



# **UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y  
CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO PARA EL PUENTE  
SOBRE EL RIO AGUARNUDAS EN LA PARROQUIA URDANETA DEL  
CANTÓN SARAGURO”.**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO  
CIVIL**

**PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS**

**Director: Ing. Msc. Juan Medardo Solá Quintuña**

**2017**

## **DECLARACIÓN**

Yo, Paul Fernando Idrovo Arias, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

---

Paul Fernando Idrovo Arias

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Paul Fernando Idrovo Arias, bajo mi supervisión.

---

Ing. MSc. Juan Medardo Solá Quintuña

**DIRECTOR**

## **DEDICATORIA**

A mis padres e hijas.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres por darme el apoyo incondicional que me ha permitido llegar a tan importante punto en mi vida.

A mi querida esposa, por su paciencia y estímulo que fueron tan útiles en este logro.

A mis Profesores y en especial al Ing. Civil Juan Sola por compartir sus conocimientos y valiosa contribución para con este presente.

# INDICE DE CONTENIDO

## Contenido

DECLARACIÓN .....	2
CERTIFICACIÓN .....	3
DEDICATORIA.....	4
AGRADECIMIENTOS .....	5
INDICE DE CONTENIDO .....	6
LISTA DE TABLAS .....	9
LISTA DE FIGURAS .....	11
LISTA DE ANEXOS.....	13
RESUMEN.....	14
1 CAPITULO: DESCRIPCIÓN PRELIMINAR DEL PROYECTO.....	16
1.1 INTRODUCCIÓN. ....	16
1.2 OBJETIVOS.....	16
1.2.1 OBJETIVO GENERAL .....	16
1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	17
1.3 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO .....	17
1.4 COMPONENTE SOCIO-CULTURAL. ....	18
1.4.1 ANÁLISIS DEMOGRÁFICO.....	19
1.4.2 ACTIVIDAD ECONÓMICA.....	19
1.5 COMPONENTE BIOFÍSICO. ....	20
1.5.1 GEOLOGÍA Y SUELO.....	20
1.5.2 FACTORES HIDROLÓGICOS Y CLIMÁTICOS.....	20
1.6 SITUACIÓN ACTUAL DEL PUENTE EXISTENTE. ....	22
1.6.1 DATOS Y DIMENSIONES ACTUALES DEL PUENTE.....	22
1.7 ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE.....	23
1.7.1 DEFINICIÓN DE PUENTE.....	24
1.7.2 PARTES DE UN PUENTE.....	24
1.7.3 TIPOS DE PUENTES.....	25
1.7.4 CRITERIOS PARA ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE.....	29

<b>1.8</b>	<b>LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO</b> .....	<b>30</b>
1.8.1	CRITERIOS UTILIZADOS PARA EL LEVANTAMIENTO. ....	30
<b>2</b>	<b>CAPITULO: ESTUDIOS DE SUELOS, HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS</b> .....	<b>32</b>
<b>2.1</b>	<b>ESTUDIO DE SUELOS E INFORME GEOTÉCNICO</b> .....	<b>32</b>
2.1.1	ANTECEDENTES. ....	32
2.1.2	METODOLOGÍA UTILIZADA. ....	33
2.1.3	CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA DE LA CIMENTACION. ....	56
2.1.4	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.....	57
<b>2.2</b>	<b>ESTUDIO HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS</b> .....	<b>57</b>
2.2.1	OBJETIVO. ....	57
2.2.2	METODOLOGÍA UTILIZADA. ....	58
2.2.3	INFORMACIÓN PRELIMINAR.....	59
2.2.4	EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS FÍSICOS Y ESTRUCTURA DE LA CUENCA DEL RÍO AGUARDUNA. ....	61
2.2.5	ANÁLISIS DE INTENSIDADES DE LLUVIAS. ....	64
2.2.6	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL Y NIVEL DE DISEÑO. ....	65
2.2.7	NORMAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO.....	69
2.2.8	ESTUDIO DE SOCAVACIÓN. ....	71
2.2.9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. ....	72
<b>3</b>	<b>CAPITULO: ESTUDIO ESTRUCTURAL Y DE DISEÑO</b> .....	<b>73</b>
<b>3.1</b>	<b>PRE DISEÑO DEL PUENTE</b> .....	<b>73</b>
3.1.1	SEPARACIÓN ENTRE VIGAS.....	73
3.1.2	CALCULO DEL ESPESOR DE LOSA. ....	75
3.1.3	DISEÑO DE LA VIGA "T".....	76
<b>3.2</b>	<b>ANÁLISIS DE CARGAS</b> .....	<b>77</b>
3.2.1	CARGAS DE DISEÑO. ....	78
<b>3.3</b>	<b>DISEÑO DE LA LOSA</b> .....	<b>80</b>
3.3.1	MOMENTO DE FLEXIÓN POR CARGAS. ....	80
<b>3.4</b>	<b>DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR (VIGA B)</b> .....	<b>94</b>
3.4.1	DISEÑO A FLEXIÓN.....	94
<b>3.5</b>	<b>DISEÑO A CORTE</b> .....	<b>100</b>
3.5.1	Distribución de Cortante en Viga Interior.....	103
3.5.2	Cálculo de la Armadura.....	103
<b>3.6</b>	<b>DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA</b> .....	<b>105</b>
3.6.1	ESTRIBOS. ....	105
3.6.2	VIGA DE DISTRIBUCIÓN. ....	116
<b>3.7</b>	<b>DISEÑO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS</b> .....	<b>117</b>

3.7.1	PROTECCIONES O BARANDAS .....	117
3.7.2	DRENAJE .....	120
<b>4</b>	<b>CAPÍTULO: ESTUDIO DE PRESUPUESTO REFERENCIAL. ....</b>	<b>121</b>
<b>4.1</b>	<b>ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....</b>	<b>121</b>
<b>4.2</b>	<b>TABLA SALARIAL EMITIDA POR LA CONTRALORÍA GENERAL DEL ESTADO. ....</b>	<b>121</b>
<b>4.3</b>	<b>FORMULA DEL REAJUSTE DE PRECIOS EN OBRAS. ....</b>	<b>122</b>
<b>4.4</b>	<b>DESARROLLO Y CALCULO DEL PRESUPUESTO. ....</b>	<b>125</b>
4.4.1	PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO. ....	125
4.4.2	RUBROS – ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS. ....	126
	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>136</b>
	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>137</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA. ....</b>	<b>138</b>

## LISTA DE TABLAS

TABLA 1: COORDENADAS GSM84 DEL PROYECTO .....	18
TABLA 2: POBLACIÓN DE LA PARROQUIA URDANETA. ....	19
TABLA 3: PROFUNDIDAD MÍNIMA DE LAS MUESTRAS SEGÚN EL TIPO DE CIMENTACIÓN .....	35
TABLA 4: PORCENTAJE DE HUMEDAD DEL MATERIAL. ....	45
TABLA 5: PORCENTAJES DE HUMEDAD DE CADA MUESTRA DEL ENSAYO. ....	48
TABLA 6: TABLA DE DENSIDADES DE AGUA EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA. ....	55
TABLA 7: CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $Q_{ADM}$ A DIFERENTES PROFUNDIDADES. ....	57
TABLA 8: CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA SEGÚN EL DRENAJE. ....	62
TABLA 9: TABLA RESUMEN DE LOS PARÁMETROS DE LA CUENCA. ....	63
TABLA 10: RESULTADOS DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN. ....	64
TABLA 11: VALORES ID PARA LA CUENCA EN ESTUDIO. ....	65
TABLA 12: VALORES DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN. ....	65
TABLA 13: TABLA DEL NÚMERO HIDROLÓGICO. ....	66
TABLA 14: CAUDAL MÁXIMO CALCULADO. ....	67
TABLA 15: PENDIENTE HIDRÁULICA DEL TRAMO .....	68
TABLA 16: COEFICIENTE DE RUGOSIDAD N .....	68
TABLA 17: PARÁMETROS DE LA GEOMETRÍA DEL CAUCE. ....	68
TABLA 18: RESULTADOS DE LA COTA DE LA SUPERFICIE DE AGUA PARA LA CRECIDA DEL CAUDAL .....	69
TABLA 19: RESULTADOS DEL N° FROUDE. ....	70
TABLA 20: LUZ RECOMENDADA DEL PUENTE. ....	70
TABLA 21: ESPESORES MÍNIMOS UTILIZADAS PARA LOSAS Y ESTRUCTURAS ANÁLOGAS. ....	75
TABLA 22: TABLA DE VALORES ADOPTADOS PARA EL DISEÑO. ....	76
TABLA 23: CARGAS DISTRIBUIDAS EQUIVALENTES. ....	80
TABLA 24: VALORES DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS. ....	81
TABLA 25: RESULTADOS DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LOSA POR PASAMANOS. ....	82
TABLA 26: RESULTADOS DE DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LOSA POR CAPA DE RODADURA. ....	82
TABLA 27: RESULTADOS DE MOMENTOS POSICIÓN 1 .....	83
TABLA 28: RESULTADOS DE MOMENTOS POSICIÓN 2. ....	84
TABLA 29: RESULTADOS DE MOMENTOS POSICIÓN 3. ....	85
TABLA 30: FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE. ....	85
TABLA 31: RESULTADOS DE MOMENTOS PARA DOS CARRILES. ....	85
TABLA 32: RESULTADOS DE MOMENTOS PARA UN CARRIL. ....	86
TABLA 33: RESULTADOS DE MOMENTOS PARA UN CARRIL CARGADO. ....	86
TABLA 34: INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA, IM. ....	86
TABLA 35: MOMENTOS POR CARGA UN SOLO CARRIL. ....	87
TABLA 36: FAJAS EQUIVALENTES .....	88
TABLA 37: MOMENTOS CALCULADOS PARA 1M DE ANCHO DE LOSA. ....	88
TABLA 38: TABLA DE RESUMEN DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS EN EL APOYO B. ....	89
TABLA 39: COMBINACIONES DE FUERZAS O CARGAS Y FACTORES RECOMENDADOS POR AASHTO 2012. ....	90
TABLA 40: MOMENTOS DE CARGA MUERTA. ....	91
TABLA 41: MOMENTOS POR CARGA DE UN SOLO CARRIL. ....	91
TABLA 42: MOMENTOS POR CARGA (LL+IM) DE UN SOLO CARRIL. ....	91
TABLA 43: RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS EN EL CENTRO DEL TRAMO A-B. ....	92

TABLA 44: SECCIÓN DE ELEMENTOS EMPLEADOS.....	92
TABLA 45: RESULTADOS DEL CÁLCULO. ....	93
TABLA 46: DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGAS PARA MOMENTOS EN VIGAS INTERIORES .....	97
TABLA 47: RESUMEN DE RESULTADOS DE MOMENTOS EN VIGA INTERIOR. ....	98
TABLA 48: ACERO DE VIGA.....	99
TABLA 49: SECCIONES EMPLEADAS.....	99
TABLA 50 DATOS PARA EL DISEÑO DE MURO .....	110
TABLA 51 ÁREAS DE REFUERZO EN FUNCIÓN DE Y.....	111
TABLA 52: RESULTADOS OBTENIDOS PARA EL ACERO DE REFUERZO .....	117
TABLA 53 DATOS PARA ANÁLISIS DE BARANDA .....	118
TABLA 54 RESUMEN HIERROS EN POSTES DE PROTECCIÓN .....	119
TABLA 55: TABLA SALARIAL EMITIDA POR LA CONTRALORÍA GENERAL DEL ESTADO.....	122
TABLA 56: PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO .....	125

## LISTA DE FIGURAS

FIG 1 :LOCALIZACIÓN DE LA PARROQUIA URDANETA DEL CANTÓN SARAGURO, PROVINCIA DE LOJA.....	17
FIG 2: IMAGEN SATELITAL DEL LUGAR DEL PROYECTO. ....	18
FIG 3: MAPA HIDROLÓGICO.....	21
FIG 4: IMAGEN DEL ESTADO ACTUAL DEL PUENTE.....	22
FIG 5: ESTADO DEL PUENTE.....	23
FIG 6: PARTES DE UN PUENTE.....	25
FIG 7: PUENTE DE LA DIVISIÓN AZUL DE VALLADOLID SOBRE EL RIO PISUERGA.....	27
FIG 8: PUENTE CANTILÉVER. ....	27
FIG 9: PUENTE DE LA VICARIA EN ALBACETE.....	28
FIG 10: PUENTE COLGANTE DE SAN FRANCISCO (CALIFORNIA). ....	28
FIG 11: PUENTE DEL AMOR, TAIWÁN.....	29
FIG 12: SECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE PROPUESTO.....	29
FIG 13: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE PROPUESTO.....	30
FIG 14: RECONOCIMIENTO SUPERFICIAL DEL TERRENO. ....	34
FIG 15: MUESTRAS DEL SITIO EN ESTUDIO.....	36
FIG 16: MÉTODO DE CAMPO PARA LA TOMA DE MUESTRAS INALTERADAS EN CALICATAS.....	37
FIG 17: INFORMACIÓN DE LA CALICATA “POZO N.-1.....	38
FIG 18: TAMIZADORA DE AGREGADO GRUESO.....	40
FIG 19: TAMICES PARA AGREGADO FINO.....	41
FIG 20: TAMIZADORA. ....	42
FIG 21: HORNO PARA ENSAYOS.....	44
FIG 22: MUESTRAS SACADAS DEL HORNO.....	45
FIG 23: COPA DE CASAGRANDE.....	47
FIG 24: RANURADOR O ACANALADOR TIPO B.....	47
FIG 25: COLOCACIÓN DE LA MUESTRA EN LA COPA DE CASAGRANDE.....	47
FIG 26: MUESTRA DIVIDIDA EN DOS CON RANURADOR.....	48
FIG 27: GRAFICA DE OBTENCIÓN DEL LIMITE LIQUIDO A LOS 25 GOLPES.....	48
FIG 28: MUESTRA DE SUELO PREVIAMENTE TRATADA Y LISTA PARA EL ENSAYO.....	50
FIG 29: ROLADO DE LOS CILINDROS DE SUELO.....	50
FIG 30: LIMITE PLÁSTICO.....	51
FIG 31: SISTEMA UNIFICADO DE SUELOS.....	52
FIG 32: FORMACIONES GEOLÓGICAS PRESENTES EN LA CUENCA HIDROGRÁFICA.....	60
FIG 33: VISTA DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA EN ESTUDIO.....	61
FIG 34: SEPARACIÓN ENTRE VIGAS SEGÚN EL TIPO DE PUENTE.....	74
FIG 35: SECCIÓN DEL PUENTE CON SU SEPARACIÓN ENTRE VIGAS.....	74
FIG 36: DIMENSIONES DE LA VIGA.....	76
FIG 37: SECCIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL PUENTE.....	77
FIG 38: ÁREAS TRIBUTARIAS DE LAS VIGAS.....	78
FIG 39: CAMIÓN TIPO HS20-44.....	79
FIG 40: MODELO EMPLEADO PARA DISEÑO DE LA LOSA.....	80
FIG 41: DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LA LOSA POR SU PESO PROPIO.....	81
FIG 42: DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LOSA POR PASAMANOS.....	82
FIG 43: DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LOSA POR CAPA DE RODADURA.....	82
FIG 44: POSICIÓN 1 DE VEHÍCULOS PARA MOMENTO NEGATIVO MÁXIMO.....	83

FIG 45: GRAFICA DE MOMENTOS POSICIÓN 1.....	83
FIG 46: POSICIÓN 2 DE VEHÍCULOS PARA MOMENTO NEGATIVO MÁXIMO. ....	84
FIG 47: GRAFICA DE MOMENTOS POSICIÓN 2.....	84
FIG 48: POSICIÓN 3 DE VEHÍCULO PARA MOMENTO NEGATIVO MÁXIMO. ....	84
FIG 49: ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA. ....	89
FIG 50: SECCIÓN DE VIGA T PROPUESTA. ....	94
FIG 51: POSICIÓN DE VEHÍCULO PARA MOMENTO MÁXIMO. ....	96
FIG 52: POSICIÓN DE TREN DE CARGA PARA MOMENTO MÁXIMO. ....	96
FIG 53: POSICIÓN DE TREN DE CARGA PARA MOMENTO MÁXIMO. ....	96
FIG 54: SECCIÓN DE VIGA T PROPUESTA. ....	99
FIG 55: DISEÑO A CORTE.....	100
FIG 56: POSICIÓN DE TREN DE CARGA PARA CORTANTE MÁXIMO CON CARGA MUERTA. ....	101
FIG 57: POSICIÓN DE CARGA DE CARRIL.....	102
FIG 58: POSICIÓN CAMIÓN DE DISEÑO. ....	102
FIG 59: POSICIÓN TÁNDEM DE DISEÑO.....	102
FIG 60: POSICIÓN DE CARGA DE CARRIL MÁXIMO ....	103
FIG 61: DIAGRAMA DE CORTANTE DE LA VIGA Y DISTRIBUCIÓN DE ACEROS. ....	104
FIG 62: ESTRIBOS CON FUERZAS ACTUANTES.....	105
FIG 63 CARGAS EN ZAPATA.....	113
FIG 64: VIGA DE DISTRIBUCIÓN.....	116
FIG 65 ESQUEMA DE BARANDA. ....	118
FIG 66 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL POSTE.....	119
FIG 67 ESQUEMA DE TIPO DE DRENAJE EN ESTRIBOS .....	120

## LISTA DE ANEXOS

ANEXO A	
ESTUDIO DE SUELOS .....	139
ANEXO B	
ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS .....	155
ANEXO C	
PLANOS TOPOGRAFICO Y ESTRUCTURALES .....	181

## RESUMEN

Una de las necesidades más importantes que existe en una población, es la comunicación con comunidades vecinas, ya que esto fomenta el turismo, comercio y por ende genera ingresos para sus habitantes, es por tal motivo que el Gobierno Autónomo descentralizado de la Parroquial Urdaneta del Cantón Saraguro de la Provincia de Loja, en su afán de desarrollo, ha propuesto el proyecto denominado **“CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO AGUARNUDAS”**.

Para el desarrollo del proyecto antes mencionado, se realizó los correspondientes estudios preliminares, tales como son: extracción de calicatas para los estudios de suelos, levantamiento topográficos del rio y sus alrededores, y la utilización de datos estadísticos proporcionados por el INHAMI para los estudios hidráulicos e hidrológicos de la zona en cuestión, esta información fue de gran relevancia al momento del diseño estructural del puente.

En este proyecto se investigara y aplicara como base, la normativa vigente en este momento en el país, en específico las normas establecidas en la NEC 2015, además de normas internacionales que han sido aprobadas para su utilización en el país.

Para el diseño estructural del puente se utilizó el programa SAP2000, además del software AutoCAD para la elaboración de los planos, y también se utilizó un programa de hojas de cálculo electrónicas como lo es EXCEL, con el cual se realizó los diferentes cálculos.

Por último, luego de la realización del diseño del puente, se elaboró el presupuesto referencial de la obra en cuestión, obteniendo importantes conclusiones sobre la factibilidad de la posterior construcción de la misma, comprobando así como correcto diseño propuesto.

Palabras clave: PUENTE TIPO VIGA, HORMIGON ARMADO, SUPERESTRUCTURA, INFRAESTRUCTURA, PUENTE VEHICULAR, PRESUPUESTO.

---

## CENTRO DE IDIOMAS

### ABSTRACT

One of the most important needs of any population, is the possibility to communicate with neighboring communities, encouraging tourism, commerce and therefore generating income for its inhabitants, this is the reason why the Autonomous Decentralized Government of the Urdaneta Parish, in the Saraguro Canton, in the province of Loja, in it's willingness for growth, has proposed a project entitled "**THE CONSTRUCTION OF A VEHICULAR BRIDGE OVER THE AGUARNUDAS RIVER**".

For the development of the project the corresponding preliminary studies were carried out, such as: the extraction of pits for soil studies, a topographic survey of the river and its surroundings, and the use of statistical data provided by the INHAMI for hydraulic and hydrological studies in the area, this information was highly relevant at the moment for the structural design of the bridge.

The research and implementation of the project, is based on the current regulations applied in the country, particularly the rules set out in NEC 2015, as well as international standards that have been approved for its use.

For the structural design of the bridge the SAP2000 software was used together with the AutoCAD software for drawing up the blueprints, and also the EXCEL software, with which the different calculations of this thesis was performed.

Finally, after the completion of the bridge, the benchmark construction budget was drawn up, obtaining important conclusions about the feasibility of the construction.

**Keywords:** BEAM TYPE BRIDGE, REINFORCED CONCRETE, SUPERSTRUCTURE, INFRASTRUCTURE, VEHICULAR BRIDGE, BUDGET.

Cuenca, 23 de noviembre de 2016

**EL CENTRO DE IDIOMAS DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA, CERTIFICA QUE EL DOCUMENTO QUE ANTECEDE FUE TRADUCIDO POR PERSONAL DEL CENTRO PARA LO CUAL DOY FE Y**

**SUSCRIBO,**

**ING. EDGAR VINTIMILLA VÉLEZ,  
DIRECTOR**

# **1 CAPITULO: DESCRIPCIÓN PRELIMINAR DEL PROYECTO.**

## **1.1 INTRODUCCIÓN.**

A través de los años las ciudades han tenido la necesidad de comunicarse con otras ciudades para fomentar su economía, turismo o simplemente para no aislarse del resto de comunidades, es por eso que se han desarrollado vías o autopistas a manera de encontrar una solución a esto.

