como ser: ingeniero, secretaria, mensajero, etc,. Y finalmente se debe tomar en cuenta en el presupuesto la utilidad de la empresa.

Los costos y presupuesto realizados para el proyecto de grado diseño del puente "DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)" fueron elaborados en el programa Quark dividido en 4 partes:

- ) Trabajos preliminares
- ) Accesos
- ) Infraestructura
- ) Superestructura
- ) Limpieza general

Así mismo, se ha elaborado las planillas de fierros de los elementos estructurales de hormigón armado para realizar un análisis del peso de armadura que se colocara en cada elemento, para tener parámetros reales de los precios de estos elementos, estas planillas de fierros se muestran en los anexos.

El tiempo de duración de construcción de la obra según el cronograma establecido es de 300 días hábiles, y el costo total de la obra será de 11.484.135,45 Bs.

## CAPITULO 9

### 9. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Los problemas de contaminación al medio ambiente afectan a todos los países en el mundo, por esta razón se hace el estudio ambiental, en cualquier tipo de proyecto es necesario ejercer una vigilancia para impedir nuevos riesgos para el medio ambiente y la salud publica buscando soluciones de manera residual, son los factores que nos llevan a buscar alternativas para minimizar los impactos negativos al medio ambiente.

#### ) EVALUACION DE IMPACTO AMBIENTAL

La Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) es un procedimiento metodológico de orden técnico, administrativo y jurídico que por finalidad que una obra, actividad o proyecto (OAP) sean compatibles con el medio ambiente.

Para la evaluación del impacto ambiental, existen cuatro categorías:

Categoría 1. – Requiere de un estudio de evaluación de impacto ambiental (EIA) analítico integral.

Categoría 2. – Requiere de un estudio de evaluación de impacto ambiental (EIA) analítico específico.

Categoría 3. – Requiere de medidas de mitigación y plan de aplicación y seguimiento ambiental (PASA).

Categoría 4. – No requiere de un estudio de evaluación de impacto ambiental (EIA), ni integral ni específico y tampoco medidas de mitigación.

Una vez realizado un resumen concerniente a la evaluación de impacto ambiental y los pasos se debe realizar la misma, para el presente proyecto de grado nos limitaremos a realizar el llenado de la ficha ambiental.

#### ) FICHA AMBIENTAL

La ficha ambiental es el primer paso para realizar la EIA, la cual tiene por objetivo la identificación preliminar de impactos y posibles medidas de mitigación, procedimiento a través del cual se determina la categoría de EIA requerida según el artículo 25 de la ley 1333 de medio ambiente.

El llenado del Formulario De Ficha Ambiental del proyecto “Diseño de puente vehicular internacional preesforzado sobre el arroyo Yaverijá (Bolpebra-Iñapari)” se muestra en anexo I.

## CAPITULO 10

### 10. CONCLUSION Y RECOMENDACIONES

#### 10.1. CONCLUSION

Como en toda materia que se estudie, lo más práctico para aprender es llevar los conocimientos al terreno, por lo tanto, en el presente proyecto de grado hemos podido rescatar muchas experiencias en diferentes ramas y lo más importante es que se puso en práctica todo lo aprendido en los cinco años de estudios del programa de ingeniería civil en la Universidad Amazónica de Pando.

) Con las actividades topográficas desarrolladas como se explica en el capítulo 2, se demuestra que el lugar de emplazamiento de proyecto inicialmente referenciado, es una opción ideal para la construcción de un puente, el lecho del arroyo presenta una altitud bastante considerable con el terreno natural así evitando ser afectado por posibles inundaciones, con exactitud el lecho del arroyo se encuentra a una altitud de 221 msnm y el terreno una altitud de 240 msnm (+-1 m).

) Para el cálculo de la hidrología se realizó con el método más sencillo y utilizado por hidrólogos, el método racional,

) Mediante fórmulas empíricas comúnmente utilizadas para este tipo de análisis, se obtuvieron tiempos de concentración y de retardo. Estos valores confirman la naturaleza del lugar, ya que en un tiempo relativamente corto se aglutina y posteriormente transita la precipitación.

) Se utilizó la estación meteorológica de Cobija, con una serie de 70 años (1947-2017) de información y se llevó a cabo un análisis de las máximas precipitaciones anuales a nivel diario (P24).

) Se obtuvo un caudal máximo de diseño Q igual a 998.80 m<sup>3</sup>/s para T100 (Esta decisión halla su justificación en las recomendaciones de la Norma Boliviana NB688). A su vez, el caudal de diseño utilizado junto con la geometría para la modelación hidráulica.

) El tirante húmedo máximo de flujo se determinó mediante el programa Hec-Ras, teniendo como resultado 43 metros aguas arriba y 46 metros aguas abajo en el lugar de emplazamiento del proyecto. Los que se adoptó el puente con una luz de cálculo de 45 metros

) Para el cálculo de socavación local en los estribos se utilizaron 5 métodos diferentes según los autores y se adoptó un promedio, obteniendo socavación estimada de 1.3 y 2.0 m en los Estribos.

- J Se realizaron 4 pozos exploratorios a diferentes altitudes envase al arroyo para obtener muestras representativas del suelo. En el pozo P0 no se encontró el nivel freático, en el pozo P1 el nivel freático se encontró a una profundidad de 3 metros y en los pozos P2 y P3 el nivel freático se encontraba a menos de 2 metros debido a que los pozos exploratorios se realizaron a un nivel cerca del lecho del arroyo.
- J La mayoría del material encontrado es limo mal graduado o arcilloso, excepto en el pozo 1 que se encontró limo inorgánico, arena muy fina (ML) a una profundidad de 6.75 metros.
- J Para el cálculo estructural de la superestructura e infraestructura, se realizó con la norma "American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)", debido a la carecía de normas para puentes en el país.
- J El preesfuerzo de las vigas se realizara con tenciones diferidas en tiempo inicial, intermedio y final.
- J Se realizaron las combinaciones de cargas establecidas, se adoptó una carga viva para el camión tipo HL-93, una vía bidireccional de 7.20 metros, dimensiones de calzadas y aceras recomendados por la norma Administradora Boliviana de Carreteras (ABC).
- J La superestructura está diseñada con 4 vigas postensadas de 2.20 metros de altura, 7 vainas de 12 torones en cada viga.
- J La infraestructura se diseñó con fundaciones profundas, 6 pilotes de 80 cm de diámetro en cada estribo, con cabezales de 1 metro de altura, la pantalla del estribo es variable debido a las diferencias de altitudes entre los apoyos con el suelo natural.
- J Se realizó el análisis de costos y presupuesto con datos de los precios de la región, adoptando un incremento estimado para el transporte hasta el lugar de proyecto. Como resultado se obtuvo un monto de 11.484.261,51 Bs
- J Se elaboró la ficha ambiental conforme a formato de la ley 1333 de medio ambiente.

## 10.2. RECOMENDACIONES

- ) Los puntos topográficos obtenidos podrán ser utilizados para futuros proyectos en la zona.
- ) Para el estudio hidrológico se realizó con datos pluviométricos de cobija, se recomienda investigar sobre datos más cercanos a la zona para una mejor precisión en resultados.
- ) Para aminorar la cantidad de pilotes, se recomienda realizar un estudio de suelo a mayor profundidad.
- ) Para aliviar la carga transmitida de la superestructura se recomienda proponer diferentes diseños de superestructura con diferentes materiales como estructura metálica, arco, etc.
- ) Se recomienda actualizar los precios unitarios cuando la obra se vaya a ejecutar.
- ) Para el estudio de impacto ambiental se debe realizar un análisis más minucioso, para proponer algunas medidas de mitigación.

## DISEÑO GEOMETRICO EN PLANTA DE ACCESOS AL PUENTE BOLPEBRA-IÑAPARI

### 1. Condiciones de diseño

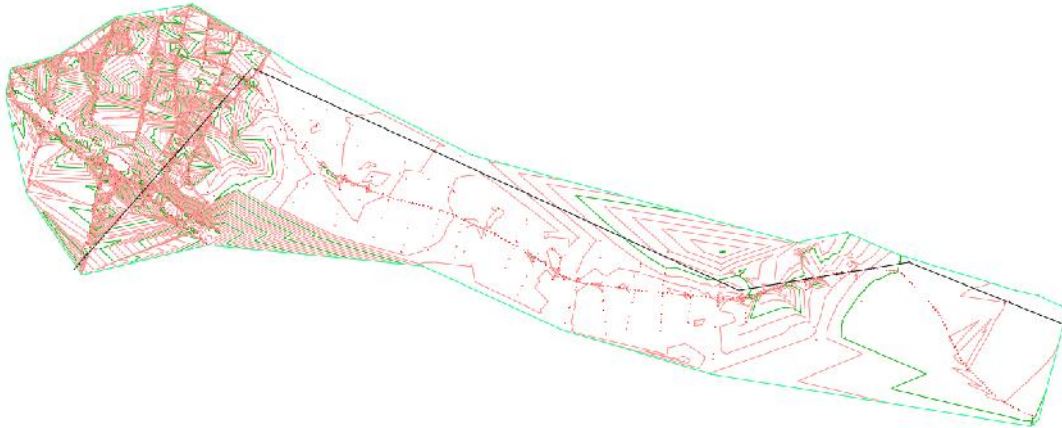
1 RUTA

3 CUVAS A (0+188.093)

B (0+382.340)

C (0+985.704)

Se trazo la polilinea inicial siguiendo las recomendaciones de la ABC, evitando las maximas deformaciones del terreno



Fuente: Google Earth

Manual de diseño geometrico de carretera de la ABC

Velocidad de proyecto: La velocidad de proyecto reemplaza a la velocidad de diseño, permite definir las características geometricas minimas en los elementos del trazado bajo condiciones de seguridad y comodidad, elementos que solo podran ser empleados en la medida que esten precedidos por otros (en ambos sentidos de transito) que anticipe al usuario que se esta entrando a un tramo de características geometricas minimas, el que ademas debera estar debidamente señalado.

Tabla 1.2-4 Categoría de vía

Nivel de servicio A. Carretera bidireccional sin control de acceso.

Nos indica que la velocidad media de viaje es de 93 Km/h o superior.

Tabla 1.3-2

Velocidades de diseño para carreteras primarias

Calzadas bidireccional en terreno llano 100-80 Km/h

Adoptamos velocidad de proyecto 80 Km/h  $V_p := 80$  Km/h

Por ser el acceso a un puente fronterizo tomamos la menor velocidad recomendada.

El ancho minimo de las bermas es 1.8 m.

Pendientes para diferentes tipo de terrenos:

Para terrenos llenos el relieve puede incluir ondulaciones moderadas para minimizar las alturas de corte y terraplenes; Consecuentemente la rasante estara comprendida mayoritariamente entre +-3%

Para terrenos ondulados la seccion longitudinal puede estar comprendida entre 3 a 6% de pendiente.

Para terrenos ondulados la seccion longitudinal puede estar comprendida entre 4 a 9% de pendiente.

Manual de ABC.2.3.3

## CURVAS CIRCULARES

### Elementos de la curva circular

En la Figura 2.3-1 se ilustran los diversos elementos asociados a una curva circular. La simbología normalizada que se define a continuación deberá ser respetada por el proyectista.

Las medidas angulares se expresan en grados centesimales (g).

Vn: Vértice; punto de intersección de dos alineaciones consecutivas del trazado.

$\alpha$ : Angulo entre dos alineaciones, medido a partir de la alineación de entrada, en el sentido de los punteros del reloj, hasta la alineación de salida.

$\omega$ : Angulo de Deflexión entre ambas alineaciones, que se repite como ángulo del centro subtendido por el arco circular.

R: Radio de Curvatura del arco de círculo (m)

T: Tangentes, distancias iguales entre el vértice y los puntos de tangencia del arco de círculo con las alineaciones de entrada y salida (m). Determinan el principio de curva PC y fin de curva FC.

S: Bisectriz; distancia desde el vértice al punto medio, MC, del arco de círculo (m)

D: Desarrollo; longitud del arco de círculo entre los puntos de tangencia PC y FC (m)

e: Peralte; valor máximo de la inclinación transversal de la calzada, asociado al diseño de la curva (%)

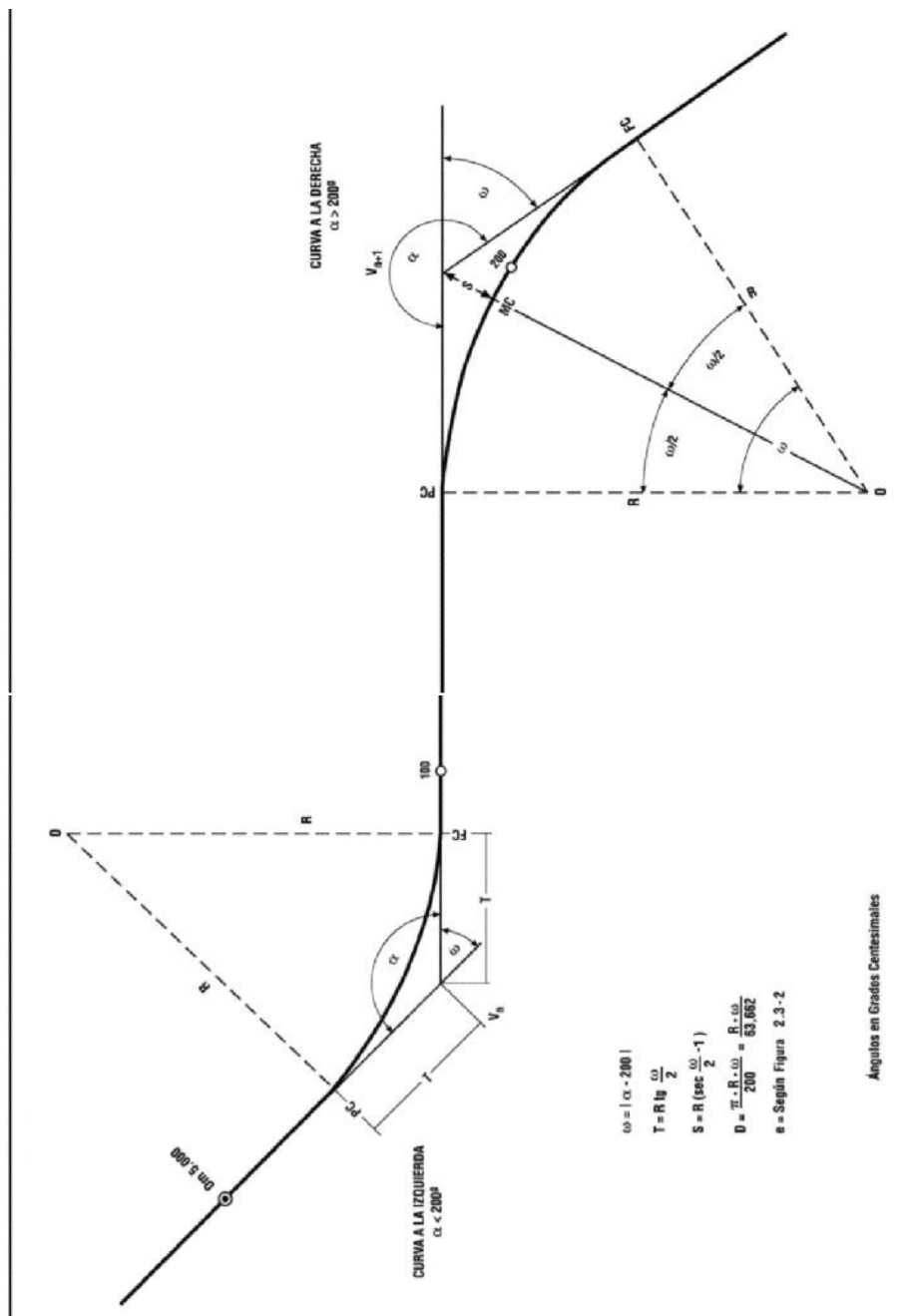
E: Ensanche; sobreaño que pueden requerir las curvas para compensar el mayor ancho ocupado por un vehículo al describir una curva.

## Radio mínimos absolutos

Los radios mínimos para cada velocidad de proyecto, calculados bajo el criterio de seguridad ante el deslizamiento, están dados por la expresión:

$$R_{\min} = \frac{V_p^2}{127(e_{\max} + f)}$$

- R<sub>mín</sub> : Radio Mínimo Absoluto (m)  
 V<sub>p</sub> : Velocidad Proyecto (km/h)  
 e<sub>máx</sub> : Peralte Máximo correspondiente a la Carretera o el Camino (m/m)  
 f : Coeficiente de fricción transversal máximo correspondiente a V<sub>p</sub>.



Elementos para la curva circular

Elementos para la curva circular

Tabla 2.3-3 (ABC)

VALORES MÁXIMOS PARA EL PERALTE Y LA FRICCIÓN TRANSVERSAL

	emáx	f
<b>Caminos</b> Vp 30 a 80 km/h	7%	0,265 - V/602,4
<b>Carreteras</b> Vp 80 a 120 km/h	8%	0,193 - V/1134

Tabla 2.3-4 (ABC)

RADIO MÍNIMOS ABSOLUTOS EN CURVAS HORIZONTALES

Caminos Colectores - Locales - Desarrollo			
Vp	emáx	f	Rmin
km/h	(%)		(m)
30	7	0,215	25
40	7	0,198	50
50	7	0,182	80
60	7	0,165	120
70	7	0,149	180
80	7	0,132	250
Carreteras - Autopistas Autorrutas - Primarios			
80	8	0,122	250
90	8	0,114	330
100	8	0,105	425
110	8	0,096	540
120	8	0,087	700

Para la velocidad de proyecto Vp=80 Km/h

El radio minimo sera  $R_{min} := 250m$

2. Calculo de la curva

A

$R_a := 250m$

Progresiva A (0+188.093)

Punto de interseccion de las tangentes o vertice de la curva  $P_{I,A} := 188.093m$

Angulo de deflexion de las tangentes  $w_A := 31.31$

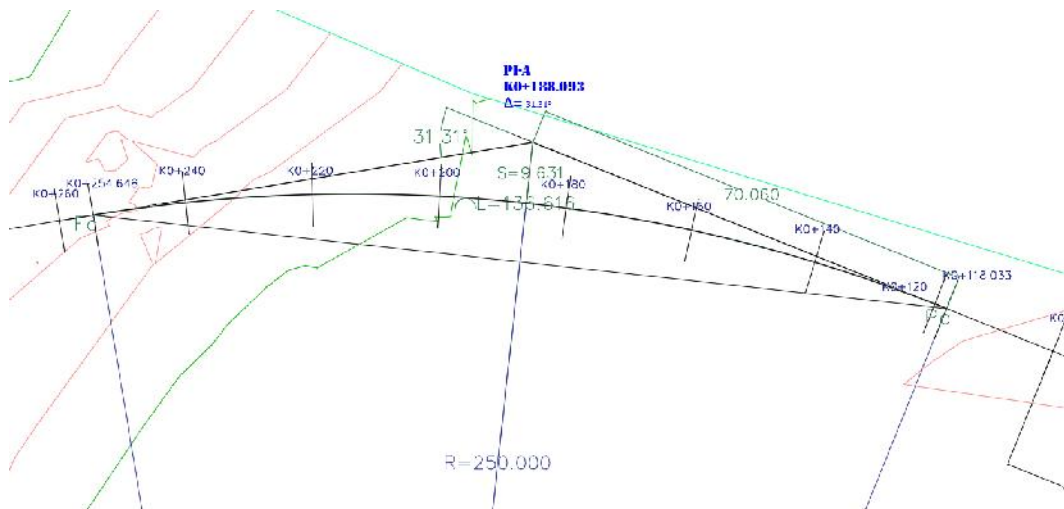
Tirante o distancia de  $P_{I,A}$  hasta Pc o Fc  $T_A := R_a \cdot \tan\left(\frac{w_A}{2}\right) = T_{AA} := 70.06m$

Principio de curva, punto donde termina la tangente de entrada y comienza la curva  $P_{c,A}$

Principio de tangente, punto donde termina la curva y comienza la tangente de salida  $F_{c,A}$

Externa, Distancia del punto Pi al punto medio de la curva  $S_A := \frac{T_A}{\sin\left(\frac{w_A}{2}\right)} \cdot \left(1 - \cos\left(\frac{w_A}{2}\right)\right) S_{AA} := 9.631$

Longitud de carva circular, desde el punto Pc hasta Fc.  $L_A := \frac{\pi \cdot R_a \cdot w_A}{180} = 136.616 m$



### 3. Calculo de la curva

**B**

$$R_b := 250\text{m}$$

Progresiva A (0+382.340)

Punto de interseccion de las tangentes o vertice de la curva  $P_{I,B} := 382.34\text{m}$

Angulo de deflexion de las tangentes  $w_B := 34.003$

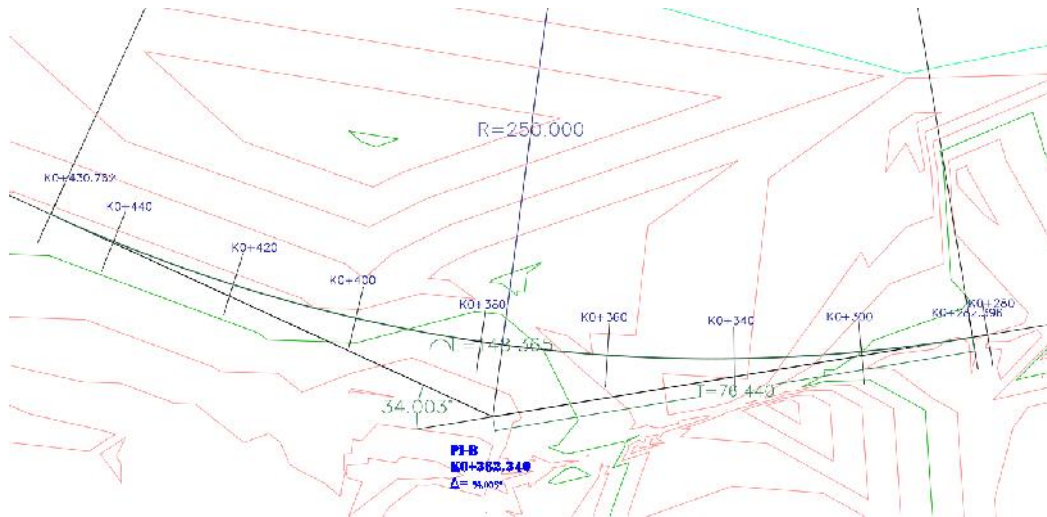
$$\text{Tirante o distancia de } P_{I,A} \text{ hasta } P_c \text{ o } F_c \quad T_B := R_b \cdot \tan\left(\frac{w_B}{2}\right) = T_B := 76.440\text{m}$$

Principio de curva, punto donde termina la tangente de entrada y comienza la curva  $P_{c,B}$

Principio de tangente, punto donde termina la curva y comienza la tangente de salida  $F_{c,B}$

$$\text{Externa, Distancia del punto } P_i \text{ al punto medio de la curva} \quad S_B := \frac{T_B}{\sin\left(\frac{w_B}{2}\right)} \cdot \left(1 - \cos\left(\frac{w_B}{2}\right)\right) \quad S_B := 11.425$$

$$\text{Longitud de curva circular, desde el punto } P_c \text{ hasta } F_c. \quad L_B := \frac{\pi \cdot R_b \cdot w_B}{180} = 148.366 \text{ m}$$



#### 4. Calculo de la curva

**C** Para esta curva se adoptara la velocidad de proyecto 60 Km/h. debido a la aproximacion al puente.

$$R_c := 120$$

Progresiva A (0+985.704)

Punto de interseccion de las tangentes o vertice de la curva  $P_{I,C} := 985.704\text{m}$

Angulo de deflexion de las tangentes  $w_C := 73.198$

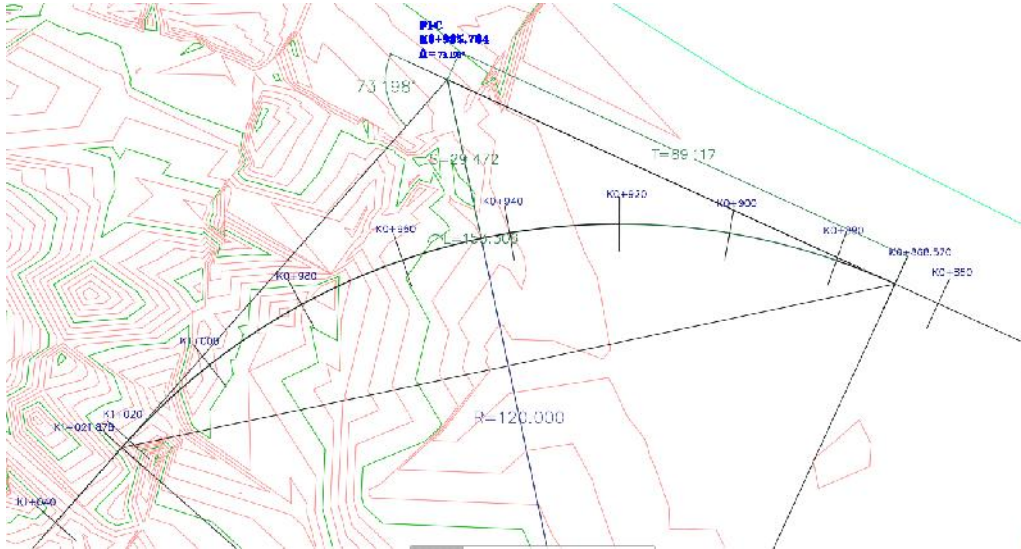
Tirante o distancia de  $P_{I,A}$  hasta  $P_c$  o  $F_c$   $T_C := R_c \cdot \tan\left(\frac{w_C}{2}\right) = T_{C,w} := 89.117\text{m}$

Principio de curva, punto donde termina la tangente de entrada y comienza la curva  $P_{c,C}$

Principio de tangente, punto donde termina la curva y comienza la tangente de salida  $F_{c,C}$

Externa, Distancia del punto  $P_i$  al punto medio de la curva  $S_C := \frac{T_C}{\sin\left(\frac{w_C}{2}\right)} \cdot \left(1 - \cos\left(\frac{w_C}{2}\right)\right) S_{C,w} := 29.472$

Longitud de curva circular, desde el punto  $P_c$  hasta  $F_c$ .  $L_C := \frac{\pi \cdot R_c \cdot w_C}{180} = 153.306$



## 5. Ancho de calzada

### Art 3.2.1 DEFINICIÓN DE LA PLATAFORMA

Se llama "plataforma" a la superficie visible de una vía formada por su(s), calzada(s), sus bermas, los sobrecanchos de plataforma (SAP) y su cantero central, en caso de existir esta última como parte de la sección transversal tipo.

El ancho de la plataforma será entonces la suma de los anchos de sus elementos constitutivos, cuyas características se definen en esta sección.

Casos especiales de plataforma son aquéllas de las carreteras unidireccionales con calzadas independientes y las correspondientes a caminos sin pavimentar. En el primer caso, la vía tendrá dos plataformas independientes. En el segundo, calzadas, bermas y sobrecanchos configuran un todo único no diferenciable a simple vista.

La altimetría de la plataforma está dada por el perfil longitudinal de la rasante y por la inclinación transversal de sus elementos.

### Art 3.2.2 LA(S) CALZADA(S)

#### 3.2.2.1 Aspectos generales

Una calzada es una banda material y geoméricamente definida, de tal modo que su superficie pueda soportar un cierto tránsito vehicular y permitir desplazamientos cómodos y seguros de los mismos.

La calzada está formada por dos o más carriles. Un carril será entonces cada una de las divisiones de la calzada que pueda acomodar una fila de vehículos transitando en un sentido.

(Manual de carretera de la ABC)

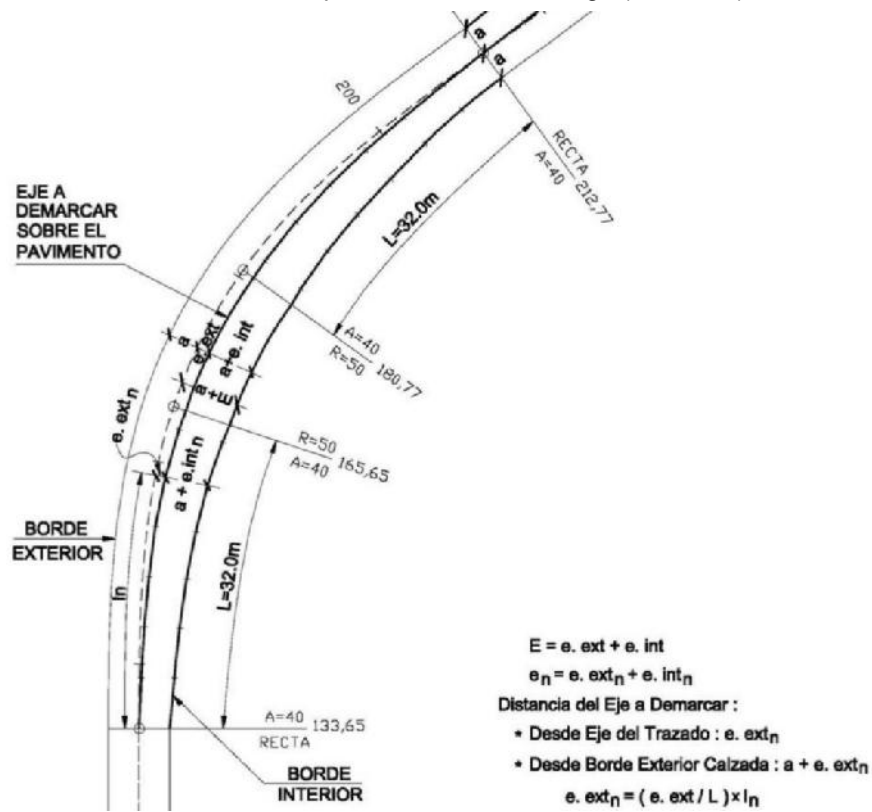
Diseñaremos una avenida con dos calzadas y cuatro carriles, dos carriles en direcciones opuestas. El ancho de carril la norma de la ABC nos permite un mínimo de 3.5 metros para categoría primaria (Tb 3.1-1)

Adoptamos un ancho de calzada de  $W_c := 7.20\text{m}$  Dos carriles, el ancho mínimo de calzada es de 3.5 según la ABC tb:3.1-1

Cada carril de  $W_{\text{carril}} := 3.6\text{m}$

Calculo del sobrecancho E. Es el sobrecancho en curvas circulares de carreteras y caminos que se desarrollo mediante el analisis geometrico de las trayectorias que describen los diferentes vehiculos.