Pero en algunos casos no resulta posible la comunicación a través de una vía, ya que se encuentran diferentes obstáculos ya sea naturales como un río, una quebrada o artificiales como una vía férrea. Para estos casos la mejor solución es el diseño de un puente que salve dicho obstáculo, siendo esta la solución más eficiente y la más utilizada en nuestro medio.

Según la Constitución de la República Del Ecuador en el Art. 238 y Art. 295 dice:

Artículo 295: “PLANIFICACIÓN DEL DESARROLLO.- Los gobiernos autónomos descentralizados, con la participación protagónica de la ciudadanía, planificarán estratégicamente su desarrollo con visión de largo plazo considerando las particularidades de su jurisdicción, que además permitan ordenar la localización de las acciones públicas en función de las cualidades territoriales.”

Es por tal motivo que el Gobierno Autónomo descentralizado de la parroquia Urdaneta del cantón Saraguro en la provincia de Loja en su planificación y con miras al desarrollo de su comunidad, ha propuesto la elaboración del proyecto denominado **“CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO AGUARNUDAS”**.

Dicho proyecto, también ha sido aceptado como tema de trabajo de titulación previo a la obtención del título de ingeniero civil, y como cooperación con el GAD de la parroquia Urdaneta de la provincia de Loja, con quien se ha llegado a un convenio con la Universidad Católica de Cuenca para su aporte.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

Elaborar el diseño estructural en hormigón Armado del proyecto **“CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO AGUARNUDA”** para el GAD parroquial de Urdaneta del cantón Saraguro en la provincia de Loja que en base a los estudios preliminares involucra su emplazamiento, diseño y presupuesto.

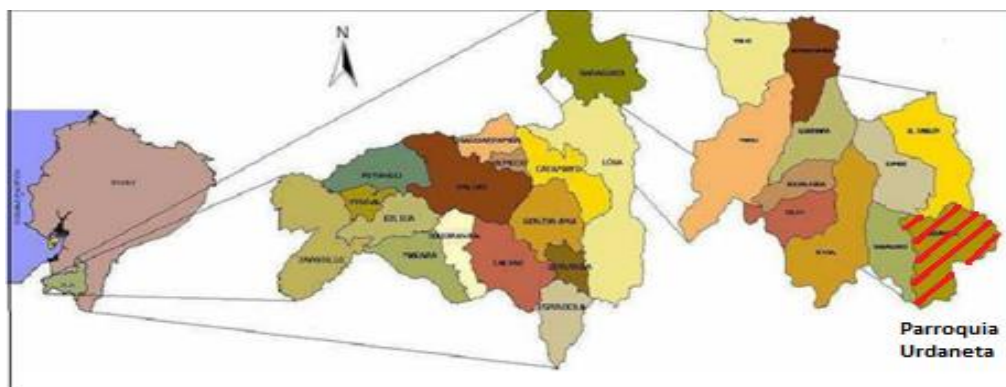
## 1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar el relieve de la zona a través de la topografía
- Investigar y analizar las condiciones geológicas de la zona del proyecto.
- Analizar tipo y estructura de suelo.
- Determinar caudales y áreas de aportación en la zona.
- Determinar niveles de inundación para periodos de retorno, y su reacción de crecida.
- Investigar y determinar el nivel de socavación.
- Calcular y diseñar la superestructura e infraestructura del puente en hormigón armado.
- Remitirse a reglas y normas para diseño aprobadas por la Norma ecuatoriana de Construcción NEVI 12 (MTO) y AASHTO.

## 1.3 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

La zona en donde se emplazara el puente se encuentra ubicada en la parroquia Urdaneta, esta se ubica alrededor a la cabecera cantonal de Saraguro, aproximadamente a 10 Km de distancia por la vía panamericana que va a la ciudad de Cuenca. La parroquia limita al norte con la Parroquia El Tablón, al sur se encuentra en Cantón Saraguro, al este con la Provincia de Zamora Chinchipe y al oeste con el Cantón Oña en la Provincia del Azuay. A continuación en la figura N° 1 se observa en mayor detalle la localización de la zona en estudio.

*Fig 1 :Localización de la Parroquia Urdaneta del Cantón Saraguro, Provincia de Loja*



Fuente: Departamento de Planificación y Desarrollo DEPLADES del Municipio de Saraguro.

Este proyecto busca comunicar las comunidades de Turucachi y Burudel, por medio del puente sobre el río Aguarnuda, que pertenece a la parroquia Urdaneta, ubicada al

Sur-Este del Cantón Saraguro, en la provincia de Loja al sur del Ecuador, cuyas coordenadas GSM84 se muestran a continuación en la tabla N°1.

Tabla 1: Coordenadas GSM84 del Proyecto

<b>PUENTE SOBRE EL RIO AGUARNUDA</b>		
<b>COORDENADA DEL PROYECTO GSM84</b>		
<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>COTA(m)</b>
9718012.6	702062.6	2498

FUENTE: Autoría Propia: Tomada en Campo

Las coordenadas fueron tomadas en el sitio, obteniendo así las coordenadas exactas georreferenciadas de la zona en donde se emplazara el puente Fig. No.2.

Fig 2: Imagen Satelital Del Lugar Del Proyecto.



FUENTE: Google Earth pro.

## 1.4 COMPONENTE SOCIO-CULTURAL.

Como recurso para la obtención de información de la zona en estudio se tomó como referencia bibliográfica el “Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia Urdaneta” (PDOT) actualizado y vigente desde el año 2014 al 2019, en el cual se diagnostica el estado actual de cada barrio de la parroquia en estudio, obteniendo datos muy relevantes y de gran importancia para el presente trabajo.

De este estudio se han tomado diferentes análisis expuestos a manera de reflejar el estado sociocultural en el cual se encuentra la parroquia Urdaneta, y establecer criterios que serán importantes para su posterior utilización, en el proceso de diseño del puente.

Cada población posee características socioculturales muy diferenciadas entre sí, cada una de estas proveen de aspectos específicos para cada zona, y el análisis y aplicación de estas es muy importante en el diseño de un puente u obra civil en general, de tal manera que se satisfagan las necesidades y expectativas en la comunidad a servir.

#### 1.4.1 ANÁLISIS DEMOGRÁFICO.

Uno de los factores importantes que se requiere de una comunidad en la elaboración de una obra civil, es su población total a servir y su proyección a futuro, es decir la tasa de crecimiento anual.

La población actual de la parroquia Urdaneta se muestra en la tabla No.2, dato obtenido del último análisis Estadístico sobre población y vivienda realizada en el 2010.

*Tabla 2: Población de la Parroquia Urdaneta.*

<b>POBLACIÓN</b> ( tasa de crecimiento anual de 1.5%)	<b>No. DE HABITANTES (2010)</b>	<b>No. DE HABITANTES (2015)</b>
<b>PARROQUIA URBANETA</b>	3766	4075

FUENTE: INEC, Censo de Población y Vivienda 2010

La densidad poblacional es relativamente baja y a una tasa de crecimiento de 1.5% por año (PDOT de Urdaneta, 2015) obteniendo una población a servir en el 2015 de 4075 hab. y en el 2020 de 4181 hab.

#### 1.4.2 ACTIVIDAD ECONÓMICA.

Acorde al último censo sobre población y vivienda y al PDOT de Urdaneta, la parroquia se considera de nivel bajo, con un 89% de la población considerada como pobre, esto contrasta con un 10.1% de la población que cuentan con los servicios básicos para vivir un estilo de vida aceptable, estos en su mayoría se localizan en el sector de la cabecera cantonal.

Según el censo también se establece que la población económicamente activa se encuentra entre los 1076 habitantes, con 32 habitantes en la desocupación, obteniendo un índice de dependencia del 89.15%.

Con estos datos y a base de información recolectada se puede concluir que existen necesidades básicas insatisfechas; ya que algunos sectores no cuentan con alcantarillado sanitario, agua potable, alumbrado público y recolección de residuos sólidos, llegando a la conclusión de que el sector en estudio y por su pequeña población, es una parroquia de nivel socio económico bajo en su mayoría y con una actividad económica relativamente baja y sectorizada, con un comercio en vías de desarrollo y la participación en la economía parroquial con tendencia a subir.

El sector no posee de un medio directo de comunicación para transporte tanto de mercadería como de personas en general, teniendo que tomar rutas alternas que provoca pérdidas de tiempo mayores para llegar a su destino, teniendo que usar un puente peatonal que es el que está en existencia en la zona, siendo este puente peatonal el que será reemplazado por uno carrozable, que aportaría tanto a nivel económico, como urbanístico y social, fortaleciendo de esta manera el comercio en la comunidad.

## **1.5 COMPONENTE BIOFÍSICO.**

### **1.5.1 GEOLOGÍA Y SUELO.**

La parroquia Urdaneta presenta una topografía irregular, con pendientes que están entre el 12 al 25% según el estudio realizado para el Plan de Ordenamiento Territorial, además también en este estudio ofrece información sobre la geología del lugar, en concreto se conoce que la zona de emplazamiento del puente se encuentra entre las llamadas formaciones Tarqui y Saraguro, que se caracterizan el primero por el desarrollo de actividad volcánica riolítica, con la cual forman un manto casi horizontal a una altitud cercana a los 3000m y la segunda se caracteriza por rocas piro plásticas con andesitas.

En lo que se refiere al tipo de suelo, se detallara más a detalle en el estudio de suelos que se adjunta a este trabajo, basándonos en muestras tomadas del sitio con las que se realizaron los respectivos análisis, para obtener datos importantes del suelo para el posterior diseño del puente. Anexo A del presente trabajo.

### **1.5.2 FACTORES HIDROLÓGICOS Y CLIMÁTICOS.**

Las precipitaciones de esta parroquia oscilan desde los 500 mm hasta los 1750 mm, las estaciones lluviosas están determinadas en dos periodos, febrero-mayo y octubre-noviembre como periodos más marcados de lluvia, la demografía y la presencia de asentamientos humanos han degradado la vegetación de la zona, influyendo mucho en el clima y paisaje de la zona (PDOT URDANETA, 2015).

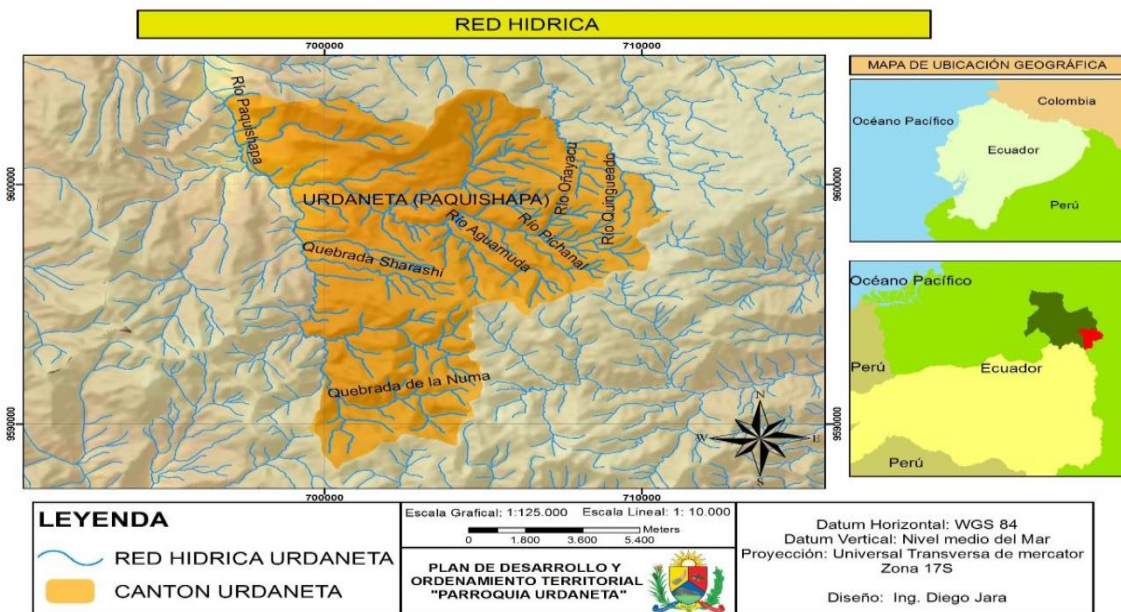
Cuenta con un clima regular y una temperatura promedio de 12°C, estas temperaturas varían según la estación anual y según la altitud de los centros poblados. La temperatura de la Parroquia Urdaneta, oscila desde los 9 °C en la parte alta, hasta los 15 °C en la parte baja de la misma. La ubicación respecto a la cordillera de los Andes le da el clima característico de la sierra. (PDOT URDANETA, 2015, p. 28).

El equipo técnico que elabora el PDOT Parroquia Urdaneta, 2015 obtuvieron estos datos hidrológicos y climáticos del IGM, SEMPLADES, y del INHAMI, estos datos pertenecen a la parroquia en estudio, lo que puede dar una idea de los aspectos hidrológicos de la zona.

La parte alta del río Jubones, es la cuenca que forma parte la parroquia Urdaneta, la cual presenta cuerpos de agua importantes como son río Paquishapa, río Pichanal, Río Quingueado, río Oñayacu, y el río Aguarnuda, siendo este último el río en estudio para el posterior emplazamiento del puente propuesto, y del cual se realiza los respectivos estudios hidrológicos (PDOT URDANETA, 2015).

El estudio hidrológico e hidráulico del río Aguarnuda será retomado con más detalle en el estudio respectivo que se adjuntara al trabajo, este estudio y recopilación de datos necesarios que fueron proporcionados por el GAD de la parroquia Urdaneta, a base de información del INHAMI, IGM y SEMPLADES, obteniendo de esta manera la información pertinente y necesaria para el diseño del puente. En la figura No. 3 a continuación se observa la red hídrica de la parroquia Urdaneta.

Fig 3: Mapa Hidrológico



FUENTE: IGM, SEMPLADES, INHAMI

## 1.6 SITUACIÓN ACTUAL DEL PUENTE EXISTENTE.

El puente que se encuentra actualmente en funcionamiento, se trata de un puente de tipo viga simplemente apoyada, de hormigón armado y de función exclusiva para peatones y en ciertas ocasiones al paso de ganado bovino y otros animales.

Cabe recalcar que el puente tiene varios años en funcionamiento, por lo que se encuentra en un estado en el que es necesario un mantenimiento, para su correcto funcionamiento, pero que debido a la necesidad actual será reemplazado por un puente de mayores dimensiones en base a los estudios se propondrá un puente vehicular y peatonal.

En la visita de campo que se realizó se tomaron fotografías del estado actual del puente además de la recolección de ciertos datos a manera de obtener una idea de las condiciones y el estado actual del puente.

Además en dicha visita se pudo evidenciar de primera mano la necesidad real que tienen los pobladores del sector, en lo que se refiere a una vía de acceso vehicular que acorte el tiempo de viaje y que comunique con las comunidades aledañas, por lo que se pudo constatar de la urgencia y de la necesidad real del diseño y posterior construcción del puente sobre el río Aguarnuda, en la fig. No. 4 y fig. No. 5 se observa el estado actual del puente.

*Fig 4: Imagen Del Estado Actual Del Puente*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada En Sitio

### 1.6.1 DATOS Y DIMENSIONES ACTUALES DEL PUENTE.

- Luz de la sección longitudinal: 15 metros

- Ancho de la sección transversal: 2 metros
- Altura aproximada del puente al espejo de agua: 5 metros
- Puente tipo viga de hormigón armado simplemente apoyada
- Barandas de concreto y tubo galvanizado.
- Tablero de Hormigón armado.
- Sin pilas, apoyado en roca del lugar (ver imagen 3).
- Estado del puente: Buena pero requiere mantenimiento.
- Uso: Principalmente peatonal, pero existe el paso de ganado y animales de granja.
- La vía de acceso, es una vía de tierra de 2.50m de ancho.

*Fig 5: Estado Del Puente*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada En Sitio

Por último, se pudo evidenciar que el río sobre el cual se emplazara el puente, en el momento de la visita tenía un caudal bajo, tomando en cuenta que era en época de escasas lluvias, lo que se corroborara en el estudio hidrológico respectivo.

Como se mencionó anteriormente el puente no cuenta con pilas, motivo por el cual ha sido apoyado en roca propia del lugar, lo que no es recomendable pero que se había planteado de esa manera gracias a las características de la roca, pero principalmente para abaratar costos de construcción.

## **1.7 ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE.**

Para una correcta elección del tipo de puente que se emplazara es necesario tener en cuenta ciertos conceptos previamente ya establecidos, los cuales sirven de base teórica para tomar la decisión más favorable al caso en específico.

### 1.7.1 DEFINICIÓN DE PUENTE.

Existen varias definiciones de varios autores sobre la definición de un puente, por lo que en resumen un puente se define como una construcción que se levanta sobre una depresión o accidente geográfico del terreno (río, canal, foso, camino, o cualquier obstáculo físico.), es una obra civil que en términos prácticos ha sido el nexo para comunicar dos puntos.

### 1.7.2 PARTES DE UN PUENTE.

En general un puente está dividido en 2 partes bien diferenciadas, estas son la infraestructura que en pocas palabras son los elementos que soportan al resto del puente y están conformados por las pilas, estribos, etc. La siguiente parte es la denominada superestructura que está constituido por las vigas, diafragmas, postes, aceras, bordillo, pasamanos, y el tablero con todos sus componentes.

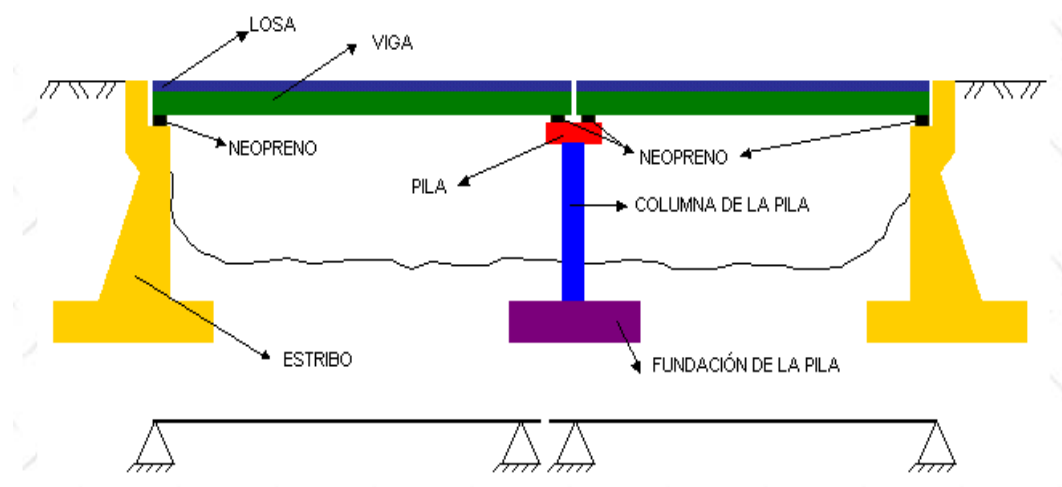
Los principales componentes y de un puente son los siguientes:

- **Vigas principales.-** Son elementos que permiten salvar el vano y transmiten las cargas de la superestructura a infraestructura, estas dependiendo del tipo de puente pueden tener una gran variedad de aspectos, como son las vigas rectas, pórticos, arcos, reticulares, etc (Ramirez y Leon,2010).
- **Las vigas secundarias.-** Actúan igual que las vigas principales con la diferencia que están paralelas a estas, comúnmente se les denominan longueras. (Ramirez y Leon.,2010)
- **Diafragmas.-** Son vigas transversales a las secundarias y sirven para su afirmamiento o arriostamiento, a veces pasan a ser vigas secundarias cuando van camino a transferir cargas del tablero a las vigas primarias, a estas se les denominan también como viguetas. (Torres, 2013).
- **Tablero.-** Es la parte estructural que queda a altura de la subrasante, es decir es la parte en la que viene la capa de rodadura para dar continuación a la rasante de la carretera y que transmite esfuerzos a las viguetas como a las vigas principales, el tablero por lo general es construido en concreto armado en luces menores, y en metal en puentes de vanos considerables para minorar el peso propio, es llamado también con el nombre de losa. (Torres,2013).
- **Bordillos.-** Son elementos que se sitúan en el borde del ancho libre de calzada y su deber es la de impedir que los vehículos suban a las veredas que van

destinadas al paso peatonal, sobre este comúnmente también se colocan postes y pasamanos para protección de las personas. (Torres, 2013).

- **Pilas.-** Compete a las columnas intermedias de los puentes, en algunos casos se puede prescindir de estas, ya que por la longitud del puente no son necesarias, estas pilas están constituidas por partes como, el coronamiento o parte superior que es donde se alojan los aparatos de apoyo, la elevación que es el cuerpo en sí de la pila, este en algunos casos puede estar sometido a cargas laterales como es el caso de puentes sobre ríos, y por último la fundación o cimiento que va enterrada debiendo garantizar la transmisión de las fuerzas al terreno. (Torres, 2013).
- **Estribos.-** Los estribos se diferencian de las pilas por soportar además de las cargas de la superestructura, el empuje o presión provocada por los terraplenes de acceso al puente, por lo que trabajan también como muros de contención. Tienen las mismas partes que las pilas con la diferencia de que los estribos por lo general llevan aleros o muros de ala, tanto para aguas arriba como para aguas abajo, para proteger el terraplén de acceso. (Torres, 2013).