Realizamos el calculo con el tipo de vehiculo mas largo (Tb 2.3-11)



### 5.1 Sobreebanco para la curva A y B

semitrailer  $L_t := 22.40$   $L_1 := 5.6$

$L_2 := 15.5$

Radio  $R_{ab} := 250$

Sobreebanco calculado  $E := \frac{L_1^2 + L_2^2}{R_{ab}} - 0.2 = 0.886 \text{ m}$

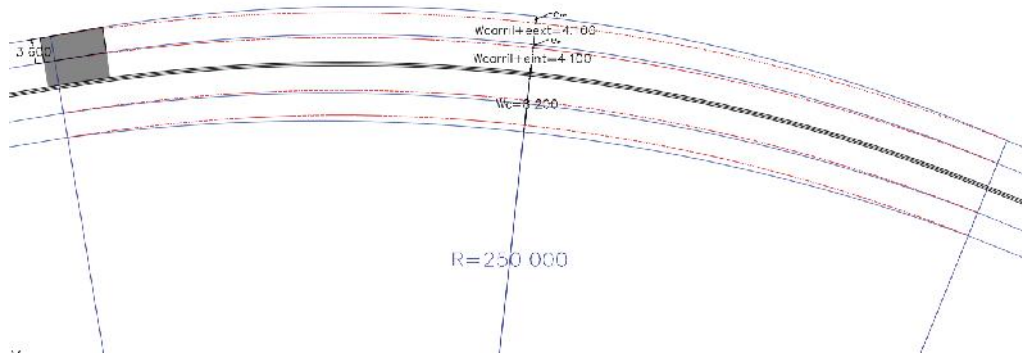
$e_{int} := 0.7 \cdot E = 0.621 \text{ m}$

$e_{ext} := 0.3 \cdot E = 0.266 \text{ m}$

Segun al tabla 2.3-11, las formulas empiricas de sobreebanco es para calzadas de 7.00 mts.

Entonces adoptamos un sobre ancho de  $E=1\text{m}$

$e_{int} := 0.50 \text{ m}$   $e_{ext} := 0.50 \text{ m}$



En el centro de la curvatura, el ancho de calzada+sobreebanco= 8.20

### 5.1 Sobreebanco para la curva C

semitrailer  $L_t := 22.40$   $L_1 = 5.6$

$L_2 = 15.5$

Radio  $R_c = 120$

Sobreebanco calculado  $E_c := \frac{L_1^2 + L_2^2}{R_c} - 0.2 = 2.063 \text{ m}$

$e_{\text{int.c}} := 0.7 \cdot E_c = 1.444 \text{ m}$

$e_{\text{ext.c}} := 0.3 \cdot E_c = 0.619 \text{ m}$

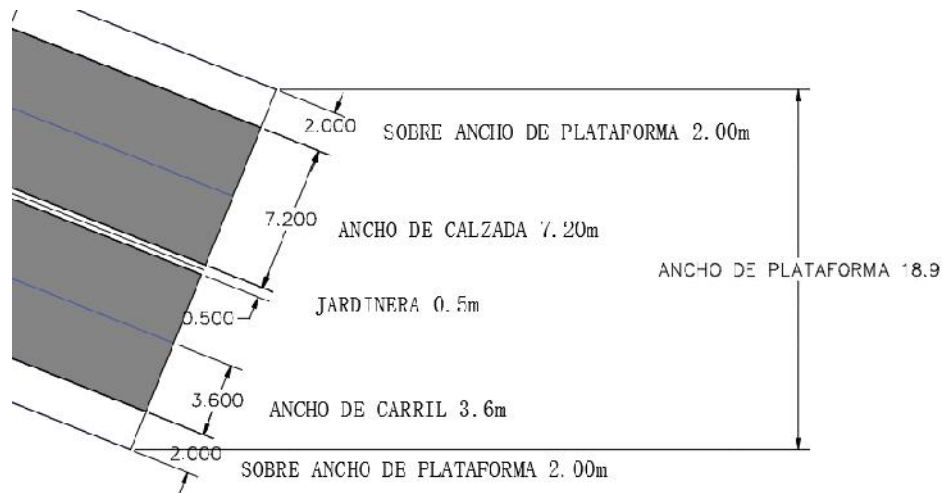
Segun al tabla 2.3-11, las formulas empiricas de sobreebanco es para calzadas de 7.00 mts.

Entonces adoptamos un sobre ancho de  $E=2\text{m}$

$e_{\text{int.c}} := 1$   $e_{\text{ext.c}} := 1$

### 6. Sobreebanco de plataforma.

Se tomara un sobre ancho de plataforma de 2 metros, que permita confinar la capa subbase de modo que la parte exterior de la calzada sea posible alcanzar los niveles de compactacion apropiados, por otra parte tambien permitira cumplir con las señalizaciones, barreras de seguridad y cunetas. (3.2.4.1 -Manual de ABC)



### 7. Desarrollo del peralte

El peralte es la inclinación de la plataforma hacia el lado de bombeo.

Para plataformas de dos calzadas, se sitúa el eje de simetría el cual será el eje de giro para desarrollar los peraltes. 2.3.1.2 (Manual de carretera de ABC)

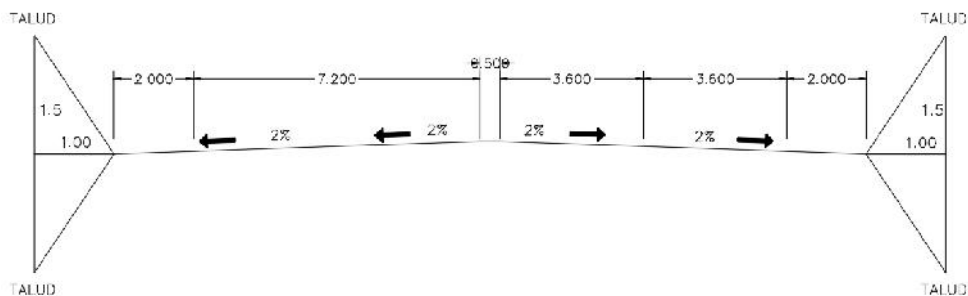
Adoptamos un peralte estándar de 2%.

### 8. Taludes de terraplen

El diseño de taludes de terraplenes desde el punto de vista estructural, se encuentra en función al tipo de material que lo construye y el suelo sobre los que se fundan.

Cuando los materiales lo permitan, los taludes de terraplen con alturas inferiores a 15 metros tendrán una inclinación máxima de 1:1,5 (H:V) (3.3.3.1 Manual de carretera ABC)

Recomendación: El acceso desde la comunidad hasta el puente Bolpebra-Iñapari no cuenta con estudios de geotécnicos, se recomienda realizar estudios en diferentes sectores para determinar la inclinación de los taludes.



### 9. Descripción del tipo de superficie de la calzada

Se realizó un prediseño inicial con una capa sub-base y una subrasante apoyada sobre la rasante o la cota roja.

#### CAPA SUB-BASE

La sub-base tiene una calidad similar a la base del pavimento flexible, soporta gran fracción de resistencia transmitida por la carga del tráfico, tiene un bajo costo económico, cuenta con la facilidad de drenar el agua para los sectores de bombeo.

El tipo de suelo tiene que ser material laterítico.

Las especificaciones de esta capa están normadas por la AASHTO M147

Adoptaremos una sub-base de 25 cm

#### CAPA SUBRASANTE

La capa subrasante viene a ser el material que debe ser colocado sobre la cota roja (cota rasante), y esta obedece a especificaciones de características propuestas en México en 1957,

y estas son:

Espesor de la capa mínimo: 30 Cm (Carreteras)

Tamaño máx. del agradado: 7.5 Cm (3 pulg.).

Grado de compactación: 95% del Próctor Modificado.

Valor relativo de soporte: CBR = 15% (mínimo)

Expansión máxima: 15%

Estos valores detallados anteriormente deberían de ser los que se busca tener en el proyecto, pero sabemos que no siempre se puede llegar a esto, caso contrario se altere alguna de estas características se debe de justificar muy claramente el porqué de ello.

propuestas en México en 1957, y estas son:

Espesor de la capa mínimo: 30 Cm (Carreteras)

Tamaño máx. del agradado: 7.5 Cm (3 pulg.).

Grado de compactación: 95% del Próctor Modificado.

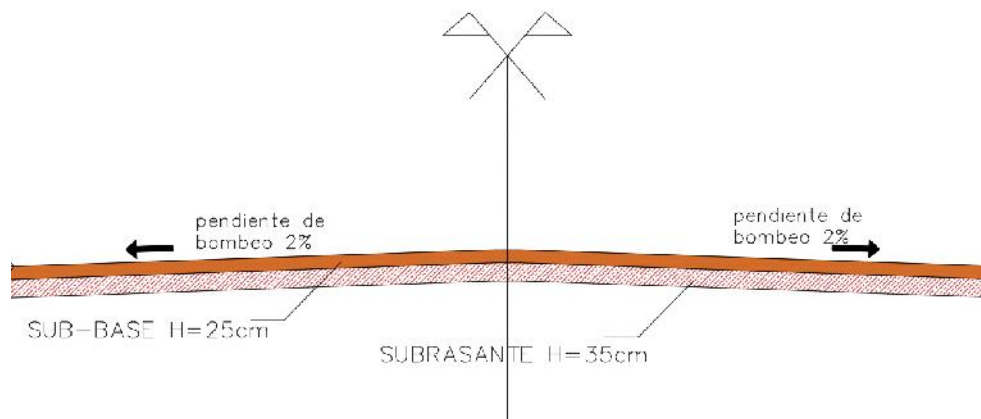
Valor relativo de soporte: CBR = 15% (mínimo)

Expansión máxima: 15%

Estos valores detallados anteriormente deberían de ser los que se busca tener en el proyecto, pero sabemos que no siempre se puede llegar a esto, caso contrario se altere alguna de estas características se debe de justificar muy claramente el porqué de ello.

Adoptaremos una subrasante de 35 cm

Recomendacion: El acceso desde la comunidad hasta el puente Bolpebra-Iñapari no cuenta con estudios preeliminares geotecnicos. Para obtener un paquete estructural se recomienda realizar estudios de suelo en diferentes sectores.





















## ANEXO B

### B.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO



*Figura B-1 Vista satelital Cobija, Iñapari, Assis Brasil y Brasilea*

*Fuente: Google Earth.*



*Figura B-2 Vista satelital, Ubicación antigua y actual de la comunidad Bolpebra y posible ubicación del proyecto diseño de puente vehicular.*

*Fuente: Google Earth*

## B.2. PROCESAMIENTO DE DATOS LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

### B.2.1. Punto de referencias

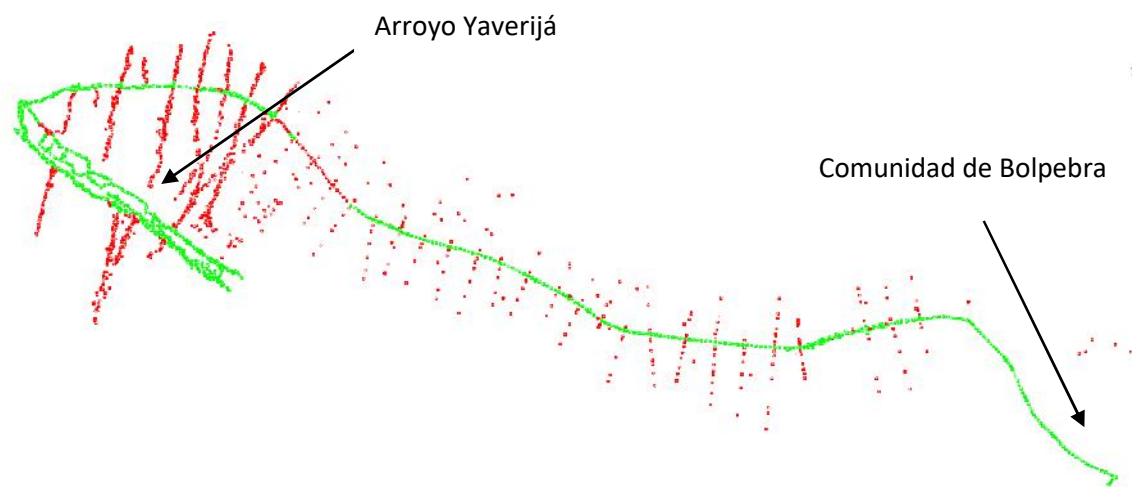
Se tienen conocidos varios puntos:

BOLP41016	437770.342	8789788.62	251.335
BP2	437876.152	8789865.08	235.745
BP3	438946.109	8788826.22	255.498
BP4	438843.62	8788766.21	252.084
P1	437757.219	8789187.96	235.141
P2	437904.741	8789186.33	247.113
P3	438216.941	8788995.32	248.651
P4	438414.466	8788919.4	248.935

Se tomó el punto BP3 como referencia inicial.



### B.2.2. Distribución de puntos X;Y;Z. del equipo RTK y el equipo estación total



Color verde= Con el equipo RTK.

Color rojo=Con el equipo de estación total.

## ANEXO C

### ESTUDIO HIDROLOGICO

<b>AREA TOTAL DE LA CUENCA</b>	<b>786860165.016</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>786.860</b>	<b>Km<sup>2</sup></b>
<b>PERIMETRO TOTAL DE LA CUENCA</b>	<b>178198.905</b>	<b>m</b>	<b>178.199</b>	<b>Km</b>

#### C.1. Curva hipsometrica

TRAMO	AREA	% Area
225-250	7033510.68	0.89
250-275	103071378.92	13.10
275-300	133210429.53	16.93
300-325	315842202.06	40.14
325-350	189217276.25	24.05
350-375	38485367.58	4.89
	786860165.02	100.00

Tabla C-1. Fuente propia

#### CURBA HIPSOMETRICA

COTA	AREA (At)	AREA ACUMULADA	AREA SOBRE LA COTA	At-Aa
225	0.00	0.00	786860165.02	786860165.02
250	7033510.68	7033510.68	779826654.34	779826654.34
275	103071378.92	110104889.60	683788786.10	676755275.42
300	133210429.53	243315319.13	653649735.48	543544845.89
325	315842202.06	559157521.19	471017962.96	227702643.83
350	189217276.25	748374797.44	597642888.77	38485367.58
375	38485367.58	786860165.02	748374797.44	0.00
At=	786860165			

Tabla C-2. Fuente propia

AREAS	TRAMOS
0.00	375
38485367.58	350
227702643.83	325
543544845.89	300
676755275.42	275
779826654.34	250
786860165.02	225

Tabla C-3. Fuente propia

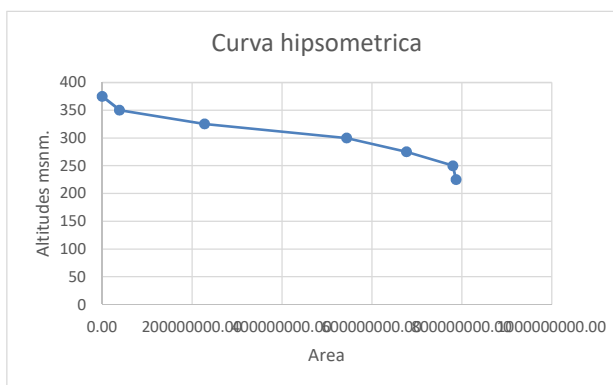


Figura C-1. Fuente propia

#### C.2. Frecuencia de altitudes

TRAMO	AREA	% Area
225-250	7033510.68	0.89
250-275	103071378.92	13.10
275-300	133210429.53	16.93
300-325	315842202.06	40.14
325-350	189217276.25	24.05
350-375	38485367.58	4.89
Total	786860165.02	100.00

Tabla C-4. Fuente propia

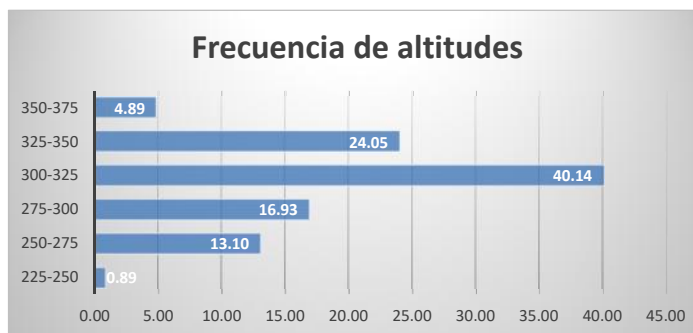


Figura C-2. Fuente propia

La altitud mas frecuente es de 300 a 325 m.s.n.m

**C.3. Elevacio media**

TRAMO	AREA	COTA MEDIA	Am*Zm
225-250	7033510.68	237.50	1670458786.35
250-275	103071378.92	262.50	27056236965.52
275-300	133210429.53	287.50	38297998490.82
300-325	315842202.06	312.50	98700688143.84
325-350	189217276.25	337.50	63860830733.67
350-375	38485367.58	362.50	13950945747.24
Total	786860165.02		243537158867.44

Tabla C-5. Fuente propia

$$Em = (Am * Zm) / A \quad \quad \quad 309.5050044 \text{ m.s.n.m}$$

**C.4. Pendiente**

AREA TOTAL DE LA CUENCA	786860165.01571	M2	786.860165	Km2
PERIMETRO TOTAL DE LA CUENCA	178198.90490	Metros	178.1989049	Km

LONGITUD DEL CURSO	56228.16	Metros
	56.22816	Kilomentros

ALTITUD MAXIMA Y MINIMA DEL CURSO	Hmin=	235	m.s.n.m.
	Hmax=	375	m.s.n.m.

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA
------------------------------

$$Smed = \frac{Hmax - Hmin}{Lmayor} \quad \quad \quad Smed = \quad \quad \quad \begin{matrix} 0.0025 \text{ M/M} \\ 0.249 \% \end{matrix}$$

**C.5. Indice o coeficiente de compacidad "k"**

$$K_c = \frac{Per.Cuenca}{Per.Circulo} = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

AREA TOTAL DE LA CUENCA	786860165.016	M2
PERIMETRO TOTAL DE LA CUENCA	178198.905	Metros

Kc=	1.791452755
-----	-------------

C.6. Precipitaciones maximas diarias

ESTACION COBIJA	
AÑO	MAX.DIARIA (mm)
1943	58.0
1944	110.0
1945	113.0
1946	105.4
1947	99.3
1948	99.3
1949	75.2
1950	97.0
1951	86.8
1952	171.0
1953	120.0
1954	93.8
1955	120.0
1956	88.0
1957	82.2
1958	157.0
1959	91.1
1960	107.8
1961	109.5
1962	93.0
1963	103.0
1964	104.0
1965	131.5
1966	146.0
1967	76.0
1968	99.5
1969	105.2
1970	69.1
1971	102.0
1972	140.0
1973	120.0
1974	103.0
1975	85.0
1976	88.0
1977	127.8
1978	119.1
1979	123.2
1980	110.0
1981	79.0
1982	90.0
1983	103.0
1984	99.0
1985	92.0
1986	92.0
1987	98.0
1988	105.0
1989	65.0
1990	77.0
1991	87.0
1992	107.0
1993	50.1
1994	63.2
1995	62.2
1996	85.8
1997	107.9
1998	110.6
1999	97.2
2000	176.7
2001	111.7
2002	94.4
2003	100.6
2004	117.0

Registros pluviométricos Estación Cobija - Método Gumbel				
Nº	AÑO	PRECIPITACION (mm)		PROMEDI O X
		X1	(X1-X)²	
1	1943	58.0	1896.0	101.5
2	1944	110.0	71.5	101.5
3	1945	113.0	131.3	101.5
4	1946	105.4	14.9	101.5
5	1947	99.3	5.0	101.5
6	1948	99.3	5.0	101.5
7	1949	75.2	693.9	101.5
8	1950	97.0	20.6	101.5
9	1951	86.8	217.3	101.5
10	1952	171.0	4824.3	101.5
11	1953	120.0	340.7	101.5
12	1954	93.8	59.9	101.5
13	1955	120.0	340.7	101.5
14	1956	88.0	183.4	101.5
15	1957	82.2	374.1	101.5
16	1958	157.0	3075.5	101.5
17	1959	91.1	109.0	101.5
18	1960	107.8	39.2	101.5
19	1961	109.5	63.3	101.5
20	1962	93.0	73.0	101.5
21	1963	103.0	2.1	101.5
22	1964	104.0	6.0	101.5
23	1965	131.5	897.4	101.5
24	1966	146.0	1976.5	101.5
25	1967	76.0	652.4	101.5
26	1968	99.5	4.2	101.5
27	1969	105.2	13.4	101.5
28	1970	69.1	1052.5	101.5
29	1971	102.0	0.2	101.5
30	1972	140.0	1479.0	101.5
31	1973	120.0	340.7	101.5
32	1974	103.0	2.1	101.5
33	1975	85.0	273.7	101.5
34	1976	88.0	183.4	101.5
35	1977	127.8	689.4	101.5
36	1978	119.1	308.3	101.5
37	1979	123.2	469.0	101.5
38	1980	110.0	71.5	101.5
39	1981	79.0	508.2	101.5
40	1982	90.0	133.2	101.5
41	1983	103.0	2.1	101.5
42	1984	99.0	6.5	101.5
43	1985	92.0	91.1	101.5
44	1986	92.0	91.1	101.5
45	1987	98.0	12.6	101.5
46	1988	105.0	12.0	101.5
47	1989	65.0	1335.4	101.5
48	1990	77.0	602.3	101.5
49	1991	87.0	211.5	101.5
50	1992	107.0	29.8	101.5
51	1993	50.1	2646.3	101.5
52	1994	63.2	1470.2	101.5
53	1995	62.2	1547.8	101.5
54	1996	85.8	247.8	101.5
55	1997	107.9	40.4	101.5
56	1998	110.6	82.0	101.5
57	1999	97.2	18.9	101.5
58	2000	176.7	5648.6	101.5
59	2001	111.7	103.2	101.5
60	2002	94.4	51.0	101.5
61	2003	100.6	0.9	101.5

2005	82.1
2006	133.9
2007	87.5
2008	104.2
2009	138.8
2010	158.9
2011	95.0
2012	73.6
2013	87.4
2014	85.2
2015	110.0
2016	91.8
2017	66.1

PROMEDIO:	102.3
-----------	-------

62	2004	117.0	238.9	101.5
63	2005	82.1	378.0	101.5
64	2006	133.9	1047.0	101.5
65	2007	87.5	197.2	101.5
66	2008	104.2	7.1	101.5
67	2009	138.8	1388.1	101.5
68	2010	158.9	3289.9	101.5
69	2011	95.0	42.8	101.5
70	2012	73.6	780.8	101.5
71	2013	87.4	200.0	101.5
72	2014	85.2	267.1	101.5
73	2015	110.0	71.5	101.5
74	2016	91.8	94.9	101.5
75	2017	66.1	1256.2	101.5

SUMATORIA	7615.7	mm
PROMEDIO X:	101.5	mm

Tabla C-6. Fuente propia

Metodo Gumbel, teoria de probabilidad y estadistica.

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} =$$

Xm:	102.29	mm
-----	--------	----

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} =$$

Desviacion estandar	S:	24.90	mm
---------------------	----	-------	----

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s =$$

:	19.41	mm
---	-------	----

$$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha =$$

μ:	91.09	mm
----	-------	----

Para el modelo de probabilidad:

$$F_{(x)} = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

Según el estudio de miles de estaciones - año de datos de lluvia, realizado por L. L. Wells, los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, al ser incrementados en un 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas. Por tanto el valor representativo adoptado para la cuenca será multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación.

se tiene :  $\mu + *(-\text{Ln}(\text{Ln}(T/(T-1))))$

T (Años)	Precip. Max. 24 Hrs (mm)
2	98.20
5	120.20
10	134.77
25	153.17
50	166.83
75	174.76
100	180.38
200	193.88
500	211.70

Tabla C-7. Fuente propia

**C.7. TIEMPO DE CONCENTRACION Tc**

LONGITUD DEL CURSO L=	56228.16	Metros
	56.22816	Kilomentros
PENDIENTE PROMEDIO DE LA CUENCA S=	0.00249	m/m

Tiempo de concentración aplicando la fórmula de Kirpisch.

$$t_c = 0.0663 \left[ \frac{L}{\sqrt{S_c}} \right]^{0.77}$$

Válida para  $t_c < 40$  horas, donde:

$t_c$ : Tiempo de concentración en horas.

L: Longitud del cauce principal, definido como el de mayor recorrido, en kilómetros (km).

$S_c$ : Pendiente de la cuenca adimensional, e igual al cociente  $H/L$ .

tc= 14.84058282 Hrs.

tc= 890.434969 min.

**Kirpich  
(1940)**

$$t_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385}$$

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida m  
S = pendiente promedio de la cuenca, m/m

tc= 889.8224935 min

tc= 14.83037489 Hrs

**C.8. Coeficiente de escurrimiento C.**

Se adopta un coeficiente de escurrimiento de C= 0.5 (Ver tabla 3.2)

**C.9. Medicion indirecta de caudal**

ecuacion de continuidad

$$Q = A \cdot V$$

**Sección – A [m<sup>2</sup>]**

La superficie mojada del perfil transversal, limitada por las barrancas, el lecho y el pelo de agua se denomina sección de aforo.

**Velocidad – V [m/s]**

Es un vector definido por su módulo, dirección y sentido.

El módulo se obtiene de dividir la longitud recorrida por el tiempo que se emplea en ello.

La dirección queda definida por el ángulo en que actúa dicha velocidad

El sentido normalmente es conocido.

**MEDICION DE LA SECCION**

	Ancho (m)	Ancho de influencia Bi (m)	Altura (m)	Area A (m2)	Velocidad V (m/s)	Caudal Q (m3/s)
A1	0.65	1.9	0.17	0.41	0.07	0.0287
A2	2.5	2.5	0.64	1.57	2.46	3.8622
A3	2.5	2.5	1.02	2.31	1.83	4.2273
A4	2.5	2.5	0.65	1.68	1.03	1.7304
A5	2.5	2.5	0.46	1.21	1.27	1.5367
A6	2.5	1.9	0.46	0.73	0.86	0.6278
A7	0.65					
<b>AREA TOTAL</b>				7.91	<b>Q total=</b>	12.01 m3/s
					<b>Q total=</b>	12013.10 L/s

Tabla C-8. Fuente propia

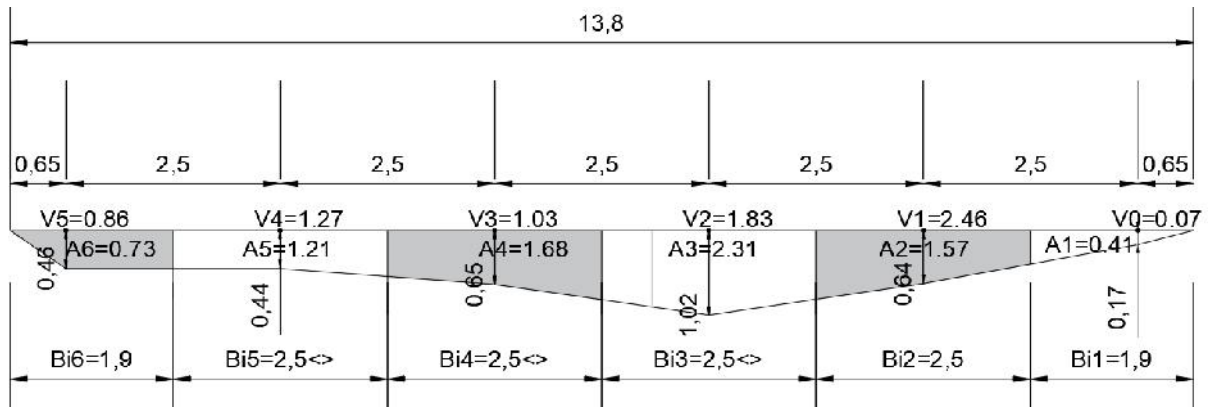
**C.10. Velocidad**

- V = Velocidad (m/s)
- n = Coeficiente de rugosidad
- R = Radio Hidráulico (m)
- s = pendiente (m/m)

Datos:

A =	7.91	m <sup>2</sup>	Area mojada
P =	14.07	m	Perimetro mojado
n =	0.1		Coeficiente de manning (Ver hidraulica)
s =	0.002	m/m	Pendiente en la alcantarilla
R =	0.562189055	m	Radio hidraulico

**V = 0.34 m/s**



### C.11. Ecuacion de intensidad I

Las relaciones o cocientes a la lluvia de 24 horas se emplean para duraciones de varias horas. D. F. Campos A. propone los siguientes cocientes:

#### Valores concluidos para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas

Fuente: D. F. Campos A., 1978

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00

Estos datos serán obtenidos como un porcentaje de los resultados de la precipitación máxima probable para 24 horas, para cada período de retorno, diferentes porcentajes de este valor según los tiempos de duración de lluvia adoptados.

Precipitaciones maximas para diferentes tiempos de duracion

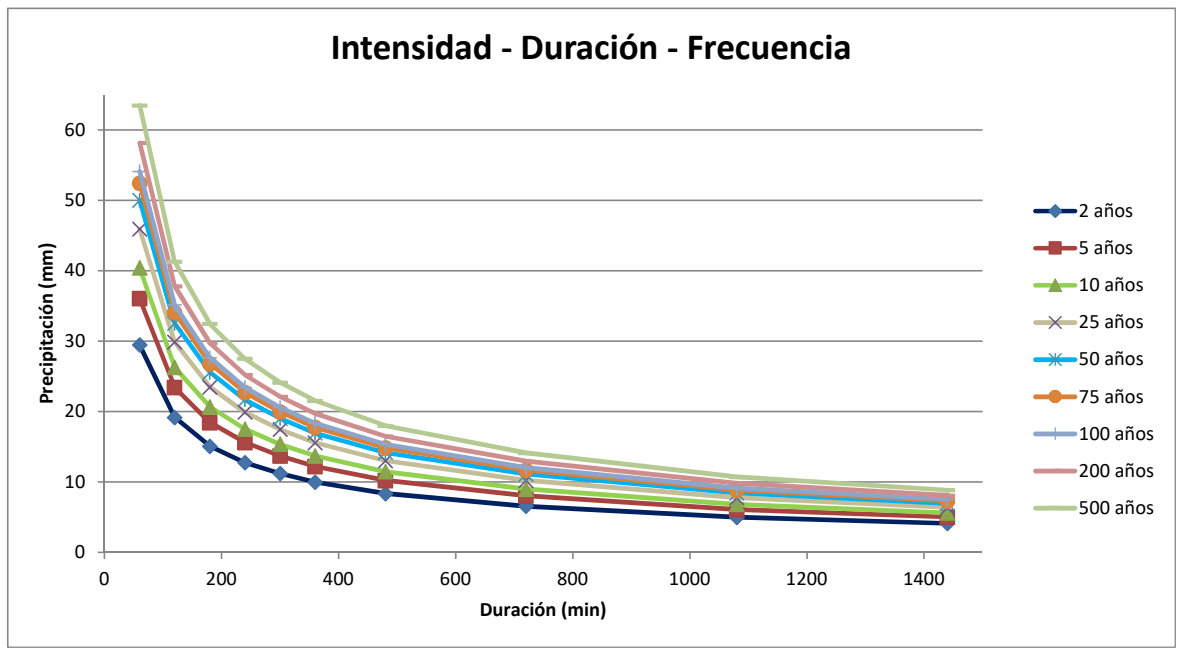
ECUACION: Precip.max<sub>24hrs</sub> en T<sub>(años)</sub> X Cociente

Tiempo de Duracion	Cociente	Prec.Max.Prob. (mm) para diferentes tiempos de duracion Gg. Periodo de retornor								
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	200	500
24 hrs	100%	98.20	120.20	134.77	153.17	166.83	174.76	180.38	193.88	211.70
18 hrs	91%	89.36	109.38	122.6383	139.3864	151.8111	159.0328	164.1441	176.432	192.64364
12 hrs	80%	78.56	96.16088	107.8139	122.5375	133.4603	139.8091	144.3025	155.1051	169.35705
8 hrs	68%	66.78	81.73675	91.6418	104.1569	113.4413	118.8377	122.6571	131.8393	143.95349
6 hrs	61%	59.90	73.32267	82.20809	93.43484	101.7635	106.6044	110.0306	118.2676	129.13475
5 hrs	57%	55.97	68.51463	76.81739	87.30796	95.09047	99.61396	102.8155	110.5124	120.6669
4 hrs	52%	51.06	62.50457	70.07903	79.64937	86.7492	90.87589	93.7966	100.8183	110.08208
3 hr	46%	45.17	55.2925	61.99298	70.45906	76.73968	80.39021	82.97392	89.18541	97.380302
2 hrs	39%	38.30	46.87843	52.55927	59.73703	65.0619	68.15692	70.34745	75.61372	82.56156
1 hrs	30%	29.46	36.06033	40.43021	45.95156	50.04762	52.4284	54.11343	58.1644	63.508893

Basándose en los resultados de la anterior tabla, y los tiempos de duración adoptados, calculamos la intensidad equivalente para cada caso, según:

$$I = \frac{P [mm]}{t_{duración} [hr.]}$$

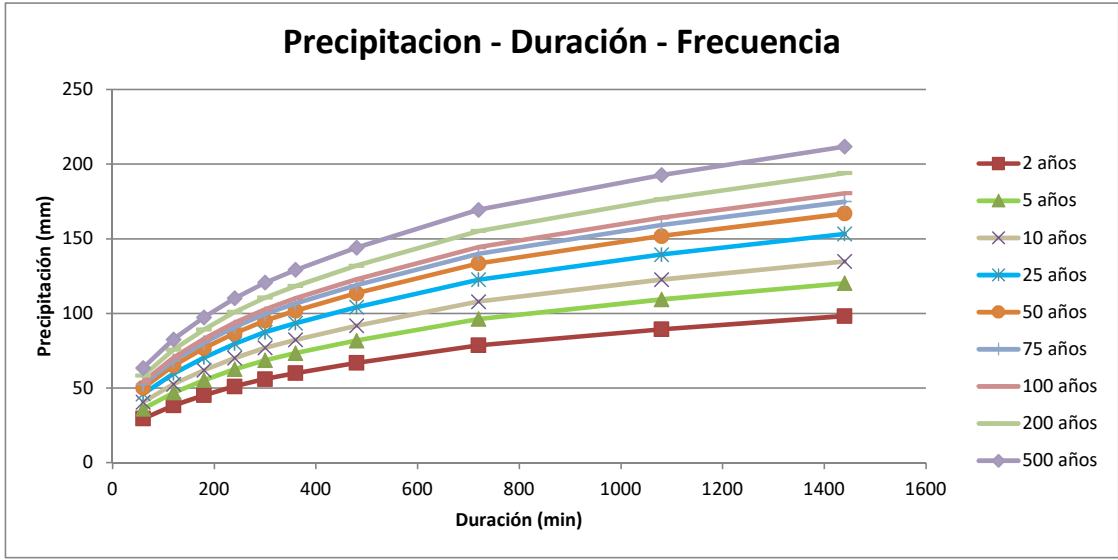
TIEMPO DE DURACION		INTENSIDAD DE LA LLUVIA (mm/hrs) SEGÚN EL PERIODO DE RETORNO								
HRS	MIN	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	200	500
24	1440	4.091691	5.008379	5.615307	6.382161	6.951058	7.281722	7.515754	8.078389	8.8206795
18	1080	4.964585	6.076833	6.813239	7.743689	8.43395	8.835156	9.119114	9.801779	10.702425
12	720	6.546705	8.013406	8.984491	10.21146	11.12169	11.65076	12.02521	12.92542	14.113087
8	480	8.347049	10.21709	11.45523	13.01961	14.18016	14.85471	15.33214	16.47991	17.994186
6	360	9.983725	12.22044	13.70135	15.57247	16.96058	17.7674	18.33844	19.71127	21.522458
5	300	11.19487	13.70293	15.36348	17.46159	19.01809	19.92279	20.5631	22.10247	24.133379
4	240	12.76607	15.62614	17.51976	19.91234	21.6873	22.71897	23.44915	25.20457	27.52052
3	180	15.05742	18.43083	20.66433	23.48635	25.57989	26.79674	27.65797	29.72847	32.460101
2	120	19.14911	23.43921	26.27963	29.86851	32.53095	34.07846	35.17373	37.80686	41.28078
1	60	29.46017	36.06033	40.43021	45.95156	50.04762	52.4284	54.11343	58.1644	63.508893



**Precipitación - Duración - Frecuencia**

ECUACION:  $\text{Precip.max}_{24\text{hrs}} \text{ en } T_{(\text{años})} \times \text{Cociente}$

Precipitación - Duración - Frecuencia									
T (Años)	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	200	500
<b>DURACIÓN (min)</b>									
<b>1440</b>	98.20057	120.2011	134.7674	153.1719	166.8254	174.7613	180.3781	193.8813	211.69631
<b>1080</b>	89.36252	109.383	122.6383	139.3864	151.8111	159.0328	164.1441	176.432	192.64364
<b>720</b>	78.56046	96.16088	107.8139	122.5375	133.4603	139.8091	144.3025	155.1051	169.35705
<b>480</b>	66.77639	81.73675	91.6418	104.1569	113.4413	118.8377	122.6571	131.8393	143.95349
<b>360</b>	59.90235	73.32267	82.20809	93.43484	101.7635	106.6044	110.0306	118.2676	129.13475
<b>300</b>	55.97433	68.51463	76.81739	87.30796	95.09047	99.61396	102.8155	110.5124	120.6669
<b>240</b>	51.0643	62.50457	70.07903	79.64937	86.7492	90.87589	93.7966	100.8183	110.08208
<b>180</b>	45.17226	55.2925	61.99298	70.45906	76.73968	80.39021	82.97392	89.18541	97.380302
<b>120</b>	38.29822	46.87843	52.55927	59.73703	65.0619	68.15692	70.34745	75.61372	82.56156
<b>60</b>	29.46017	36.06033	40.43021	45.95156	50.04762	52.4284	54.11343	58.1644	63.508893



Para calcular la intensidad en función del periodo de retorno y la duración de la lluvia se tiene la siguiente ecuación:

$$I = \frac{a * T^b}{t^c}$$

I = intensidad de precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

para Cobija se tiene los siguientes coeficientes:

ESTACION	PARAMETROS DETERMINADOS			Fuente de los coeficiente
	a	b	c	
COBIJA	269.318	0.1743	0.6164	Proy. San Silvestre, calculado con la estacion de cobija

Para utilizar la formula racional, se asume la duración (t) igual al tiempo de concentración (tc)

		2	5	10	25	50	75	100	200	500
COBIJA	I=	4.621514	5.421822	6.118075	7.177542	8.099258	8.692365	9.139339	10.31298	12.098882

### C.12. Caudal de diseño

Determinación de Caudales de Diseño.- Para el presente proyecto, se ha considerado la determinación de los caudales de diseño para diferentes períodos de retorno mediante el método de la Fórmula Racional. Método de la Fórmula Racional Básicamente en el método se formula que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia para un período de duración igual al tiempo de concentración, y al área de la cuenca. El tiempo de concentración representa el tiempo que demora una partícula de agua para trasladarse del punto más remoto de la cuenca hasta el punto de desagüe o control. Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo. La Fórmula Racional tiene la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

- **Q = Caudal pico en m<sup>3</sup>/s**
- **C = Coeficiente de escorrentía**
- **I = Intensidad en mm/h**
- **A = Área de la cuenca en km<sup>2</sup>.**

		PERIODO DE RETORNO T (años)				
		10	25	50	100	200
AREA DE LA CUENCA	Mts2	786860165				
	Km2	786.860165				
	Has	78686.0165				
tiempo de concentracion tc (min)		889.8224935				
Coeficiente de escorrentia C		0.5				
Intensidad de lluvia i (mm/hr)		6.118074728	7.17754164	8.09925829	9.1393388	10.313
Caudal de diseño, Q (m3/seg)		668.6207347	784.405778	885.136627	998.803005	1127.07
Caudal de diseño, Q (lt/seg)		668620.7347	784405.778	885136.627	998803.005	1127066

## ANEXO D

### D.1. ESTUDIO HIDRAULICO

Se realizó el cálculo el tirante máximo y modelo en el programa especializado HEC-RAS.

Datos requeridos por el programa:

#### Topografía

Para la topografía se trazaron líneas transversales al arroyo de 150 metros cada 10 metros en el programa Civil 3D, en una longitud de 290 metros, luego se trasportó al programa especializado Hec-Ras, teniendo el modelo en coordenadas XYZ como se muestra en la figura D.1, D2.

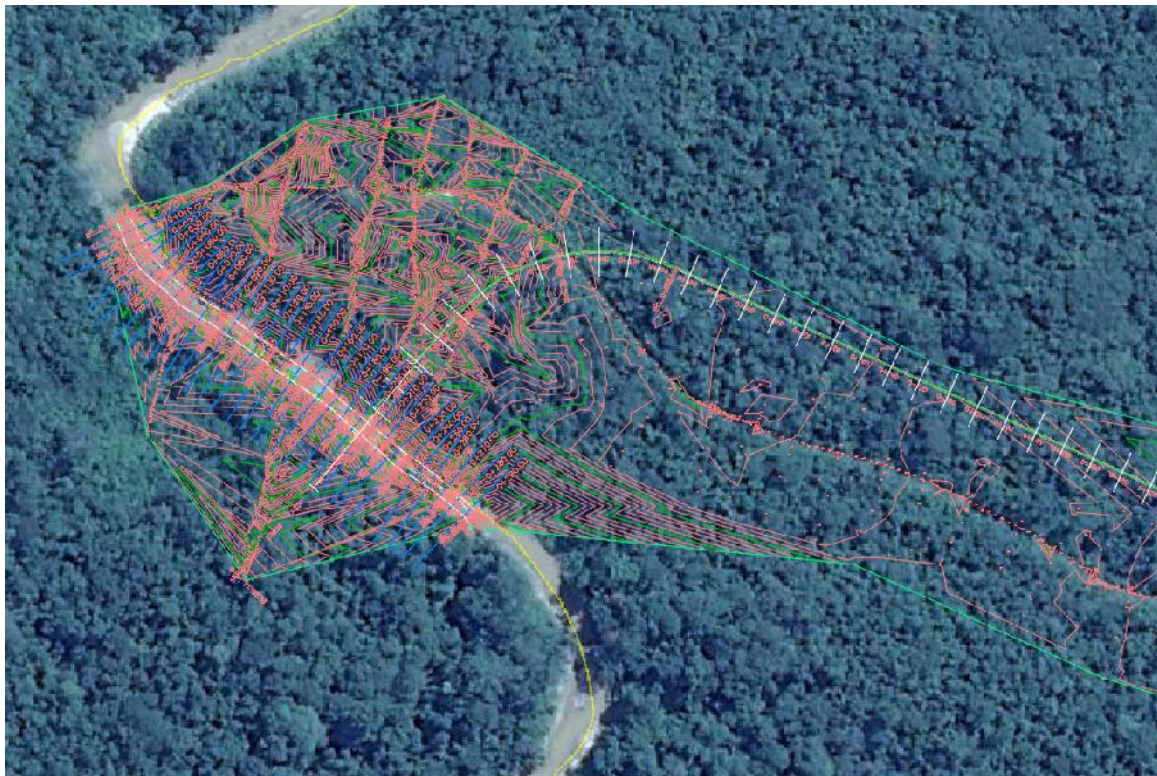


Figura D.1. Fuente propia

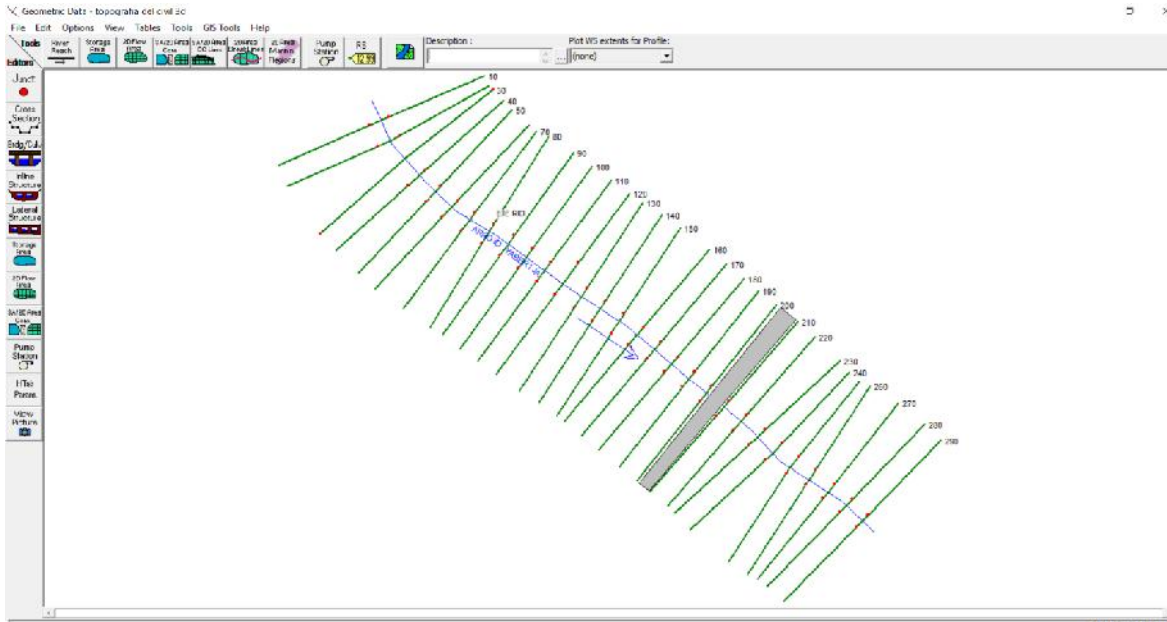


Figura D.2. Fuente propia

### Número de maning

Se adopta el valor de Manning, más desfavorables (máximo), que representa un tramo con muchas malezas, con vegetación en el canal, con canales crecientes con muchos arboles con matorrales bajos. :

Coefficiente de rugosidad de Manning:  $\eta = 0.1$

Station	Elevation	
1	0	244.16
2	0.63	244.16
3	2.29	244.24
4	7.59	238.72
5	8.03	240.31
6	8.94	240.19
7	9.42	240.44
8	13.15	242.79
9	18.1	239.72
10	18.43	239.81
11	20.75	240

Downstream Reach Lengths		
LOB	Channel	ROB
10.15	10	9.77

Manning's n Values		
LOB	Channel	ROB
0.1	0.1	0.1

Main Channel Bank Stations	
Left Bank	Right Bank
46.7	55.3

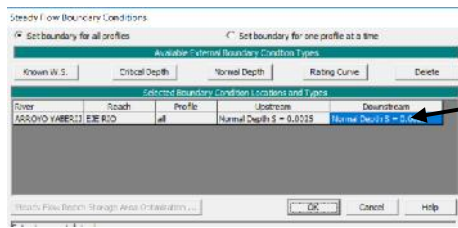
Cont'Exp Coefficient (Steady)	
Contraction	Expansion
0.1	0.3

Numero de Manning  
Para toda la sección del canal

Figura D.3 Fuente propia

## Pendiente

S= 0.002 m/m 0.2% (Ver hidrología)



Pendiente

Figura D.4. Fuente propia

## Caudal de diseño, Q (m3/seg)

25 AÑOS	50 AÑOS	100 AÑOS
784.4078	885.1389	998.8056

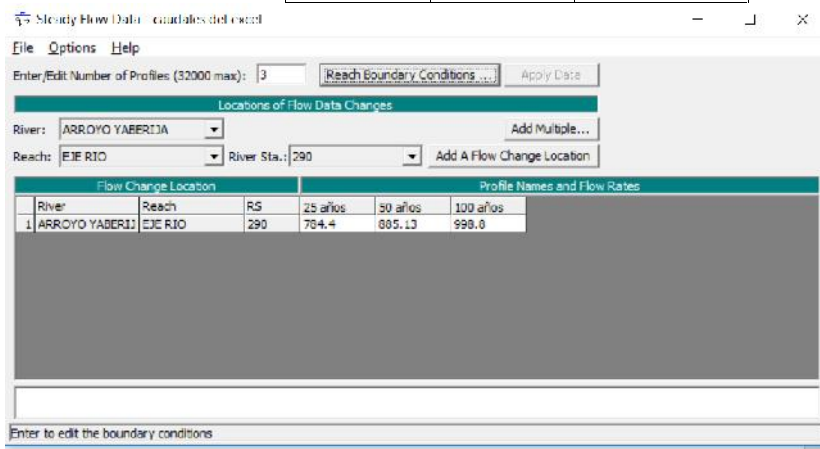


Figura D.5. Fuente propia

Con todos los datos bien introducidos, el programa modela las crecidas máximas, velocidades, elevaciones, caudales, etc.



Figura D.5. Fuente propia

Luego se dibuja el puente con las altitudes previstas luego de tener el tirante máximo.

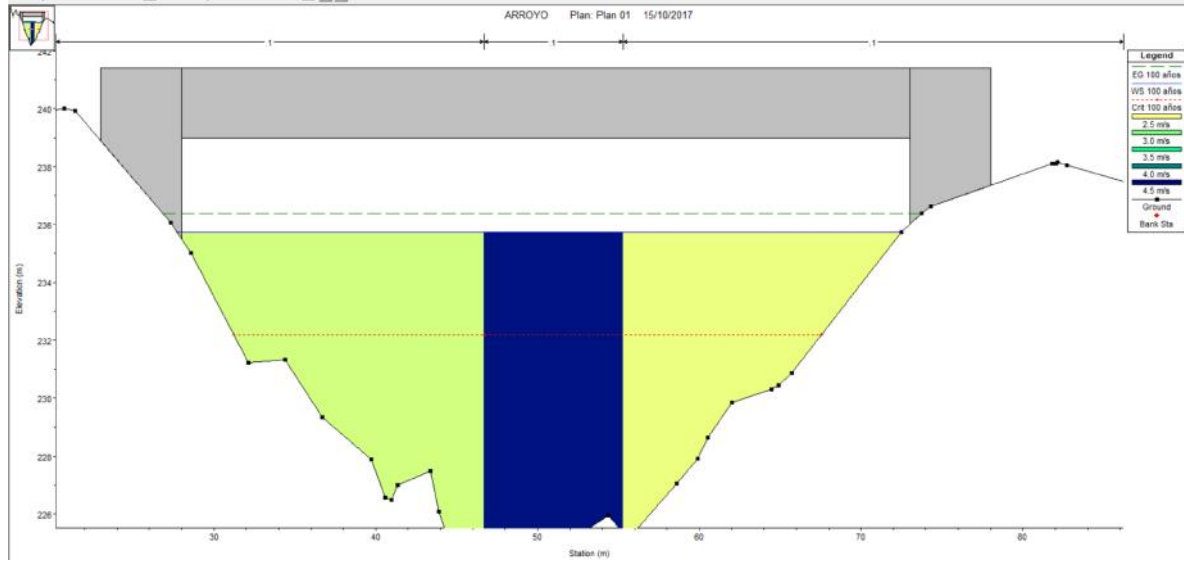


Figura D.6. Fuente propia

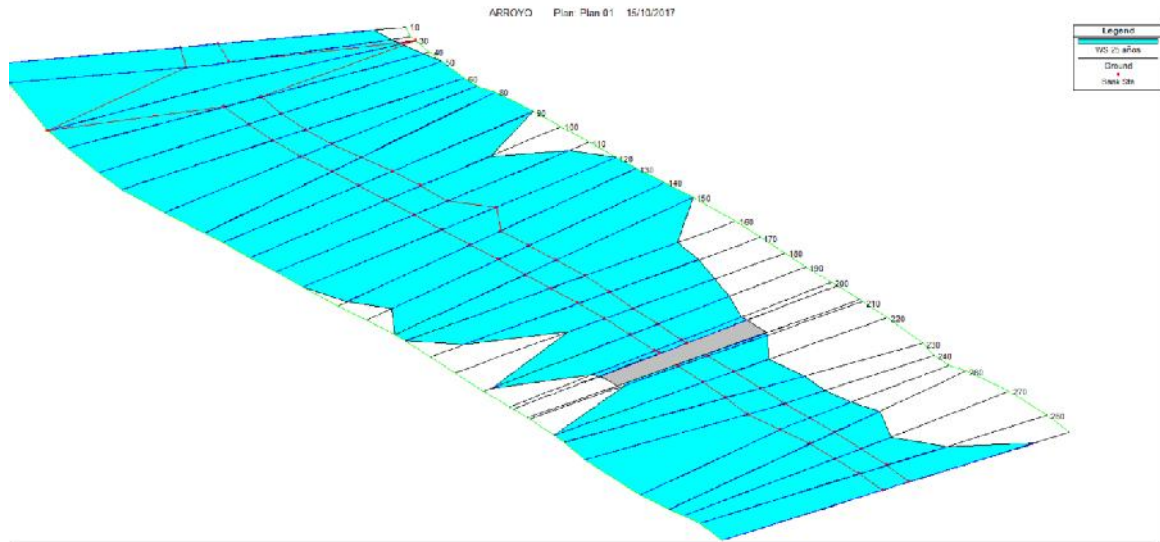


Figura D.7. Fuente propia. Crecida máxima para un periodo de retorno de 25 años

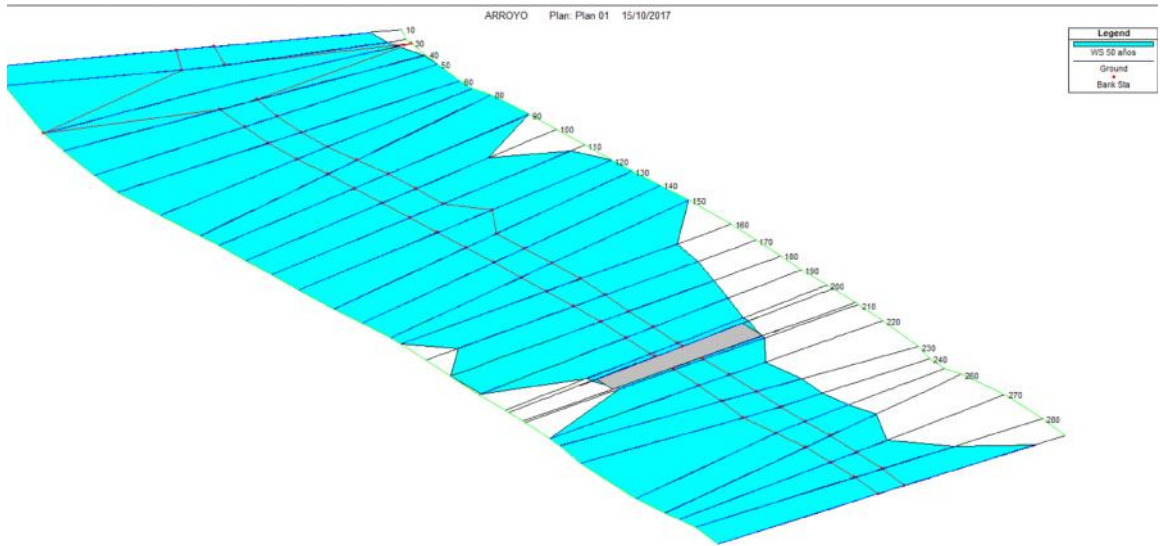


Figura D.8. Fuente propia. Crecida máxima para un periodo de retorno de 50 años

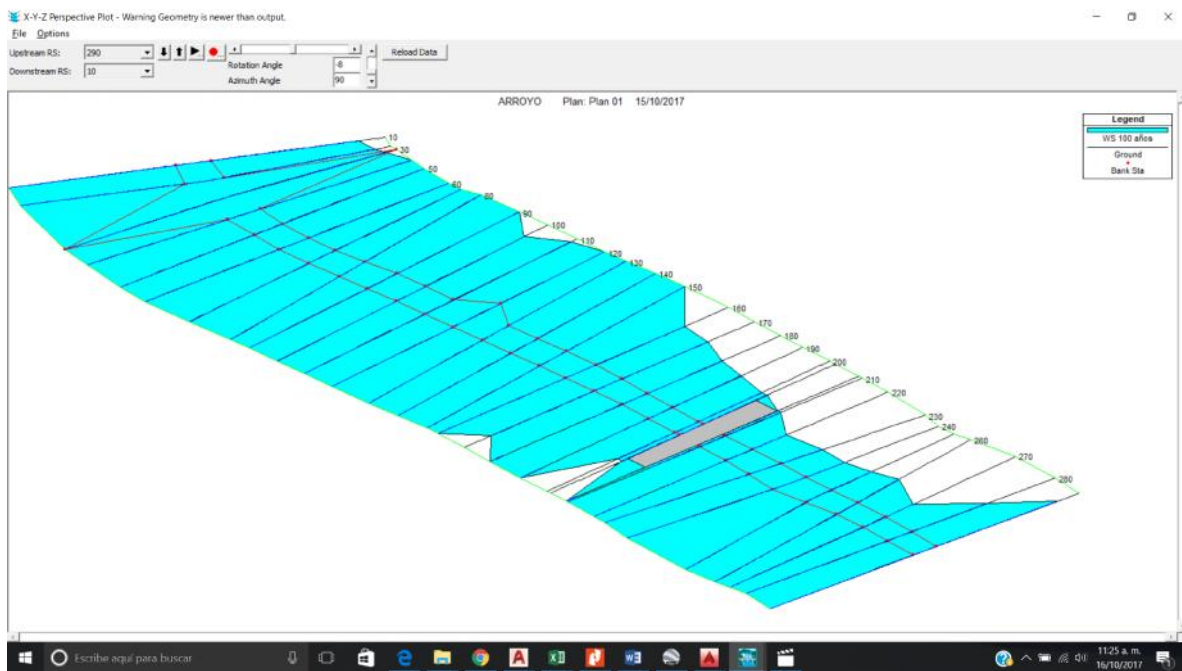


Figura D.9. Fuente propia. Crecida máxima para un periodo de retorno de 100 años

## D.2. RESULTADOS GENERALES POR SECCION DESDE EJE 10 HASTA EJE 290.

Rea	River	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch (m)	W.S. (m)	Crit (m)	E.G. (m)	E.G. (m/m)	Vel (m/s)	Flow (m2)	Top (m)	Froude #
EJE	290	25 años	784.40	225.75	235.75	229.94	235.83	0.001263	1.54	644.00	90.40	0.16
EJE	290	50 años	885.13	225.75	236.24	230.14	236.33	0.001316	1.62	688.88	91.71	0.17
EJE	290	100	998.80	225.75	236.78	230.35	236.88	0.001362	1.71	738.80	93.13	0.17
EJE	280	25 años	784.40	226.09	235.64		235.80	0.002932	2.30	462.74	71.27	0.24
EJE	280	50 años	885.13	226.09	236.13		236.30	0.003079	2.44	497.82	74.48	0.25
EJE	280	100	998.80	226.09	236.66		236.85	0.003172	2.57	538.45	77.94	0.26
EJE	270	25 años	784.40	224.17	235.56		235.76	0.004057	2.55	410.27	63.69	0.26
EJE	270	50 años	885.13	224.17	236.04		236.26	0.004138	2.66	440.80	63.81	0.27
EJE	270	100	998.80	224.17	236.56		236.81	0.004203	2.77	474.43	64.20	0.27
EJE	260	25 años	784.40	224.40	235.58		235.71	0.002233	2.04	507.06	70.93	0.21
EJE	260	50 años	885.13	224.40	236.06		236.21	0.002329	2.15	541.32	71.41	0.21
EJE	260	100	998.80	224.40	236.59		236.75	0.002414	2.27	579.20	71.93	0.22
EJE	250	25 años	784.40	226.24	235.48		235.68	0.003828	2.52	421.33	69.51	0.28
EJE	250	50 años	885.13	226.24	235.96		236.17	0.003858	2.62	454.67	69.99	0.28
EJE	250	100	998.80	226.24	236.49		236.72	0.003867	2.72	491.59	70.53	0.28
EJE	240	25 años	784.40	225.78	235.22		235.61	0.006634	3.58	338.63	67.81	0.38
EJE	240	50 años	885.13	225.78	235.70		236.10	0.006497	3.67	371.56	68.23	0.38
EJE	240	100	998.80	225.78	236.23		236.65	0.006324	3.75	408.00	68.70	0.37
EJE	230	25 años	784.40	225.83	235.17		235.53	0.006533	3.40	314.27	61.69	0.37
EJE	230	50 años	885.13	225.83	235.64		236.04	0.006711	3.57	344.45	65.91	0.37
EJE	230	100	998.80	225.83	236.10		236.57	0.007969	4.02	375.57	67.86	0.41
EJE	220	25 años	784.40	223.80	234.90		235.45	0.007588	4.08	272.32	51.16	0.40
EJE	220	50 años	885.13	223.80	235.35		235.94	0.007912	4.28	296.19	54.71	0.41
EJE	220	100	998.80	223.80	235.84		236.47	0.008172	4.48	323.79	58.54	0.42
EJE	210	25 años	784.40	222.89	234.85	231.18	235.36	0.007866	3.96	273.91	42.51	0.39
EJE	210	50 años	885.13	222.89	235.29	231.82	235.86	0.008339	4.19	292.78	43.61	0.41
EJE	210	100	998.80	222.89	235.76	232.19	236.39	0.008789	4.43	314.39	47.80	0.42
EJE	205		Bridge									
EJE	200	25 años	784.40	223.51	234.67		235.26	0.009909	4.20	256.72	45.93	0.41
EJE	200	50 años	885.13	223.51	235.11		235.75	0.010393	4.42	277.31	48.39	0.43
EJE	200	100	998.80	223.51	235.58		236.28	0.010767	4.63	300.99	51.09	0.44
EJE	190	25 años	784.40	222.30	234.61		235.16	0.007811	4.07	271.42	47.49	0.39
EJE	190	50 años	885.13	222.30	235.05		235.65	0.008269	4.30	293.00	52.12	0.40
EJE	190	100	998.80	222.30	235.52		236.17	0.008620	4.50	318.72	55.57	0.41
EJE	180	25 años	784.40	224.88	234.47		235.07	0.010718	4.26	248.13	44.08	0.46
EJE	180	50 años	885.13	224.88	234.89		235.55	0.011215	4.49	266.97	45.72	0.48
EJE	180	100	998.80	224.88	235.36		236.07	0.011398	4.68	289.34	51.34	0.48
EJE	170	25 años	784.40	224.92	234.60		234.91	0.005236	3.17	367.14	71.23	0.33
EJE	170	50 años	885.13	224.92	235.05		235.37	0.005308	3.30	399.34	72.71	0.34
EJE	170	100	998.80	224.92	235.54		235.88	0.005332	3.41	435.48	74.34	0.34
EJE	160	25 años	784.40	225.32	234.59		234.85	0.004200	2.83	372.82	68.57	0.30
EJE	160	50 años	885.13	225.32	235.02		235.32	0.004588	3.05	405.06	79.78	0.31
EJE	160	100	998.80	225.32	235.50		235.83	0.004952	3.27	444.76	84.87	0.33
EJE	150	25 años	784.40	225.05	234.48		234.79	0.005910	3.35	381.71	84.55	0.35
EJE	150	50 años	885.13	225.05	234.94		235.26	0.005758	3.41	423.46	95.97	0.35
EJE	150	100	998.80	225.05	235.44		235.77	0.005702	3.51	473.09	100.00	0.35
EJE	140	25 años	784.40	222.89	234.50		234.71	0.004237	2.73	437.45	91.35	0.28
EJE	140	50 años	885.13	222.89	234.96		235.18	0.004355	2.86	481.09	100.00	0.28
EJE	140	100	998.80	222.89	235.47		235.69	0.004108	2.86	532.08	100.00	0.28
EJE	130	25 años	784.40	225.45	234.48		234.66	0.004031	2.63	448.32	97.10	0.29
EJE	130	50 años	885.13	225.45	234.94		235.13	0.003904	2.68	494.04	100.00	0.29
EJE	130	100	998.80	225.45	235.45		235.65	0.003682	2.70	545.00	100.00	0.28
EJE	120	25 años	784.40	224.40	234.47		234.62	0.002546	2.14	507.40	100.00	0.22
EJE	120	50 años	885.13	224.40	234.93		235.09	0.002507	2.19	553.73	100.00	0.22
EJE	120	100	998.80	224.40	235.44		235.61	0.002458	2.25	604.59	100.00	0.22