Fig 6: Partes de un Puente.



FUENTE: [http://calculodepuente.blogspot.com/2010\\_11\\_01\\_archive.html](http://calculodepuente.blogspot.com/2010_11_01_archive.html)

### 1.7.3 TIPOS DE PUENTES.

Dependiendo de los autores se pueden establecer diferentes formas de clasificación de los puentes como son:

Por su uso:

- Ferrovianos

- Automovilístico
- Peatonal
- Soporte de tuberías de transporte de líquidos.
- Tráfico marítimo.

Por su material de construcción:

- Piedra
- Madera
- Acero
- Concreto armado
- Concreto potenzado
- Concreto pretensado
- Mixtos

Por su forma:

- Puentes colgantes.
- Puentes atirantados.
- Puentes atirantados de pilón contrapeso.
- Puentes viga.
- Puentes en ménsula.
- Puentes de viga metálica.
- Puentes levadizos.
- Puentes transbordadores.
- Puentes suspendidos.
- Puentes en arco.

En resumen existen varias formas de clasificar a los puentes pero existen tipos de puentes que son los comúnmente más utilizados y de los cuales las diferentes clases que existen son solo variaciones de estos 5 tipos principales de puentes.

### **1.7.3.1 Puentes Viga.**

Se denomina puente viga a aquellos cuyos vanos están soportados por vigas. Es uno de los más comunes y simples de construir ya que se emplean vigas en forma de caja hueca, en I, etc., además de este se derivan directamente varios tipos de puentes. (Ramírez y Leon, 2010). Se fabrican con acero, madera o concreto (armado, pretensado o pos tensado). En la fig. 7 se aprecia un puente de este tipo.

Fig 7: Puente de la División Azul de Valladolid Sobre el Rio Pisuerga.



FUENTE: <http://civilpuentesiupsm.blogspot.com/2012/07/tipos-de-puentes.html>

### **1.7.3.2 Puentes Ménsula (Cantiléver).**

Un puente en ménsula o como también se lo conoce Cantiléver Bridge en inglés, es un puente en el cual una o más vigas primarias trabajan como ménsula o en voladizo, este tipo de puentes funcionan mejor normalmente en grandes estructuras, en los cuales por sus dimensiones es más factible utilizar este procedimiento de volados sucesivos, mediante ménsulas adyacentes que se conciben en el espacio a partir de la ménsula anterior. Los puentes ménsula se construyen fundamentalmente con grandes estructuras reticuladas de hierro o vigas tipo cajón de concreto post-tensado, o mediante estructuras colgadas (Trujillo Orozco, J.E ,1993).

Fig 8: Puente Cantiléver.



FUENTE: <http://civilpuentesiupsm.blogspot.com/2012/07/tipos-de-puentes.html>

### **1.7.3.3 Puentes Tipo Arco.**

Este tipo de puente como su nombre lo indica, utiliza como estructura de soporte a un arco apoyado en los extremos de la luz, por lo que transmite las cargas a estos apoyos. Existen variaciones de la forma de soportar las cargas del tablero, ya que puede estar asentado o colgado de la estructura principal.

La característica principal de un arco es que las cargas transmitidas a los apoyos son mediante la compresión del arco, donde se convierte en un fuerza horizontal y una

vertical, por este motivo este tipo de puentes normalmente son construidos de manera que la esbeltez del arco es elevada, con lo que se logra que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales (Ramírez y Leon, 2010).

*Fig 9: Puente de La Vicaria en Albacete*



FUENTE: <http://civilpuentesiupsm.blogspot.com/2012/07/tipos-de-puentes.html>

#### **1.7.3.4 Puentes Colgantes.**

Los puentes colgantes se caracterizan por sostener con la ayuda de numerosos cables de acero que actúan como un arco invertido, de estos se suspende el tablero mediante cuerdas o tiras verticales, (Ramírez y Leon, 2010). A pesar de ser utilizados desde la antigüedad, su utilización no ha disminuido, ya que solo se han introducido varias tecnologías y mejoras de los distintos materiales de construcción como se aprecia en a fig. No. 10

*Fig 10: Puente Colgante de San Francisco (California).*



FUENTE: <http://civilpuentesiupsm.blogspot.com/2012/07/tipos-de-puentes.html>

#### **1.7.3.5 Puentes Atirantados.**

En los puentes atirantados el tablero está suspendido de una o varias pilas centrales mediante cables gruesos o también llamados obenques. Según Torres estos se diferencian de los puentes colgantes por la principal razón de que los cables principales se colocan de pila a pila, de tal manera que el tablero se encuentre suspendido mediante cables secundarios verticales. (1993), Además estos solo trabajan a tracción a diferencia de los colgantes que además de trabajar a tracción actúan a compresión.

Existen diferentes clases de estos puentes en que los cables van desde el tablero al pilar, y de ahí al suelo, o también van unidos a un único pilar como ejemplo se puede observar en la fig. No11 en puente del Amor en Taiwán.

*Fig 11: Puente del amor, Taiwán*



FUENTE: <http://civilpuentesiupsm.blogspot.com/2012/07/tipos-de-puentes.html>

#### **1.7.4 CRITERIOS PARA ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE.**

En base a los datos preliminares obtenidos en campo y a los requerimientos que se exige para el funcionamiento del puente, se optó por elegir un diseño que además de ser económico es muy funcional de manera que satisfagan a los usuarios.

En primera instancia para la elección del tipo de puente es necesario ciertos estudios preliminares que dan una idea más clara de la zona en estudio, pero a manera de diseño preliminar se planteará un puente simplemente apoyado de un solo vano, es decir con dos pilas de apoyo y tres vigas que a su vez soportaran el tablero de hormigón armado, que servirá para el paso vehicular, siendo este de dos carriles por demanda de la entidad que además deberá incluir veredas para el paso peatonal con el uso de barandas.

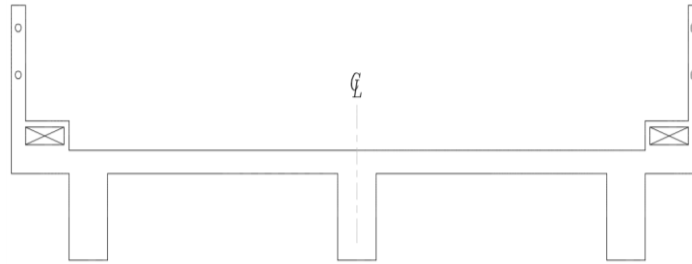
A continuación se muestra la geometría y el tipo del puente que se planteara para su posterior diseño.

*Fig 12: Sección Longitudinal Del Puente Propuesto*



FUENTE: Autoría Propia.

Fig 13: Sección Transversal Del Puente Propuesto



FUENTE: Autoría Propia.

Cabe recalcar que el diseño geométrico del puente será realizado en el capítulo 3, el cual se basará en los diferentes estudios hidrológicos, topográficos y de suelos, que se realizarán y se mostrarán en mayor detalle en el capítulo 2, por lo que estos son bocetos que ilustran de manera preliminar la idealización del tipo y geometría del puente a realizar.

## 1.8 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.

El levantamiento topográfico de la zona de estudio se planteó de manera que se recolecten los siguientes datos necesarios, como sus pendientes y la posición actual del puente existente, así como la vía de acceso al mismo, además de la colocación de hitos georreferenciados para el replanteo para la posterior construcción, datos relevantes al momento del diseño del puente en cuestión y necesarios también para los estudios de suelos, hidráulicos e hidrológicos. Por último se obtuvo la sección transversal del río en la zona donde se emplazara el puente.

El levantamiento se realizó con la estación total Nikon Dtm 322, con su respectivo prisma, lo que proporciona garantías de alto resultados obtenidos, esta información se procesó con el software CivilCAD 2015, el mismo que procesa datos recolectado por la estación, llegando a obtener los planos taquimétricos del lugar, con sus respectivas áreas y longitudes necesarias para el diseño del puente.

### 1.8.1 CRITERIOS UTILIZADOS PARA EL LEVANTAMIENTO.

Se levantó puntos a lo largo de la vía de acceso al puente, con una longitud de 250 metros aproximadamente a cada lado del mismo, además de levantar a 30 metros aproximadamente a cada lado de la longitud de la vía, por último se recolectó información aguas arriba y abajo del río a una distancia de 50 metros a ambos lados del puente.

El área aproxima de levantamiento es de 60 ha, con curvas de nivel cada 1m, pero a causa del terreno se optó por curvas de 0.25m en lugares específicos en los que fue requerido esta equidistancia entre curvas.

También se levantó información de las zonas aledañas al puente, en principal del camino de acceso al puente, que se trata de un camino marginal de tierra.

Por último se trazó una sección transversal del cauce del rio en el lugar de emplazamiento del puente, información necesaria para determinar la cota adecuada para el puente proyectado.

Todos los planos se encuentran en formato A1 y A4 con sus respectivas escalas especificadas en cada plano, además de sus respectivas coordenadas geo referenciadas en unidades WGS84.

Los planos con toda la información pertinente se encuentran detallados en el ANEXO C del presente estudio, donde se detallan los diferentes planos del levantamiento topográfico realizado.

## **2 CAPITULO: ESTUDIOS DE SUELOS, HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.**

Los objetivos de cada uno de estos estudios son establecer ciertos parámetros tanto hidrológicos como geotécnicos del lugar en estudio, para de esta manera tener una idea clara sobre el comportamiento del río, estos parámetros ayudaran a definir las dimensiones mínimas necesarias que necesitara el puente para cumplir de manera óptima con su funcionalidad, todo esto al margen de los diferentes parámetros de seguridad aceptados para cada caso en específico.

En este capítulo se desarrollaran y presentaran los siguientes estudios preliminares.

### **2.1 ESTUDIO DE SUELOS E INFORME GEOTÉCNICO.**

El estudio de suelos es de vital importancia para cualquier proyecto de obra civil, y tiene como principal objetivo determinar las diferentes características del suelo en el que se emplazara la obra en este caso un puente, por lo que es necesario realizar el estudio en el que se identifique las propiedades físicas y mecánicas del suelo, todo esto con el objeto de tener información necesaria para el diseño y construcción de la cimentación.

Para lo antes mencionado es necesario seguir una metodología que tenga la finalidad de cumplir con este objetivo, para esto se deben seguir una serie de procesos y ensayos de laboratorio previamente establecidos y normados, de tal manera que permita determinar la capacidad portante de suelo, y establecer los límites exactos admisibles del mismo para que no se provoquen deformaciones en la estructura que la lleven a sufrir daños o en el peor de los casos al colapso de la misma.

En el país existe la Norma Ecuatoriana De La Construcción, que regula y establece los parámetros que se deben cumplir, es por eso que existe un capítulo relacionado al tema, denominado “Geotecnia y Diseño de Cimentaciones”, denominado comúnmente con el código NEC-SE-GM.

#### **2.1.1 ANTECEDENTES.**

El presente estudio de suelo, tiene como objetivo obtener la capacidad portante y ciertos parámetros geotécnicos de la zona en donde se emplazara el denominado “Puente sobre el río Aguarnuda”, ubicado en la parroquia Urdaneta de la provincia del Azuay.

Los estudios y ensayos de laboratorio servirán de ayuda para obtener los parámetros físicos y mecánicos del suelo del sector, para esto se extraerá una calicata

de la zona en estudio y se la podrá analizar para determinar su resistencia al corte, para de esta manera determinar la cimentación adecuada en función de la capacidad de soporte del suelo.

En el presente capítulo se detallara a manera descriptiva paso a paso el procedimiento para la obtención de la muestra, así como cada uno de los ensayos de laboratorio necesario para llegar al objetivo principal, todo esto siguiendo los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) del año 2015, en lo referente al capítulo denominado GEOTECNIA Y CIMENTACIONES.

El presente estudio fue elaborado en coordinación con el departamento de Geotecnia en el Laboratorio de Suelos de la Universidad Católica de Cuenca, en la cual se realizaron todos los ensayos necesarios principales, los mismos que están avalados por el Ing. Luis Mario Almache, Magister en Geología Aplicada y Geotecnia y Jefe del laboratorio de suelos de la Universidad Católica de Cuenca.

Cabe recalcar que el informe geotécnico se encuentra en el ANEXO A en el presente Estudio.

### **2.1.2 METODOLOGÍA UTILIZADA.**

En el código NEC-SE-GM (2015) se establece que:

El presente capítulo del código NEC-SE-GM, está basado en la adaptación del reglamento Colombiano de Construcción NSR y estudios e investigaciones científicas nacionales e internacionales.

Las siguientes normas técnicas NTE INEN y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, forman parte integrante del Reglamento.

#### **NORMAS NTE INEN**

- **NTE INEN 692** Suelos. Ensayo para determinar el límite plástico y el índice de plasticidad. (ASTM D 4318)
- **NTE INEN 691** Suelos. Ensayo para determinar el límite líquido. (ASTM D 4318)
- **NTE INEN 690** Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua. (ASTM D 2216) (p. 10)

#### **NORMAS ASTM**

- **ASTM D 2487.** Clasificación de suelos para propósitos de ingeniería
- **ASTM D854.** Determinación de la densidad relativa de los sólidos. (p.11).

El sistema SUCS ha sido considerado como válido en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2015.

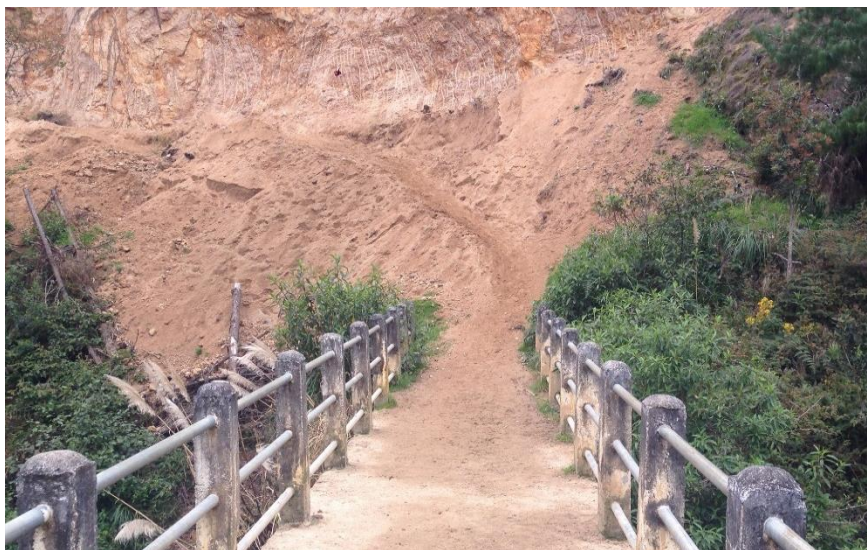
### **2.1.2.1 Exploración De Campo.**

La guía práctica para la elaboración de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la NEC 2015, establece que los resultados de las investigaciones *in situ* representan un punto crítico para la estimación del costo de construcción de un proyecto. Una parte sustancial, frecuentemente más de la mitad, de los incrementos de costo en obras públicas se debe a la insuficiencia de investigaciones en los estudios geológicos-geotécnicos, estimándose que al menos un tercio de los proyectos sufren demoras por esta causa (Tyrell et al, 1983), destacando la inadecuada planificación de las investigaciones geotécnicas y la incorrecta interpretación de las mismas. Por otro lado, existe una predisposición a considerar «no rentable» de la inversión en investigaciones *in situ* y *de laboratorio*, dedicándose en general presupuestos insuficientes. De aquí la incertidumbre que se llega a la construcción y los sobrecostos y demoras en las mismas. (p. 14).

Para la exploración en campo se optó por una exploración directa, es decir a base de la extracción de Calicatas o trincheras, que no son más que excavaciones realizadas por medios mecánicos, que permiten observar las diferentes estratigrafías que puede presentar el suelo, a una profundidad establecida.

Además se realizó un reconocimiento superficial del terreno, lo que permitió la toma de muestras adicionales para los ensayos y determinar las propiedades índices del material en análisis posteriores.

*Fig 14: Reconocimiento Superficial del Terreno.*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada en el Sitio

### 2.1.2.2 Toma de Muestras.

La principal característica a tomar en cuenta en la toma de muestras, es la profundidad de las mismas, es por tal motivo que la NEC-SE-GC (2015), establece que la profundidad de las muestras se considera basándose en lo estipulado según la tabla No.3.

Tabla 3: Profundidad mínima de las muestras según el tipo de cimentación

Tipo de obra civil subterránea	Profundidad de los sondeos
Losa corrida	1.5 veces el ancho
Zapata	2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote
Grupos de pilotes	<ul style="list-style-type: none"><li>• Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes</li><li>• 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión</li></ul>
Excavaciones	Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo.
Caso particular: roca firme	<p>En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme, de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;</li><li>• Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados;</li><li>• Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.</li></ul>

FUENTE: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC de Geotecnia Y Cimentaciones, Sección 3.5.3.

En este caso en particular se eligió la toma de muestras a base de la extracción de calicatas que fueron extraídas a una profundidad mínima según la tabla de 2.5 veces el

ancho de la zapata, por lo que en este diseño se determinó un ancho de zapata de 0.60m, lo que da una profundidad mínima de sondeo de 1.5 metros.

### **2.1.2.3 Muestras Inalteradas.**

Son aquellas que no sufren cambios o modificaciones en su estructura ni en su contenido de humedad. En la excavación, la misma se obtuvo mediante el tallado de la muestra proveniente del estrato dominante de la calicata de una de sus paredes. Con esta muestra se obtuvo el valor de la resistencia del terreno, identificada como Pozo N: 1. En las fig 15 se observa el tipo de material producto de la extracción, el lugar donde se realizó la calicata para la obtención de las muestras y la zona del material inalterado obtenido presente en el sector.

### **2.1.2.4 Muestras Alteradas.**

Son muestras que experimentan alteraciones en su estructura y en la cantidad de agua o humedad, pero lo relacionado con su composición mineral se conserva. En el laboratorio, estas muestras permiten la realización de ensayos con el objetivo de conocer el tipo de suelo y sus parámetros físicos. En el presente estudio, de la calicata realizada no se obtuvo el material que concierne este tipo de muestra.

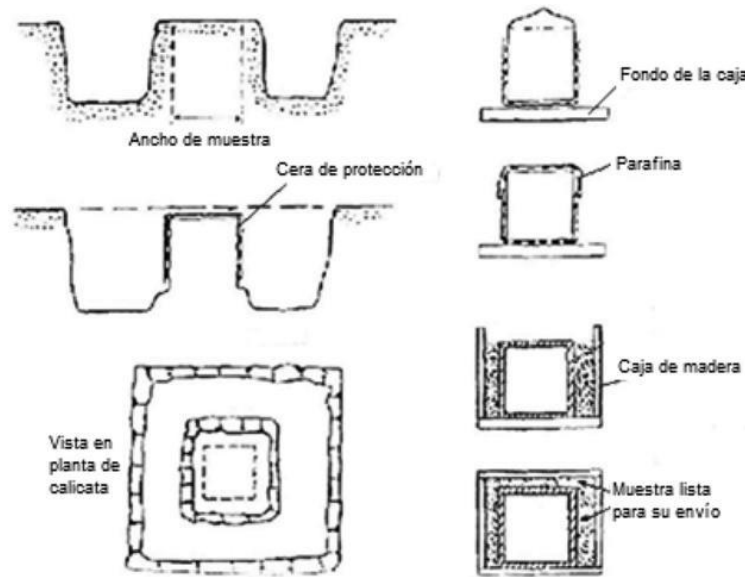
*Fig 15: Muestras del Sitio en Estudio*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada en el Sitio

En la Guía Práctica para la elaboración de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la NEC 2015, recomienda que en las excavaciones manuales a cielo abierto o calicatas, se puedan tomar muestras inalteradas de bloque de gran calidad, realizando su extracción de acuerdo al procedimiento indicado en la figura 16.

Fig 16: Método de campo para la toma de muestras inalteradas en calicatas



FUENTE: Guía Práctica Para la Ejecución de estudios Geotécnicos Y Trabajos de Cimentación.

La muestra debe ser sellada con parafina para conservar su humedad natural. Se debe ser cuidadoso para evitar el colapso de la excavación, no se debe realizar una excavación sin soporte (o abatimiento de los taludes) de más de 1.2 metros. Adicionalmente se deberán realizar ensayos de clasificación de suelos para determinar las propiedades índices del geo material, es decir, realizar ensayos de laboratorio en muestras alteradas en cada cambio de geo material.


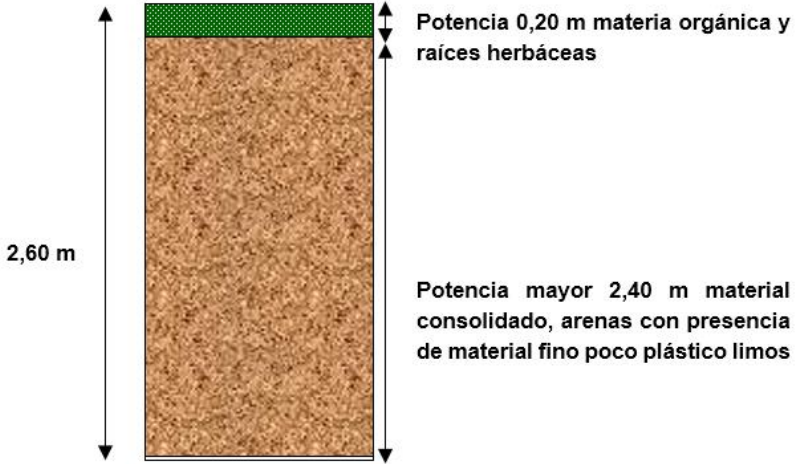
### 2.1.2.5 Estratigrafía presente.