Rea	River	Profile	Q Total	Min Ch	W.S.	Crit	E.G.	E.G.	Vel	Flow	Top	Froude #
EJE	110	25 años	784.40	224.50	234.41		234.59	0.003633	2.42	454.06	93.77	0.26
EJE	110	50 años	885.13	224.50	234.87		235.06	0.003543	2.48	497.84	95.68	0.26
EJE	110	100	998.80	224.50	235.38		235.58	0.003435	2.53	547.02	97.78	0.26
EJE	100	25 años	784.40	223.73	234.32		234.55	0.004179	2.73	408.49	77.23	0.29
EJE	100	50 años	885.13	223.73	234.78		235.02	0.004159	2.81	443.95	77.98	0.29
EJE	100	100	998.80	223.73	235.27		235.53	0.004425	3.00	486.31	88.52	0.30
EJE	90	25 años	784.40	224.34	234.36		234.49	0.002014	2.01	551.53	100.00	0.21
EJE	90	50 años	885.13	224.34	234.82		234.96	0.002029	2.08	597.57	100.00	0.21
EJE	90	100	998.80	224.34	235.32		235.47	0.002038	2.15	647.62	100.00	0.21
EJE	80	25 años	784.40	225.16	234.35		234.46	0.001830	1.85	571.62	100.00	0.20
EJE	80	50 años	885.13	225.16	234.81		234.93	0.001849	1.92	617.64	100.00	0.20
EJE	80	100	998.80	225.16	235.32		235.44	0.001862	1.99	667.68	100.00	0.20
EJE	70	25 años	784.40	225.36	234.31		234.44	0.002527	2.14	525.13	98.68	0.23
EJE	70	50 años	885.13	225.36	234.77		234.91	0.002496	2.20	570.58	98.68	0.23
EJE	70	100	998.80	225.36	235.27		235.42	0.002463	2.26	619.98	98.68	0.23
EJE	60	25 años	784.40	225.83	234.26		234.41	0.003346	2.39	491.50	100.00	0.26
EJE	60	50 años	885.13	225.83	234.72		234.88	0.003224	2.43	537.79	100.00	0.26
EJE	60	100	998.80	225.83	235.22		235.39	0.003111	2.48	588.06	100.00	0.26
EJE	50	25 años	784.40	224.43	234.22		234.37	0.003508	2.45	490.26	100.00	0.26
EJE	50	50 años	885.13	224.43	234.68		234.85	0.003375	2.48	536.73	100.00	0.26
EJE	50	100	998.80	224.43	235.19		235.36	0.003252	2.53	587.16	100.00	0.26
EJE	40	25 años	784.40	225.12	234.21		234.33	0.002638	2.09	527.64	98.25	0.23
EJE	40	50 años	885.13	225.12	234.67		234.81	0.002615	2.16	573.54	99.72	0.23
EJE	40	100	998.80	225.12	235.18		235.32	0.002566	2.22	623.94	100.00	0.23
EJE	30	25 años	784.40	223.34	234.22		234.30	0.001541	1.29	607.97	91.80	0.16
EJE	30	50 años	885.13	223.34	234.68		234.77	0.001613	1.36	650.79	93.16	0.16
EJE	30	100	998.80	223.34	235.18		235.29	0.001725	1.43	698.41	97.00	0.17
EJE	20	25 años	784.40	224.04	234.17		234.28	0.001902	1.98	556.07	94.50	0.20
EJE	20	50 años	885.13	224.04	234.63		234.75	0.001977	2.09	599.94	95.52	0.21
EJE	20	100	998.80	224.04	235.13		235.27	0.001992	2.16	647.97	95.84	0.21
EJE	10	25 años	784.40	222.97	234.10	229.81	234.26	0.002501	2.38	500.32	92.10	0.23
EJE	10	50 años	885.13	222.97	234.56	230.06	234.73	0.002505	2.45	542.94	92.42	0.24
EJE	10	100	998.80	222.97	235.06	230.40	235.24	0.002501	2.53	589.41	92.75	0.24

Traducción:

Q Total	Total fluido en la sección
Min Ch El	Mínima elevación del Canal
W.S. Elev	Superficie agua de la ecuación de la energía
Crit W.S.	Superficie critica de agua de elevación
Vel Chnl	Velocidad promedio del fluido en el canal
Flow Area	área total de la sección mojada
Top Width	Ancho superior mojado
Froude # Chl	Numero de floude

DATOS HIDRAULICOS EN LA ZONA DE PROYECTO.

Reach	River Sta	Profile	E.C. Elev (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	Frctn Loss (m)	C & E Loss (m)	Top Width (m)	Q Left (m <sup>3</sup> /s)	Q Channel (m <sup>3</sup> /s)	Q Right (m <sup>3</sup> /s)	Vel Chnl (m/s)
EJC RIO	220	25 años	235.45	234.90		0.08	0.01	51.16	122.60	308.46	275.35	4.06
EJE RIO	220	50 años	235.64	235.35		0.08	0.01	54.71	139.33	423.48	322.32	4.28
FJF RIO	220	100 años	236.47	235.84		0.08	0.00	56.54	158.26	463.05	377.49	4.46
EJC RIO	210	25 años	235.36	234.85	231.16	0.01	0.00	42.51	252.71	349.54	102.15	3.96
EJE RIO	210	50 años	235.88	235.29	231.82	0.01	0.00	43.61	288.30	385.87	210.96	4.19
FJF RIO	210	100 años	236.39	235.76	232.18	0.01	0.00	47.00	328.60	425.73	244.47	4.43
EJC RIO	205 DR U	25 años	235.35	234.04	231.46	0.06	0.01	42.49	252.64	349.72	102.04	3.96
EJE RIO	205 BR U	50 años	235.85	235.28	231.82	0.07	0.01	43.58	288.24	386.08	210.83	4.20
FJF RIO	205 DR U	100 años	236.38	235.75	232.20	0.07	0.01	47.36	329.28	425.43	244.08	4.43
EJC RIO	205 DR D	25 años	235.29	234.70	231.62	0.02	0.00	45.00	155.25	369.23	259.92	4.17
EJE RIO	205 BR D	50 años	235.77	235.14	232.04	0.02	0.00	45.00	188.45	401.48	297.20	4.35
FJF RIO	205 DR D	100 años	236.30	235.62	232.47	0.02	0.00	45.00	222.24	437.42	339.14	4.54
EJC RIO	200	25 años	235.26	234.67		0.09	0.01	45.93	155.17	371.13	259.10	4.20
EJE RIO	200	50 años	235.75	235.11		0.09	0.01	48.39	181.30	408.72	297.11	4.42
FJF RIO	200	100 años	236.28	235.50		0.10	0.01	51.09	213.22	444.41	341.17	4.63
EJC RIO	190	25 años	235.16	234.61		0.09	0.00	47.49	267.51	363.72	133.10	4.07
EJE RIO	190	50 años	235.65	235.05		0.10	0.01	52.12	309.54	420.54	156.05	4.30
FJF RIO	190	100 años	236.17	235.52		0.10	0.01	55.57	355.83	458.85	184.02	4.50

205 BR U= Propiedades aguas arriba del puente

205 BR D= Propiedades aguas abajo del puente

## D.2.1. RESULTADOS DETALLADOS POR SECCION DESDE EJE 200 HASTA EJE 210.

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 210 Profile: 25 años

E.G. Elev (m)	235.36	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.51	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	234.85	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	231.18	Flow Area (m2)	106.38	88.30	79.24
E.G. Slope (m/m)	0.007866	Area (m2)	106.38	88.30	79.24
Q Total (m3/s)	784.40	Flow (m3/s)	252.71	349.54	182.15
Top Width (m)	42.51	Top Width (m)	17.96	8.60	15.95
Vel Total (m/s)	2.86	Avg. Vel. (m/s)	2.38	3.96	2.30
Max Chl Dpth (m)	11.97	Hydr. Depth (m)	5.92	10.27	4.97
Conv. Total (m3/s)	8844.0	Conv. (m3/s)	2849.3	3941.1	2053.7
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	24.27	9.36	18.99
Min Ch EI (m)	222.89	Shear (N/m2)	338.14	727.45	321.88
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	803.26	2879.82	739.94
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	34.38	24.16	30.19
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	6.94	2.87	6.94

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 210 Profile: 50 años

E.G. Elev (m)	235.86	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.57	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	235.29	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	231.82	Flow Area (m2)	114.36	92.07	86.36
E.G. Slope (m/m)	0.008339	Area (m2)	114.36	92.07	86.36
Q Total (m3/s)	885.13	Flow (m3/s)	288.30	385.87	210.96
Top Width (m)	43.61	Top Width (m)	18.45	8.60	16.56
Vel Total (m/s)	3.02	Avg. Vel. (m/s)	2.52	4.19	2.44
Max Chl Dpth (m)	12.41	Hydr. Depth (m)	6.20	10.71	5.22
Conv. Total (m3/s)	9692.7	Conv. (m3/s)	3157.1	4225.5	2310.1
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	24.93	9.36	19.74
Min Ch EI (m)	222.89	Shear (N/m2)	375.12	804.11	357.76
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	945.72	3370.25	873.90
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	37.57	25.47	33.45
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	7.05	2.88	7.31

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 210 Profile: 100 años

E.G. Elev (m)	236.39	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.63	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	235.76	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	232.19	Flow Area (m2)	123.22	96.13	95.03
E.G. Slope (m/m)	0.008789	Area (m2)	123.22	96.13	95.03
Q Total (m3/s)	998.80	Flow (m3/s)	328.60	425.73	244.47
Top Width (m)	47.80	Top Width (m)	19.04	8.60	20.16
Vel Total (m/s)	3.18	Avg. Vel. (m/s)	2.67	4.43	2.57
Max Chl Dpth (m)	12.88	Hydr. Depth (m)	6.47	11.18	4.71
Conv. Total (m3/s)	10653.7	Conv. (m3/s)	3505.0	4541.1	2607.7
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	25.68	9.36	24.00
Min Ch EI (m)	222.89	Shear (N/m2)	413.50	884.93	341.34
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	1102.70	3919.05	878.07
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)	41.15	26.92	37.15
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	7.24	2.92	7.49

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJA EJE RIO RS: 205 BR U Profile: 25 años

E.G. Elev (m)	235.35	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.51	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	234.84	Reach Len. (m)	7.20	7.20	7.20
Crit W.S. (m)	231.46	Flow Area (m2)	106.21	88.21	79.09
E.G. Slope (m/m)	0.007898	Area (m2)	106.21	88.21	79.09
Q Total (m3/s)	784.40	Flow (m3/s)	252.64	349.72	182.04
Top Width (m)	42.49	Top Width (m)	17.95	8.60	15.94
Vel Total (m/s)	2.87	Avg. Vel. (m/s)	2.38	3.96	2.30
Max Chl Dpth (m)	11.96	Hydr. Depth (m)	5.92	10.26	4.96
Conv. Total (m3/s)	8826.1	Conv. (m3/s)	2842.8	3935.0	2048.3
Length Wtd. (m)	7.20	Wetted Per. (m)	24.26	9.36	18.97
Min Ch El (m)	222.89	Shear (N/m2)	339.15	729.73	322.85
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	806.73	2892.95	743.15
Frctn Loss (m)	0.06	Cum Volume (1000 m3)	34.27	24.07	30.11
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	6.92	2.86	6.92

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJA EJE RIO RS: 205 BR U Profile: 50 años

E.G. Elev (m)	235.85	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.57	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	235.28	Reach Len. (m)	7.20	7.20	7.20
Crit W.S. (m)	231.82	Flow Area (m2)	114.17	91.98	86.20
E.G. Slope (m/m)	0.008374	Area (m2)	114.17	91.98	86.20
Q Total (m3/s)	885.13	Flow (m3/s)	288.24	386.06	210.83
Top Width (m)	43.58	Top Width (m)	18.44	8.60	16.54
Vel Total (m/s)	3.03	Avg. Vel. (m/s)	2.52	4.20	2.45
Max Chl Dpth (m)	12.40	Hydr. Depth (m)	6.19	10.70	5.21
Conv. Total (m3/s)	9672.7	Conv. (m3/s)	3149.9	4218.9	2304.0
Length Wtd. (m)	7.20	Wetted Per. (m)	24.91	9.36	19.72
Min Ch El (m)	222.89	Shear (N/m2)	376.30	806.66	358.86
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	950.02	3385.79	877.76
Frctn Loss (m)	0.07	Cum Volume (1000 m3)	37.46	25.38	33.36
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	7.03	2.88	7.30

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJA EJE RIO RS: 205 BR U Profile: 100 años

E.G. Elev (m)	236.38	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.63	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	235.75	Reach Len. (m)	7.20	7.20	7.20
Crit W.S. (m)	232.20	Flow Area (m2)	122.99	96.05	94.84
E.G. Slope (m/m)	0.008802	Area (m2)	122.99	96.05	94.84
Q Total (m3/s)	998.80	Flow (m3/s)	329.29	425.43	244.08
Top Width (m)	47.38	Top Width (m)	18.70	8.60	20.08
Vel Total (m/s)	3.18	Avg. Vel. (m/s)	2.68	4.43	2.57
Max Chl Dpth (m)	12.87	Hydr. Depth (m)	6.58	11.17	4.72
Conv. Total (m3/s)	10645.8	Conv. (m3/s)	3509.8	4534.5	2601.5
Length Wtd. (m)	7.20	Wetted Per. (m)	25.51	9.36	23.90
Min Ch El (m)	222.89	Shear (N/m2)	416.13	885.47	342.47
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	1114.16	3922.09	881.41
Frctn Loss (m)	0.07	Cum Volume (1000 m3)	41.03	26.82	37.06
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	7.22	2.91	7.47

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 205 BR D Profile: 25 años

E.G. Elev (m)	235.28	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.58	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	234.70	Reach Len. (m)	1.80	1.80	1.80
Crit W.S. (m)	231.62	Flow Area (m2)	71.60	88.57	97.36
E.G. Slope (m/m)	0.009730	Area (m2)	71.60	88.57	97.36
Q Total (m3/s)	784.40	Flow (m3/s)	155.25	369.23	259.92
Top Width (m)	45.00	Top Width (m)	18.50	8.40	18.10
Vel Total (m/s)	3.05	Avg. Vel. (m/s)	2.17	4.17	2.67
Max Chl Dpth (m)	11.19	Hydr. Depth (m)	3.87	10.54	5.38
Conv. Total (m3/s)	7952.1	Conv. (m3/s)	1573.9	3743.1	2635.0
Length Wtd. (m)	1.80	Wetted Per. (m)	21.97	10.19	21.87
Min Ch El (m)	223.51	Shear (N/m2)	310.96	829.01	424.83
Alpha	1.24	Stream Power (N/m s)	674.25	3455.98	1134.14
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	33.63	23.43	29.48
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	6.79	2.80	6.80

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 205 BR D Profile: 50 años

E.G. Elev (m)	235.77	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.63	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	235.14	Reach Len. (m)	1.80	1.80	1.80
Crit W.S. (m)	232.04	Flow Area (m2)	79.86	92.32	105.44
E.G. Slope (m/m)	0.010019	Area (m2)	79.86	92.32	105.44
Q Total (m3/s)	885.13	Flow (m3/s)	186.45	401.48	297.20
Top Width (m)	45.00	Top Width (m)	18.50	8.40	18.10
Vel Total (m/s)	3.19	Avg. Vel. (m/s)	2.33	4.35	2.82
Max Chl Dpth (m)	11.63	Hydr. Depth (m)	4.32	10.99	5.83
Conv. Total (m3/s)	8842.9	Conv. (m3/s)	1862.8	4011.0	2969.1
Length Wtd. (m)	1.80	Wetted Per. (m)	22.42	10.19	22.31
Min Ch El (m)	223.51	Shear (N/m2)	350.02	889.77	464.27
Alpha	1.22	Stream Power (N/m s)	817.21	3869.46	1308.60
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	36.76	24.72	32.67
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	6.90	2.81	7.17

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 205 BR D Profile: 100 años

E.G. Elev (m)	236.30	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.68	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	235.62	Reach Len. (m)	1.80	1.80	1.80
Crit W.S. (m)	232.47	Flow Area (m2)	88.68	96.33	114.08
E.G. Slope (m/m)	0.010323	Area (m2)	88.68	96.33	114.08
Q Total (m3/s)	998.80	Flow (m3/s)	222.24	437.42	339.14
Top Width (m)	45.00	Top Width (m)	18.50	8.40	18.10
Vel Total (m/s)	3.34	Avg. Vel. (m/s)	2.51	4.54	2.97
Max Chl Dpth (m)	12.11	Hydr. Depth (m)	4.79	11.47	6.30
Conv. Total (m3/s)	9830.6	Conv. (m3/s)	2187.4	4305.3	3337.9
Length Wtd. (m)	1.80	Wetted Per. (m)	22.89	10.19	22.79
Min Ch El (m)	223.51	Shear (N/m2)	392.13	956.53	506.68
Alpha	1.20	Stream Power (N/m s)	982.69	4343.69	1506.33
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	40.26	26.13	36.30
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	7.08	2.85	7.33

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 200 Profile: 25 años

E.G. Elev (m)	235.26	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.59	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	234.67	Reach Len. (m)	10.01	10.00	10.01
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	71.14	88.36	97.23
E.G. Slope (m/m)	0.009909	Area (m2)	71.14	88.36	97.23
Q Total (m3/s)	784.40	Flow (m3/s)	155.17	371.13	258.10
Top Width (m)	45.93	Top Width (m)	18.48	8.40	19.05
Vel Total (m/s)	3.06	Avg. Vel. (m/s)	2.18	4.20	2.65
Max Chl Dpth (m)	11.16	Hydr. Depth (m)	3.85	10.52	5.10
Conv. Total (m3/s)	7879.9	Conv. (m3/s)	1558.8	3728.2	2592.8
Length Wtd. (m)	10.01	Wetted Per. (m)	21.93	10.19	22.33
Min Ch El (m)	223.51	Shear (N/m2)	315.22	842.25	423.16
Alpha	1.24	Stream Power (N/m s)	687.61	3537.71	1123.31
Frctn Loss (m)	0.09	Cum Volume (1000 m3)	33.50	23.27	29.30
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	6.76	2.79	6.77

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 200 Profile: 50 años

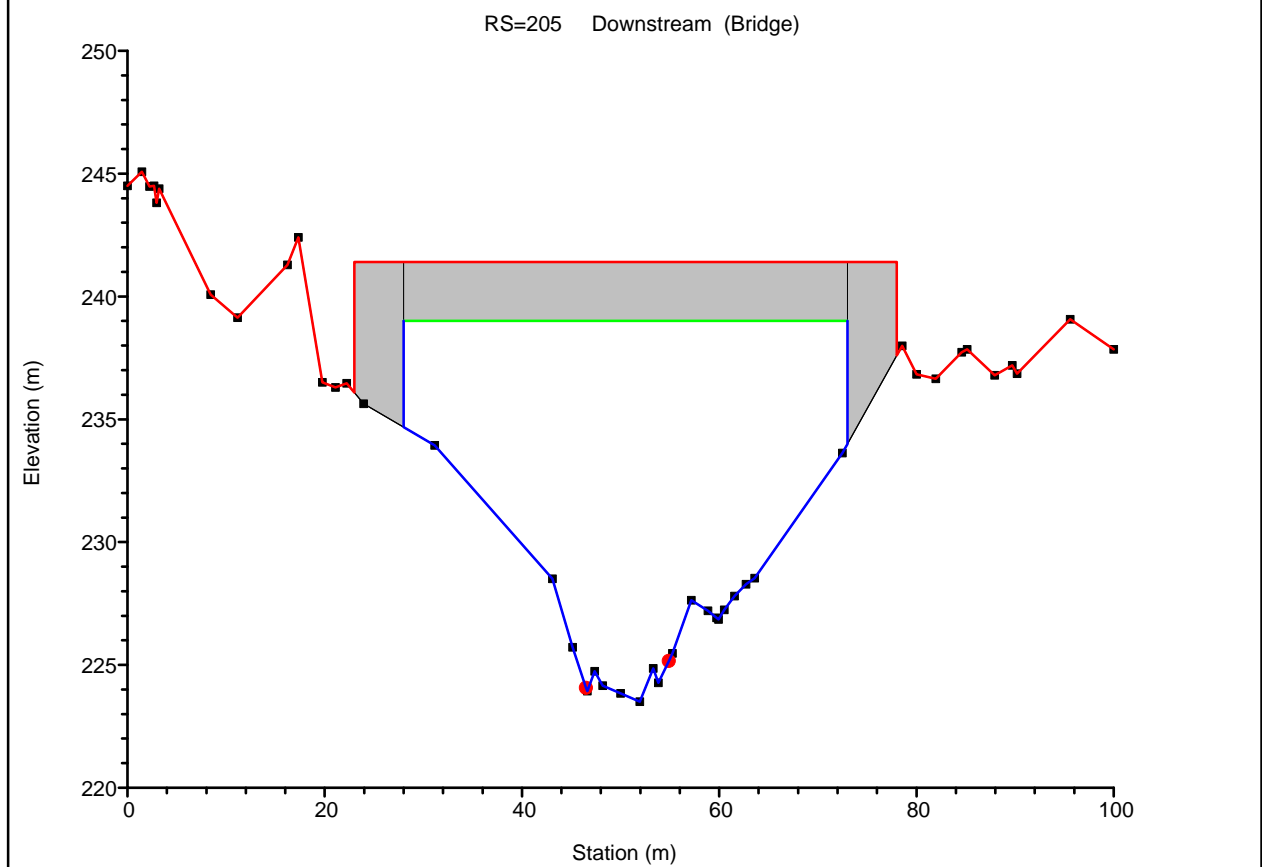
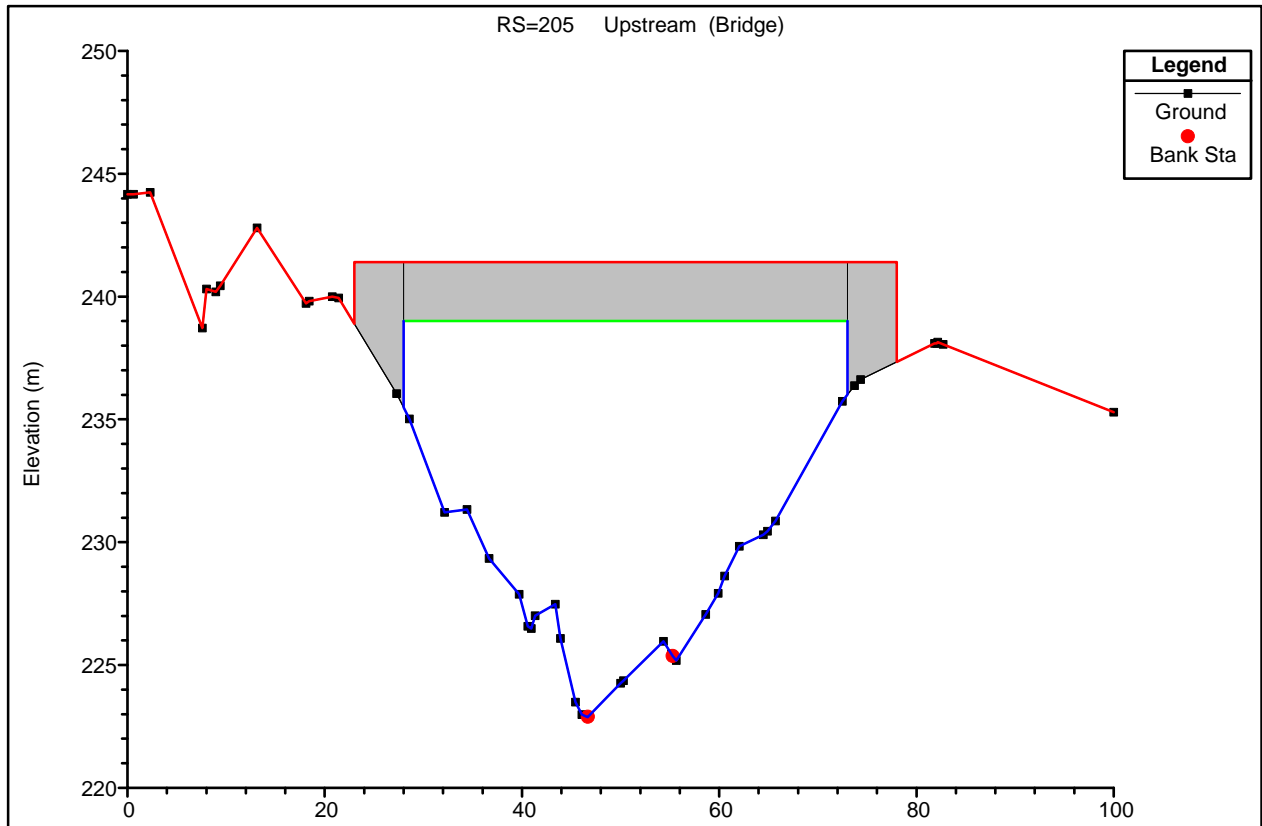
E.G. Elev (m)	235.75	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.65	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	235.11	Reach Len. (m)	10.01	10.00	10.01
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	79.61	92.02	105.68
E.G. Slope (m/m)	0.010393	Area (m2)	79.61	92.02	105.68
Q Total (m3/s)	885.13	Flow (m3/s)	181.30	406.72	297.11
Top Width (m)	48.39	Top Width (m)	20.34	8.40	19.65
Vel Total (m/s)	3.19	Avg. Vel. (m/s)	2.28	4.42	2.81
Max Chl Dpth (m)	11.60	Hydr. Depth (m)	3.91	10.96	5.38
Conv. Total (m3/s)	8682.5	Conv. (m3/s)	1778.4	3989.6	2914.4
Length Wtd. (m)	10.01	Wetted Per. (m)	23.84	10.19	23.07
Min Ch El (m)	223.51	Shear (N/m2)	340.29	920.01	466.77
Alpha	1.25	Stream Power (N/m s)	774.99	4066.19	1312.31
Frctn Loss (m)	0.09	Cum Volume (1000 m3)	36.62	24.55	32.48
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	6.86	2.80	7.14

Plan: Plan 01 ARROYO YABERIJIA EJE RIO RS: 200 Profile: 100 años

E.G. Elev (m)	236.28	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.70	Wt. n-Val.	0.100	0.100	0.100
W.S. Elev (m)	235.58	Reach Len. (m)	10.01	10.00	10.01
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	89.78	96.02	115.19
E.G. Slope (m/m)	0.010767	Area (m2)	89.78	96.02	115.19
Q Total (m3/s)	998.80	Flow (m3/s)	213.22	444.41	341.17
Top Width (m)	51.09	Top Width (m)	22.37	8.40	20.31
Vel Total (m/s)	3.32	Avg. Vel. (m/s)	2.37	4.63	2.96
Max Chl Dpth (m)	12.07	Hydr. Depth (m)	4.01	11.43	5.67
Conv. Total (m3/s)	9625.5	Conv. (m3/s)	2054.8	4282.8	3287.9
Length Wtd. (m)	10.01	Wetted Per. (m)	25.93	10.19	23.89
Min Ch El (m)	223.51	Shear (N/m2)	365.61	994.61	509.18
Alpha	1.25	Stream Power (N/m s)	868.28	4603.20	1508.06
Frctn Loss (m)	0.10	Cum Volume (1000 m3)	40.10	25.96	36.10
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	7.05	2.84	7.30

## TRADUCCION DE PROPIEDADES Y DATOS DEL CANAL

E.G. ELEV	línea de grado energético para wsel dada
VEL HEAD	cabeza de velocidad
W.S. ELEV	superficie de agua calculada de la ecuación de energía
CRIT W.S	elevación crítica de la superficie de agua, superficie de agua correspondiente a la energía mínima en la energía versus curva de profundidad
E.G. SLOPE	pendiente de la línea de grado energético en una sección transversal.
q total	flujo total en sección cruzada.
TOP WIDTH	ancho superior de la sección cruzada mojada.
VEL TOTAL	velocidad de flujo promedio en sección cruzada total
MAX CHL DPTH	profundidad máxima del canal máximo
CONV,	total transporte de la sección cruzada total.
LENGTH WTD,	longitud ponderada basada en la distribución de flujo, en el banco izquierdo, el canal y el banco derecho.
MIN CH EL	elevación de canal mínimo.
ALPHA	alfa-coeficiente de ponderación energética.
FRCTN LOSS	pérdida de fricción entre dos secciones transversales.
C Y E LOSS	pérdida de contracción o expansión entre dos secciones transversales.
WT. N- VAL	Numero de Manning's n de transporte ponderado para la seccion.
REACH LEN.	aguas abajo alcanzan la mitad del margen izquierdo.
FLOW AREA	área de flujo activo overbank izquierdo.
AREA	área de flujo del margen izquierdo incluyendo flujo ineficaz.
FLOW	fluir en el banco izquierdo.
TOP WIDTH	ancho superior del overbank izquierdo. no incluye 'islas', pero sí incluye flujo ineficaz.
AVG. VEL.	velocidad promedio de flujo en el banco izquierdo.
HYDR. DEPTH	profundidad hidráulica en la orilla izquierda
CONV,	transporte del banco izquierdo.
WETTED PER,	perímetro mojado del banco izquierdo.
SHEAR	tensión de corte en el banco izquierdo.
STREAM POWER	potencia de flujo total en el banco izquierdo.
CUM VOLUME CUM SA	volumen acumulado de agua en el banco izquierdo desde el extremo aguas abajo del alcance (incluidas las áreas ineficaces)
CUM SA	área superficial acumulada para el banco izquierdo (incluidas las áreas ineficaces) desde el extremo aguas abajo del alcance.



#### ANEXO D.4

##### SOCAVACION EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE

PROYECTO DE GRADO "DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL  
PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)"

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

El caudal.

Tamaño y conformación del material del cauce.

Cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

##### SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE:

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de Lischtvan - Levediev :

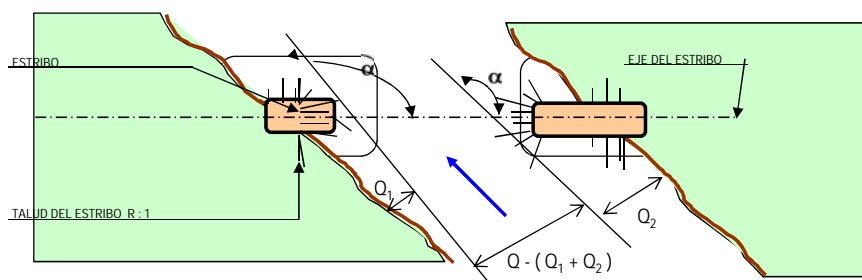


TABLA D-1

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_a$  EN FUNCION DE  $a$

$a$	30°	60°	90°	120°	150°
$P_a$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

TABLA D-2

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_q$  EN FUNCION DE  $Q_1/Q$

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA D-3

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_R$  EN FUNCION DE  $R$

TALUD $R$	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
$P_R$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

## DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION EN LOS ESTRIBOS

### Cálculo de la socavación al pie de estribos 1:

#### 1.- Estribo margen izquierda aguas abajo

<b>St</b> = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.	<b>1.02</b> m
<b>Ho</b> = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	<b>988.00</b> m3/seg
<b>Q</b> = caudal de diseño	<b>0.00</b> m3/seg
<b>Q1</b> = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda	0
<b>Q1/Q</b> =	<b>2.00</b>
<b>Pq</b> = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. Ver tabla D-2	<b>90.00</b> °
<b>a</b> = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	<b>1.00</b>
<b>Pa</b> = coeficiente que depende del ángulo a . Ver tabla D-1	<b>0.00</b>
<b>R</b> = talud que tiene el estribo	<b>1.00</b>
<b>PR</b> = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla D-3	<b>1.00</b>

Entonces,

$$St = 2.04 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 1.02 \text{ m}$$

### Cálculo de la socavación al pie de estribos 2:

#### 2.- Estribo margen derecha aguas abajo

<b>St</b> = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.	<b>1.62</b> m
<b>Ho</b> = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	<b>988.00</b> m3/seg
<b>Q</b> = caudal de diseño	<b>0.00</b> m3/seg
<b>Q1</b> = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen derecha	0.00
<b>Q1/Q</b> =	<b>2.00</b>
<b>Pq</b> = coeficiente que depende de la relación Q1/Q. Ver tabla D-2	<b>90.00</b> °
<b>a</b> = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	<b>1.00</b>
<b>Pa</b> = coeficiente que depende del ángulo a . Ver tabla D-1	<b>0.00</b>
<b>R</b> = talud que tiene el estribo	<b>1.00</b>
<b>PR</b> = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla D-3	<b>1.00</b>

Entonces,

$$St = 3.24 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 1.62 \text{ m}$$

Método Hire.-

$$y_s = 4 y_1 (K_1 / 0.55) K_2 Fr_1^{0.33}$$

Donde:

$y_s$  = Profundidad de erosión en metros.

$y_1$  = Profundidad del flujo en la punta del estribo en la llanura de inundación o en el canal principal, en metros, tomado en la sección transversal justo aguas arriba del puente.

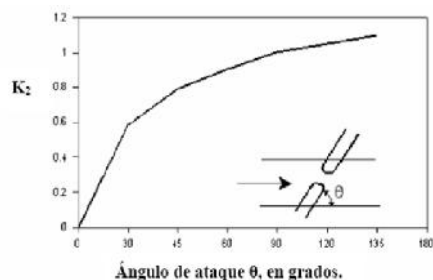
$K_1$  = Factor de corrección por la forma del estribo, ver Tabla siguiente

TABLA D-4

Descripción	K <sub>1</sub>
Estribos de paredes verticales	1.00
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

$K_2$  = Factor de corrección por el ángulo de ataque (  $\theta$  ) del flujo con el estribo. = 90 cuando los estribos son perpendiculares al flujo, < 90 si el terraplén se orienta aguas abajo, y > 90 si el terraplén se

$Fr_1$  = Número de Fraude basado en la velocidad y profundidad contigua y justo aguas arriba de la punta del estribo.



Aplicando esta formula la altura de socavación en m. para estribo 1, es de:

$$\begin{aligned}
 y1 &= 1.02 \\
 k1 &= 1 \\
 k2 &= 1 \\
 Fr1 &= 0.41 \\
 \text{ys} &= 1.38 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Aplicando esta formula la altura de socavación en m. para estribo 2, es de:

$$\begin{aligned}
 y1 &= 1.62 \\
 k1 &= 1 \\
 k2 &= 1 \\
 Fr1 &= 0.41 \\
 \text{ys} &= 2.19 \text{ m}
 \end{aligned}$$

### Método de Straub.-

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$II_s = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0.612} h_1$$

$B_1$  – ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción [m]  
 $B_2$  – ancho de la superficie libre del cauce en la contracción [m]  
 $h_1$  – tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción [m]

Para estribo 1

$$\begin{aligned}
 B1 &= 47 \text{ m} \\
 B2 &= 45 \text{ m} \\
 h1 &= 1.02 \text{ m} \\
 Hs &= 1.04784869
 \end{aligned}$$

Para estribo 2

$$\begin{aligned}
 B1 &= 47 \text{ m} \\
 B2 &= 45 \text{ m} \\
 h1 &= 1.62 \text{ m} \\
 Hs &= 1.665863473
 \end{aligned}$$

### Método de Laursen y Toch (1953, 1956)

Este método fue desarrollado en el Instituto de Investigación Hidráulica de Iowa y fue confirmado con algunas mediciones en el río Skunk realizadas por P. G. Hubbard, del mismo laboratorio, en la década de los cincuenta. Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos, (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992). El método es aplicable para suelos arenosos, no está claro si se puede aplicar para gravas, pero definitivamente no es válido para el caso de boleas. Laursen y Toch realizaron sus investigaciones observando la máxima socavación que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Ellos observaron que la máxima profundidad de socavación era independiente de la velocidad del flujo pues la socavación no progresaba al mantener fijo el tirante y aumentar considerablemente la velocidad de la corriente. Este argumento resulta al suponer que un cambio en la velocidad del flujo y en el tamaño de los sedimentos produce un cambio proporcional en el cortante límite, y en la capacidad de transporte de sedimentos desde el hueco y hasta el hueco de socavación, considerando constantes la profundidad del flujo y la profundidad de socavación. Su mayor interés era la socavación máxima y no dan ningún criterio para el caso de que no exista arrastre en el fondo.

Los resultados fueron presentados en forma gráfica y se resumen en las ecuaciones siguientes.

Para estribo 1.

$$\begin{aligned}
 ds = K_f K_g a &= 1.019 \text{ m} & ds &= \text{profundidad de socavación local medida a partir del fondo del cauce [m]} \\
 kf &= 1 & Kf &= \text{coeficiente que depende de la forma de estribo.} \\
 kg &= 0.12277 & Kg &= \text{coeficiente que depende de la relación } Hs/a. \\
 Hs &= 1.02 & Hs &= \text{profundidad de agua que queda después de la socavación por contracción [m]} \\
 a &= 8.3 & a &= \text{ancho del estribo}
 \end{aligned}$$

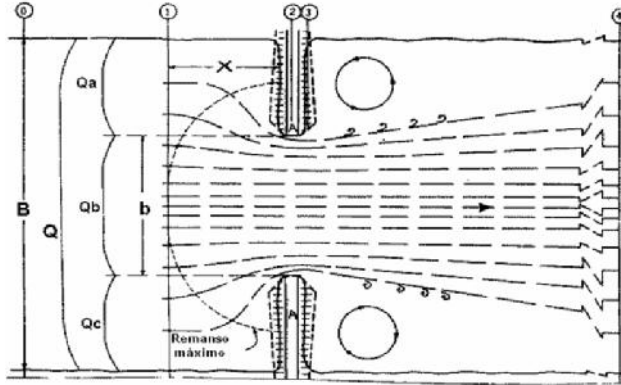
Para estribo 2.

$$\begin{aligned}
 ds = K_f K_g a &= 1.62 \text{ m} & ds &= \text{profundidad de socavación local medida a partir del fondo del cauce [m]} \\
 kf &= 1 & Kf &= \text{coeficiente que depende de la forma de estribo.} \\
 kg &= 0.19518 & Kg &= \text{coeficiente que depende de la relación } Hs/a. \\
 Hs &= 1.62 & Hs &= \text{profundidad de agua que queda después de la socavación por contracción [m]} \\
 a &= 8.3 & a &= \text{ancho del estribo}
 \end{aligned}$$

**Método de Laursen**

Socavación por contracción

Se presenta por reducción del Ancho Cauce

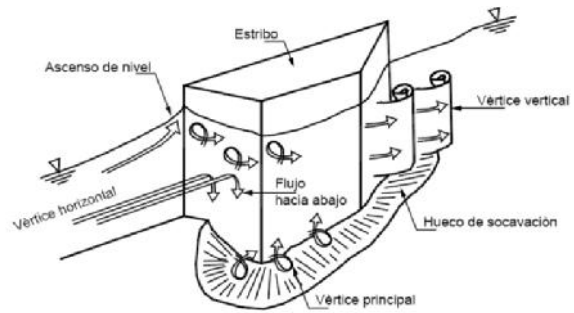


Velocidad crítica del cauce

$$V_c = 6.19 y^{1/6} d^{1/3}$$

- y = 45.00 (m) tirante aguas debajo del puente
- d = 0.15 (mm) Tamaño de partícula para Vc
- V<sub>c</sub> = 0.62 (m/seg) Velocidad crítica del cauce
- v = 2.68 (m/seg) Velocidad del cauce

Estado del cauce      Socavacion en aguas Claras

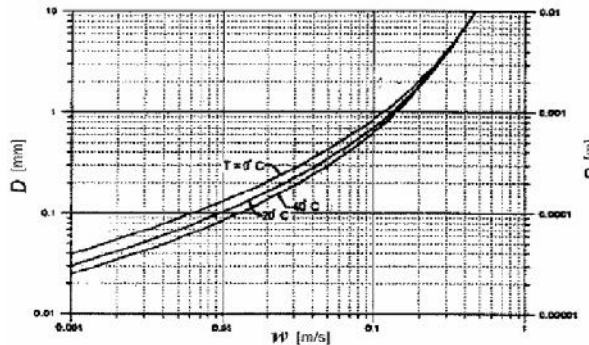


[Socavación por contracción en lecho Movil

$$V_* = \sqrt{gh_1 I_1}$$

- v\* = 0.14 Velocidad Cortante en la seccion aguas arriba
- w = 0.09 Velocidad de caída para D<sub>50</sub> en la figura (m/seg)
- g = 9.81 aceleracion de la gravedad (m/seg<sup>2</sup>)
- h<sub>1</sub> = 1.02 Prof. media del flujo en el cauce principal sedimentos aguas arriba del puente
- I<sub>1</sub> = 0.002 Gradiente hidráulico en la seccion aguas arriba del puente (m/m)
- D<sub>50</sub> = 0.15 Diametro de la partícula del lecho en una mezcla cuyo 50 % es menor (mm)
- v\*/W = 1.57      K<sub>1</sub> = 0.64

V*/w	K <sub>1</sub>	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido



$$\frac{H_2}{h_1} = \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{k_1}$$

- $H_s =$  14.25 Porf. Media del flujo en el cauce en seccion contraida  
 $h_1 =$  12.78 Profundidad media del flujo en el cauce principal aguas arriba del puente  
 $h_2 =$  13.11 Profundidad media del flujo en la seccion contraida del puente  
 $Q_1 =$  988.00 (m/seg<sup>3</sup>) Caudal aguas arriba  
 $Q_2 =$  988.00 (m/seg<sup>3</sup>) Caudal seccion contraida  
 $B_1 =$  48 (m) Ancho del Cauce principal aguas arriba  
 $B_2 =$  40.5 (m) Ancho del Cauce principal en la seccion contraída (efectiva)  
 $k_1 =$  0.64 Exponente caracteristico ( según tablas)

SOCAVACION SERA		
$D_s =$	1.14	m

Resumen de socavacion:

	Estribo 1 (m)	Estribo 2 (m)
criterio de Lischtvan - Levediev	1.02	1.62
Método Hire.-	1.38	2.19
Método de Straub.-	1.04784869	1.665863473
Método de Laursen y Toch (1953, 1956)	1.019	1.62
Método de Laursen		1.14
<b>ADOPTAMOS</b>	<b>1.30</b>	<b>2.00</b>

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-1
<b>ESTUDIANTE:</b> <b>PROYECTO:</b> <b>FECHA:</b> <b>MATERIAL:</b> <b>UBICACIÓN:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREENFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI) 16/06/2017 FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA) COMUNIDAD BOLPEBRA	<b>SONDEO :</b> P0 <b>PROFUNDIDAD :</b> DE: cm 300 A: cm 340

**ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO**

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	882.70	Muestra Total Humeda (gr)	248.65
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	749.00	Peso del Agua (gr)	42.35
Peso del Agua (gr)	133.70		
Peso de la Recipiente (gr)	97.70		
Peso Suelo Seco (gr)	651.30		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>20.53</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>206.30</b>

**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)**

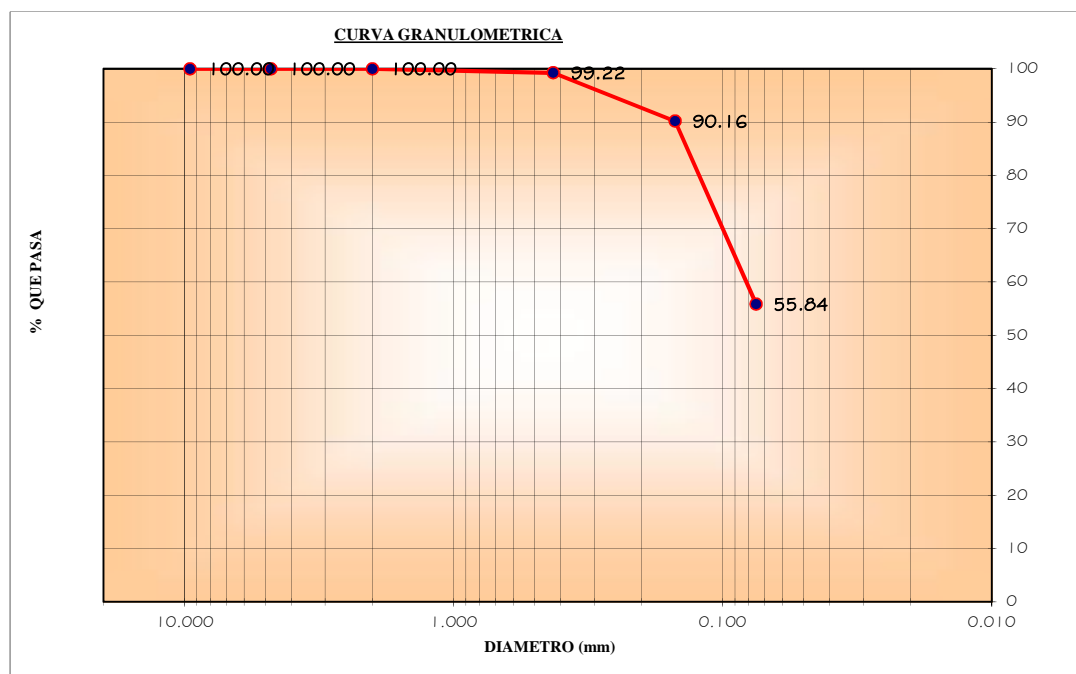
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	100.00	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	100.00	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	100.00	
Nº4	4.76	0.0	0.00	0.00	100.00	

**ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO**

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	206.30	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

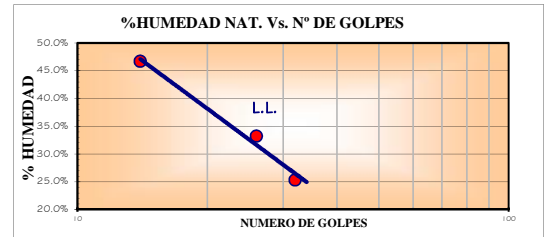
**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)**

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
Nº 10	2.000	0.00	0.00	0.00	100.00	
Nº 40	0.425	1.60	1.60	0.78	99.22	
Nº 100	0.150	18.70	20.30	9.84	90.16	
Nº 200	0.075	70.80	91.10	44.16	55.84	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-1
----------------------	--	--------------

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	32	26	14
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	28.6	29.48	26.86
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	54.6	57.19	52.28
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	49.35	50.28	44.19
	PESO DEL AGUA (gr)	5.25	6.91	8.09
	PESO SUELO SECO (gr)	20.75	20.80	17.33
	% HUMEDAD NATURAL	25.30%	33.22%	46.68%
LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2	
	PESO TARA (gr)	16.69	15.77	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	18.5	18.39	
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	18.2	18.0	
	PESO DEL AGUA (gr)	0.27	0.40	
	PESO SUELO SECO (gr)	1.55	2.22	
	% HUMEDAD NATURAL	17.42%	18.02%	
LIMITE PLASTICO	17.72%			
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
LIMITE LIQUIDO	34.32%			
LIMITE PLASTICO	17.72%			
INDICE DE PLASTICIDAD	16.60%			
Tipo de suelo:	Material Limo Arcilloso			
Tipo de material:	Suelo Arcilloso			
Calidad:	Aceptable a malo			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 6 (5)</b>			



Índice de grupo :

$$IG = (F - 35) \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$$

Siendo :

F : % que pasa el tamiz ASTM n° 200.  
 LL : límite líquido.  
 IP : índice de plasticidad.

El índice de grupo para los suelos de los subgrupos A - 2 - 6 y A - 2 - 7 se calcula usando sólo :  $IG = 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$

Debido a que las muestras obtenidas de campo fueron alteradas, no se pudo determinar el peso específico; En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$$\sigma = (0,94 + 0,15 \cdot LL) \cdot 16,0184 = 15,88197706 \text{ Kg/m}^3$$

Indicación de plasticidad del suelo

IP	Descripción
de 0	No plástico
1 a 5	Ligeramente plástico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Índice de plasticidad de 16.60% es un suelo de **MEDIANA PLASTICIDAD**

Comparando la clasificación de suelo AASHTO con Unificado, Ver tabla E.4  
 A - 6 según método unificado pertenece un suelo CL

<b>Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) de tabla E.2.a y E.2.b</b>	
Suelo de partículas finas.	
<b>Arcilla media plasticidad CL</b>	
Arcilla media plasticidad CL	CL

Debido a que en el laboratorio no se cuenta con equipo para ensayo de corte directo para la determinación del ángulo de fricción interna del suelo se recurrirá a la tabla E.6. Propiedades físicas comunes de suelos.

Tipo de suelo	CL
Ángulo de rozamiento interno $\phi$	25

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-2
----------------------	--	--------------

<b>ESTUDIANTE:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO		
<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)		
<b>FECHA:</b>	16/06/2017	<b>SONDEO :</b>	P0
<b>MATERIAL:</b>	FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA)	<b>PROFUNDIDAD :</b>	DE: cm 511
<b>UBICACIÓN:</b>	COMUNIDAD BOLPEBRA		A: cm 522

### ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	882.70	Muestra Total Humeda (gr)	248.65
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	749.00	Peso del Agua (gr)	42.35
Peso del Agua (gr)	133.70		
Peso de la Recipiente (gr)	97.70		
Peso Suelo Seco (gr)	651.30		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>20.53</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>206.30</b>

### ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)

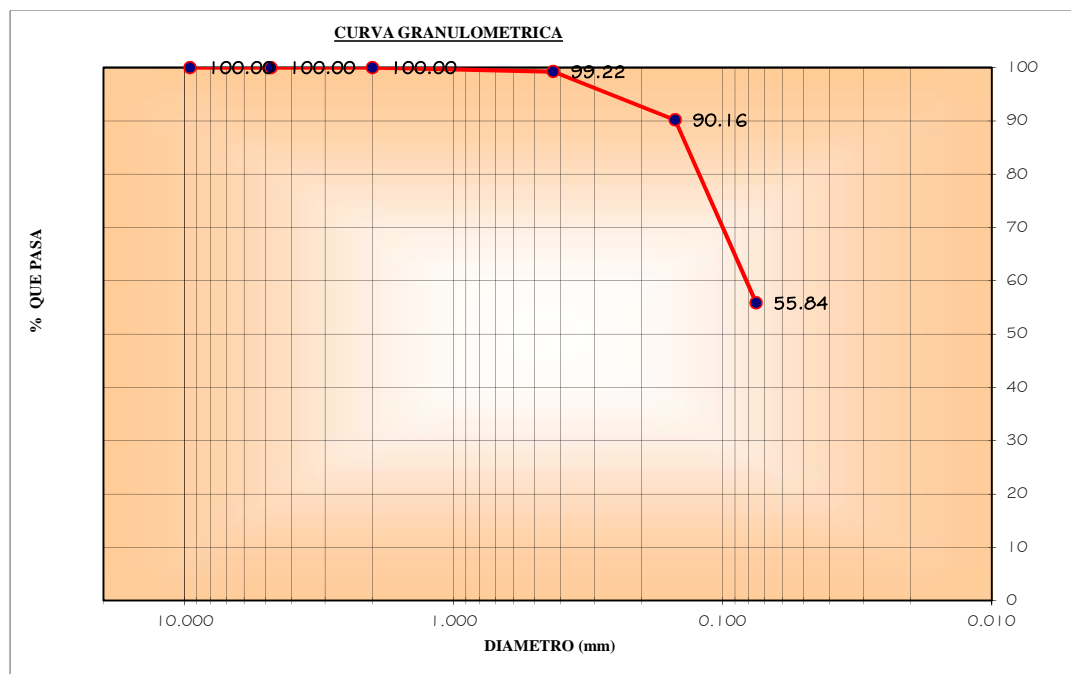
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	100.00	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	100.00	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	100.00	
Nº4	4.76	0.0	0.00	0.00	100.00	

### ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	206.30	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

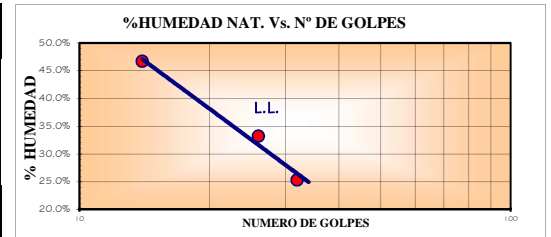
### ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
Nº 10	2.000	0.00	0.00	0.00	100.00	
Nº 40	0.425	1.60	1.60	0.78	99.22	
Nº 100	0.150	18.70	20.30	9.84	90.16	
Nº 200	0.075	70.80	91.10	44.16	55.84	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-2
----------------------	--	--------------

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	32	26	14
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	28.6	29.48	26.86
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	54.6	57.19	52.28
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	49.35	50.28	44.19
	PESO DEL AGUA (gr)	5.25	6.91	8.09
	PESO SUELO SECO (gr)	20.75	20.80	17.33
	% HUMEDAD NATURAL	25.30%	33.22%	46.68%
LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2	
	PESO TARA (gr)	16.69	15.77	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	18.5	18.39	
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	18.2	18.0	
	PESO DEL AGUA (gr)	0.27	0.40	
	PESO SUELO SECO (gr)	1.55	2.22	
	% HUMEDAD NATURAL	17.42%	18.02%	
LIMITE PLASTICO	17.72%			
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
LIMITE LIQUIDO	34.32%			
LIMITE PLASTICO	17.72%			
INDICE DE PLASTICIDAD	16.60%			
Tipo de suelo:	Material Limo Arcilloso			
Tipo de material:	Suelo Arcilloso			
Calidad:	Aceptable a malo			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 6 (5)</b>			



Índice de grupo :

$$IG = (F - 35) \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$$

Siendo :

F : % que pasa el tamiz ASTM n° 200.  
 LL : límite líquido.  
 IP : índice de plasticidad d.

El índice de grupo para los suelos de los subgrupos A - 2 - 6 y A - 2 - 7 se calcula usando sólo :  $IG = 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$

Debido a que las muestras obtenidas de campo fueron alteradas, no se pudo determinar el peso específico; En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$$\sigma = (0,94 + 0,15 \cdot LL) \cdot 16,0184 = 15,88197706 \text{ Kg/m}^3$$

Indicación de plasticidad del suelo

IP	Descripción
de 0	No plástico
1 a 5	Ligeramente plástico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Índice de plasticidad de 16.60% es un suelo de **MEDIANA PLASTICIDAD**

Comparar: Comparando la clasificación de suelo AASHTO con Unificado, Ver tabla E.4

A - 6 según método unificado pertenece un suelo CL

<b>Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) de tabla E.2.a y E.2.b</b>	
Suelo de partículas finas.	
<b>Arcilla media plasticidad CL</b>	
Arcilla media plasticidad CL	CL

Debido a que en el laboratorio no se cuenta con equipo para ensayo de corte directo para la determinación del ángulo de fricción interna del suelo se recurrirá a la tabla E.6. Propiedades físicas comunes de suelos.

Tipo de suelo	CL
Ángulo de rozamiento interno $\phi$	25

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-1
----------------------	--	--------------

<b>ESTUDIANTE:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO		
<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)		
<b>FECHA:</b>	29/06/2017	<b>SONDEO :</b>	PI
<b>MATERIAL:</b>	FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA)	<b>PROFUNDIDAD :</b>	DE: cm 237
<b>UBICACIÓN:</b>	COMUNIDAD BOLPEBRA		A: cm 247

### ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	667.70	Muestra Total Humeda (gr)	560.50
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	565.60	Peso del Agua (gr)	102.10
Peso del Agua (gr)	102.10		
Peso de la Recipiente (gr)	107.20		
Peso Suelo Seco (gr)	458.40		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>22.27</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>458.40</b>

### ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)

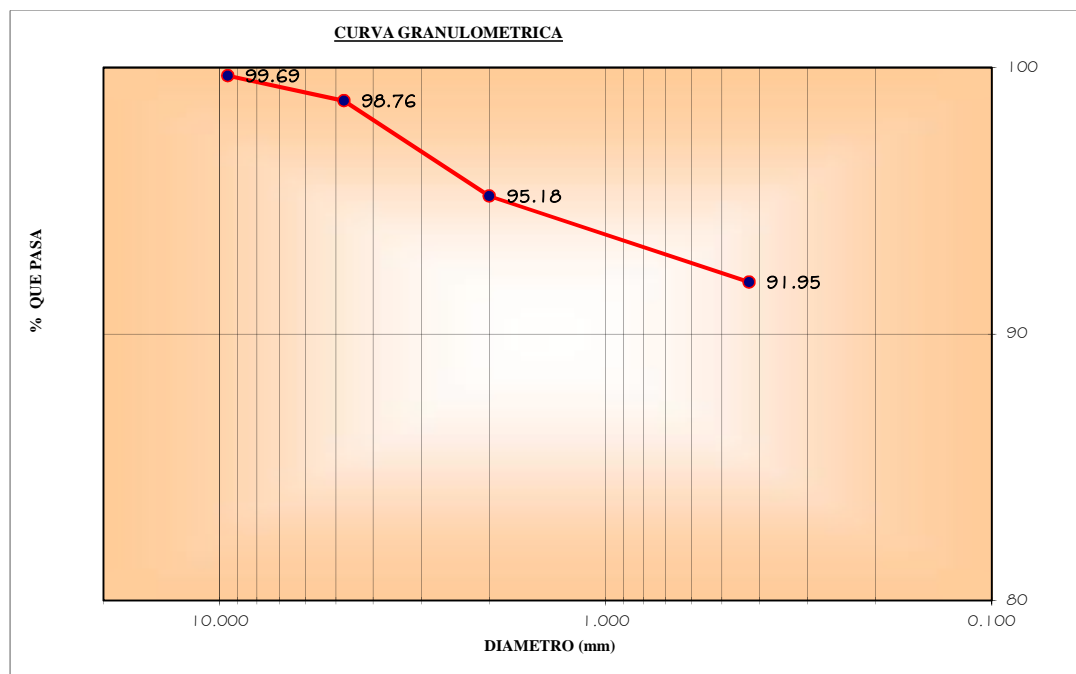
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	<b>100.00</b>	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
Nº4	4.76	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	

### ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	458.40	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

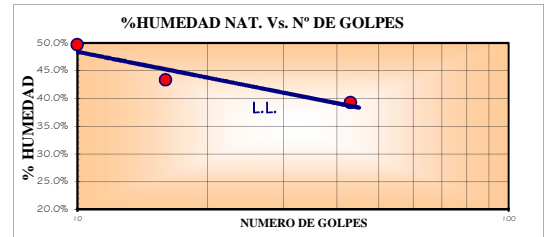
### ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
Nº 10	2.000	1.40	1.40	0.31	<b>99.69</b>	
Nº 40	0.425	4.30	5.70	1.24	<b>98.76</b>	
Nº 100	0.150	16.40	22.10	4.82	<b>95.18</b>	
Nº 200	0.075	14.80	36.90	8.05	<b>91.95</b>	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	FECHA: REPORTE: M-1
----------------------	--	------------------------

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	43	16	10
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	29.77	26.86	29.38
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	49.13	41.44	39.65
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	43.67	37.03	36.24
	PESO DEL AGUA (gr)	5.46	4.41	3.41
	PESO SUELO SECO (gr)	13.90	10.17	6.86
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>39.28%</b>	<b>43.36%</b>	<b>49.71%</b>
LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2	
	PESO TARA (gr)	16.69	15.77	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	19.49	18.24	
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	18.89	17.75	
	PESO DEL AGUA (gr)	0.60	0.49	
	PESO SUELO SECO (gr)	2.20	1.98	
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>27.27%</b>	<b>24.75%</b>	
	<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>26.01%</b>		
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
<b>LIMITE LIQUIDO</b>	<b>42.51%</b>			
<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>26.01%</b>			
<b>INDICE DE PLASTICIDAD</b>	<b>16.50%</b>			
<b>Tipo de suelo:</b>	<b>Material Limo Arcilloso</b>			
<b>Tipo de material:</b>	<b>Suelo Arcilloso</b>			
<b>Calidad:</b>	<b>Aceptable a malo</b>			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 7 - 5 (9)</b>			



Índice de grupo :

$$IG = (F - 35) \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$$

Siendo :

F : % que pasa el tamiz ASTM n° 200.

LL : límite líquido.

IP : índice de plasticidad.

El índice de grupo para los suelos de los subgrupos A - 2 - 6 y A - 2 - 7 se calcula usando sólo :  $IG = 0,01 \cdot (F - 15) \cdot (IP - 10)$

Debido a que las muestras obtenidas de campo fueron alteradas, no se pudo determinar el peso específico; En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$$\sigma = (0,94 + 0,15 \cdot LL) \cdot 16,0184 \quad 16,07862704 \text{ Kg/m}^3$$

Indicación de plasticidad del suelo

IP	Descripción
de 0	No plástico
1 a 5	Ligeramente plástico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Índice de plasticidad de 16.50% es un suelo de **MEDIANA PLASTICIDAD**

Comparar: Comparando la clasificación de suelo AASHTO con Unificado, Ver tabla E.4

A - 7 - 5 según método unificado pertenece un suelo CL

**Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) de tabla E.2.a y E.2.b**

Suelo de partículas finas.

**Arcilla media plasticidad CL**

Arcilla media plasticidad CL

CL

Debido a que en el laboratorio no se cuenta con equipo para ensayo de corte directo para la determinación del ángulo de fricción interna del suelo se recurrirá a la tabla E.6. Propiedades físicas comunes de suelos.