En función de las calicatas realizadas que desde la superficie de excavación llegaron hasta a los 2,60 m de profundidad, se puede observar que en el sitio en estudio se presentan dos tipos de suelos:

Pozo N: 1

1. Capa vegetal de espesor promedio 0.20 m, compuesta principalmente por material herbáceo y materia orgánica
2. Único estrato identificado, un material arenisca consolidada
3. La profundidad total de excavación en esta calicata asciende a los 2.60 m

Fig 17: Información de la Calicata "POZO N.-1.

Cuadro 1.- INFORMACIÓN DE LA CALICATA POZO N:1 Y MUESTRAS EXTRAIDAS	
<b>Obra:</b> Estudio de suelos para construcción de puente en el cantón Oña <b>Calicata:</b> Calicata N° 1 <b>Identificación:</b> Pozo N:1 <b>Localización:</b> Entrada de Oña <b>Fecha de extracción:</b> 10 de agosto del 2016 <b>Supervisor:</b> <b>Maquinaria:</b> Retroexcavadora CAT <b>Muestras extraídas:</b> 1	<b>UBICACIÓN</b> 
<b>Profundidad de excavación:</b> . 2,60 m (Profundidad medida desde superficie del terreno)	<b>Columna Estratigráfica:</b> 
<b>Descripción de los estratos:</b> . De 0 a 0.20 m, capa vegetal, compuesta por raíces herbáceas y materia orgánica de color negro . De 0.20 a más de 2.60 m, material color café claro con manchas amarillas, consolidado aspecto rocoso con matriz fina . La muestra inalterada se obtuvo de pared lateral de calicata a una profundidad desde la superficie de 2.50 m	
<b>Nivel freático:</b> Sin presencia hasta la profundidad de excavación	

FUENTE: Laboratorio de Suelos de la Universidad Católica de Cuenca.

### **2.1.2.6 Análisis de Laboratorio de la muestra.**

Las muestras extraídas del sitio en estudio, después de ser transportadas de tal manera que no sean alteradas, serán seleccionadas para ser analizadas a base de ensayos de laboratorio, dichos ensayos establecen las propiedades geo mecánicas del material.

En la Guía Práctica para la elaboración de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación de conformidad con la NEC 2015 establece que los aspectos fundamentales en la caracterización geotécnica de un subsuelo, es el uso de terminologías comunes y de uso internacional, como es el Sistema de Clasificación de Suelos Unificado SUCS propuesto por Casagrande, A. 1948 y presentado por la Norma Americana Estándar de Pruebas de Materiales, designación ASTM-D-2487, el mismo que será empleado para definir y analizar las series estratigráficas que conforman el subsuelo. El sistema SUCS ha sido considerado como válido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15. (p. 11).

Tomando como base la NEC-SE-GC (2015), se puede establecer los ensayos específicos para este caso en especial, es por eso que en este capítulo se explica los pasos necesarios para realizarlos, además de presentar las distintas fórmulas desarrolladas y utilizadas para cada caso.

Los ensayos de laboratorio que se realizaran son:

- Ensayo 1: Granulometría del Material.
- Ensayo 2: Determinación del Contenido de Humedad.
- Ensayo 3: Límites de Atterberg.
- Ensayo 4: Clasificación del Suelo (Método SUCS).
- Ensayo 5: Picnómetro

A continuación se detallara el procedimiento de los análisis de suelos elaborados a las muestras obtenidas pertenecientes al denominado "POZO N.- 1", el cual fue extraído como ya se mencionó a una profundidad de 2.50m, estos ensayos fueron realizados en el laboratorio de suelos de la Universidad Católica de Cuenca, a lo largo del mes de agosto del 2016.

Cabe recalcar que los respectivos informes de cada uno de los ensayos serán adjuntados para su revisión en el Anexo A.

#### 2.1.2.6.1 Ensayo 1: Granulometría del Material.

Se denomina al análisis granulométrico de un suelo según Juárez Badillo 1990, como la división de este en varias subdivisiones o fracciones, que han sido catalogadas en varios grupos determinados por el tamaño de sus partículas, para realizar esta diferenciación se ha tomado varios tipos de tamices previamente establecidos, que dejan pasar solo un tamaño especificado y que se encuentran comprendidos entre un valor máximo y un valor mínimo, de manera análoga se realiza para las diferentes fracciones de tal forma que el mayor de una fracción es el menor de la siguiente respectivamente .

Objetivo:

Una de las principales características de un suelo, en especial de los suelos gruesos es su resistencia a la compactación, que se define por la orientación de las partículas al momento de ser compactado, es por esto que los suelos bien graduados es decir con una mayor cantidad de tamaños de partículas son los que mejor se compactan, a diferencia de suelos mal graduados, que lo convierte en una característica relevante para este trabajo, ya que ayudara a determinar la compactación del suelo que deberá soportar al puente.

Equipo 1: (Agregado Grueso).

- Tamices de 3", 2", 1½", 1", ¾", ½", N°4 y también fondo.

*Fig 18: Tamizadora de Agregado Grueso*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Bandejas.
- Balanza de capacidad de 20 kg y de aproximación de 1 gr.
- Cepillo metálico.
- Maquina tamizadora.

Equipo 2: (Agregado Fino).

- Tamiz N° 4, N°10, N°40, N°200, fondo, tapa.

Fig 19: Tamices para Agregado Fino.



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Tamizadora
- Balanza con aproximación de 0.01gr.
- Horno a temperatura de  $105 \pm 5^{\circ}$  C.
- Bandeja
- Cepillo metálico
- Franela.

Se debe aclarar que en este caso en particular, la muestra extraída, pasó en su 100% el tamiz N.- 4, por lo que el procedimiento se lo realizo en este caso como si fuera solo agregado fino.

Procedimiento:

- En primer lugar la muestra obtenida en campo para el ensayo, debe estar previamente secada al ambiente, esto para tener una distribución más homogénea del material, además se debe obtener una pequeña muestra para posteriormente obtener su contenido de humedad.
- Una vez que el suelo está seco se procederá a limpiar el material que esta adherido a las partículas gruesas, y luego pesar una cierta cantidad de material para el ensayo, en este caso en específico, la muestra pasa en su 100% el tamiz N.- 4 por lo que es necesario solo unos 100 gramos de material, ya que la muestra será analizada solo con los tamices que se consideran para agregado fino.
- En primer lugar el material que pase el tamiz N.-4 deberá ser lavado y se le disuelve en agua mediante movimientos giratorios, se procede a pasar el material con líquido a través de las mallas N° 40 y 200. Este procedimiento se repite hasta que el agua que pase a través de la malla N° 200 este limpia, esto indica que las partículas menores a la malla N° 200 han pasado en su totalidad y el material retenido en esta, se coloca en una bandeja para posteriormente introducirlo en el horno durante 24 horas, a una temperatura constante de  $105 \pm 5^{\circ}$  C, pasado este tiempo se extrae la bandeja con el material y se procede a obtener su peso.

- Se coloca el material sobre el tamiz N°4 y se procede a tamizarlo, ya sea en la maquina tamizadora o manualmente mediante movimientos horizontales, verticales y giratorios, con un tiempo recomendado entre 10 a 15 minutos. Por último se obtiene el peso retenido en cada uno de los tamices.

*Fig 20: Tamizadora.*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Inmediatamente después se procede a comprobar si la operación del tamizado se ha realizado correctamente es decir, si el peso colocado inicialmente en los tamices no difieren 5% de la suma de los pesos retenidos parciales.
- Una vez comprobado que el % de error es menor al 5%, se puede dar como finalizado el ensayo y observar los resultados obtenidos. Se informa que el análisis debidamente revisado y aprobado de la respectiva granulometría de este material, se encuentra en el Anexo A del presente estudio.

A continuación se muestra el análisis realizado, en el cual se observa que el suelo analizado no posee material grueso, es decir gravas, y que su composición se establece en un 85.51% de arenas y un 14.49% de material fino.

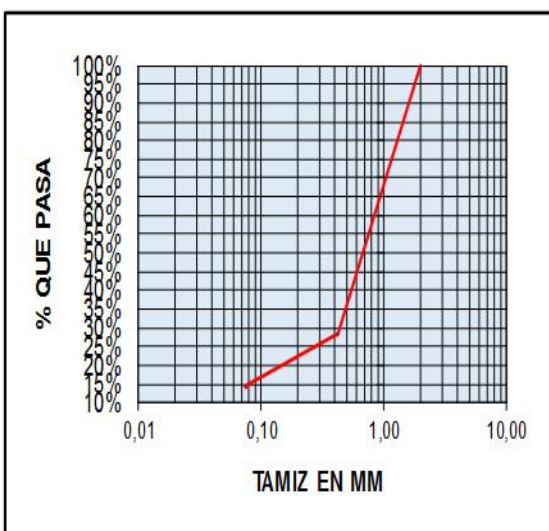
**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

**Proyecto:** Estudios Diseño de Puente  
**Solicitado por:**  
**Fecha:** 05 de septiembre del 2016  
**Ubicación:** Pozo N°1  
**Profundidad de la muestra:** 2,50 m  
**Muestra N°** 1  
**Características de la muestra** Color café amarillento, material consolidado



**ENSAYO DE GRANULOMETRÍA**

TAMIZ		P. RET.	P. RET.	%	%
M.M.	U.S	PARC. (GR.)	ACUM. (GR.)	RET.	PA SA
76,200	3 "				
63,500	2 1/2 "				
50,800	2 "				
38,100	1 1/2 "				
25,400	1 "				
19,050	3/4 "				
12,700	1/2 "				
9,525	3/8 "				
4,750	No. 4				
PASA No. 4					100,00%
TOTAL		0			
2,000	No. 10	163,30	163,30	36,39%	99,64%
0,425	No. 40	157,90	321,20	71,58%	28,42%
0,075	No. 200	62,50	383,70	85,51%	14,49%
Fondo		0,60			
TOTAL			500,00		



Peso antes del ensayo:  
 Peso después del ensayo:

Peso húmedo antes del lavado: 500,00  
 Peso seco antes del lavado: 448,74  
 Peso seco después del lavado: 383,80

COMPONENTES	
GRAVA G =	0,00%
ARENA S =	85,51%
FINOS F =	14,49%

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	
SUC S:	SM
Descripción:	Arenas Limosas
Terreno de fundación:	Bueno

Ing. Luis Mario Almache  
 Jefe de Laboratorio

### 2.1.2.6.2 Ensayo 2: Determinación del Contenido de Humedad.

El cantidad total de humedad de una masa de suelo está conformado por el total de agua libre y capilar en la misma, la importancia del contenido de agua que tiene un suelo es una de las características más primordiales para explicar el comportamiento de este, sobre todo en suelos de textura fina, como por ejemplo: cambios de volumen, estabilidad mecánica, cohesión, etc.

El método más utilizado en la determinación de la humedad de un suelo en laboratorio, es el secado en horno, establecido por la norma INEN 690 y aceptado en la NEC-SE-GC (2015), donde la humedad de una masa de suelo esta expresada mediante la relación entre, el peso del agua existente y el peso de las partículas sólidas secas, por lo que se obtiene:

$$W = \left( \frac{W_w}{W_s} \right) * 100\%$$

Ec. 1

Dónde:

- W = Contenido de humedad (%).
- Ww = Peso del agua total en la masa de suelo.
- Ws = Peso seco de la partículas.

Equipo:

- Balanza de aproximación de 0.01 gr.
- Recipientes
- Horno a temperatura de  $105 \pm 5^\circ \text{C}$ .

Fig 21: Horno para Ensayos.



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

Procedimiento:

- La cantidad de material para realizar este ensayo dependerá del tamaño máximo del material y de que la muestra sea representativa. Para suelos, generalmente

se toman 50gr del material que paso por el tamiz N<sup>o</sup>4, y se colocan en 2 recipientes para posteriormente pesarlos y realizar un promedio.

- Posteriormente se coloca los recipientes que contienen el suelo en el horno a una Temperatura de  $105 \pm 5^{\circ}$  C. Durante un tiempo de 24 horas aproximadamente, pasado ese tiempo se saca las muestras del horno y se las deja enfriar al ambiente.

Fig 22: Muestras Sacadas del Horno



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Luego se procede a pesar, obteniendo así los datos necesarios para aplicar la fórmula 1, y de esta manera el porcentaje de humedad del material, para cada muestra analizada, que en primera instancia deben ser muy parecidas entre sí, por lo que con la obtención de un promedio entre las dos, llegando a tener un porcentaje de humedad de 11.42%.

Tabla 4: Porcentaje de Humedad del Material.

HUMEDAD NATURAL	TARRO N°	PESO HUM.(GR.)	PESO SECO. (GR.)	PESO CAPS.(GR.)	% HUMEDAD
	.034	141,05	130,91	43,92	11,66%
.035	161,19	150,23	52,30	11,19%	
Humedad natural					<b>11,42%</b>

FUENTE: Autoría Propia.

### 2.1.2.6.3 Ensayo 3: Límites de consistencia.

Los denominados límites de consistencia o también llamados límites de Atterberg, son ensayos que determinan ciertas propiedades del suelo, entre las que relacionan la plasticidad del material, las cuales se determinan a través de dos ensayos denominados: Limite Líquido, Limite Plástico. (Badillo,

*Determinación del Límite Líquido:*

Esta característica se cuantifica en laboratorio en base a un procedimiento regulado, y que según la NEC-SE-GC (2015), establece seguir la norma INEN 0691, en la cual explica de manera detalla cómo se realiza el ensayo.

En el punto 4.1 de la Norma INEN 0691 se establece que “Este método de ensayo consiste en determinar el contenido de agua de un suelo, en el límite entre su comportamiento líquido y plástico, valiéndose de un dispositivo mecánico (Copa de Casagrande) en el que, con un determinado número de golpes, se establece la fluencia del suelo en condiciones normalizadas”. (p. 1).

El límite líquido se define según Juárez Badillo & Rodríguez (1997) “como el contenido de agua necesario para que la ranura de un suelo ubicado en el equipo de Casagrande, se cierre después de haberlo dejado caer 25 veces desde una altura de 10 mm”. (

Muchas veces ocurre que la ranura no se une o cierra en la longitud de 1 cm con 25 golpes, por tal razón hay dos formas alternas para medir el límite líquido.

1. Se realiza un gráfico cartesiano en el cual el número de golpes en coordenadas logarítmicas en las abscisas, contra el contenido de humedad en las ordenadas, se interpola para la humedad correspondiente a 25 golpes, obteniendo de esta forma el Límite Líquido.
2. El Método Puntual, que consiste en alterar la humedad obtenida mediante un factor que depende de la cantidad de golpes, y obtener así el límite líquido.

Calibración:

El dispositivo de casa grande es un instrumento que debe ser calibrado siempre antes de realizar el ensayo como lo dice la norma INEN 0691 en la sección 6.1.1 que dice:

La altura de caída de la copa del dispositivo mecánico debe ajustarse de tal forma que, cuando la copa está localizada a su altura maxima, el graduador de 10 milímetros pase justamente entre ésta y la base; para esto se utiliza el calibrador de 10 mm que tiene el mango del acanalador Tipo B.

Equipos:

- Espátula metálica.
- Recipiente para determinar la humedad.
- Tamiz N° 40
- Franela
- Dispositivo o Copa de Casagrande

*Fig 23: Copa de Casagrande.*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Ranurador o Acanalador.

*Fig 24: Ranurador o Acanalador Tipo B.*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Balanza de presión de 0.01 gr.
- Horno a temperatura de  $105\pm 5^{\circ}\text{C}$

#### Procedimiento:

- Para comenzar con el ensayo se deja secar la muestra al aire libre, y una vez que se encuentre seca, se procede a desmenuzar hasta tener unos 200gr de la muestra, previamente tamizada a través de la malla N°40.
- A continuación se mezcla el material con un porcentaje de agua en un recipiente, de manera quede homogeneizada, de tal manera que el agua se integre al ejemplar de suelo y formen una masa consistente.
- Luego con la espátula, se toma una porción de esta masa y se coloca en la copa de Casagrande, de manera que la cota del ejemplar no supere el borde del envase, ni que la altura máxima que va desde el fondo del envase y el suelo menor a 10 mm

*Fig 25: Colocación de la Muestra en la Copa de Casagrande*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Continuando con el procedimiento y con la ayuda del ranurador, se divide la muestra en dos mitades, todo esto con un solo movimiento suave y limpio de

Atrás hacia adelante, a lo largo del diámetro de éste, y de manera que llegue hasta el fondo.

Fig 26: Muestra Dividida en Dos con Ranurador.



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Una vez hecho el surco o ranura, se procede a girar la manivela del equipo, lo que provocara que la copa con la muestra reciba golpes, esto se debe hacer a una velocidad de 2 golpes/segundo, y hasta que las dos mitades se junten 12 mm aproximadamente, cuando esto ocurra se registrara el número de golpes en los cuales se cerró la ranura.
- Por último se toma la muestra de la copa de Casagrande y se determina su contenido de humedad con el método anteriormente explicado.

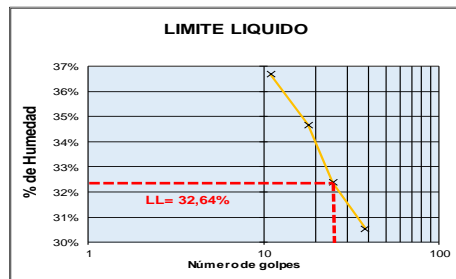
Tabla 5: Porcentajes de Humedad de Cada Muestra del Ensayo.

LIMITE LIQUIDO					
TARRO N°	NUMERO GOLPES	PESO HUM.(GR.)	PESO SECO. (GR.)	PESO CAPS.(GR.)	% HUMEDAD
14	38	51,36	44,31	21,22	30,53%
6	25	47,84	41,51	21,96	32,38%
12	18	50,10	43,80	25,63	34,67%
23	11	50,76	43,02	21,92	36,68%

FUENTE: Autoría Propia.

- Este proceso se repite 4 veces, adicionando agua o extendiendo la muestra para someterla a secado, facilitando así la obtención de otros puntos con diferente humedad y número de golpes, con lo cual se obtiene una gráfica donde relacione el número de golpes y la humedad correspondiente de cada muestra, obteniendo así logáritmicamente el limite liquido de la muestra a los 25 golpes.

Fig 27: Grafica de Obtención del Limite Liquido a los 25 Golpes



FUENTE: Autoría Propia.

#### Determinación del Límite Plástico:

Esta propiedad sirve para determinar el índice de plasticidad y consistencia del suelo, se lo realiza por medio de un ensayo en laboratorio mediante un procedimiento normalizado, y que según la NEC-SE-GC (2015), establece seguir la norma INEN 0692, en la cual explica de manera detalla cómo se realiza el ensayo para obtención del límite plástico.

La Norma INEN 0692 establece que:

Este método se basa en determinar el contenido de agua de un suelo en el límite entre su comportamiento plástico y sólido, para lo cual se utiliza el proceso de rolado para vaporizar gradualmente el agua hasta que comienza a fisurarse o disgregarse. (p. 1).

Cuando el ensayo del límite plástico se pone en práctica en muestras de suelo en su estado natural y esta posee alto contenido de agua, se debe dejar secar al ambiente o aire hasta llegar al límite requerido. (NOTA 2; p. 2).

#### Equipo:

- Placa de vidrio esmerilado de 15cm x 15 cm.
- Recipiente caucho para mezclar la muestra.
- Recipiente para determinar la humedad.
- Tamiz N°40.
- Espátula.
- Horno a temperatura de  $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$ .
- Franela.
- Balanza de aproximación de 0,01gr.

#### Procedimiento:

En primer lugar la norma INEN 0692 establece un pretratamiento del material a analizar, estos pasos deben llevarse a cabo antes de comenzar con el ensayo.

En la sección 7.1 de la norma INEN 0692 dice:

- Obtener un ejemplar de unos 100g aproximadamente del total del material que pase por el tamiz de  $425 \mu\text{m}$  (#. 40), obtenida en base a la Norma INEN 688.
- A este ejemplar se le deja evaporar, o se le añade agua destilada y se la mezcla totalmente en el envase, usando la espátula hasta conseguir una amalgama de suelo homogénea y plástica, en cantidad suficiente para poder moldearla con los dedos.

- Cuando el límite plástico se determina conjuntamente con el límite líquido, se toma al iniciar el ensayo del límite líquido un ejemplar de aproximadamente 30 gramos, el mismo que debe ser suficientemente homogéneo y plástico como para que pueda formarse con sencillez una esfera, sin que se pegue a los dedos al comprimirla; esta muestra deberá ser puesta bajo recipiente hermético. (p. 2).

*Fig 28: Muestra de Suelo Previamente Tratada y Lista Para el Ensayo.*



FUENTE: Autoría Propia, Foto Tomada del Laboratorio de Suelos de UCACUE.