Tipo de suelo	CL
Ángulo de rozamiento interno $\phi$	25

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-2
----------------------	--	--------------

<b>ESTUDIANTE:</b> <b>PROYECTO:</b>  <b>FECHA:</b> <b>MATERIAL:</b> <b>UBICACIÓN:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI) 29/06/2017 FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA) COMUNIDAD BOLPEBRA	<b>SONDEO :</b> PI <b>PROFUNDIDAD :</b> DE: cm 387 A: cm 397
--	---	--

**ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO**

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	449.80	Muestra Total Humeda (gr)	302.10
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	379.90	Peso del Agua (gr)	69.90
Peso del Agua (gr)	69.90		
Peso de la Recipiente (gr)	147.70		
Peso Suelo Seco (gr)	232.20		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>30.10</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>232.20</b>

**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)**

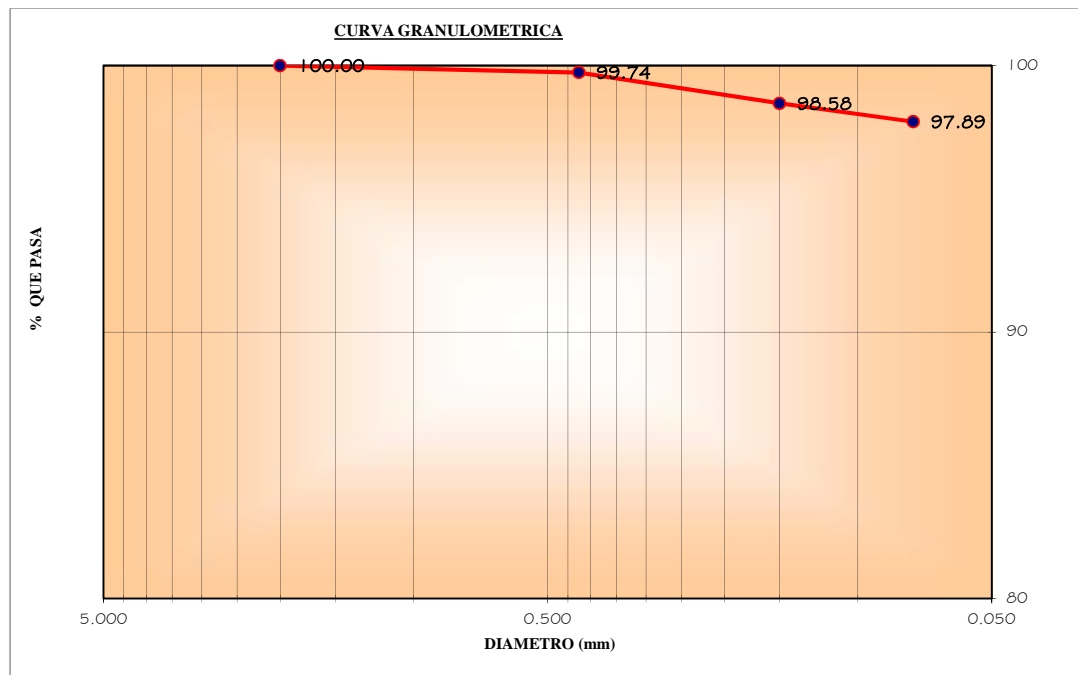
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	100.00	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	100.00	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	100.00	
Nº4	4.76	0.0	0.00	0.00	100.00	

**ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO**

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	232.20	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

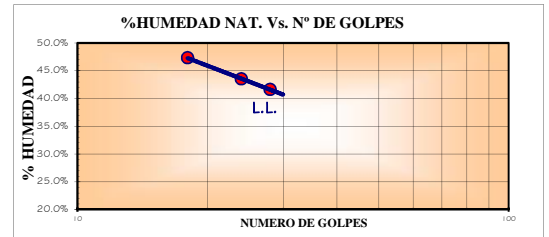
**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)**

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
Nº 10	2.000	0.00	0.00	0.00	100.00	
Nº 40	0.425	0.60	0.60	0.26	99.74	
Nº 100	0.150	2.70	3.30	1.42	98.58	
Nº 200	0.075	1.60	4.90	2.11	97.89	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	FECHA: REPORTE: M-2
----------------------	--	------------------------

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	28	24	18
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	29.14	29.64	29.48
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	47.51	48.24	50.00
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	42.11	42.60	43.41
	PESO DEL AGUA (gr)	5.40	5.64	6.59
	PESO SUELO SECO (gr)	12.97	12.96	13.93
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>41.63%</b>	<b>43.52%</b>	<b>47.31%</b>
LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2	
	PESO TARA (gr)	29.29	29.49	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	32.98	33.54	
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	32.17	32.64	
	PESO DEL AGUA (gr)	0.81	0.90	
	PESO SUELO SECO (gr)	2.88	3.15	
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>28.12%</b>	<b>28.57%</b>	
	<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>28.35%</b>		
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
<b>LIMITE LIQUIDO</b>	<b>43.66%</b>			
<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>28.35%</b>			
<b>INDICE DE PLASTICIDAD</b>	<b>15.31%</b>			
<b>Tipo de suelo:</b>	Material Limo Arcilloso			
<b>Tipo de material:</b>	Suelo Arcilloso			
<b>Calidad:</b>	Aceptable a malo			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 7 - 5 (9)</b>			



Debido a que las muestras obtenidas de campo fueron alteradas, no se pudo determinar el peso específico; En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$$\sigma = (0.94 + 0.15 * LL) * 16.0184 = 16.10632416 \text{ Kg/m}^3$$

Indicación de plasticidad del suelo

IP	Descripción
de 0	No plástico
1 a 5	Ligeramente plástico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Índice de plasticidad de 15.31% es un suelo de **MEDIANA PLASTICIDAD**

Comparando la clasificación de suelo AASHTO con Unificado, Ver tabla E.4  
A - 7 - 5 según método unificado pertenece un suelo ML

<b>Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) de tabla E.2.a y E.2.b</b>	
Suelo de partículas finas.	
<b>Limo baja plasticidad ML</b>	
Limo baja plasticidad ML	ML

Debido a que en el laboratorio no se cuenta con equipo para ensayo de corte directo para la determinación del ángulo de fricción interna del suelo se recurrirá a la tabla E.6. Propiedades físicas comunes de suelos.

Tipo de suelo	ML
Ángulo de rozamiento interno $\phi$	27

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-3
----------------------	--	--------------

<b>ESTUDIANTE:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO		
<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)		
<b>FECHA:</b>	29/06/2017	<b>SONDEO :</b>	PI
<b>MATERIAL:</b>	FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA)	<b>PROFUNDIDAD :</b>	DE: cm 530
<b>UBICACIÓN:</b>	COMUNIDAD BOLPEBRA		A: cm 540

**ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO**

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	615.00	Muestra Total Humeda (gr)	471.10
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	511.20	Peso del Agua (gr)	103.80
Peso del Agua (gr)	103.80		
Peso de la Recipiente (gr)	143.90		
Peso Suelo Seco (gr)	367.30		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>28.26</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>367.30</b>

**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)**

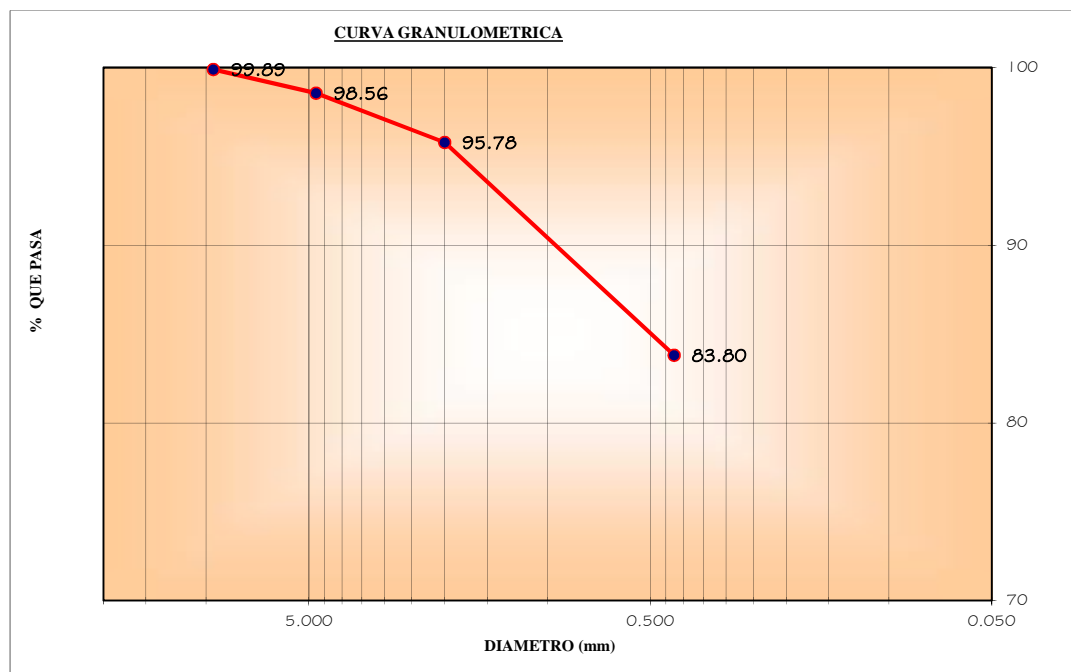
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	100.00	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	100.00	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	100.00	
Nº4	4.76	0.0	0.00	0.00	100.00	

**ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO**

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	367.30	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

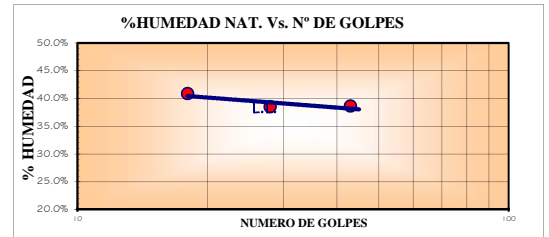
**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)**

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
Nº 10	2.000	0.40	0.40	0.11	99.89	
Nº 40	0.425	4.90	5.30	1.44	98.56	
Nº 100	0.150	10.20	15.50	4.22	95.78	
Nº 200	0.075	44.00	59.50	16.20	83.80	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	FECHA: REPORTE: M-3
----------------------	--	------------------------

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	43	28	18
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	30.08	29.64	29.42
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	52.63	49.54	47.62
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	46.35	44.01	42.34
	PESO DEL AGUA (gr)	6.28	5.53	5.28
	PESO SUELO SECO (gr)	16.27	14.37	12.92
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>38.60%</b>	<b>38.48%</b>	<b>40.87%</b>
LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2	
	PESO TARA (gr)	29.4	30.36	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	32.63	33.64	
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	31.89	32.96	
	PESO DEL AGUA (gr)	0.74	0.68	
	PESO SUELO SECO (gr)	2.49	2.60	
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>29.72%</b>	<b>26.15%</b>	
	<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>27.94%</b>		
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
<b>LIMITE LIQUIDO</b>	<b>39.84%</b>			
<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>27.94%</b>			
<b>INDICE DE PLASTICIDAD</b>	<b>11.90%</b>			
<b>Tipo de suelo:</b>	Material Limo Arcilloso			
<b>Tipo de material:</b>	Suelo Arcilloso			
<b>Calidad:</b>	Aceptable a malo			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 6 (8)</b>			



Debido a que las muestras obtenidas de campo fueron alteradas, no se pudo determinar el peso específico; En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$$\sigma = (0.94 + 0.15 * LL) * 16.0184 = 16.01443627 \text{ Kg/m}^3$$

Indicacion de plasticidad del suelo

IP	Descripcion
de 0	No plastico
1 a 5	Ligeramente plastico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Indice de plasticidad de 11.90% es un suelo de **MEDIANA PLASTICIDAD**

Comparando la clasificacion de suelo AASHTO con Unificado, Ver tabla E.4

A - 6 según metodo unificado pertenece un suelo ML

<b>Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) de tabla E.2.a y E.2.b</b>	
Suelo de partículas finas.	
<b>Limo baja plasticidad con arena ML</b>	
Limo baja plasticidad con arena ML	ML

Debido a que en el laboratorio no se cuenta con equipo para ensayo de corte directo para la determinacion del angulo de friccion interna del suelo se recurrira a la tabla E.6. Propiedades fisicas comunes de suelos.

Tipo de suelo	ML
Angulo de rosamiento interno $\phi$	27

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-4
----------------------	--	--------------

<b>ESTUDIANTE:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO		
<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)		
<b>FECHA:</b>	29/06/2017	<b>SONDEO :</b>	PI
<b>MATERIAL:</b>	FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA)	<b>PROFUNDIDAD :</b>	DE: cm 675
<b>UBICACIÓN:</b>	COMUNIDAD BOLPEBRA		A: cm 685

### ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	488.30	Muestra Total Humeda (gr)	375.30
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	414.80	Peso del Agua (gr)	73.50
Peso del Agua (gr)	73.50		
Peso de la Recipiente (gr)	113.00		
Peso Suelo Seco (gr)	301.80		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>24.35</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>301.80</b>

### ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)

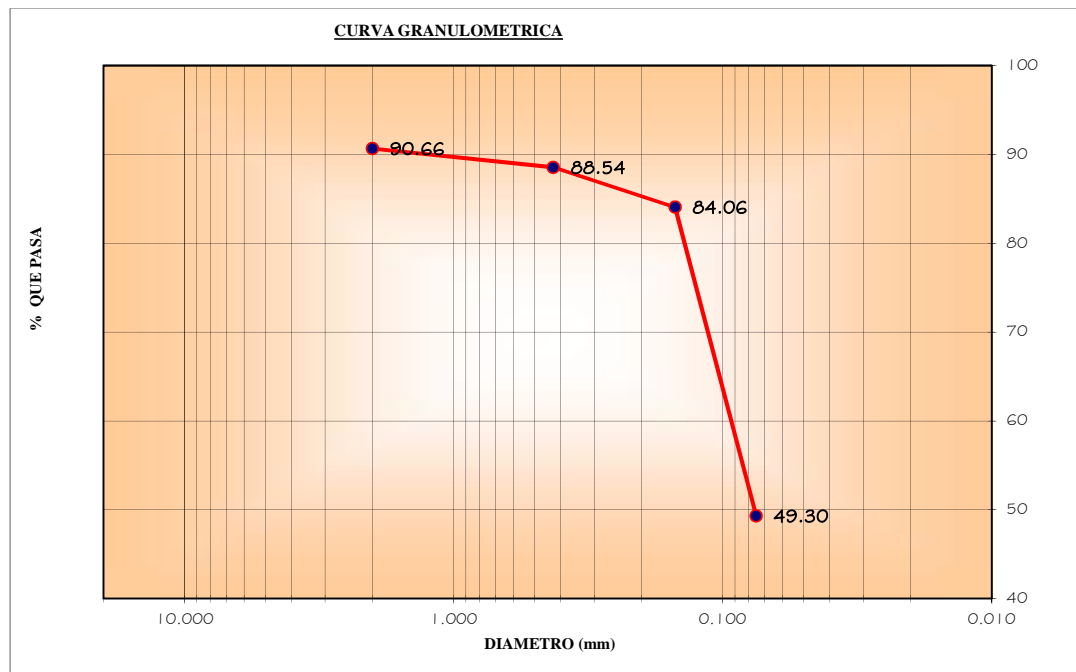
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	<b>100.00</b>	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
Nº4	4.76	14.9	14.90	4.94	<b>95.06</b>	

### ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	296.86	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

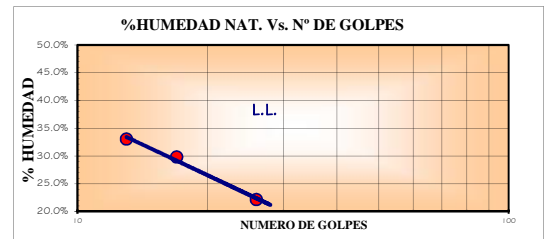
### ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
Nº 10	2.000	13.30	28.20	9.34	<b>90.66</b>	
Nº 40	0.425	6.40	34.60	11.46	<b>88.54</b>	
Nº 100	0.150	13.50	48.10	15.94	<b>84.06</b>	
Nº 200	0.075	104.90	153.00	50.70	<b>49.30</b>	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	FECHA: REPORTE: M-4
----------------------	--	------------------------

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	13	17	26
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	29.48	29.49	30.12
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	58.14	60.17	61.54
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	51.02	53.13	55.84
	PESO DEL AGUA (gr)	7.12	7.04	5.70
	PESO SUELO SECO (gr)	21.54	23.64	25.72
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>33.05%</b>	<b>29.78%</b>	<b>22.16%</b>
LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2	
	PESO TARA (gr)	29.4	30.36	
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	32.63	33.64	
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)			
	PESO DEL AGUA (gr)	32.63	33.64	
	PESO SUELO SECO (gr)	-29.40	-30.36	
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>-110.99%</b>	<b>-110.80%</b>	
	<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>-110.90%</b>		
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
<b>LIMITE LIQUIDO</b>	<b>27.08%</b>			
<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>-110.90%</b>			
<b>INDICE DE PLASTICIDAD</b>	<b>0.00%</b>			
<b>Tipo de suelo:</b>	Material Limo Arcilloso			
<b>Tipo de material:</b>	Suelo Limoso			
<b>Calidad:</b>	Aceptable a malo			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 4 (3)</b>			



Debido a que las muestras obtenidas de campo fueron alteradas, no se pudo determinar el peso específico; En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$$\sigma = (0.94 + 0.15 * LL) * 16.0184 = 15.70787973 \text{ Kg/m}^3$$

Indicación de plasticidad del suelo

IP	Descripción
de 0	No plástico
1 a 5	Ligeramente plástico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Índice de plasticidad de 0.00% es un suelo de **NO PLASTICO**

Comparando la clasificación de suelo AASHTO con Unificado, Ver tabla E.4

A - 4 según método unificado pertenece un suelo SM

**Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) de tabla E.2.a y E.2.b**

Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).

**Arena limosa SM**

Arena limosa SM SM

Debido a que en el laboratorio no se cuenta con equipo para ensayo de corte directo para la determinación del ángulo de fricción interna del suelo se recurrirá a la tabla E.6. Propiedades físicas comunes de suelos.

Tipo de suelo	SM
Ángulo de rozamiento interno $\phi$	29

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-5
----------------------	--	--------------

<b>ESTUDIANTE:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO		
<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)		
<b>FECHA:</b>	29/06/2017	<b>SONDEO :</b>	P1
<b>MATERIAL:</b>	FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA)	<b>PROFUNDIDAD :</b>	DE: cm 874
<b>UBICACIÓN:</b>	COMUNIDAD BOLPEBRA		A: cm 884

**ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO**

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	609.00	Muestra Total Humeda (gr)	477.30
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	508.00	Peso del Agua (gr)	101.00
Peso del Agua (gr)	101.00		
Peso de la Recipiente (gr)	131.70		
Peso Suelo Seco (gr)	376.30		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>26.84</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>376.30</b>

**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)**

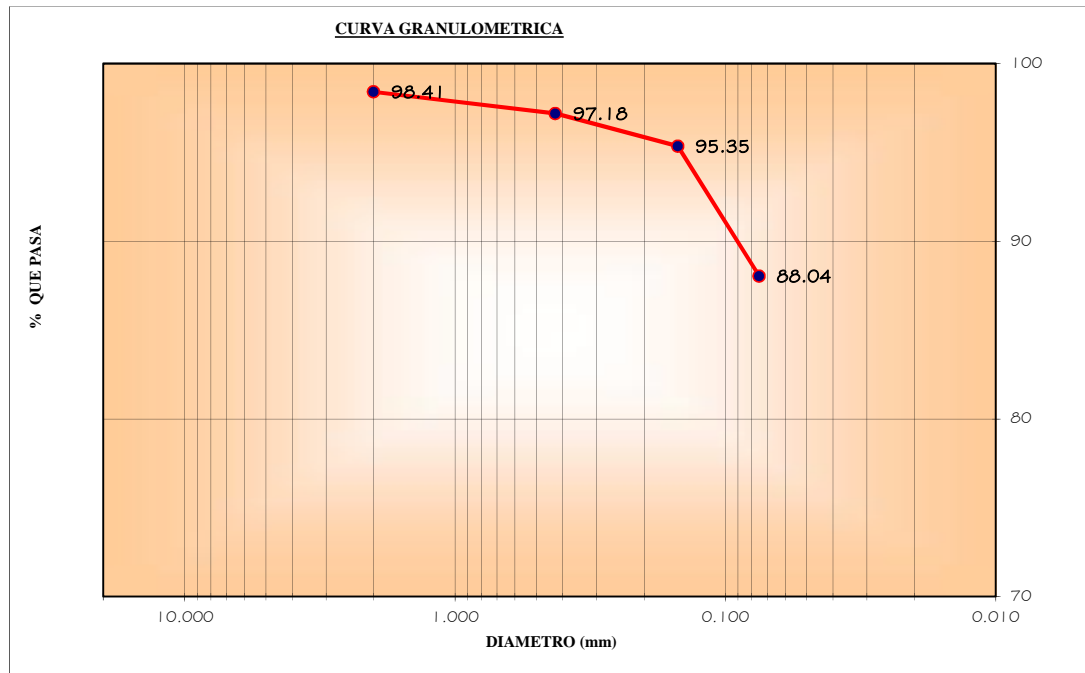
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	100.00	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	100.00	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	100.00	
N°4	4.76	3.3	3.30	0.88	99.12	

**ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO**

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	375.42	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

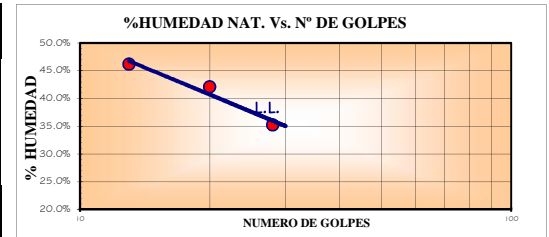
**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)**

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
N° 10	2.000	2.70	6.00	1.59	98.41	
N° 40	0.425	4.60	10.60	2.82	97.18	
N° 100	0.150	6.90	17.50	4.65	95.35	
N° 200	0.075	27.50	45.00	11.96	88.04	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	FECHA: REPORTE: M-5
----------------------	--	------------------------

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	28	20	13
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	28.64	26.86	30.05
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	52.63	49.48	51.93
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	46.38	42.78	45.02
	PESO DEL AGUA (gr)	6.25	6.70	6.91
	PESO SUELO SECO (gr)	17.74	15.92	14.97
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>35.23%</b>	<b>42.09%</b>	<b>46.16%</b>
	LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2
PESO TARA (gr)		15.77	16.69	
PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)		18.54	19.34	
PESO SUELO SECO+TARA (gr)		18.16	18.91	
PESO DEL AGUA (gr)		0.38	0.43	
PESO SUELO SECO (gr)		2.39	2.22	
<b>% HUMEDAD NATURAL</b>		<b>15.90%</b>	<b>19.37%</b>	
<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>17.63%</b>			
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
<b>LIMITE LIQUIDO</b>	<b>39.78%</b>			
<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>17.63%</b>			
<b>INDICE DE PLASTICIDAD</b>	<b>22.14%</b>			
<b>Tipo de suelo:</b>	Material Limo Arcilloso			
<b>Tipo de material:</b>	Suelo Arcilloso			
<b>Calidad:</b>	Aceptable a malo			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 6 (8)</b>			



Debido a que las muestras obtenidas de campo fueron alteradas, no se pudo determinar el peso específico; En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$$\sigma = (0.94 + 0.15 * LL) * 16.0184 = 16.01302805 \text{ Kg/m}^3$$

Indicación de plasticidad del suelo

IP	Descripción
de 0	No plástico
1 a 5	Ligeramente plástico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Índice de plasticidad de 22.14% es un suelo de **ALTA PLASTICIDAD**

Comparando la clasificación de suelo AASHTO con Unificado, Ver tabla E.4  
A - 6 según método unificado pertenece un suelo CL

<b>Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) de tabla E.2.a y E.2.b</b>	
Suelo de partículas finas.	
<b>Arcilla media plasticidad CL</b>	
Arcilla media plasticidad CL	CL

Debido a que en el laboratorio no se cuenta con equipo para ensayo de corte directo para la determinación del ángulo de fricción interna del suelo se recurrirá a la tabla E.6. Propiedades físicas comunes de suelos.

Tipo de suelo	ML
Ángulo de rozamiento interno $\phi$	27

De las ecuaciones de diferentes autores despejando N60 (Numero de golpe corregido).

Angulo de rosamiento	Despejando N60	
	26	4.052378668
	26	-3.642777858
	33	
	26	1.799997951

Correlación
$\phi' = 23,7 + 0,57 N_{60} - 0,0006(N_{60})^2$
$\phi' = 27,1 + 0,30 N_{60} - 0,00054(N_{60})^2$
$\phi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N_{60}}{32,5} \right]^{0,14}$
$\phi' = \sqrt{20 N_{60}} + 20$

**Referencia**

Meyerhof, 1965  
 Peck, Hanson & Thornburn, 1974  
 Schmertmann, 1975  
 Hatanaka & Uchida, 1996

**N60 promedio= 0.73653292**

Aumento por la perdida por energia a N60

Nspt= 0.982043894 Golpes 1)

Tambien:

Despejamos N (Numero de golpes spt)

Angulo de rosamiento	Despejando Nspt	
	26	6.049895429
	26	8.485434668

$(\phi = (20 \cdot N_{SPT})^{0,5} + 15)$

Osaki

$\phi = 24 + 5,77 \cdot \ln(0,1667 \cdot N_{SPT})$

Muller, 1970

**Nspt Promedio 7.267665049 Golpes 2)**

Nspt promedio 1 y 2

4 Es el numeros de golpes calculado para 30 centimetros de penetracion mediante el ensayo SPT.

Resistencia a la penetracion

**29.07066019 Kg/cm2**

Carga admisible

**0.908458131 Kg/cm2**

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)		REPORTE: M-SPT
<b>ESTUDIANTE:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO		
<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)		
<b>FECHA:</b>	29/06/2017	<b>SONDEO :</b>	P1
<b>MATERIAL:</b>	FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA)	<b>PROFUNDIDAD :</b>	DE : cm 884
<b>UBICACIÓN:</b>	COMUNIDAD BOLPEBRA		A : cm 929

**ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO**

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	422.40	Muestra Total Humeda (gr)	314.50
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	364.50	Peso del Agua (gr)	57.90
Peso del Agua (gr)	57.90		
Peso de la Recipiente (gr)	107.90		
Peso Suelo Seco (gr)	256.60		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>22.56</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>256.60</b>

**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)**

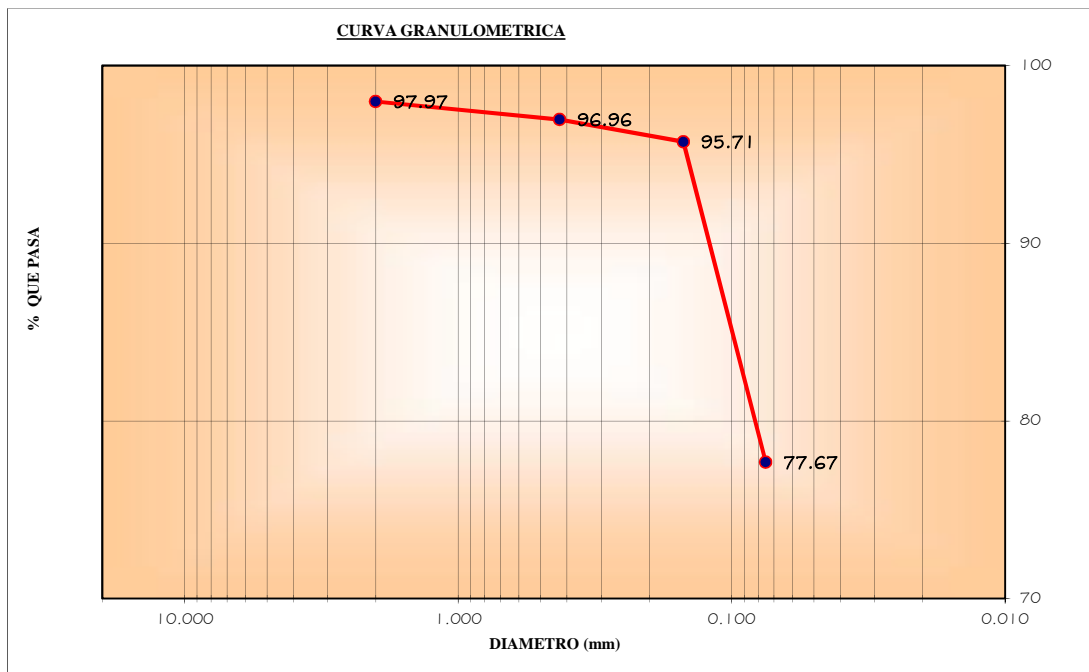
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	<b>100.00</b>	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
N°4	4.76	2.9	2.90	1.13	<b>98.87</b>	

**ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO**

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	255.47	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

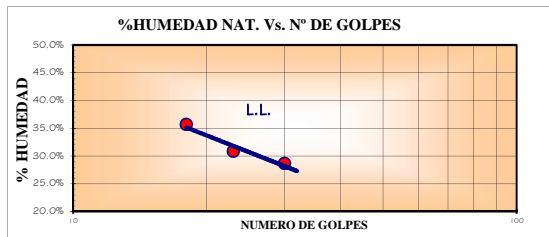
**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)**

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
N° 10	2.000	2.30	5.20	2.03	<b>97.97</b>	
N° 40	0.425	2.60	7.80	3.04	<b>96.96</b>	
N° 100	0.150	3.20	11.00	4.29	<b>95.71</b>	
N° 200	0.075	46.30	57.30	22.33	<b>77.67</b>	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REV: <b>01</b> FECHA: REPORTE: M-SPT
----------------------	--	--

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	<b>30</b>	<b>23</b>	<b>18</b>
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	29.42	27.29	28.45
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	53.76	55.81	55.84
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	48.34	49.09	48.64
	PESO DEL AGUA (gr)	5.42	6.72	7.20
	PESO SUELO SECO (gr)	18.92	21.80	20.19
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>28.65%</b>	<b>30.83%</b>	<b>35.66%</b>
	LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2
PESO TARA (gr)		16.69	15.77	
PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)		18.51	18.39	
PESO SUELO SECO+TARA (gr)		18.24	17.99	
PESO DEL AGUA (gr)		0.27	0.40	
PESO SUELO SECO (gr)		1.55	2.22	
<b>% HUMEDAD NATURAL</b>		<b>17.42%</b>	<b>18.02%</b>	
<b>LIMITE PLASTICO</b>		<b>17.72%</b>		
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
<b>LIMITE LIQUIDO</b>	<b>31.36%</b>			
<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>17.72%</b>			
<b>INDICE DE PLASTICIDAD</b>	<b>13.64%</b>			
<b>Tipo de suelo:</b>	Material Limo Arcilloso			
<b>Tipo de material:</b>	Suelo Arcilloso			
<b>Calidad:</b>	Aceptable a malo			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 6 (8)</b>			



**Peso específico.**

$\sigma =$  18.697 Kg/m<sup>3</sup>

En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$\sigma =$  (0.94+0.15\*LL)\*16.0184 15.81075111 Kn/m<sup>3</sup>

Indicacion de plasticidad del suelo

IP	Descripcion
de 0	No plastico
1 a 5	Ligeramente plastico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Indice de plasticidad de 13.64% es un suelo de **MEDIANA PLASTICIDAD**

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR S.P.T. ASTM</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	FECHA: REPORTE: M-1 PAG: 2 de 5
----------------------	--	---------------------------------------

### 1. Profundidades

	Profundidad (m)	# Golpes	Observacion
N1	de 8.69 a 8.84	12	
N2	de 8.84 a 8.99	25	
N3	de 8.99 a 9.14	50	

Profundidad promedio 8.915 m

N Campo 37 El valor que se reporta en este caso es la suma de los dos ultimos valores n1 n2 un total de N golpes

El ensayo presenta condiciones de rechazo si:  
 Cuando no se observa avance del muestreador despues de aplicar 10 golpes.  
 Cuando se acumulas 100 Golpes.  
 Cuando se alcanzan 50 golpes en alguno de los N de los incremento de 15 cm.