- Luego de este pretratamiento, se toma los 100gr de la muestra y se la separa en porciones, cada una de estas, se la coloca en la placa de vidrio y se la comienza a moldearla en una bola con los dedos, luego amasarla e ir formando cilindros de suelo de un diámetro aproximado de 3mm o 1/8 pulg, a lo largo de toda su longitud.

*Fig 29: Rolado de los Cilindros de Suelo.*



FUENTE: Imagen obtenida de NORMA INEN 0692.

- El amasado deberá hacerse dando de 80 a 90 recorridos por minuto, un recorrido es un movimiento de la mano que se lo realiza rodando el cilindro de suelo de adelante hacia atrás, hasta su posición inicial, esto se lo realiza hasta llegar a obtener un cilíndrico de 3mm en donde se presenten fisuras o signos de desmenuzamiento.
- Posteriormente se recoge el cilindro y se moldea nuevamente en los dedos y se repite el procedimiento hasta que el cilindro se corte tanto longitudinalmente como transversal, o se desmenuce al enrollar con la presión requerida hasta

3mm. El cilindro puede desmenuzarse antes de tener los 3mm, esto se considera correcto si previamente ya se obtuvo cilindros de 3mm de diámetro.

- Como último pasó, se recoge las porciones del cilindro y se coloca en distintos recipiente para determinar la humedad de cada uno, de los valores más consistentes y se realiza un promedio tomando ese valor como el del límite plástico.

Fig 30: Límite Plástico

LÍMITE PLÁSTICO	TARRO N°	PESO HUM.(GR.)	PESO SECO.(GR.)	PESO CAPS.(GR.)	% HUMEDAD
	3	25,26	24,35	21,15	28,44%
	2	25,55	24,61	21,21	27,65%
	11	25,55	24,83	22,09	26,28%
	13	25,30	24,54	21,78	27,54%
Límite Plástico					<b>27,47%</b>

FUENTE: Autoría Propia.

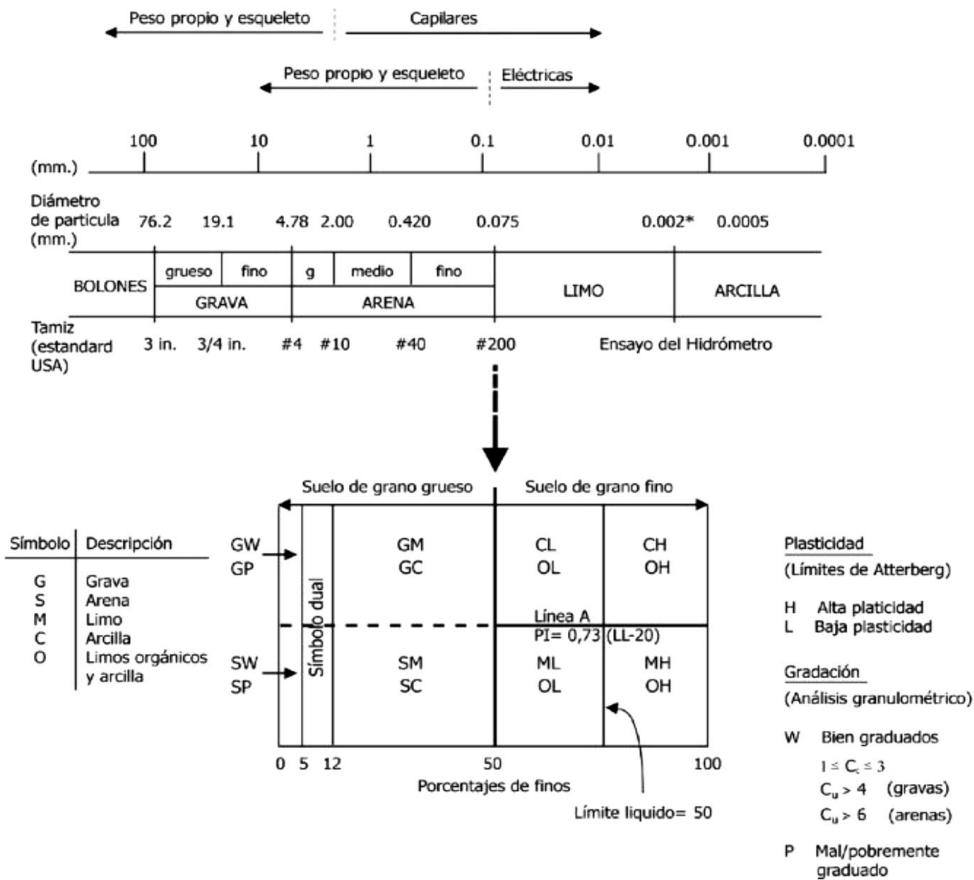
#### 2.1.2.6.4 Ensayo 4: Clasificación del Suelo (Método SUCS).

El sistema unificado de clasificación de suelos SUCS, propuesto por Arthur Casagrande en 1932 aceptado y adoptado por la Sociedad Americana de Prueba de Materiales de los EEUU (ASTM D 2487 y 2488), está basado principalmente en el análisis granulométrico y en los límites de consistencia de Atterberg de los Suelos,

En la Guía Práctica Para la Ejecución de Estudios Geotécnicos y Trabajos de Cimentación según la NORMA ECUATORIANA DE SEGURIDAD NEC 2015, establece que la primera y fundamental decisión está tomada en base a la cantidad de finos, definido como el correspondiente a partículas de diámetro menor a 0,075 mm, que pasan el tamiz #200. Si menos del 50% en peso del suelo pasa el tamiz #200, entonces el suelo es “grueso” y se subclasifica en arena o grava usando el tamiz #4. De otro modo, el suelo es “fino” y se subclasifica en limo o arcilla, usando los límites de plasticidad. La siguiente figura presenta un esquema resumido del SUCS. (p. 12).

La importancia del tamiz #200 se hace evidente cuando se analizan las fuerzas dominantes sobre las partículas, incluyendo las de peso propio, las fuerzas debidas a los esfuerzos efectivos, fuerzas eléctricas, y fuerzas capilares.

Fig 31: Sistema Unificado de Suelos.



FUENTE: Santa marina C., 2004 y Guía Práctica Para la Ejecución de Estudios Geotécnicos y Trabajos de Cimentación de Conformidad con la NEC 2015

Consecuentemente, el SUCS tiene un rango del 5% al 12% de contenido de finos que modifica la clasificación de suelos. En efecto, un suelo granular con relación de vacíos  $e \sim 0,6$  colmata su espacio intersticial con alrededor de 5% a 15% de finos. En la ausencia de finos, el empaquetamiento de granos en suelos gruesos (gravas o arenas) depende del coeficiente de uniformidad  $C_u = D_{60} / D_{10}$ ; este determina las máximas y mínimas relaciones de vacío que un determinado suelo granular puede alcanzar. El coeficiente de curvatura  $C_c = D_{30} / (D_{10} \cdot D_{60})$  agrega información acerca de la convexidad de la curva granulométrica, indicando la presencia de diámetros extremos, Narsilio&Santamarina., 2004.

Por otro parte, los límites de Atterberg son utilizados para clasificar los suelos finos. Estos ensayos valoran la superficie específica y la formación de tejidos. Los ensayos de límites de consistencia deben ser realizados con la misma substancia, ya que diferentes iones y concentraciones afectan la capa difusa y las fuerzas de repulsión.

De lo expuesto y de acuerdo con los resultados de varias investigaciones desarrolladas en los últimos 15 años, sobre la influencia en las propiedades mecánicas del contenido de finos en la matriz de suelos granulares (arenas o gravas), en el capítulo 4.1.1 del documento de la Norma NEC-SE-CM, se hace énfasis que las arenas o gravas que tengan mayor del 30% del peso que pase por tamiz No. 200 (suelos finos mayores al 30%) y que tengan límite líquido  $wL \geq 30\%$  e índice plástico  $IP \geq 15\%$ , se comportaría como suelo fino, es decir el comportamiento mecánico de estos suelos granulares estaría controlada por la matriz de suelo fino. (p.13)

### **Método SUCS**

% Que pasa el tamiz #200 = 14.49%

**14.49% < 50%      SUELO GRUESO →**

% Retenido en el tamiz #4 = 0%

**0% < 50% → ARENA**

% Retenido en el tamiz #200 = 85.51%

**85.51 > 5%      ARENA MAL GRADUADA**

Según la carta de plasticidad

Es un suelo **SM. (ARENAS LIMOSAS DE BAJA PLASTICIDAD)**

En conclusión es un suelo BUENO para Terreno de Fundación.

#### *2.1.2.6.5 Ensayo 5: Ensayo del Picnómetro.*

Una de las características más importantes de un suelo es el denominado peso específico, que se define como la relación entre el peso unitario del material sólido y el peso del agua a 4 °C.

Es por este motivo que existen varias formas de calcularlo diferenciándose entre sí por el tipo de suelo estudiado, en específico por el tamaño de sus partículas. Entre estos existen ensayos recomendados para agregados gruesos o partículas mayores al tamiz N.-4 (ASTM), como es el método de la canastilla y ensayos específicos para agregados finos, es decir partículas que pasan el tamiz N.-4 (ASTM) como el método del picnómetro, siendo este último el que se lo va a realizar.

Para el cálculo del Peso específica de los sólidos bajo el tamiz N° 4 (ASTM), se utiliza la norma NTE INEN 856, 2010, en la cual establecen el método gravimétrico o también denominado del Picnómetro.

Equipo:

- Balanza de Aproximación de 0,01gr.
- Picnómetro.
- Aspirador o Pipeta.
- Agua.
- Horno de Secado de 110° +- 5°C.
- Recipientes para Muestras
- Termómetro.
- Embudo.

Calibración del Picnómetro:

Ante todo se deberá calibrar el picnómetro, para ello se limpia el picnómetro y se deja gotear boca abajo, para luego obtener el peso del picnómetro seco y vacío ( $W_{pv}$ ).

Posteriormente se llena con agua a temperatura ambiente hasta que la parte inferior del menisco coincida con el signo de calibración, se seca el exterior del picnómetro así como el interior y se procede a pesar y registrar su peso del picnómetro más el agua, este será el denominado "C". La temperatura de calibración ( $T_i$ ), se obtiene mediante un termómetro introducido en el agua.

A continuación se prepara una tabla de valores de C para una serie de temperaturas ( $T^{\circ}x$ ) que probablemente prevalezcan durante el ensayo. Se calculan los valores de  $CT^{\circ}x$ , mediante la siguiente expresión:

$$C T^{\circ}x = \left( \frac{\gamma T^{\circ}x}{\gamma T_i} \right) * (C T_i - W_{pv}) + W_{pv}$$

Ec. 2

Dónde:

- $CT^{\circ}x$  = Peso del picnómetro + agua a una  $T^{\circ}x$  (gr)
- $\gamma T^{\circ}x$  = Densidad del agua a una  $T^{\circ}x$  (gr/cm<sup>3</sup>), según la tabla 6.
- $\gamma T^{\circ}i$  = Densidad del agua a la  $T^{\circ}$  de calibración (gr/cm<sup>3</sup>), según la tabla 6.
- $CT^{\circ}i$  = Peso del picnómetro + el agua a temperatura de graduación (gr.)
- $W_{pv}$  = Peso del picnómetro vacío (gr.)

Tabla 6: Tabla de Densidades de Agua en función de la Temperatura.

Temperatura (° C)	Densidad (grs/cm <sup>3</sup> )	K (adimensional)
0	0,99987	1,00164
1	0,99993	1,00170
2	0,99997	1,00174
3	0,99999	1,00176
4	1,00000	1,00177
5	0,99999	1,00176
6	0,99997	1,00174
7	0,99993	1,00170
8	0,99988	1,00165
9	0,99981	1,00158
10	0,99973	1,00150
11	0,99963	1,00140
12	0,99952	1,00129
13	0,99940	1,00117
14	0,99927	1,00104
15	0,99913	1,00090
16	0,99897	1,00074
17	0,99880	1,00057
18	0,99862	1,00039
19	0,99843	1,00020
20	0,99823	1,00000
21	0,99802	0,99979
22	0,99780	0,99957
23	0,99756	0,99933
24	0,99732	0,99908
25	0,99707	0,99884
26	0,99681	0,99858
27	0,99654	0,99831
28	0,99626	0,99803
29	0,99597	0,99773
30	0,99565	0,99742

FUENTE: NCH 1532, 1980.

#### Procedimiento:

A continuación se presenta el procedimiento del método del picnómetro, tomado de la norma INEN 0856, 2010, que dice:

1. Llenar parcialmente el picnómetro con agua.
2. Colocar la muestra en una bandeja o en otro recipiente apropiado y secarla en el horno a una temperatura de  $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ , hasta conseguir una masa constante, dejarla que se enfríe hasta una temperatura que sea confortable para su manipulación (aproximadamente  $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ ), luego cubrirla con agua, ya sea por inmersión o por adición de agua, hasta alcanzar al menos 6% de humedad en el árido fino y dejar que repose por  $24\text{ h} \pm 4\text{ h}$ . (p. 3).
3. Introducir en el picnómetro  $500\text{ g} \pm 10\text{ g}$  de árido fino saturado superficialmente seco, preparado como se describió anteriormente y llenar con agua adicional hasta

aproximadamente el 90% de su capacidad. Agitar el picnómetro manualmente para eliminar las burbujas visibles de aire.

4. Luego de eliminar todas las burbujas de aire, ajustar la temperatura del picnómetro y su contenido a  $23,0\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ , si es necesario mediante inmersión parcial en agua circulante; y llevar el nivel de agua en el picnómetro hasta la marca de calibración. Determinar el peso total del picnómetro, muestra y agua.
5. Retirar el árido fino del picnómetro, secarlo en el horno a una temperatura de  $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$ , hasta conseguir una masa constante y enfriarlo a temperatura ambiente por  $1\text{ h} \pm \frac{1}{2}\text{ h}$ , determinar su peso.
6. Determinar el peso del picnómetro lleno hasta la marca de calibración, con agua a  $23,0\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Calculo:

$$\text{Peso Especifico Seco} = \frac{D}{D - (B - C)}$$

*Ec. 3*

Dónde:

- **B** = Peso del Picnómetro + Agua + Muestra.
- **C** = Peso del Picnómetro + Agua.
- **D** = Peso del Material Seco.

$$\text{Peso Especifico Seco} = \frac{250.8\text{ gr}}{250.8\text{ gr} - (769.8\text{ gr} - 657.8\text{ gr})}$$

$$\text{Peso Especifico Seco} = 1.807\text{ gr/cm}^3$$

### 2.1.3 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA DE LA CIMENTACION.

En función de la Teoría de Capacidad de Carga de Terzaghi, se calculó la capacidad admisible del suelo para una profundidad de cimentación de 1,0 metros para un ancho  $B=0,60\text{ m}$  aplicando las siguientes fórmulas para los dos estratos presentes en el suelo en estudio.

- Cimentación Superficial Corrida;  $Df/B \leq 4$

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma$$

*Ec. 4*

- Cimentación Superficial Cuadrada;  $Df/B \leq 4$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN\gamma$$

Dónde:

- **c** = Cohesión del Suelo
- **$\gamma$**  = Peso Específico del Suelo
- **Df** = Profundidad de Desplante de la Cimentación desde nivel del terreno
- **q** =  $\gamma Df$
- **Nc, Nq, Ny** = Factores de capacidad de carga que están en relación al ángulo de fricción del suelo.
- **B** = Ancho de la Cimentación.

#### 2.1.4 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

La capacidad de carga admisible para el estrato granular identificado como Pozo N.-1, que presenta, arenas con matriz limosa, para una profundidad de cimentación determinada se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 7: Capacidad de Carga Admisible  $q_{adm}$  a Diferentes Profundidades.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $Q_{adm}$					
FACTOR DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DE LA NEC (FSI)	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	POZO N:1 ESTRATO E 1 (MATERIAL SM)			
		$q_u$ (Ciment Corrida)	$Q_{adm} = q_u / FSI$ (kg/cm <sup>2</sup> ) (Ciment Corrida)	$q_u$ (Ciment Cuadrada)	$Q_{adm} = q_u / FSI$ (kg/cm <sup>2</sup> ) (Ciment Cuadrada)
3	1,0	126,9	14,1	119,2	13,2
	1,5	171,2	19,0	163,5	18,2
	2,0	215,5	23,9	207,8	23,1

FUENTE: Autoría Propia.

## 2.2 ESTUDIO HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.

### 2.2.1 OBJETIVO.

El objetivo del estudio es, calcular el caudal máximo de la crecida correspondiente a un período de retorno de 100 años y el nivel máximo que obtendría el río en la sección seleccionada para su construcción, además de Identificar y evaluar las condiciones hidráulicas del sitio de emplazamiento y estudiar los efectos erosivos que originarán las avenidas, para el diseño de los apoyos, protecciones y demás elementos constructivos del puente.

### 2.2.2 METODOLOGÍA UTILIZADA.

El estudio se basa en las sugerencias planteadas en las Normas de Drenaje del Ministerio de Transporte y Obras Publica MTOP, para la realización de diseño de puentes y drenaje vial, además de respetar las normas establecidas en el país.

En primer lugar se realizó un trabajo de campo, el cual tuvo por objetivo la ubicación del sitio de emplazamiento del puente, se realizó un reconocimiento hidrológico de la cuenca hidrográfica, ubicación de huellas de crecidas y evaluación del tipo de materiales del lecho del río.

Además de esta información de campo, es necesario para el presente estudio la siguiente información que se ha considerado como relevante.

- Cartografía del IGM para la definición de la cuenca hidrográfica y la determinación de los diferentes parámetros de la cuenca.
- Topografía auxiliar del sitio de emplazamiento, sección transversal de cruce, en especial en el eje de la vía.
- Información hidrometeoro lógica, la misma que informa los parámetros climáticos e Hídricos que controlan el régimen hidrológico y el establecimiento de grandes avenidas.
- Muestras representativas del lecho, para conocer el material constitutivo del lecho del río y su distribución porcentual.

Una vez que se disponía de la información necesaria, se realizó la labor de oficina la cual incluyó los siguientes puntos:

- Partiendo del informe cartográfico, se calcularon los parámetros físico-morfométricas de la cuenca hidrográfica.
- Se establecieron las secciones transversal y longitudinal de los sitios de emplazamiento. Se prepararon los datos requeridos por el Método Racional y el modelo matemático lluvia-escorrentía. Se obtuvo la gradiente hidráulica, propiedad de la sección de ubicación del puente, basándose en los perfiles transversal y longitudinal obtenidos de la topografía de la zona.
- La precipitación, factor concluyente del régimen hidrológico de la zona y en la formación de avenidas, se estudió en base a las intensidades de la lluvia, mediante la metodología propuesta por el MTOP.
- Los valores de intensidad máxima diaria, se obtuvieron directamente del informe **“ESTUDIOS DE LLUVIAS INTENSAS”**, Quito 1999 del INAMHI.
- Las cartas de isolíneas, debido a períodos de retorno de 50 y 100 años.
- El estudio de caudales de diseño se fundamentó principalmente, en la aplicación del Método Racional.

- Finalmente, se trazó y analizó la socavación total general del lecho del río, mediante la aplicación del método de L.L. Lischtvan - Lebediev.

### **2.2.3 INFORMACIÓN PRELIMINAR.**

Para comenzar con el estudio es necesario recolectar la información preliminar necesaria, a continuación se la presenta en mayor detalle.

#### **2.2.3.1 Cartografía.**

Se recopiló la información hidrográfica y topográfica proporcionada en las cartas proporcionadas por el Instituto Geográfico Militar a escala 1:50.000. **Ver en Anexo B “Delimitación De La Cuenca Hidrográfica Del Rio Aguarnuda.”**

#### **2.2.3.2 Hidrografía.**

El Río AGUARNUDA nace aproximadamente a 9.6 km al sur este del punto de interés, a pocos metros del punto de interés el río Aguarnuda recibe la descarga del río EL TAMBO, estos dos ríos no cuenta con afluentes importantes, Las quebradas que lo alimentan no tienen un nombre definido; más bien forma parte de la cuenca alta del Río Jubones.

#### **2.2.3.3 Hidrometeorológica.**

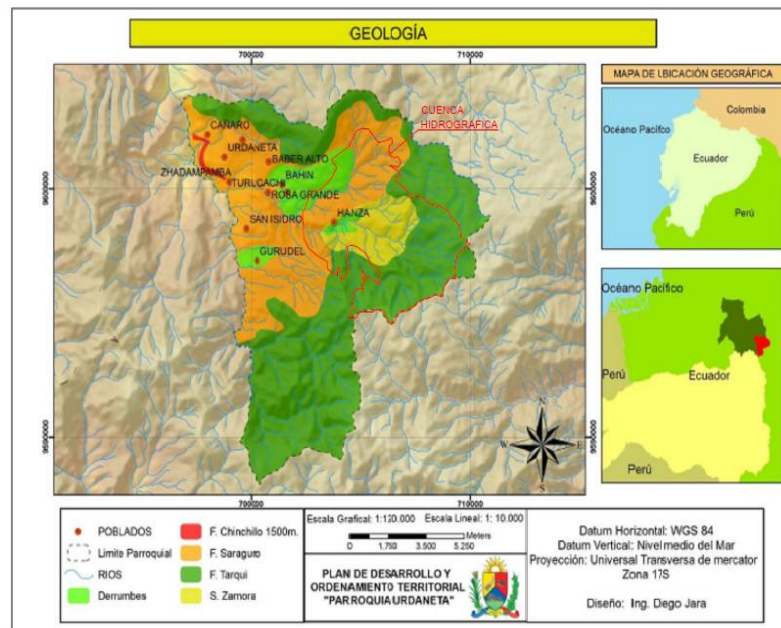
La información meteorológica básica para el cálculo de crecidas corresponde a la utilizada por el MTOP, en la actualización de las Normas de Drenaje, tomando como referencia el documento científico de la INAMHI "Cálculo de Lluvias Intensas".

Según dicha información, el territorio ecuatoriano se ha dividido en 35 zonas en el continente, división realizada en base a las características intrínsecas de las precipitaciones. El área de estudio pertenece a la Zona N° 25.

#### **2.2.3.4 Información de Uso de Suelos de la Zona.**

La información correspondiente a geomorfología, uso actual y clases de suelo, se obtuvo del Plan de Ordenamiento Territorial de la Parroquia Urdaneta. Desde el punto de vista geológico, las formaciones que se encuentran en la cuenca en estudio son: F. Tarqui, F. Saraguro, Grupo Zamora. A continuación en la figura No. 32 se puede observar dichas formaciones.

Fig 32: Formaciones Geológicas Presentes en la cuenca Hidrográfica.



FUENTE: Plan de Ordenamiento Territorial de la Parroquia Urdaneta, (PDOT)

- **Formación Saraguro:** El Oligoceno y el Mioceno basal están representados, en el centro y el sur del Ecuador, por una potente serie volcánica de más de 2.000 m. descritas bajo el nombre de grupo Saraguro. Se trata de lavas más bien andesíticas en las cuales se intercalan rocas piroclásticas.
- **Formación Tarqui:** Formación del periodo Mioceno-Plioceno se caracteriza por el desarrollo de actividad volcánica riolítica. Forma un manto casi horizontal a una altitud cercana a los 3000m.
- **Grupo Zamora:** El grupo Zamora, es atribuido al Paleozoico inferior a superior (J.W. Baldock, 1982). La base y el tope del grupo Zamora no son conocidas, ya que la serie está en contacto fallado con terrenos más jóvenes del Mesozoico. Algunos granitos deformados fechados radiométricamente datan del Jurásico (148±4 Ma., 168±5 Ma., 175±5 Ma.).

En la cuenca del río en estudio se pueden apreciar claramente dos tipos de topografías, una topografía irregular moderada con un rango de pendiente de entre 12 al 25%, y zonas abruptas de montaña con pendientes mayores a 70%.

Desde el punto de vista de la cobertura del suelo, en la cuenca hidrográfica del río en estudio, se puede apreciar en mayor extensión la presencia de vegetación arbustiva y/o arbórea con fines de protección para evitar la erosión, en menores extensiones se puede ver el uso del suelo que se dedica al cultivo y pastizales.

### 2.2.3.5 Información de Campo.

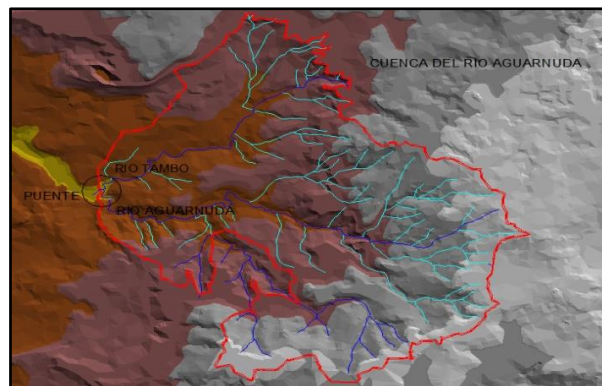
El lecho tiene un cauce definido, con base aluvial, con la presencia de cantos rodados de aproximadamente hasta 0.6m de diámetro, los taludes son normales, con presencia de vegetación característica de la sierra.

El cauce desde la boca de desembocadura del río Tambo en el río Aguarnuda hasta el punto de estudio es relativamente plano. Los datos medidos en el campo se muestran a continuación.

### 2.2.4 EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS FÍSICOS Y ESTRUCTURA DE LA CUENCA DEL RÍO AGUARNUDA.

Las características físicas de la cuenca se determinaron en base a cartas topográficas editadas por el IGM a escala 1:50.000, y con la ayuda del programa CivilCAD 3D.

Fig 33: Vista de la cuenca Hidrográfica en Estudio.



FUENTE: Autoría Propia, Imagen obtenida de IGM.

#### 2.2.4.1 Forma de la Cuenca.

La forma de la cuenca tiene fundamental importancia en la cantidad de escorrentía para una misma área y una misma intensidad de lluvia, así pues el hidrograma de salida está en función de la geometría de la cuenca. El coeficiente de compacidad de Gravelius ( $K_c$ ), es el índice admitido para representar esta característica, cuya expresión numérica relaciona el perímetro de la cuenca, con el perímetro de un círculo de área equivalente a la del drenaje.

$$K_c = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}}$$

Ec. 6

Dónde:

- **Kc** = Índice de Compacidad.
- **A** = Área total de la cuenca.
- **P** = Perímetro de la cuenca.

Si se analiza el índice de compacidad de la cuenca del río Aguarnudas se concluye que es de forma oval- rectangular, y con tendencia a las crecidas BAJA.

#### 2.2.4.2 **Pendiente Longitudinal de la Cuenca.**

Se la determina mediante la siguiente fórmula:

$$I_r = \frac{(H_{max} - H_{min})}{L}$$

Ec. 7

Dónde:

- **Hmax** = Altura máxima en metros
- **Hmin** = Altura mínima en metros
- **L** = Longitud del cauce principal metros

#### 2.2.4.3 **Densidad de Drenaje.**

Se define como la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para escurrir las aguas de una precipitación que no ha podido percolar. La densidad de drenaje está íntimamente relacionada con las precipitaciones, pendiente del suelo y finalmente con la dureza de las capas superficiales. En el presente estudio se aplicará la relación:

$$Dd = \frac{L_t}{A}$$

Ec. 8

Dónde:

- **D d** = densidad de drenaje, Km/Km<sup>2</sup>
- **Lt** = Total longitud de los cauces en la cuenca
- **A** = Área de la cuenca.

Tabla 8: Características de la Cuenca según el Drenaje.

DENSIDAD DE DRENAJE Km / Km <sup>2</sup>	CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA
0.10 a 1.00	Regularmente drenada (RD)
1.00 a 1.50	Normalmente drenada (ND)
> a 1.50	Bien drenada (BD)

FUENTE: Autoría Propia.

#### 2.2.4.4 Sinuosidad de la Corriente.

Este parámetro da una medida de la velocidad de la escorrentía del agua a lo largo de la corriente, además permite determinar qué tipo de alineamiento tiene el río.

$$S = \frac{L}{Lt}$$

Ec. 9

Dónde:

- L = longitud del cauce principal (km)
- Lt = Longitud Total de los cauces de la cuenca en km

Este valor indica que el río NO tiene un alineamiento recto, es decir posee un alineamiento irregular.

A continuación se muestra una tabla con los parámetros de la cuenca en estudio:

Tabla 9: Tabla Resumen de los Parámetros de la cuenca.

CUENCA RIO AGUARNUDA	A	P	L	Lt	Ht	H mx	H min	Hc	Sc	Kc	lr	Dd	S
	(Km2)	(Km)	(Km)	(Km)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/m)	(m/m)		(m/m)
	31.23	32.81	9.758	74.21	786.68	3280	2480	559.57	0.0573	1.66	0.082	2.38	0.13

FUENTE: Autoría Propia.

Los cuadros con los respectivos cálculos se pueden ver en el **Anexo B.- “DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE LA CUENCA.”**

#### 2.2.4.5 Tiempo de Concentración.

El tiempo de concentración, es el tiempo de flujo que toma, desde el punto más apartado en la cuenca hasta la salida de la misma, se ha calculado en base a los datos físico-morfométricos de la hoyo o cuenca, mediante la fórmula de Kirpich, recomendada por el MTOP para estos casos. Se expresa como:

$$Tc = \left( 0.87 * \frac{L^3}{Hc} \right)^{0.385}$$

Ec. 10

Dónde:

- **T c** = Tiempo de concentración (horas)
- **L** = Longitud del rio (Km).

- **Hc** = Desnivel crítico en m. (El cálculo de Hc se puede ver en el Anexo B)

A continuación, se muestra los resultados:

Tabla 10: Resultados del Tiempo de Concentración.

Cuenca	Tc	Tc
Rio Aguarnuda	1.15	69

FUENTE: Autoría Propia.

## 2.2.5 ANALISIS DE INTENSIDADES DE LLUVIAS.

Los valores de intensidad de lluvia, se los obtiene en base de los datos de las precipitaciones máximas ocurridas en 24 horas; estos datos se encuentran en los anuarios meteorológicos e hidrológicos publicados por el INAMHI.

Para el presente estudio la estación que se ha utilizado es la estación Saraguro que tiene como código M142, que es la información más cercana al sitio del proyecto, y que la se puede apreciar de mejor manera en el **ANEXO B: “ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES, ECUACIONES REPRESENTATIVAS E ISOLINEAS.”**

Con la finalidad de considerar en el análisis de caudales, la influencia de las cantidades de precipitación y demás características de esta, se han definido los gráficos de Intensidad-Frecuencia-Duración, en cuyo cálculo ingresa como cifra el correspondiente a la máxima precipitación en un día o 24 horas para la zona en análisis, valor implícito en el parámetro  $I_d$  conforme a las relaciones proporcionadas por la INAMHI para la Zona N° 25:

- Para  $5 \text{ min} \leq t \leq 60 \text{ min}$   $I_{tr} = 97.389 * t^{-0,6117} * I_{d_{tr}}$   
Ec. 11
- Para  $1 \text{ hora} < t \leq 24 \text{ horas}$   $I_{tr} = 125.73 * t^{-0,6643} * I_{d_{tr}}$   
Ec. 12

Dónde:

- **$T_r$**  = Período de Retorno
- **$t$**  = Duración de la Lluvia, igual al tiempo de concentración en minutos.
- **$I_{d_{tr}}$**  = Valor determinado en base al grafico de intensidades diarias máximas para lluvias en un tiempo de retorno de 50 a 100 años.

En el **ANEXO B** se presenta los diferentes bocetos de la Zonificación de Intensidades de Lluvia e Isolneas de intensidades para un periodo de retorno de 50 y de 100 años

El valor de  $I_d$  para la cuenca en estudio es:

*TABLA 11: Valores  $I_d$  para la cuenca en Estudio*

<b>Cuenca</b>	<b><math>I_d</math> 50 (mm/h)</b>	<b><math>I_d</math> 100 (mm/h)</b>
Rio Aguarnuda	3	4

FUENTE: Autoría Propia.

La curva de masa de Lluvia no es más que un análisis en el que involucra los datos de intensidades diarias y la aplicación adecuada de las ecuaciones estipuladas. Estas curvas constan en el ANEXO B: **Cálculo de la Curva de Masa de Lluvia**. Estas constituyen los hietogramas de diseño para el cálculo de los caudales en el punto de interés, aplicadas a los Modelos que se emplean.

El valor de la intensidad de la precipitación, para períodos de recurrencia de 100 y 50 años es:

*Tabla 12: Valores de la Intensidad de Precipitación.*

<b>Cuenca</b>	<b><math>I</math> 50 (mm/h)</b>	<b><math>I</math> 100 (mm/h)</b>
Rio Aguarnuda	22.91	30.55

FUENTE: Autoría Propia.

## **2.2.6 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL Y NIVEL DE DISEÑO.**

Con la finalidad de cumplir con uno de los requerimientos del estudio, como es, el cálculo del nivel máximo de crecida en lugar a establecerse el puente sobre el río Aguarnuda, se procedió a calcular el  $Q$  máximo de avenidas para ciclos de retorno de 50 y 100 años. Posteriormente, a base de la curva de descarga del río obtenida para el sitio de implantación, se determinó el nivel de crecida requerido.

### **2.2.6.1 Cálculo de Caudales.**

#### *2.2.6.1.1 Cálculo del Número de Curva (CN).*

La precipitación efectiva que es un parámetro importante para la elaboración de los hietogramas de crecida, no es más que una fracción de la precipitación total (precipitación superficial infiltrada y vaporizada) que se usa generalmente para cultivos

y uso humano es decir constituye a la precipitación que no se retiene en la superficie de la cuenca y tampoco se infiltra en el suelo.

En 1972 la Agencia de Conservación de Suelos de los Estados Unidos también conocido como U. S. Soil Conservation Service SCS elaboro una técnica para obtener las abstracciones producidas en las precipitaciones vistas en tormentas, basándose en que estas presentan una profundidad de precipitación total siempre mayor que la escorrentía directa, siendo esta una característica de este fenómeno.

Pe = Precipitación directa

P= Precipitación Total

Al analizar y esbozar los datos de Pe y P para distintas cuencas, se tipificaron una serie de Curvas, valorándolas de acuerdo a un número adimensional denominado CN que va desde 0 a 100. Para cuencas con superficies impenetrables CN=100 y para superficies naturales, CN<100. Estos números de curva o también conocidos como números hidrológicos han sido estructurados de acuerdo a la humedad, tipos de suelo y uso de suelo.

Para el cálculo del Numero Hidrológico CN de la cuenca del Rio Aguarnudas se tomó en consideración su humedad promedio antecedente, el uso y tipo de suelo, información adquirida del PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL GOBIERNO AUTONOMO DESCENTRALIZADO DE LA PARROQUIA URDANETA. Con los criterios expuestos, mediante una ponderación en función de la distribución de la vegetación obtenida en el trabajo de campo, se estableció el número hidrológico, con el siguiente resultado:

*Tabla 13: Tabla Del Número Hidrológico.*

<b>Cuenca</b>	<b>CN</b>
Rio Aguarnuda	83

FUENTE: Autoría Propia.

En el **ANEXO B: CALCULO DEL NUMERO HIDROLÓGICO NC**, se presenta la manera que fueron obtenidos los datos para la elaboración del cuadro de Cálculo del Número Hidrológico CN

### **2.2.6.2 Determinación del Coeficiente de Escorrentía C.**

Para la obtención de este coeficiente (C), se recurrió a los datos sobre las características del suelo y vegetación, tomando ciertos criterios del Manual de Drenaje del MTOP.

Siendo una zona de características semipermeables, arcillosas, liestaas, con poca retención de agua, de gran pendiente y vegetación predominante de bosque, se escoge un valor del coeficiente de escurrimiento ponderado, igual a:

$$C = 0.415$$

En el **ANEXO B: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C**, se presenta el cálculo para la obtención de **C**, para la cuenca hidrográfica del río Aguarnuda.

### 2.2.6.3 Método Racional.

Este método se basa primordialmente en la intensidad de precipitación sobre una cuenca y el tiempo requerido que toma a sus partes en contribuir o llegar a un punto de descarga más conocido como tiempo de concentración en el método racional modificado, el caudal obtenido mediante este modelo matemático será directamente proporcional a la intensidad de precipitación, restando de esta la escorrentía infiltrada y evaporada cuantificada a través del coeficiente de escurrimiento

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

Ec. 13

Dónde:

- **Q** = Caudal en el punto de salida o desagüe de una cuenca (m3/seg.)
- **C** = Coeficiente de escorrentía de la cuenca.
- **I** = Intensidad promedio de la precipitación de acuerdo al período de retorno y al tiempo de concentración.
- **A** = Área total de la cuenca km<sup>2</sup>.

El valor calculado de caudal máximo por este método, es el siguiente:

Tabla 14: Caudal Máximo Calculado.

CUENCA	Q50 (m3/s)	Q100(m3/s)
Rio Aguarnuda	81.54	108.72

FUENTE: Autoría Propia.

#### 2.2.6.4 Nivel de Máxima Crecida y Velocidad Máxima.

Definida la sección en la que será implementado el puente, se realiza el análisis para la determinación de la cota de máxima crecida, utilizando la metodología de la ecuación de Manning para obtener la curva de descarga. A continuación se calcula la pendiente Hidráulica del tramo apoyándonos en la topografía de la zona y de los perfiles tanto transversal como perpendicular del lecho de río obteniendo el siguiente dato:

Tabla 15: Pendiente Hidráulica del Tramo

CUENCA	J
RIO AGUARNUDA	0.057

FUENTE: Autoría Propia.

La rugosidad del lecho del río se obtuvo de las tablas de coeficientes de rugosidad  $n$  que constan en el **ANEXO B: Determinación del coeficiente de rugosidad  $n$** , obteniéndose un valor de:

Tabla 16: Coeficiente de Rugosidad  $n$

CUENCA	J
Rio AGUARNUDA	0.063

FUENTE: Autoría Propia.

#### 2.2.6.5 ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO EN EL CRUCE DEL RIO.

##### 2.2.6.5.1 Curva de Descarga:

Como información básica se cuenta con la topografía auxiliar en escala 1:500 para el sector de cruce seleccionado y la cartografía en escala 1:50.000 para el área de influencia, obteniéndose de la primera los datos de geometría del cauce. Los parámetros son los siguientes:

Tabla 17: Parámetros de la Geometría del Cauce.

Pendiente (m/m)	0.057
Cota rasante del río (msnm)	2493
Coficiente $n$	0.063

FUENTE: Autoría Propia.

Con estos datos y los de la sección del río, en el lugar del puente se ha realizado la curva de descarga, de donde se obtiene la Cota máxima de la lámina de agua para la crecida del caudal con un periodo de retorno  $T_r$  de 100 años, Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 18: Resultados de la Cota de la Superficie de Agua para la Crecida del Caudal

Q100=108.72 m <sup>3</sup> /s	
<b>Cota máxima de agua (m)</b>	3.33
<b>Área de la sección A (m<sup>2</sup>)</b>	23.60
<b>Velocidad V (m/s)</b>	4.60
<b>Ancho de la sección B (m)</b>	10.35

FUENTE: Autoría Propia.

Los cuadros con los respectivos cálculos se muestran en el **ANEXO B: Generación de la curva de descarga.**

### 2.2.7 NORMAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO.

Con el objetivo de determinar el grado de erodabilidad del cauce, y en función de éste, el tipo de estructura más recomendable para las circunstancias particulares del sitio de emplazamiento, se calcula del número de Froude utilizando la fórmula:

$$N^{\circ} \text{ FROUDE} = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

Ec. 14

En donde:

- **V** = Velocidad del caudal máximo instantáneo en m/s.
- **g** = Aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>
- **h** = Tirante S/D en m
- **S** = Superficie de la sección hidráulica en m<sup>2</sup>
- **D** = Ancho del espejo de agua en m.

Para un ciclo de retorno de 100 años, el resultado es el siguiente:

Tabla 19: Resultados del N° FROUDE.

Sitio de Implantación	N. de Froude	Velocidad de crecida (m/s)
RIO AGUARNUDA	0.97	4.60

FUENTE: Autoría Propia.

El número de Froude indica si un cauce se puede salvar con o sin apoyos o pilas intermedios en la estructura esto es:

- Si N° FROUDE > 0.8 no apoyos o pilas
- Si N° FROUDE < 0.8 se puede colocar pilas o apoyos

En el presente caso, por los criterios expuestos, el flujo de agua es subcrítico, por lo que se establece no colocar pilas en el cauce del río y se deberá cruzar el mismo con una estructura apoyada luego del nivel de crecidas, sobre los bordes del cauce.

Otro punto importante tiene relación con la velocidad del agua en las crecidas máximas. Se han considerado velocidades de hasta 4 m/s y en fuertes precipitaciones de hasta los 10 m/s por sus consecuencias erosionables, que pueden provocar peligro de colapsos en la estructura o puente. Por tanto, en el caso del puente en estudio, el régimen en crecidas es torrencioso, por lo que se deberá considerar la protección de los estribos del puente, si se implanta en el cauce.

Por lo expuesto y en consideración a los resultados obtenidos, se recomienda la siguiente luz para el puente:

Tabla 20: Luz Recomendada del Puente.

Sitio de Implantación	Luz del puente recomendada (m)
Rio Aguarnuda	14.35

FUENTE: Autoría Propia.

Se han considerado retiros del nivel de máxima crecida, de 2.0 m a cada lado. El valor recomendado, está relacionado con los resultados del estudio hidrológico-hidráulico y no son impositivos; por lo que será importante considerar el proyecto geométrico de la vía, para definir la luz que se requiera, que podría ser mayor. En este caso se consideran los valores Hidráulicos, como recomendaciones mínimas.