### 2. Esfuerzo efectivo vertical

$$\sigma_{vo} = 160.47 \text{ kn/m}^2 \text{ profundidad promedio (m)} * 18 \text{ (kn/m}^3\text{)}$$

Observacion: Para el calculo de esfuerzo efectivo vertical se tomo un peso unitario de 18 kn/m<sup>3</sup>, el cual se obtiene normado a partir del respectivo ensayo de laboratorio

### 3. Factor de correccion

Los resultados del ensayo deben corregirse a partir de consideraciones que tienen en cuenta la energía, por lo tanto, el valor que se obtiene del Ncampo debe incluir los siguientes factores.

$N_{60} = N_{\text{campo}} * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$  Numero de penetracion estandar, corregido por condiciones de campo

n1=factor de correccion por energia del martillo  
 n2=factor de correccion por longitud de la varilla  
 n3=factor de correccion por resistencia interna del tomamuestras  
 n4=factor de correccion por diametro de perforacion

n1 0.95 Tomando en cuenta que la liberacion del martillo es con cuerda y polea.  
 n2 1 La longitud de la barra es de 1.5 metros  
 n3 1 Se utiliza muestreados estandar  
 n4 1 No se cuenta con perforacion, lo que tendra el mismo diametro de la cuchara de 50.8 mm

N60=	35.15
------	-------

### 8. Factor de correccion por energia

Normalmente se utiliza con una energia del 45%. Ver tabla N°7

$$N_{45} = N_{\text{campo}} * F_c$$

En ciertos casos el valor corregido de N suele ser elevado, cuando el subsuelo está formado por arena fina bajo el nivel freático, entonces es necesario hacer la siguiente corrección:

Valor N para una energia de 60% N60c	26.3625	$N' = 15 + 0.5 \cdot (N - 15)$	25.075
--------------------------------------	---------	--------------------------------	--------

### 4. Resistencia a la penetracion

A partir del N del ensayo S.P.T. Se puede determinar la resistencia a la penetracion y a la presion admisible.

$$R_p = N_{60c} * 4 = 105.45 \text{ Kg/cm}^2$$

### 5. Carga admisible

$$\sigma_{adm} = N_{60c} / 10 = 2.63625 \text{ Kg/cm}^2$$

### 6. Compacidad del suelo

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	φ
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Tenemos el valor, N= 35.15  
 Gc= 0.65

### 7. Densidad relativa

Obtencion de la densidad relativa a partir del ensayo SPT según los autores a continuacion.

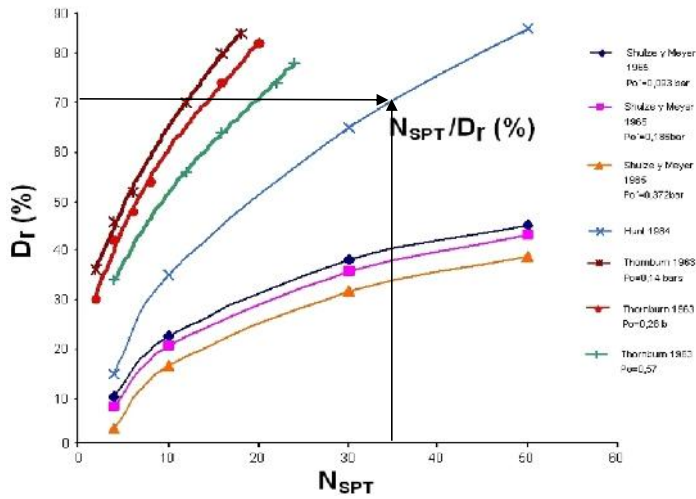
Hunt propone: 

DENSIDAD RELATIVA	N <sub>SPT</sub>
-------------------	------------------

< 0,15	< 4
0,15-0,35	4 - 10
0,35-0,65	10 - 30
0,65-0,85	30 - 50
0,85-1	> 50

**N<sub>spt</sub>= 35.15**  
**Dr= 0.65 a 0.85**

En la Fig. 1 se representan valores de densidad relativa en relación a  $N_{spt}$  suponiendo una densidad aparente de 1,9 g/cm<sup>3</sup>, con una presión vertical efectiva de 0,093 bares (0,5 m de profundidad), 0,186 bares (1 metro de profundidad) y 0,372 bares (2 m de profundidad), suponiendo una presión intersticial nula, en el caso de la aplicación de las fórmulas de Schutze y Meyer en 1965, así como los valores obtenidos por Hunt expuestos en la Tabla 1.



Dr (%) 71

**9. Determinacion del angulo de rosamiento interno por diversos metodos**

En este apartado se recopilan diversas formulas de obtencion del angulo de rosamiento interno según varios autores. Respecto a N60, Numero de golpes para una energia de 60%

	Correlación	Referencia
38.31	$\phi' = 23,7 + 0,57N_{60} - 0,0006(N_{60})^2$	Meyerhof, 1965
34.63	$\phi' = 27,1 + 0,30N_{60} - 0,00054(N_{60})^2$	Peck, Hanson & Thornburn, 1974
34.76	$\phi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N_{60}}{32,5} \right]^{0,34}$	Schmertmann, 1975
42.96	$\phi' = \sqrt{20N_{60} + 20}$	Hatanaka & Uchida, 1996

Respecto a la densidad relativa

35.65  $(\phi = 25 + 0,15 \cdot D_r)$  Meyerhof

Respecto al numero de golpe N<sub>spt</sub>.

41.51  $(\phi = (20 \cdot N_{SPT})^{0,5} + 15)$  Osaki

34.20  $\phi = 24 + 5,77 \cdot \ln(0,1667 \cdot N_{SPT})$  Muller, 1970

Promedio	37°
----------	-----

LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	REPORTE: M-TS
----------------------	--	---------------

<b>ESTUDIANTE:</b>	KEVIN ALEXI HURTADO PINTO		
<b>PROYECTO:</b>	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)		
<b>FECHA:</b>	30/06/2017	<b>SONDEO :</b>	P1
<b>MATERIAL:</b>	FINO (ARCILLA LIMOSA O ARENOSA)	<b>PROFUNDIDAD :</b>	DE : cm 830
<b>UBICACIÓN:</b>	COMUNIDAD BOLPEBRA		A : cm 840

**ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO**

HUMEDAD HIGROSCOPICA		PESO SECO DE LA MUESTRA TOTAL	
Peso Suelo Humedo+ Recipiente (gr)	389.47	Muestra Total Humeda (gr)	282.58
Peso Suelo Seco+ Recipiente (gr)	331.64	Peso del Agua (gr)	57.83
Peso del Agua (gr)	57.83		
Peso de la Recipiente (gr)	106.89		
Peso Suelo Seco (gr)	224.75		
<b>HUMEDAD HIGROSCOPICA (%)</b>	<b>25.73</b>	<b>MUESTRA TOTAL SECA (gr)</b>	<b>224.75</b>

**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO GRUESO (AASHTO T-11)**

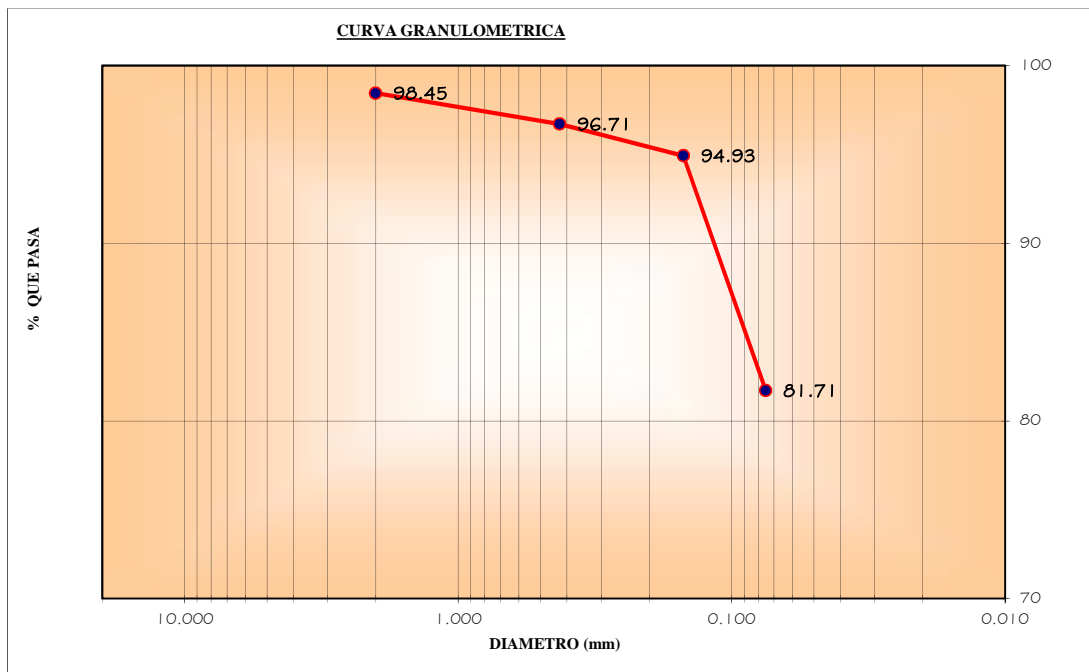
TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% RET. ACUM.	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES
3"	75.0	0.0	0.0	0.00	<b>100.00</b>	
2 1/2"	63.0	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
2"	50.8	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1 1/2"	38.1	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1"	25.4	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
3/4"	19.1	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
1/2"	12.5	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
3/8"	9.52	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	
Nº4	4.76	0.0	0.00	0.00	<b>100.00</b>	

**ANALISIS MECANICO DEL MORTERO DE SUELO**

Peso Muestra Seca Que Pasa Por Tamiz 4 (gr)	224.75	Gravedad Especifica	-
		Angulo de Friccion Interna	-

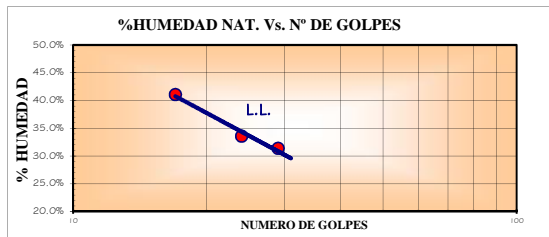
**ANALISIS DE TAMICES DEL AGREGADO FINO (AASHTO T-27)**

TAMICES	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO RETENIDO ACUM. (gr)	% QUE PASA		ESPECIFICACIONES
				DEL MORTERO	DEL TOTAL	
Nº 10	2.000	3.48	3.48	1.55	<b>98.45</b>	
Nº 40	0.425	3.91	7.39	3.29	<b>96.71</b>	
Nº 100	0.150	4.01	11.40	5.07	<b>94.93</b>	
Nº 200	0.075	29.70	41.10	18.29	<b>81.71</b>	



LABORATORIO DE SUELO	<b>ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELO</b> (SISTEMA DE CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. M-147)	FECHA: REPORTE: M-TS
----------------------	--	-------------------------

LIMITE LIQUIDO	ENSAYO N°	1	2	3
	GOLPES	29	24	17
	N° TARA	1	2	3
	PESO TARA (gr)	32.16	31.24	30.31
	PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)	53.94	55.12	56.14
	PESO SUELO SECO+TARA (gr)	48.74	49.12	48.62
	PESO DEL AGUA (gr)	5.20	6.00	7.52
	PESO SUELO SECO (gr)	16.58	17.88	18.31
	<b>% HUMEDAD NATURAL</b>	<b>31.36%</b>	<b>33.56%</b>	<b>41.07%</b>
	LIMITE PLASTICO	N° TARA	1	2
PESO TARA (gr)		16.45	15.82	
PESO SUELO HUMEDO+TARA (gr)		18.62	18.40	
PESO SUELO SECO+TARA (gr)		18.19	18.06	
PESO DEL AGUA (gr)		0.43	0.34	
PESO SUELO SECO (gr)		1.74	2.24	
<b>% HUMEDAD NATURAL</b>		<b>24.71%</b>	<b>15.18%</b>	
<b>LIMITE PLASTICO</b>		<b>19.95%</b>		
<b>RESULTADOS FINALES</b>				
<b>LIMITE LIQUIDO</b>	<b>34.84%</b>			
<b>LIMITE PLASTICO</b>	<b>19.95%</b>			
<b>INDICE DE PLASTICIDAD</b>	<b>14.89%</b>			
<b>Tipo de suelo:</b>	Material Limo Arcilloso			
<b>Tipo de material:</b>	Suelo Arcilloso			
<b>Calidad:</b>	Aceptable a malo			
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>A - 6 (8)</b>			



**Peso específico.**

$$\sigma = 19.389 \text{ Kg/m}^3$$

En caso de no contar con el peso específico en la muestra tomada, se utiliza la siguiente ecuación de (Carlos Crespo 1980) para hallar el peso específico.

$$\sigma = (0.94 + 0.15 * LL) * 16.0184 = 15.89442597 \text{ Kg/m}^3$$

Indicacion de plasticidad del suelo

IP	Descripcion
de 0	No plastico
1 a 5	Ligeramente plastico
5 a 10	Baja plasticidad
10 a 20	Mediana plasticidad
20 a 40	Alta plasticidad
mayor a 40	Muy alta plasticidad

Indice de plasticidad de 14.89% es un suelo de **MEDIANA PLASTICIDAD**

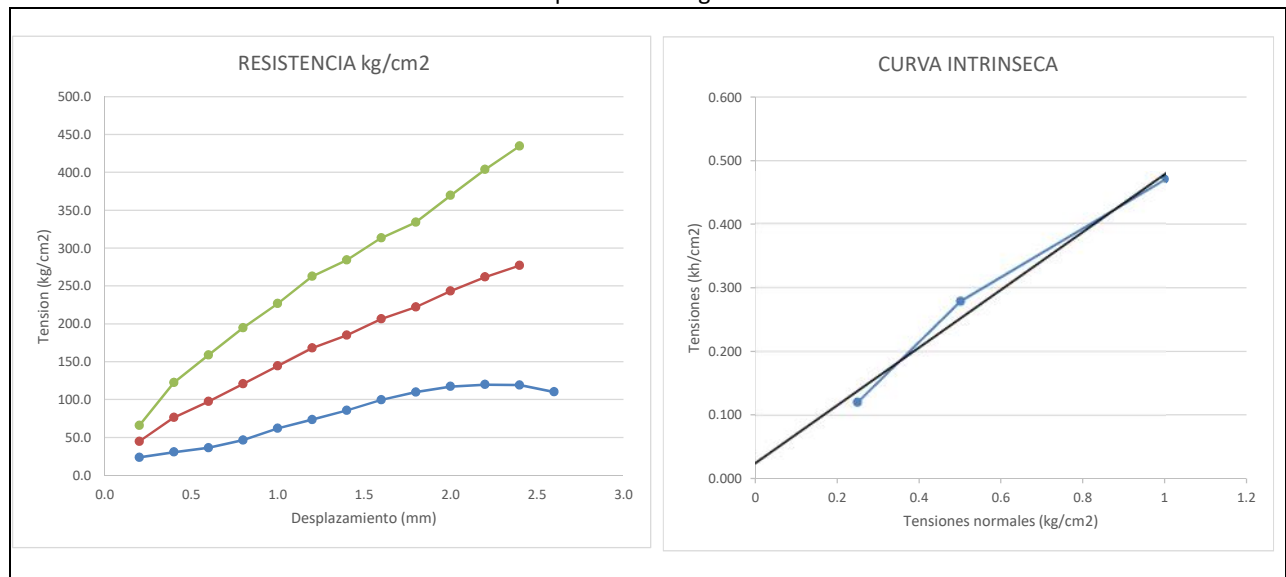


Solicitado por:	Kevin Hurtado Pinto	Nº de Muestra:	1
Empresa:	Particular	Nº Informe:	1
Proyecto:	Diseño de Puente Vehicular Preesforzado	Fecha de ingreso:	04-jul-17
Obra:	Proyecto de Grado UAP	Fecha de ensayo:	04-jul-17
Procedencia:	Sondeo 1 Prof.: 8,30 m.	Fecha de informe:	05-jul-17

Datos de la muestra

Clasificación del material		Humedad %		Densidad kg/cm3		Tipo de muestra
AASHTO	SUCS	Natural	Remoldeo	Natural	Remoldeo	
--	--	-		-	-	Tubo Shelby

Representación grafica



Resultados

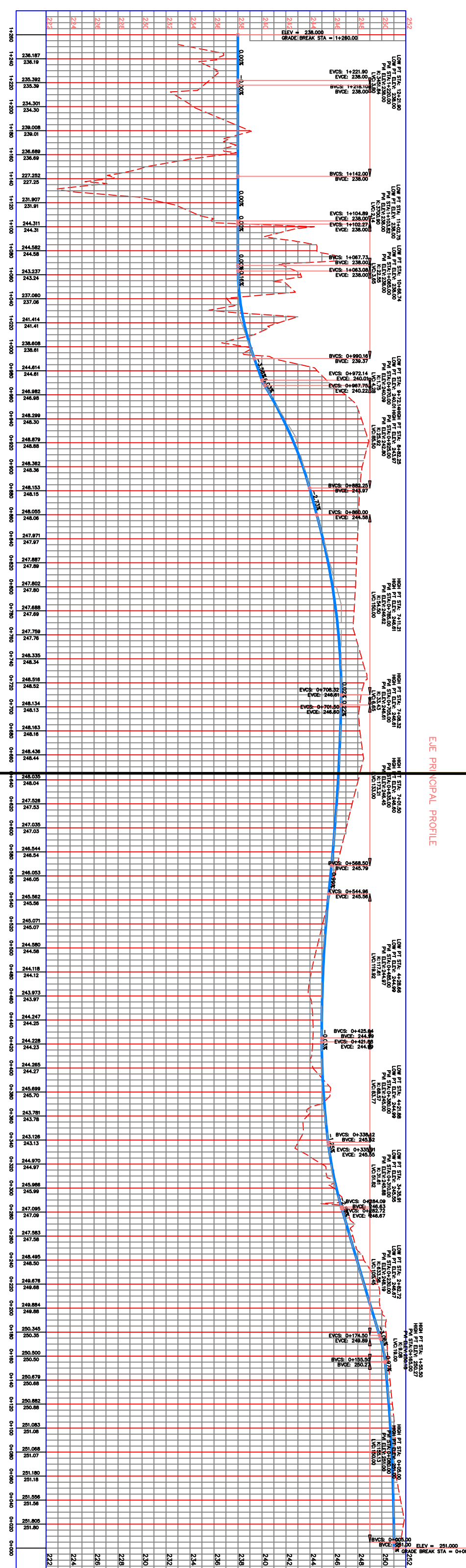
COHESION	ANGULO DE FRICCION INTERNA
C= 0.03 Kg/cm2	φ= 24

Observaciones

- La muestra fue remitido por el interesado. Labocast no garantiza su procedencia.
- Ensayo realizado con muestra inalterada, sin consolidado y sin drenado (UU)



Buenaventura Castro Huancá  
LABOCAST S.R.L.

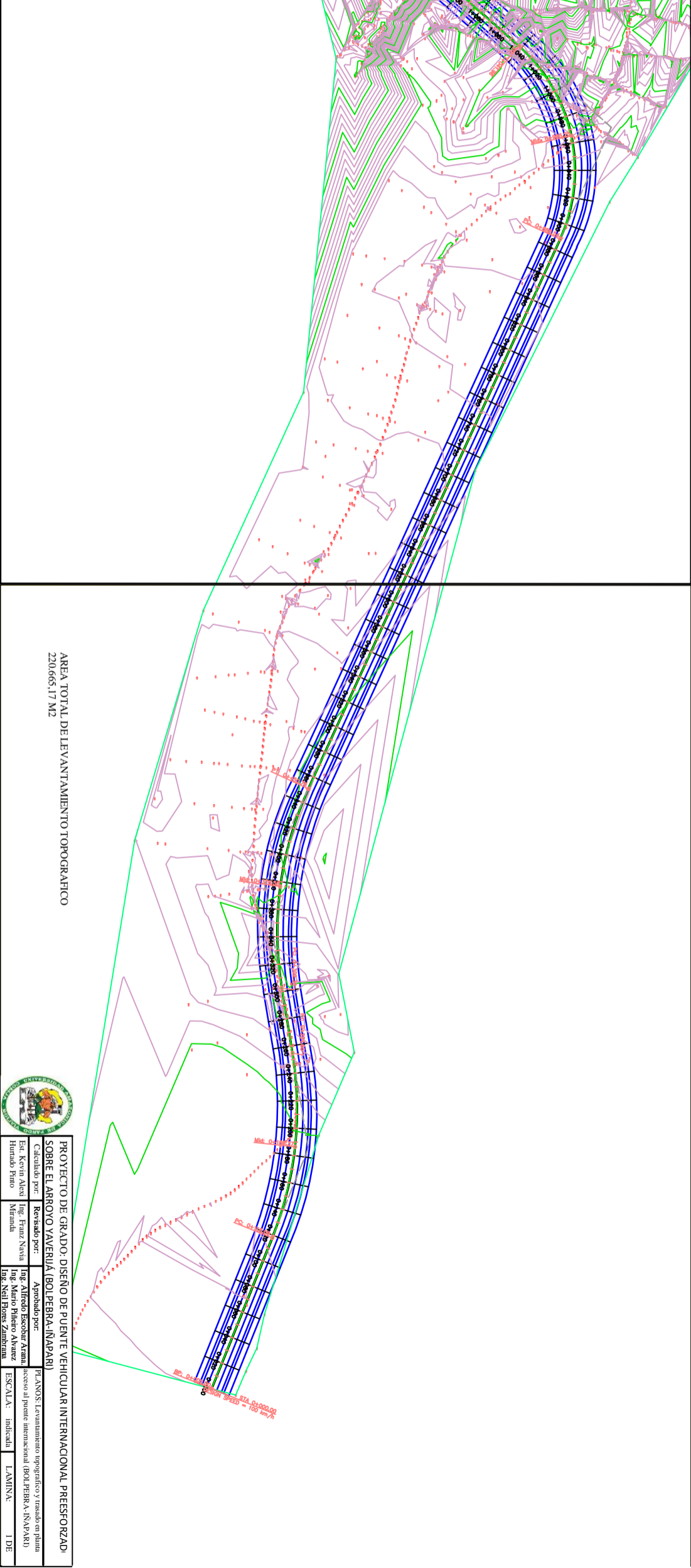


COYA  
 SUB-BASE  
 TERENO NATURAL



**PROYECTO DE GRADO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREFEFORZADOC**  
**SOBRE EL ARROYO YAYERUJÁ (BOLPERBA-INAPARI)**  
 Cursado por: **Revisado por:**  
 Est: Kevin Aleni **Ing. Franz Novita**  
 Humbalo Pimio **Miranda**  
 Aprobado por:  
**Ing. Mario Prieto Alvarez**  
**Ing. Neri Torres Zambrana**

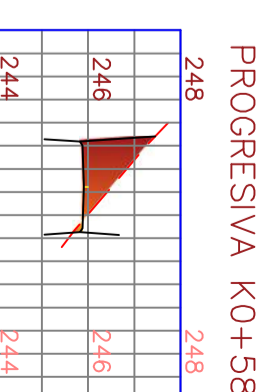
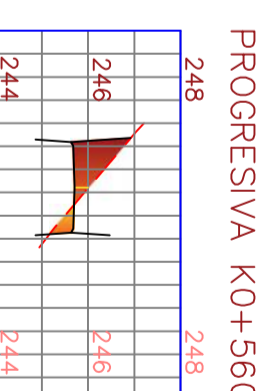
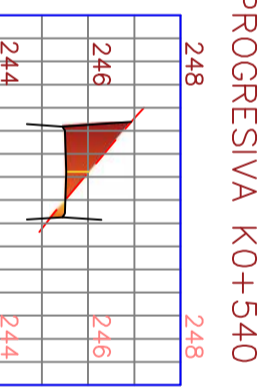
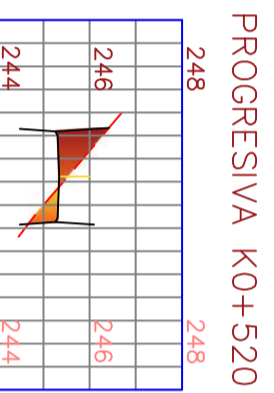
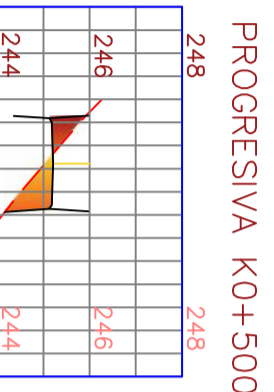
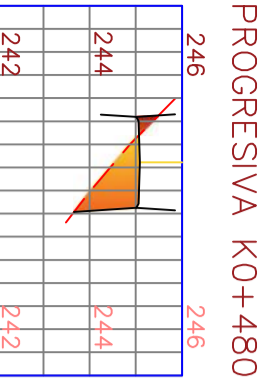
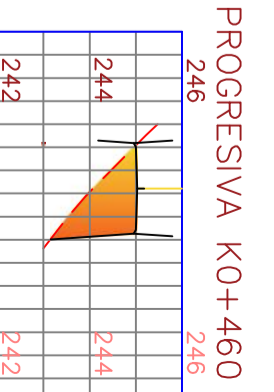
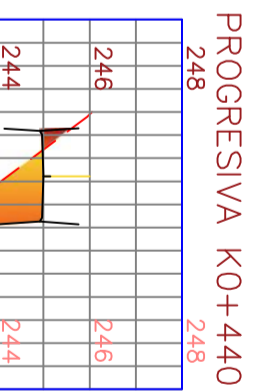
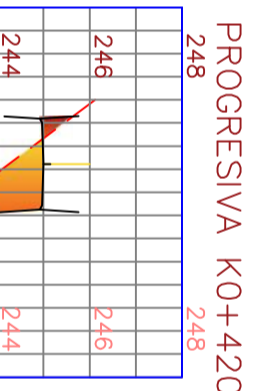
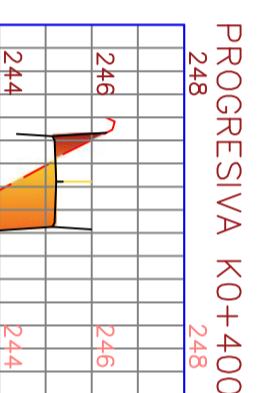
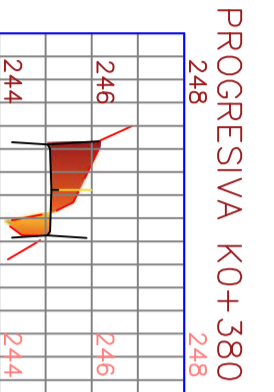
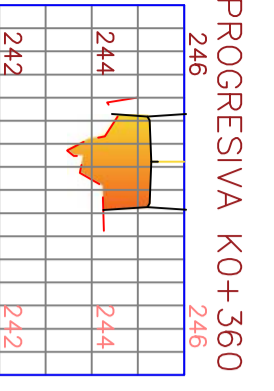
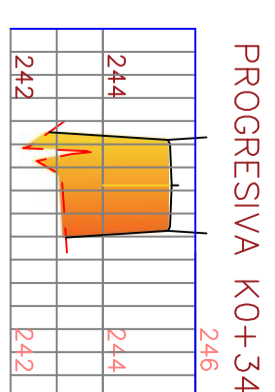
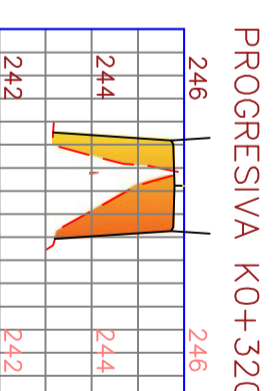
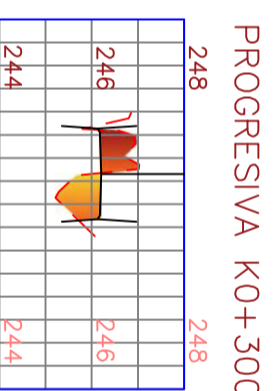
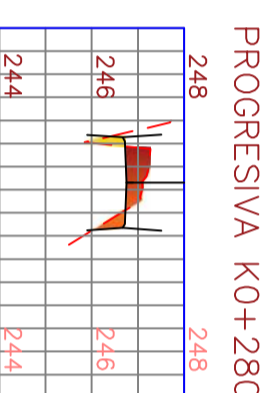
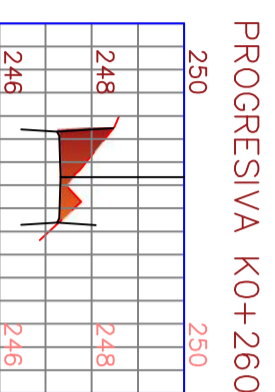
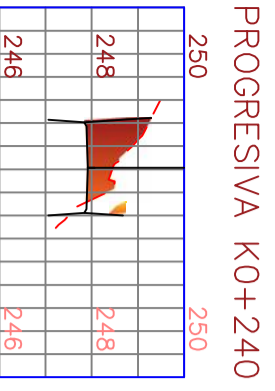
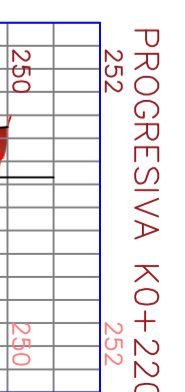
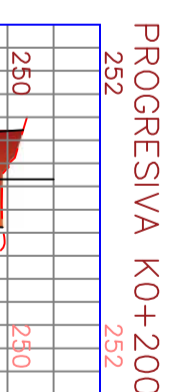
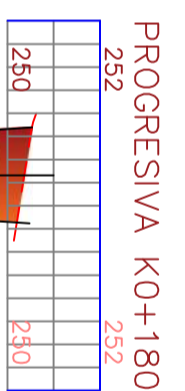
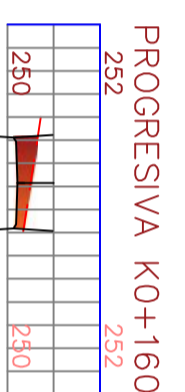
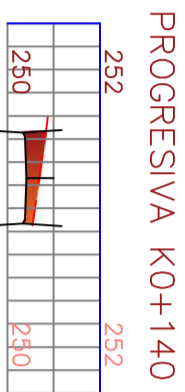
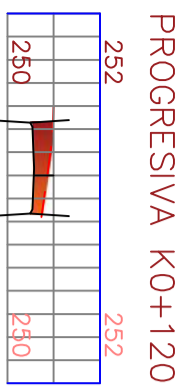
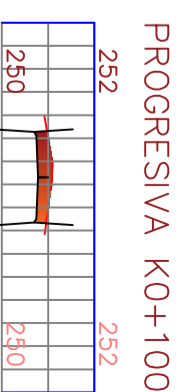
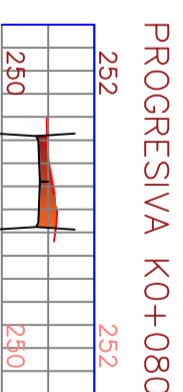
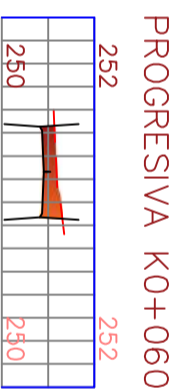
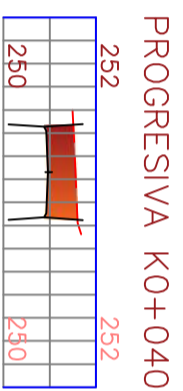
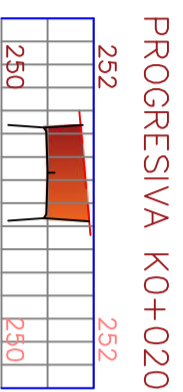
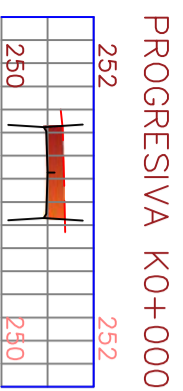
PLANOS: Perfil longitudinal de acceso hasta el puen  
 Interseccional (BOLPERBA-INAPARI)  
 ESCALA: individual  
 LAMINA: 2 DE :



AREA TOTAL DE LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO  
220.665,17 M2



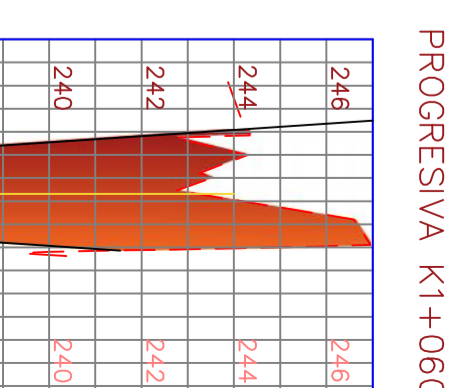
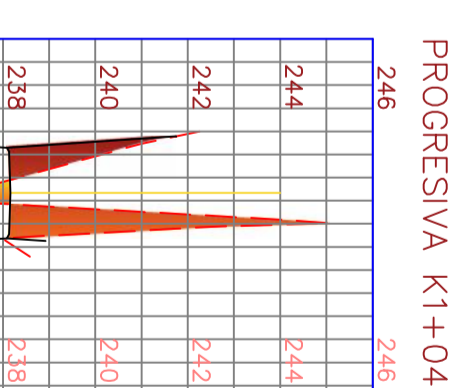
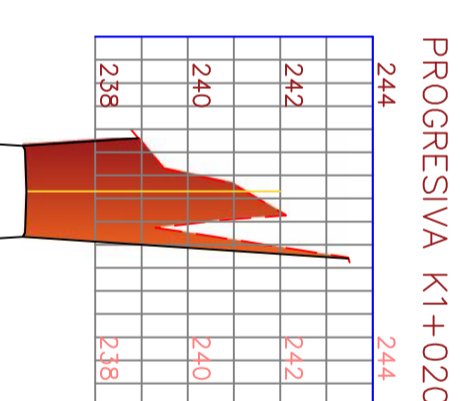
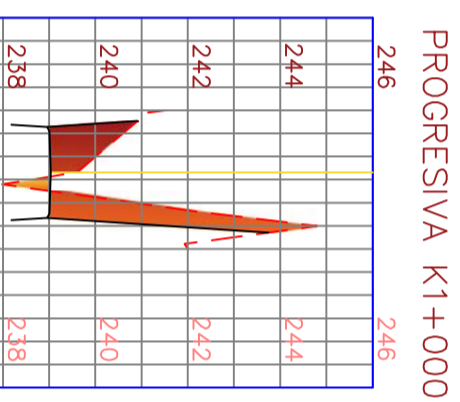
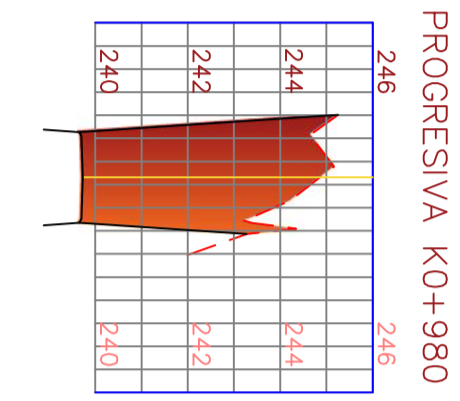
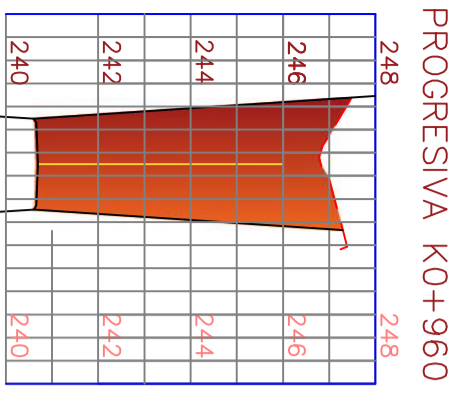
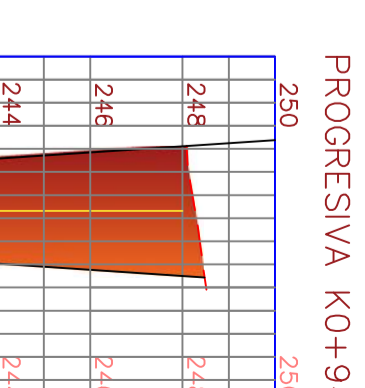
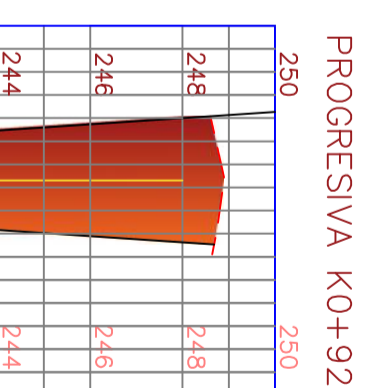
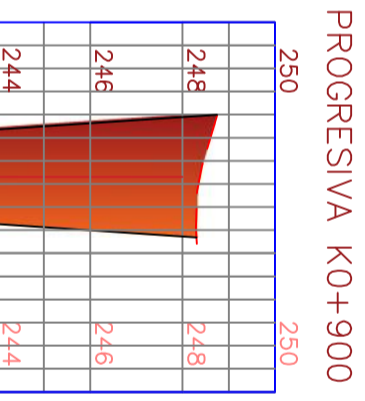
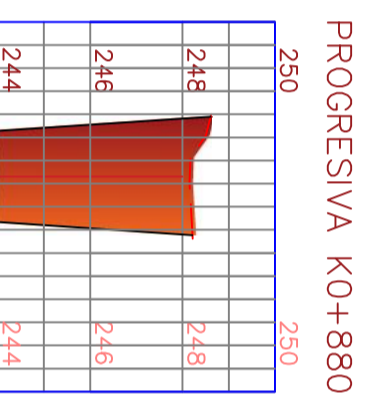
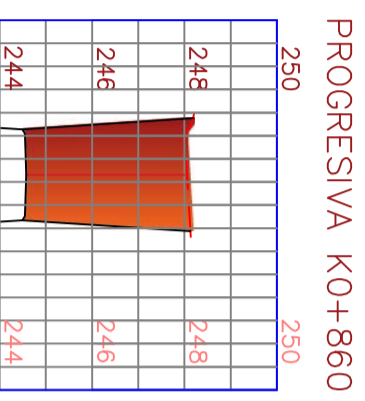
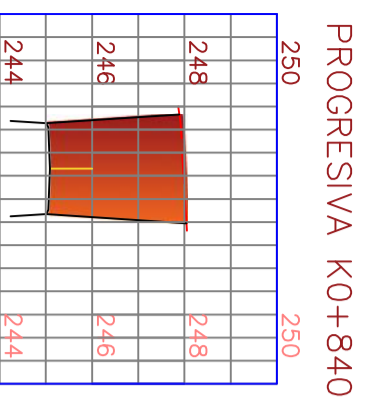
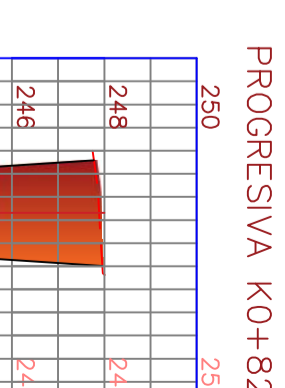
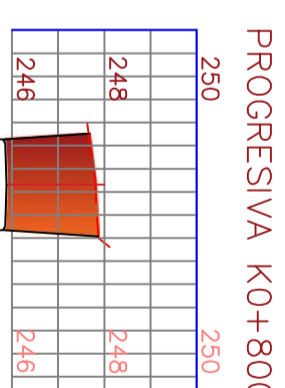
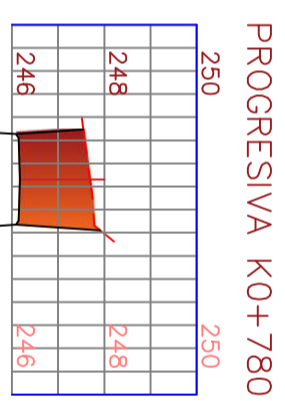
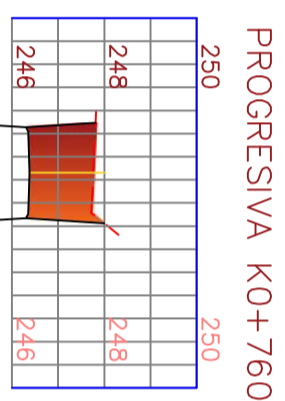
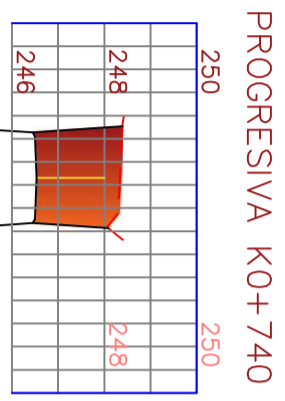
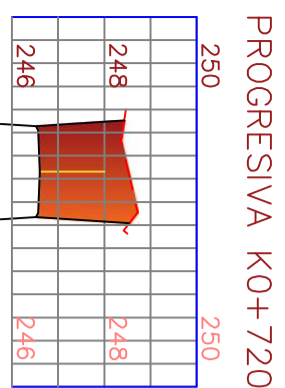
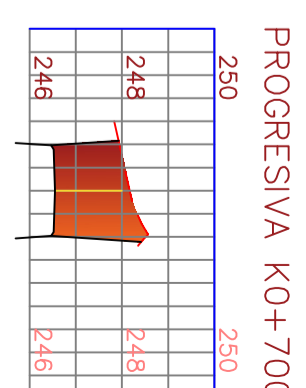
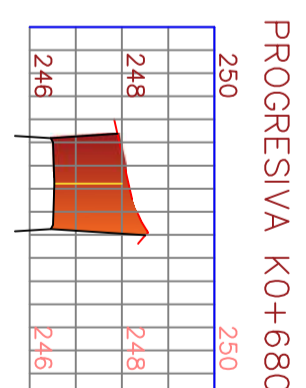
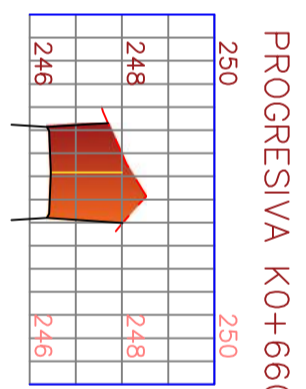
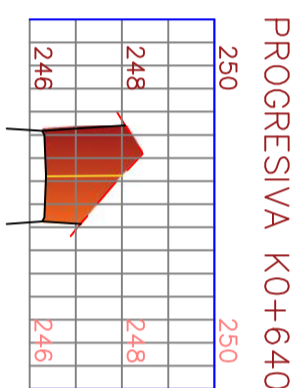
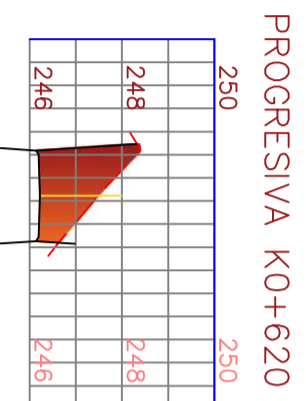
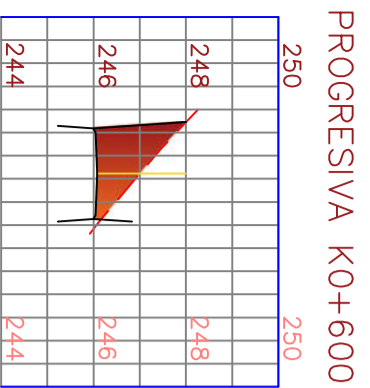
<b>PROYECTO DE GRADO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREFEFORZADO SOBRE EL ARROYO YAUERUJA (BOLPEBBA-INAPARI)</b>			
Calculado por:	Revisado por:	Aprobado por:	PLANO: Levantamiento topográfico y trazo en planta
Eng. Kevin Alcaí	Eng. Franz Navia	Eng. Alfredo Escobar Arana	Escala: al puente: Internacional (BOLPEBBA-INAPARI)
Hurtado Piro	Miranda	Eng. Mario Prieto Alvarez	ESCALA: indicada
		Eng. Neri Flores Zambrana	LAMINA: 1 DE



**PROYECTO DE GRADO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREEFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)**

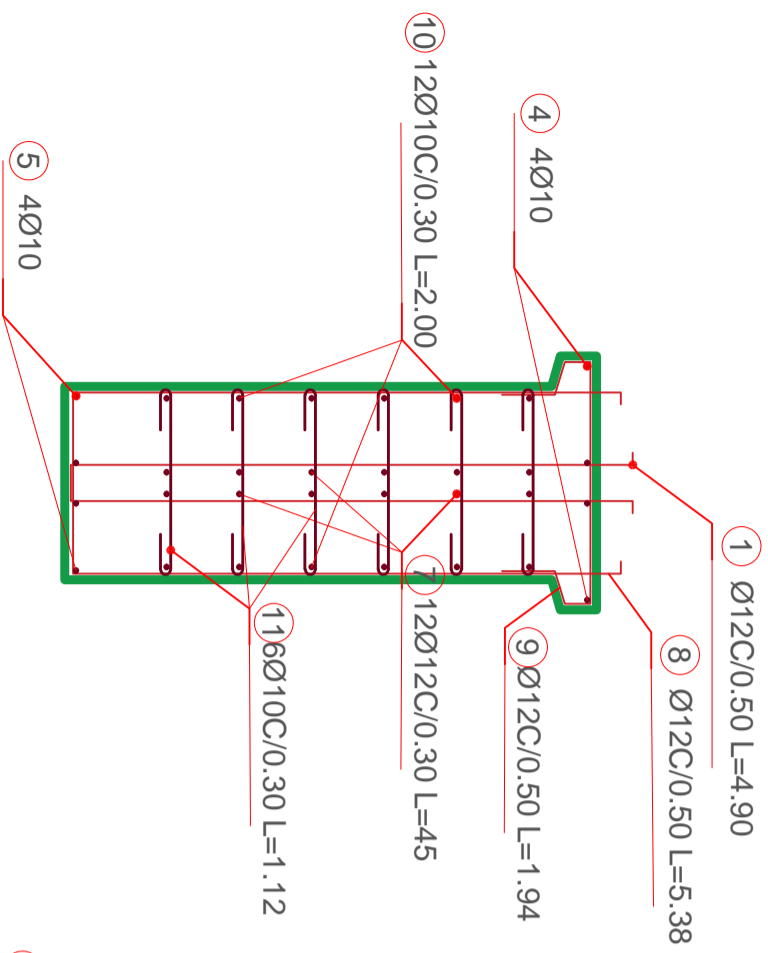
Calculado por:	Revisado por:	Aprobado por:	PLANOS: Seccion transversal se corte y relleno para l
Est. Kevin Alexi Hurtado Pinto	Ing. Franz Navía Miranda	Ing. Alfredo Escobar Arana. Ing. Mario Piñeiro Alvarez Ing. Neil Flores Zambrana	acceso al puente internacional (BOLPEBRA-IÑAPARI)
ESCALA: indicada			LAMINA: 2 DE 5



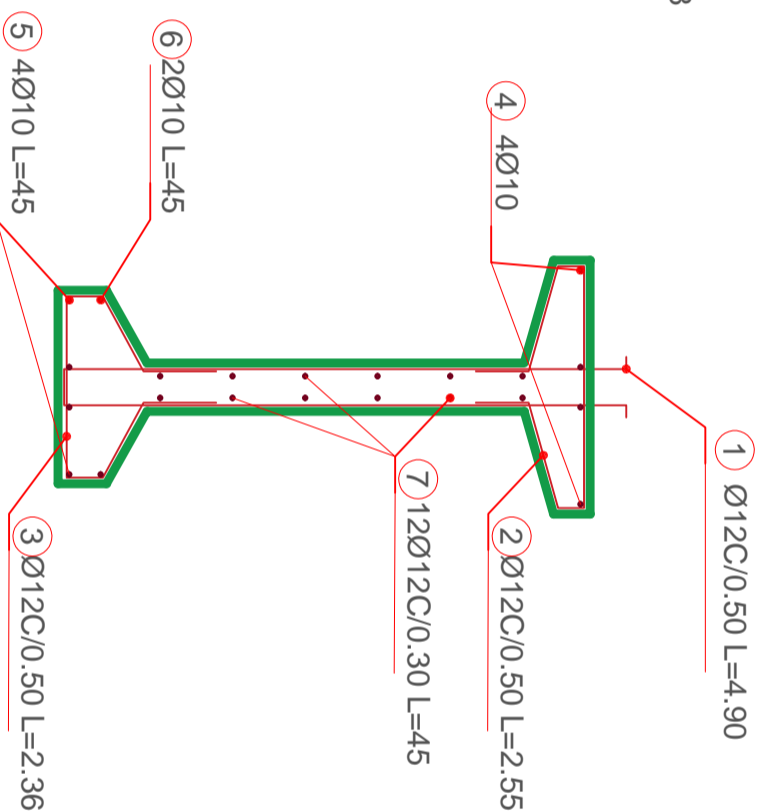


<b>PROYECTO DE GRADO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREEFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)</b>			
Calculado por:	Revisado por:	Aprobado por:	PLANOS: Seccion transversal se corte y relleno para I acceso al puente internacional (BOLPEBRA-IÑAPARI)
Est. Kevin Alexi Hurtado Pinto	Ing. Franz Navía Miranda	Ing. Alfredo Escobar Arana. Ing. Mario Pireiro Alvarez Ing. Neil Flores Zambrana	ESCALA: indicada LAMINA: 3 DE 5

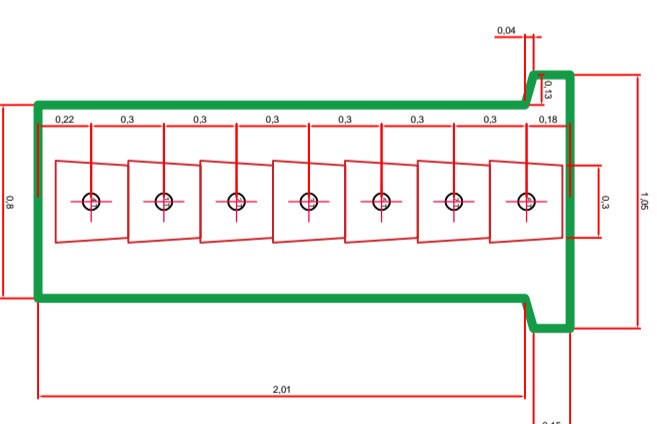
### SECCION B-B



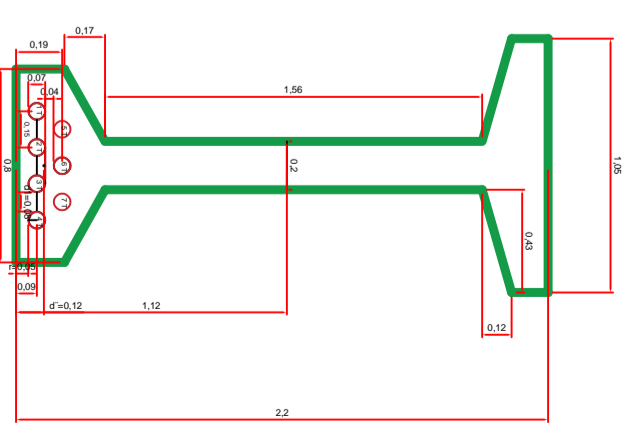
### SECCION A-A



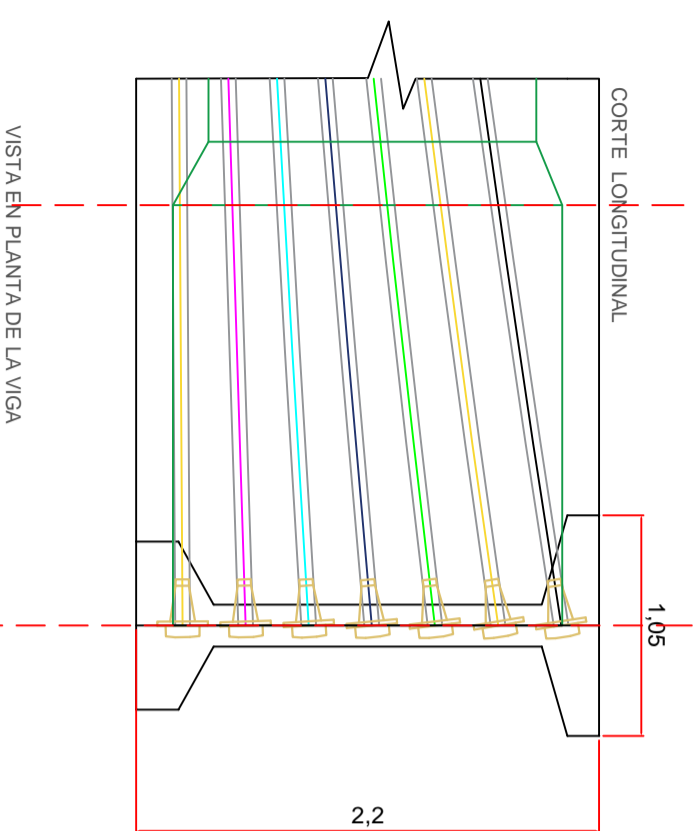
### SECCION B-B



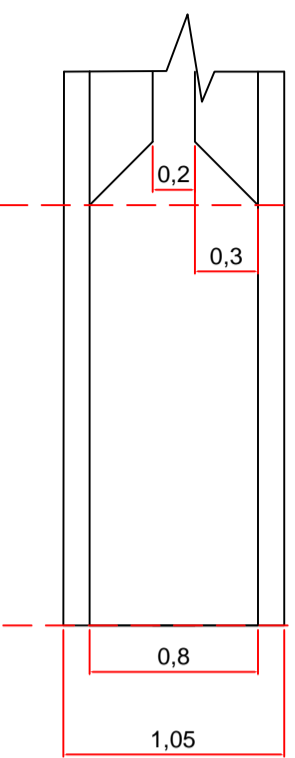
### SECCION A-A



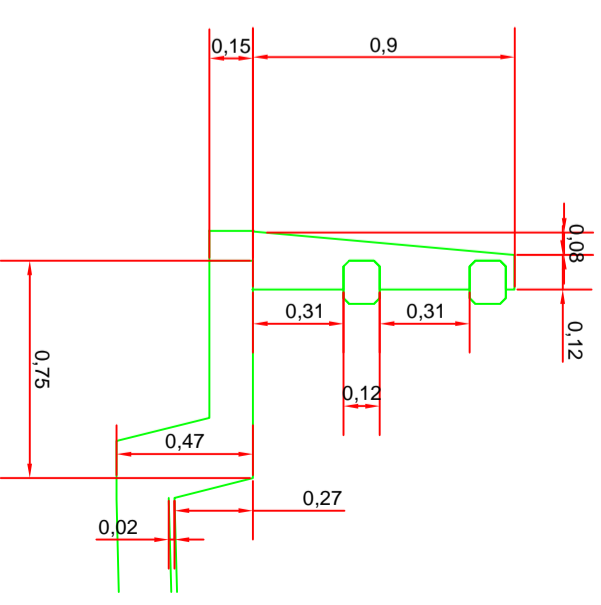
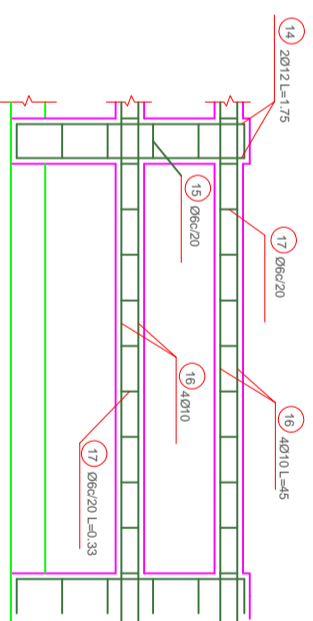
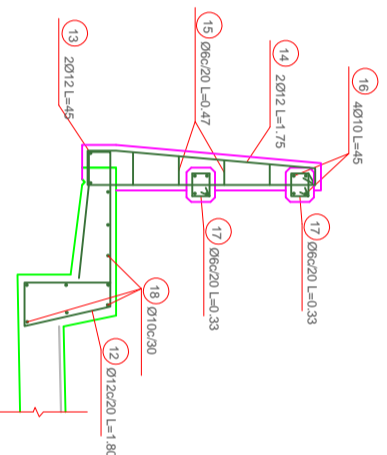
CORTE LONGITUDINAL



VISTA EN PLANTA DE LA VIGA

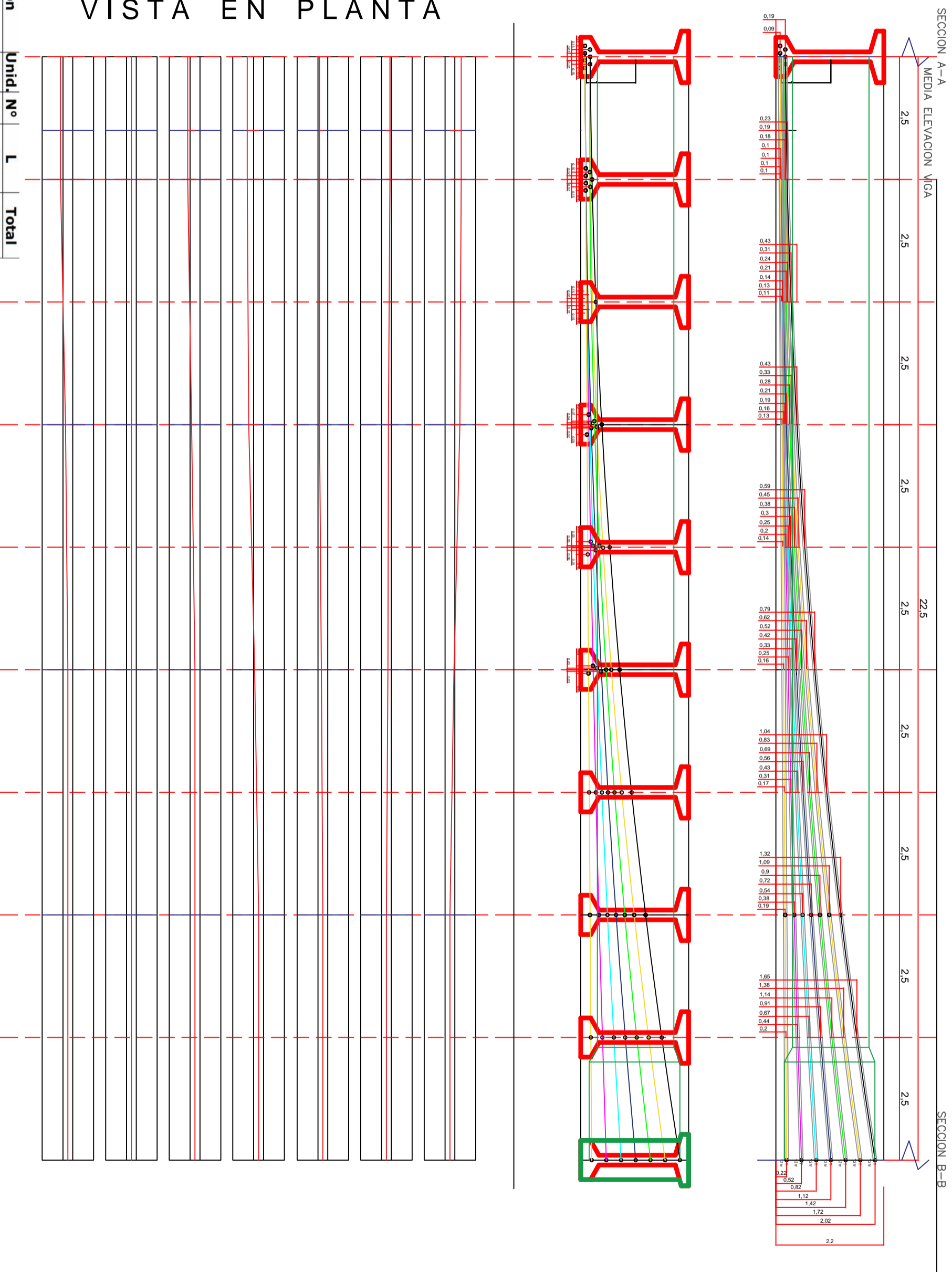


DETALLE DE ARMADO  
BARANDADO



<b>PROYECTO DE GRADO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)</b>			
Calculado por:	Revisado por:	Aprobado por:	FECHA
Kevin Alexi Hurtado Pino	Ing. Franz Navia Miranda	Ing. Alfredo Escobar Arana. Ing. Mario Piñeiro Alvarez Ing. Neil Flores Zambrana	13/09/2017
PLANOS: Estructural de la superestructura			ESCALA: indicada
LAMINA:			1 DE 5

# VIGA PREESFORZADA



TENDON 1  
TENDON 2  
TENDON 3  
TENDON 4  
TENDON 5  
TENDON 6  
TENDON 7

VISTA EN PLANTA



PROYECTO DE GRADO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR INTERNACIONAL PREESFORZADO SOBRE EL ARROYO YAVERIJÁ (BOLPEBRA-IÑAPARI)

Calculado por: Kevin Alexi Hurtado Pinto

Revisado por: Ing. Franz Navia Miranda

Aprobado por: Ing. Alfredo Escobar Arana, Ing. Mario Piñeiro Alvarez, Ing. Neil Flores Zambrana

FECHA: 13/09/2017

PLANOS: Detalle de viga pre-esforzada

ESCALA: indicada

LAMINA: 2 DE 5