## 2.2.8 ESTUDIO DE SOCAVACIÓN.

El perfil de socavación hipotético del lecho ha sido calculado para un ciclo de retorno de 100 años. La socavación puede ocurrir en lo ancho y largo del río por medio del cruce de una creciente. Según Lischtván-Lebediev la socavación se pueden valorar mediante las siguientes expresiones:

- Para Suelos Granulares:

$$Ve = 0.68 * dm^{0.28} * Hs^x * \beta$$

Ec. 15

- Para Suelos Cohesivos:

$$Ve = 0.68 * \gamma d^{1.18} * Hs^x * \beta$$

Ec. 16

- Para suelos Finos:

$$Hs = \left[ \frac{\alpha * H^{\frac{5}{3}}}{0.60 * \gamma d^{1.18} * \beta} \right]^{\frac{1}{1+X}}$$

Ec. 17

- Para suelos Granulares:

$$Hs = \left[ \frac{\alpha * H^{\frac{5}{3}}}{0.60 * dm^{0.28} * \beta} \right]^{\frac{1}{1+X}}$$

Ec. 18

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{\frac{5}{3}} * Be * \mu}$$

Ec. 19

$$Vm = \frac{Qd}{At}$$

Ec. 20

$$Hm = \frac{At}{Be}$$

Ec. 21

Dónde:

- **Ho** = Tirante antes de la socavación (m)
- **Hs** = Tirante incluyendo la socavación (m)
- **Hm** = Tirante medio del cauce (m)
- **At** = Área total de la sección transversal en todo el cauce (m<sup>2</sup>)
- **Be** = Ancho efectivo del espejo de agua en la sección transversal (m)
- **m** = Coeficiente de contracción (está en función de la velocidad media Vm)
- **β** = Coeficiente que depende de la reiteración de una creciente.
- **Qd** = Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)
- **dm** = Diámetro equivalente de los granos del fondo (mm) = d50
- **Ve** = Velocidad erosiva
- **γd** = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad Hs (Tm<sup>3</sup>)
- $1 / (1 + X)$  = Coeficiente

En el **ANEXO B: “Socavación”**, se muestra la tabla de cálculos, y el perfil de socavación.

### 2.2.9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- De acuerdo al régimen climático de la zona, si se planifica instalar elementos estructurales cercanos al cauce, las obras de cimentación del Puente Aguarnuda se recomienda programarlas fuera del período lluvioso.
- El caudal máximo Qmax, para un período de retorno de 100 años, es de 108.72 m<sup>3</sup>/s.
- La cota de máxima crecida, tiene un valor de 2496.33 msnm, por lo que se recomienda una cota mínima de rasante de 2497.33 msnm, para una viga con un peralte de 1.00 m.
- Se recomienda una luz mínima de 14.35 m, con retiros del borde del talud de 2.5 m a cada lado. En el diseño estructural se ha establecido una luz final del puente de 15 m, en función del diseño geométrico de la vía, la facilidad de los accesos y las recomendaciones del Estudio Geotécnico, valor considerado adecuado desde el punto de vista hidráulico.

### **3 CAPITULO: ESTUDIO ESTRUCTURAL Y DE DISEÑO.**

El diseño de un puente en específico varía dependiendo de su función, y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido, por eso la importancia de los estudios preliminares.

El cálculo pertenece a la ingeniería estructural, siendo muchos las formas de diseños que se han empleado a lo largo de la historia, apoyados por los materiales disponibles, las metodologías avanzadas de la época y sobre todo las consideraciones socio-económicas, entre otros factores.

El puente diseñado tendrá las siguientes características, el mismo que será de doble vía, es decir el ancho de la calzada es de 6.00m, más el ancho de las veredas a cada lado de 0.50m y la luz del mismo será de 14m. El material con el que será diseñado es de hormigón armado y la carga viva vehicular está considerada con un camión tipo HS20-44. En cuanto a la infraestructura, los estribos son de hormigón armado, todo esto se lo analizara en mayor detalle en este capítulo.

EL diseño se lo realizo regido por las normas que son aceptadas en el NEVI como el ACI-318 y AASHTO LRFD.

El método LRFD que es un método en el que las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobrecapacidad y de esta forma los elementos estructurales del puente se diseñan en base en base a su resistencia al colapso.

#### **3.1 PRE DISEÑO DEL PUENTE.**

Para el pre dimensionamiento de la superestructura se tomó como base las recomendaciones dictadas en las normas anteriormente mencionadas.

##### **3.1.1 SEPARACIÓN ENTRE VIGAS.**

La separación (S) entre vigas y el número depende de las carga de diseño, de su geometría, así como también del número de carriles, aunque este punto no se especifica de manera precisa dentro de las normas actuales AASHTO, se puede tener una aproximación o idea de la siguiente tabla obtenida de normas en versiones anteriores en las que recomienda una distancia máxima en función del tipo de tablero y el número de vías.

Fig 34: Separación Entre Vigas Según el Tipo de Puente.

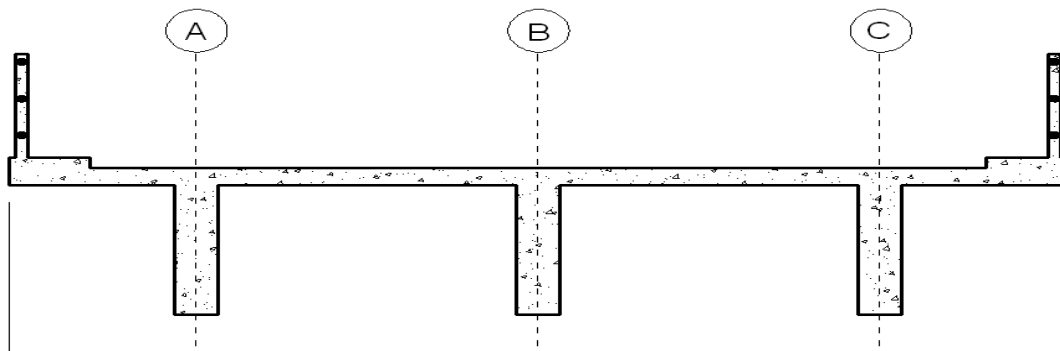
CLASE DE TABLERO	PUENTES DE UNA VIA		PUENTES DE DOS O MAS VIAS	
	K	S	K	S
<b>LOSA DE HORMIGON ARMADO SOBRE:</b>				
VIGAS - I METALICAS	2.10	S ≤ 3.00	1.65	S ≤ 4.20
VIGAS DE HORMIGON PRESFORZADO	2.10	S ≤ 3.00	1.65	S ≤ 4.20
VIGAS - T DE HORMIGON ARMADO	1.95	S ≤ 1.80	1.80	S ≤ 3.00
VIGAS - CAJON DE HORMIGON ARMADO	2.40	S ≤ 3.60	2.10	S ≤ 4.80
REJILLA DE ACERO DE ESPESOR MENOR QUE 10.2 [Cm.] SOBRE :				
TIPO DE VIGA NO ESPECIFICADO	1.35	S ≤ 1.80	1.20	S ≤ 3.15
REJILLA DE ACERO DE ESPESOR IGUAL O MAYOR QUE 10.2 [Cm.] SOBRE :				
TIPO DE VIGA NO ESPECIFICADO	1.80	S ≤ 1.80	1.50	S ≤ 3.15
PLACA CORRUGADA DE ACERO DE ALTURA ≥ 5.1 [Cm.] SOBRE :				
TIPO DE VIGA NO ESPECIFICADO	1.65	NO ESPECIFICADO	1.35	NO ESPECIFICADO

FUENTE: AASHTO LRFD 2012

La separación adoptada, considerando que se trata de un puente de doble sentido es de  $S = 2.80\text{m}$ . Por otro lado cabe mencionar que se considera un ancho de vereda de  $45\text{cm}$  y una altura de la misma desde el nivel de la calzada de  $25\text{cm}$ .

Se considera una baranda de  $1\text{m}$  de alto, la cual sus postes principales están conformados de hormigón armado y barreras de tubo galvanizado de un diámetro de  $10\text{cm}$ . El esquema de la sección del puente se presenta a continuación.

Fig 35: Sección del puente con su separación entre vigas.



FUENTE: Autoría Propia.

### 3.1.2 CALCULO DEL ESPESOR DE LOSA.

El grosor o anchura mínima sugerida para las losas continuas viene dado por la siguiente tabla obtenida de la norma ASSHTO LRFD 2012

Tabla 21: Espesores mínimos utilizadas para losas y estructuras análogas

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	Losa con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{1.2(S+3000)}{30} \geq 165\text{mm}$
	Vigas T	$0,070L$	$0,065L$
	Vigas Cajon	$0,060L$	$0,055L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035L$	$0,033L$
Hormigon Pretensado	Losas	$0.030L \geq 165\text{mm}$	$0.027L \geq 165\text{mm}$
	Vigas cajón colocadas in situ	$0,045L$	$0,040L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045L$	$0,040L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033L$	$0,030L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030L$	$0,025L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040L$	$0,032L$
	Profundidad de la porcion de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033L$	$0,027L$
	Cerchas	$0,100L$	$0,100L$

FUENTE: ASSHTO LRFD 2012

SE escoge de la tabla la formula, en la cual se debe considerar el valor de "S" en milímetros.

$$t_{\min} \geq \frac{1.2(S+3000)}{30} \geq 16.5\text{cm}$$

Ec. 22

El valor del espesor de la losa resulta:

$$t_{\min} \geq \frac{1.2(2800+3000)}{30} = 23.2\text{cm}$$

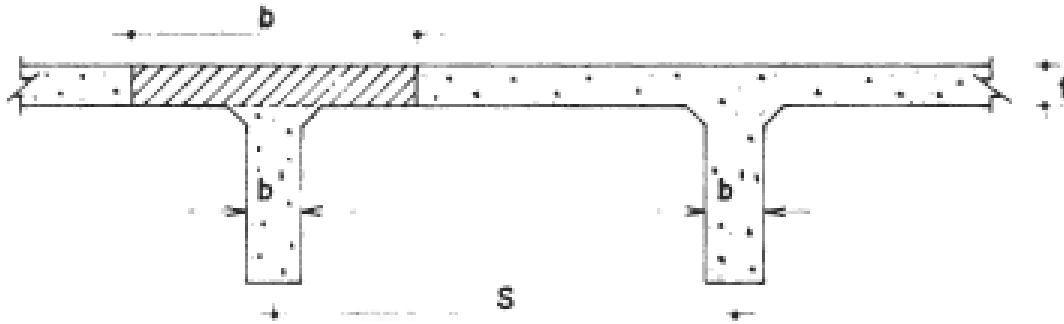
Ec. 23

Se adopta un valor de 20cm.

### 3.1.3 DISEÑO DE LA VIGA “T”.

En la siguiente figura se podrá apreciar las dimensiones de una viga T.

Fig 36: Dimensiones de la viga.



FUENTE: Normas AASHTO 2012.

Del desarrollo de las siguientes formulas (normas AASTHO) se puede determinar los valores de  $b'$  y  $b$ :

$$b' \leq 2t \rightarrow b' \leq 2 * 20 \rightarrow b' \leq 40cm \quad b' \text{ adoptado} = 40cm.$$

Ec. 24

$$b \leq \frac{L}{4} \rightarrow b \leq \frac{14}{4} \rightarrow b \leq 3.50m$$

Ec. 25

$$b \leq S \rightarrow b \leq 2.80m \rightarrow b \text{ adoptado} = 2.80m$$

Ec. 26

$$b \leq (12t + b') \rightarrow b \leq [(12 * 0.2) + 0.40] \rightarrow b \leq 2.80m$$

Ec. 27

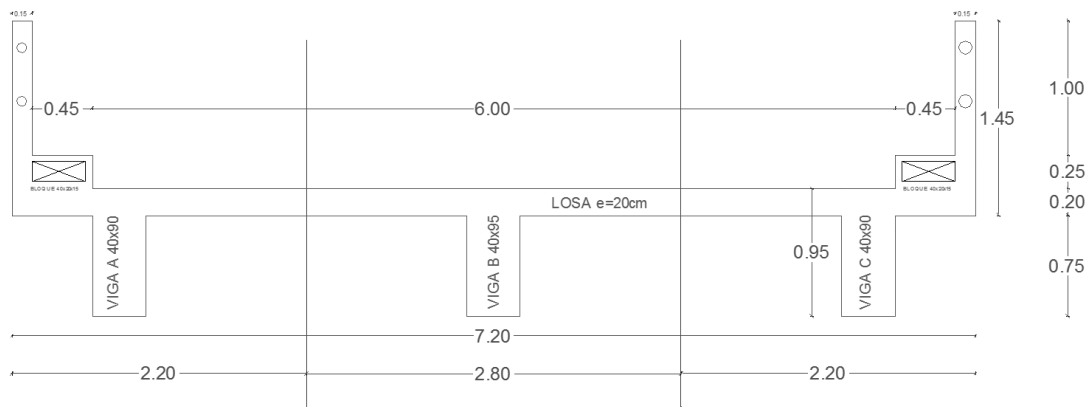
Tabla 22: Tabla de Valores Adoptados Para el Diseño.

VALORES ADOPTADOS	
$b'$	40cm
$b$	2.80m

FUENTE: Autoría Propia.



Fig 38: Áreas tributarias de las vigas.



FUENTE: Autoría Propia.

Es importante destacar que como se muestra en la figura 38, las vigas A y C tienen áreas tributarias iguales debido a que la sección del puente es simétrica.

### 3.2.1 CARGAS DE DISEÑO.

Para esta viga y posteriores partes a diseñar en el puente se considera las cargas correspondientes a la carga muerta (DW) o peso propio (DC) compuesta por el peso propio de las partes estructurales y el peso de la capa de rodamiento y a la carga viva (LL) que comprende a la sobrecarga vehicular y al peso de los transeúntes peatonales.

Además de las ya mencionadas cargas, existen diferentes solicitaciones a las que se ve expuesto un elemento estructural como son las cargas por impacto, viento, sismos, la fuerza centrífuga, los esfuerzos por contracción, etc.

#### 3.2.1.1 Cálculo de la Carga Muerta.

- Vereda:

$$CM_1 = 0.50 \times 0.25 \times 2400 = 300 \text{ kg/m}$$

- Losa:

$$CM_2 = 2.2 \times 0.2 \times 2400 = 1056 \text{ Kg/m}$$

- Patín de la viga:

$$CM_3 = 0.75 \times 0.40 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m}$$

- Pasamano:

$$CM_4 = 50\text{kg/m}$$

Por lo tanto, la carga muerta total es:

$$CMT = CM_1 + CM_2 + CM_3 + CM_4 = 2126 \text{ Kg/m.}$$

### 3.2.1.2 Cálculo de la Carga Viva.

Existen dos tipos de carga viva, para esta viga se consideró la carga viva peatonal y la carga viva vehicular.

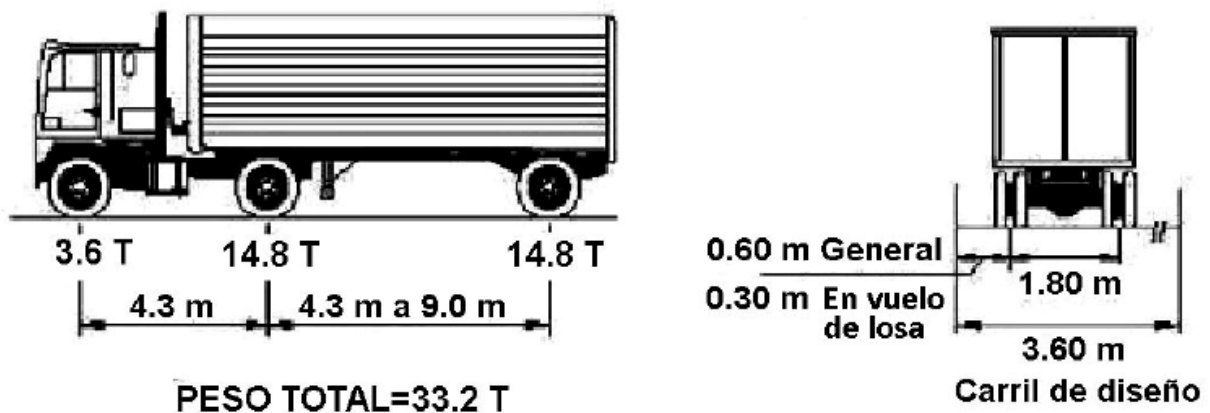
Para el análisis de la carga viva peatonal, se consideró el ancho de vereda mencionado anteriormente de 50cm. Además, por las normas ASSTHO, se debe considerar una carga peatonal de  $293 \text{ Kg/m}^2$  para un puente de 7.2m. Por lo tanto, la carga viva peatonal es:

Carga viva peatonal:

$$CVp = 293(0.5) = 150 \text{ Kg/m}$$

Para el análisis de la carga viva vehicular se considera el camión tipo HS20 – 44, que se muestra en la figura que se muestra a continuación, este camión se emplea para el diseño de puentes en autopistas y carreteras de primero, segundo y tercer orden teniendo en cuenta que nuestro puente pertenece a una red vial de tipo tercer orden..

Fig 39: Camión Tipo HS20-44



FUENTE: Normas AASHTO.

Una vez identificado el camión tipo empleado para el análisis de cargas, se considera para la obtención de la carga viva vehicular, las siguientes cargas distribuidas equivalentes al tren de carga ejercido por el camión tipo HS 20-44.

Tabla 23: Cargas Distribuidas Equivalentes.

TREN DE CARGA	P	P <sub>M</sub>	P <sub>V</sub>
	Ton/m/3[m]	Ton/3[m]	Ton/3[m]
H 20-44 HS 20-44	0.940	8.00	11.60
H 15-44 HS 15-44	0.705	6.00	8.70
H 10-44 (**)	0.470	4.00	5.80

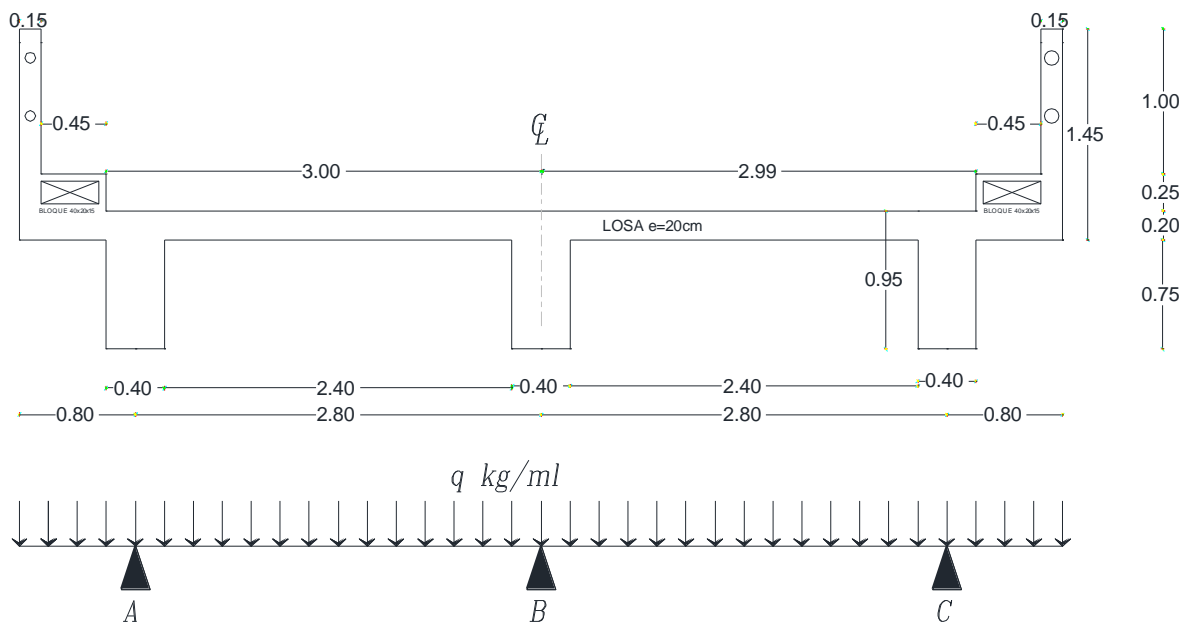
FUENTE: Normas AASHTO.

### 3.3 DISEÑO DE LA LOSA.

#### 3.3.1 MOMENTO DE FLEXIÓN POR CARGAS.

Con el dimensionamiento anteriormente realizado, se procede al diseño de los elementos que conforman el puente, la idealización del modelo siguiente es el empleado para obtener los esfuerzos de diseño de la losa de rodadura.

Fig 40: Modelo Empleado Para Diseño de la Losa.



FUENTE: Autoría Propia.

### 3.3.1.1 Cálculo del Momento Negativo.

Se conoce que la carga que define el diseño es la sobrecarga viva (LL+IM), IM es la carga por Impacto, las cargas muertas (DC y DW) son ampliamente menores, entonces se calcula el momento negativo en la cara del apoyo interno de la viga B para franjas de 1m.

#### 1. Carga Muerta (DC).

Para la solución del modelo de la losa continua sobre tres apoyos se emplea el programa SAP 2000, el mismo que una de la herramienta fundamental en la actualidad en el campo de la ingeniería estructural.

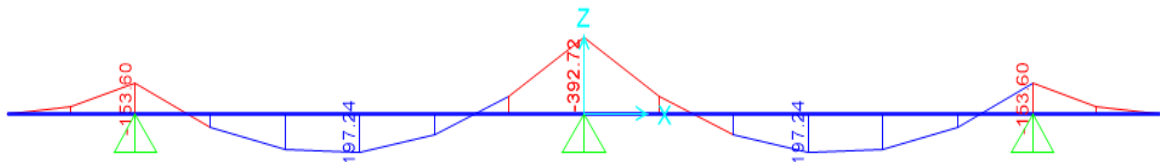
- *Peso propio de la losa:*

$$W_{\text{losa}} = 0.20\text{m} \times 1.00\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 480 \text{ kg/ml}$$

El art. 4.6.2.1.6 (AASHTO-2014), determina que, para momentos negativos en estructuras monolíticas es posible tomar la sección de diseño en la cara del apoyo.

Por tal motivo se elige entonces con respecto a la apoyo B, obteniendo los siguientes resultados.

Fig 41: Diagrama de Momentos en la Losa Por su Peso Propio



FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 24: Valores del Diagrama de Momentos.

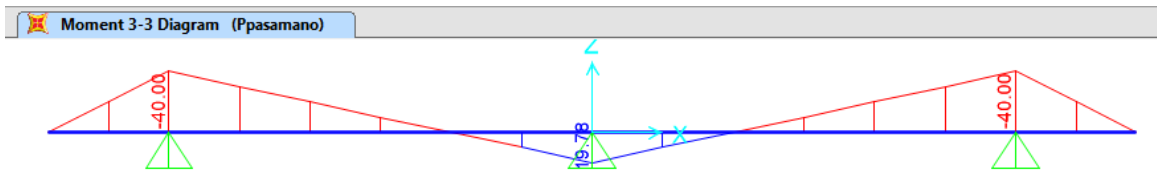
<b>MDCI=</b>	-392.72	Kg m	- 0.39	T m	en el eje B
<b>MDCI, iz=</b>	-263.64	Kg m	- 0.26	T m	Cara izq. Del eje B
<b>MDCI, de=</b>	-263.64	Kg m	- 0.26	T m	Cara der. Del eje B

FUENTE: Autoría Propia.

- *Peso de Barreras (Pb):*

$P_{\text{barreras}} = 50 \text{ kg/ml}$ , calculado en la sección 3.2.1.1 del presente trabajo.

Fig 42: Diagrama de Momentos en Losa por Pasamanos.



FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 25: Resultados del Diagrama de Momentos en Losa por Pasamanos.

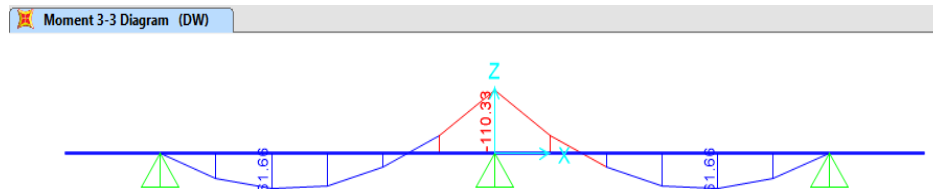
<b>MDCI=</b>	19.78	Kg m	0.020	T m	en el eje B
<b>MDCI, iz=</b>	15.51	Kg m	0.016	T m	Cara izquierda Del eje B
<b>MDCI, de=</b>	15.51	Kg m	0.016	T m	Cara derecha Del eje B

FUENTE: Autoría Propia.

- *Carga Por Superficie de Rodadura (Dw):*

$$Dw = 1m \times 0.05m \times 2250 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{113kg/ml}$$

Fig 43: Diagrama de Momentos en Losa Por Capa de Rodadura.



FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 26: Resultados de Diagrama de Momentos en Losa Por Capa de Rodadura.

<b>MDCI=</b>	- 110.33	Kg m	- 0.110	T m	en el eje B
<b>MDCI, iz=</b>	- 76.09	Kg m	- 0.076	T m	Cara izquierda eje B
<b>MDCI, de=</b>	- 76.09	Kg m	- 0.076	T m	Cara derecha eje B

FUENTE: Autoría Propia.

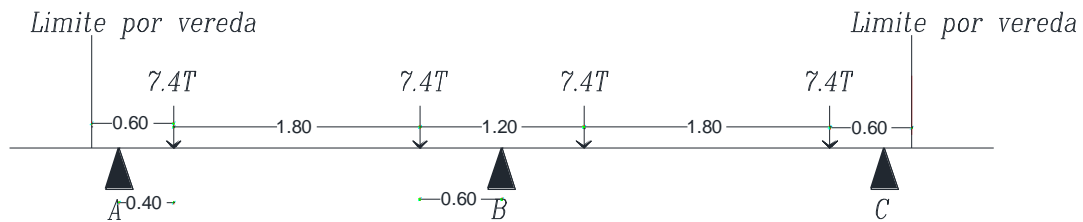
## 2. Impacto de Carga Dinámica y Carga Viva LL+IM.

Para determinar los efectos de la carga LL+IM que el camión de diseño genera sobre la losa se ha procedido a realizar un análisis de las posiciones de los vehículos donde genera mayores momentos positivos como negativos, del mismo se tomó los mayores momentos para diseñar las cuantías de acero.

Se ha considerado las siguientes posiciones

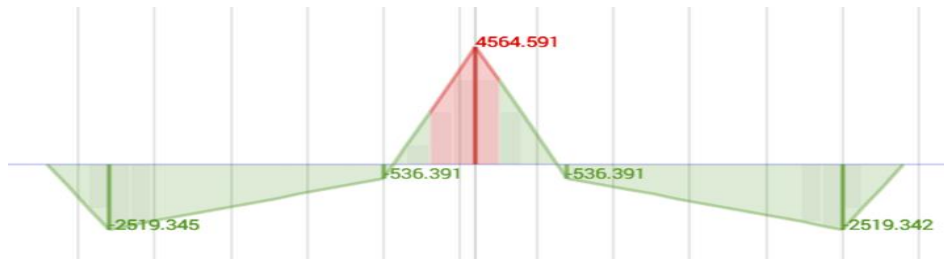
- **Dos Vehículos**

Fig 44: Posición 1 de Vehículos para Momento Negativo Máximo.



FUENTE: Autoría Propia.

Fig 45: Grafica de Momentos Posición 1



FUENTE: Autoría Propia.

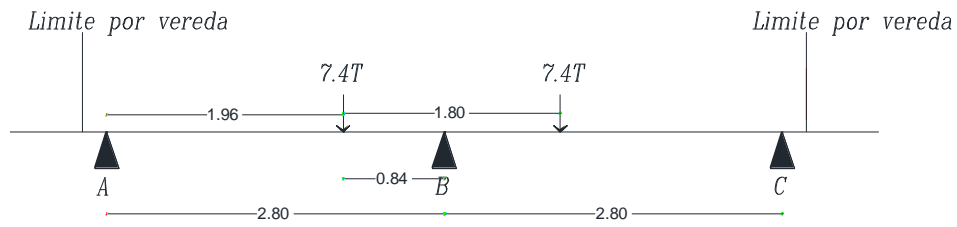
Tabla 27: Resultados de Momentos Posición 1

<b>MLLI=</b>	-4564.6	Kg m	-4.565	T-m	en el eje B
<b>MLLI<sub>izquierda</sub>=</b>	-2848.8	Kg m	-2.849	T-m	Cara izquierda eje B
<b>MLLI<sub>derecha</sub>=</b>	-2848.8	Kg m	-2.849	T-m	Cara derecha eje B
<b>MLL(+)=</b>	2519.3	Kg m	2.520	T-m	En el tramo A-B
<b>MLL(+)=</b>	2519.3	Kg m	2.520	T-m	En el tramo B-C

FUENTE: Autoría Propia.

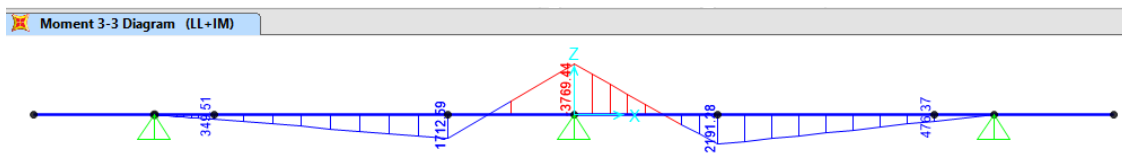
- **Un solo vehículo.**

Fig 46: Posición 2 de Vehículos Para Momento Negativo Máximo.



FUENTE: Autoría Propia.

Fig 47: Grafica de Momentos Posición 2.



FUENTE: Autoría Propia.

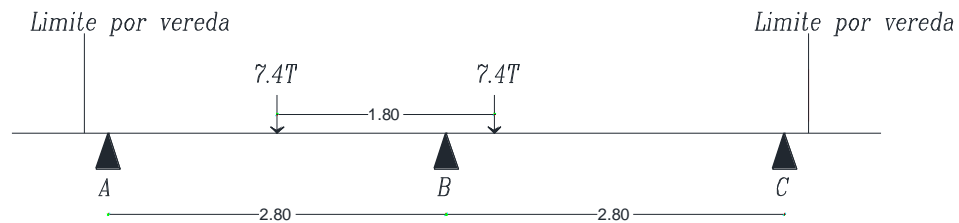
Tabla 28: Resultados de Momentos Posición 2.

<b>MLLI=</b>	-3769.4	kg-m	-3.769	T-m	en el eje B
<b>MLLI<sub>izquierda</sub>=</b>	-2464.2	kg-m	-2.464	T-m	Cara izquierda eje B
<b>MLLI<sub>derecha</sub>=</b>	-2527.6	kg-m	-2.528	T-m	Cara derecha eje B
<b>MLL(+)=</b>	1712.6	kg-m	1.713	T-m	En el tramo A-B
<b>MLL(+)=</b>	2191.3	kg-m	2.191	T-m	En el tramo B-C

FUENTE: Autoría Propia.

- **Un solo carril el eje en el centro del claro de los vanos A-B.**

Fig 48: Posición 3 de Vehículo Para Momento Negativo Máximo.



FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 29: Resultados de Momentos Posición 3.

<b>MLLI=</b>	-3109	kg-m	-3.109	T-m	en el eje B
<b>MLLI<sub>izquierda</sub>=</b>	-2147	kg-m	-2.147	T-m	Cara izq. Del eje B
<b>MLLI<sub>derecha</sub>=</b>	-1618.4	kg-m	-1.618	T-m	Cara der. Del eje B
<b>MLL(+)=</b>	3625.5	kg-m	3.625	T-m	Centro del tramo A-B

FUENTE: Autoría Propia.

A los valores de las tablas anteriores hay que multiplicar por el factor de presencia múltiple (m), tomada de la siguiente tabla de la AASTHO.

Tabla 30: Factor de Presencia Múltiple.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

FUENTE: Autoría Propia.

Efectuando el cálculo correspondiente se tiene que:

Tabla 31: Resultados de Momentos Para Dos Carriles.

**m = 1**

Para dos carriles cargados

<b>MLLI=</b>	-4564.6	kg-m	-4.565	T-m	en el eje B
<b>MLLI<sub>izquierda</sub>=</b>	-2848.8	kg-m	-2.849	T-m	Cara izquierda eje B
<b>MLLI<sub>derecha</sub>=</b>	-2848.8	kg-m	-2.849	T-m	Cara derecha eje B
<b>MLL(+)=</b>	2519.3	kg-m	2.520	T-m	En el tramo A-B
<b>MLL(+)=</b>	2519.3	kg-m	2.520	T-m	En el tramo B-C

FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 32: Resultados de Momentos Para un Carril.

<b>m=1.2</b>		<b>Para un carril cargado</b>			
<b>MLLI=</b>	-4523.33	kg-m	-4.523	T-m	en el eje B
<b>MLLI<sub>izquierda</sub>=</b>	-2957.04	kg-m	-2.957	T-m	Cara izquierda eje B
<b>MLLI<sub>derecha</sub>=</b>	-3033.14	kg-m	-3.033	T-m	Cara der. Del eje B
<b>MLL(+)=</b>	2055.108	kg-m	2.055	T-m	En el tramo A-B
<b>MLL(+)=</b>	2629.512	kg-m	2.630	T-m	En el tramo B-C

FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 33: Resultados de Momentos Para un Carril Cargado.

<b>m=1.2</b>		<b>Para un carril cargado</b>			
<b>MLLI=</b>	-3730.85	kg-m	-3.731	T-m	eje B
<b>MLLI<sub>izquierda</sub>=</b>	-2576.35	kg-m	-2.576	T-m	Cara izquierda eje B
<b>MLLI<sub>derecha</sub> =</b>	-1942.07	kg-m	-1.942	T-m	Cara derecha eje B
<b>MLL(+)=</b>	4350.576	kg-m	4.351	T-m	Centro del tramo A-B

FUENTE: Autoría Propia.

La tabla 31 se emplea en nuestro diseño ya que es la que tiene mayores momentos negativos.

### 3. Incrementos por la carga dinámica:

Para este efecto de acuerdo a las recomendaciones de la AASHTO, se toma un valor de 33% de la siguiente tabla.

Tabla 34: Incremento por Carga Dinámica, IM.

<b>Componente</b>	<b>IM</b>
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
Estado Límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

FUENTE: Tabla 3.6.2.1-1 ASSHTO LRFD 2012.

De esto se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 35: Momentos por Carga un Solo Carril.

<b>IM=33%</b>  <b>MOMENTOS POR CARGA LL UN SOLO CARRIL</b>  <b>m=1.2</b>  <b>Para un carril cargado</b>					
<b>M(LL+IM)=</b>	-6016.02	kg-m	-6.016	T-m	eje B
<b>M(LL+IM)<sub>izquierda</sub>=</b>	-3932.86	kg-m	-3.933	T-m	Cara izquierda eje B
<b>M(LL+IM)<sub>derecha</sub>=</b>	-4034.08	kg-m	-4.034	T-m	Cara derecha eje B
<b>M(LL+IM)(+)=</b>	2733.29	kg-m	2.733	T-m	En el tramo A-B
<b>M(LL+IM)(+)=</b>	3497.25	kg-m	3.497	T-m	En el tramo B-C

FUENTE: Autoría Propia.

El diseño de la Losa es realizado con el método de análisis aproximado o método de la faja equivalente que especifica la AASHTO en el artículo 4.6.2.1

El Método de la Faja o Franja Equivalente especificado en la NORMA AASHTO LRFD 2012 dice:

- Una faja transversal de tablero es asumida para soportar las cargas del eje de un camión de diseño.
- La faja es soportada sobre apoyos rígidos ubicados en los centros de las vigas. En la Tabla 4.6.2.1.3-1 (ASSHTO LRFD 2012) proporciona el ancho de Faja en base a las diferentes sobrecargas.
- Las cargas del camión de diseño son movidas lateralmente para producir las envolventes de momento. El factor de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica son incluidos. El momento total es dividido por el ancho de distribución de faja para determinar la carga viva por ancho unitario.
- Los momentos factorados de diseño son determinados usando apropiados factores de carga para diferentes estados límites. □ El refuerzo es diseñado para resistir las cargas aplicadas usando principios convencionales del diseño del hormigón armado.
- El refuerzo de cortante y fatiga no necesitan ser investigados.

Tabla 36: Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
<b>Hormigón:</b> • Colado in situ  • Colado in situ con encofrados perdidos  • Prefabricado, postesado	Vuelo  Paralela o perpendicular  Paralela o perpendicular  Paralela o perpendicular	$1140 + 0,833X$  $+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$  $+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$  $+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$
<b>Acero:</b> • Emparrillado abierto  • Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos  • Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos	Barras principales  Barras principales  Barras principales	$0,007P + 4,05h$  Se aplica el artículo 4.6.2.1.8  Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
<b>Madera:</b> • Madera laminada y encolada prefabricada ◦ No interconectada ◦ Interconectada  • Laminada y tesada  • Laminada y clavada ◦ Tableros continuos o paneles interconectados ◦ Paneles no interconectados	Paralela Perpendicular  Paralela Perpendicular  Paralela Perpendicular  Paralela Perpendicular  Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$  $2280h + 0,07L$ $4,0h + 760$  $0,066S + 2740$ $0,84S + 610$  $2,0h + 760$ $4,0h + 1020$  $2,0h + 760$ $2,0h + 1020$

FUENTE : ASSHTO LRDF 2012 TABLA 4.6.2.1.3-1

De este modo todo el momento calculado en la tabla 35, se distribuye en el ancho de faja equivalente calculado con la formula tomado de la tabla 36:

$$E (-) = 1220 + 0.25S, \text{ donde } S \text{ para nuestro caso es } 2.80m$$

$$E (-) = 1220 + 0.25 * 2800 = 1920mm = 1.92m$$

Los momentos calculados en la tabla 35, se llevan para 1m de ancho de losa quedando así definitiva la tabla.

Tabla 37: Momentos Calculados Para 1m de Ancho de Losa.

<p><b>IM=33% , m=1.2</b></p> <p><b>Para un carril cargado: E(-)=1.92M</b></p>
---

<b>M(LL+IM)=</b>	-3133.35	kg-m	-3.133	T-m	eje B
<b>M(LL+IM)<sub>izquierda</sub>=</b>	-2048.37	kg-m	-2.048	T-m	Cara izquierda eje B
<b>M(LL+IM)<sub>derecha</sub>=</b>	-2101.08	kg-m	-2.101	T-m	Cara derecha eje B
<b>M(LL+IM)(+)=</b>	1423.59	kg-m	1.424	T-m	En el tramo A-B
<b>M(LL+IM)(+)=</b>	1821.48	kg-m	1.821	T-m	En el tramo B-C

FUENTE: Autoría Propia.

En la tabla siguiente se presenta un resumen de los momentos negativos en el apoyo B.

Tabla 38: Tabla de Resumen de los Momentos Negativos en el Apoyo B.

<b>CARGA</b>	<b>TIPO</b>	<b>M(-)<sub>izquierda</sub> (kg-m)</b>	<b>M(-) EJE (kg-m)</b>	<b>M(-)<sub>derecha</sub> (kg-m)</b>	<b>γ (RESISTENCIAI)</b>
LOSA	DC1	-263.64	-392.72	-263.64	1.25
BARRERA	DC2	15.51	19.78	15.51	0.9
CAPA RODADURA	DW	-76.09	-110.33	-76.09	1.5
CARGA VIVA	LL+IM	-2048.37	-3133.35	-2101.08	1.75

FUENTE: Autoría Propia.

#### 4. Cálculo de momentos negativos últimos o de diseño.

Fig 49: Estado Limite de Resistencia.

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I, con  $n = n_D n_R n_I = 1$ :

$$M_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)M_{DC} + (1.50 \text{ ó } 0.65)M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

FUENTE: ASSTHO LRDF

Obtenido de la siguiente tabla, combinaciones de carga y factores.

Tabla 39: Combinaciones de Fuerzas o cargas y Factores recomendados por AASHTO 2012

Combinaciones de carga	DC DD DW EH EV ES EL	LL LM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se diga 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	$\gamma_p$	-	1,00	-	-	1,00	0,50 / 1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,00	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	1,00	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	-	1,00	-	-	-	-
FATIGA- Solo LL, LM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

FUENTE: (Especificaciones AASHTO Método LRFD, 2012)

1. Momento último en el eje B.

$$\mathbf{Mu} = 1.25 (-392.72) + 0.9 (19.78) + 1.50 (-110.33) + 1.75 (-3133.35) = \mathbf{-6121.95 \text{ kg-m}}$$

2. Momento último en la cara izquierda de la viga B.

$$\mathbf{Mu} = 1.25 (-263.64) + 0.9 (15.51) + 1.50 (-76.09) + 1.75 (-2048.37) = \mathbf{-4014.37 \text{ kg-m}}$$

3. Momento último en la cara derecha de la viga B.

$$\mathbf{Mu} = 1.25 (-263.64) + 0.9 (15.51) + 1.50 (-76.09) + 1.75 (-2101.08) = \mathbf{-4106.62 \text{ kg-m}}$$

Por lo tanto el momento de diseño es el de la cara derecha de la viga B.

### 3.3.1.2 Cálculo del Momento Positivo.

En el cálculo del momento positivo se emplea la misma metodología que la empleada en el momento negativo, por eso en este punto se indican solo los resultados.

- Carga Muerta.

Tabla 40: Momentos de Carga Muerta

<b>MDC1 (+)=</b>	197.24	kg-m	0.20	T-m	En el claro A-B	Peso Losa
<b>MDC2(+)=</b>	-10.11	kg-m	0.020	T-m	En el claro A-B	Peso Pasamano
<b>MDw(+)=</b>	61.66	kg-m	0.06166	T-m	En el claro A-B	Peso capa rodadura

FUENTE: Autoría Propia.

- Carga Viva más Sobrecarga (LL+IM).

Tabla 41: Momentos por Carga de un Solo Carril.

<b>MOMENTOS POR CARGA LL UN SOLO CARRIL</b>					<b>POSICIÓN 3</b>
<b>m=1.2</b>		<b>Para un carril cargado</b>			
<b>MLLI=</b>	-3730.85	kg-m	-3.731	T-m	eje B
<b>MLLI<sub>izquierda</sub></b>	-2576.35	kg-m	-2.576	T-m	Cara izquierda eje B
<b>MLLI<sub>derecha</sub></b>	-1942.07	kg-m	-1.942	T-m	Cara derecha eje B
<b>MLL(+)=</b>	4350.576	kg-m	4.351	T-m	Centro tramo A-B

FUENTE: Autoría Propia.

En la tabla siguiente se indica el momento para la franja de 1m de ancho de losa.

$E (+) = 660 + 0.55S$ , donde S para nuestro caso 2.80m

$E (+) = 660 + 0.55 \cdot 2800 = 2200\text{mm} = 2.20\text{m}$

Tabla 42: Momentos Por Carga (LL+IM) De un Solo Carril.

<b>MOMENTOS POR CARGA LL EN UN SOLO CARRIL</b>					
<b>m= 1.2</b>	<b>PARA UN CARRIL CARGADO</b>				<b>POSICIÓN 3</b>
<b>MLLI=</b>	-2255.47	kg-m	-2.255	T-m	eje B
<b>MLLI<sub>izquierda</sub></b>	-1557.52	kg-m	-1.558	T-m	Cara izq. Del eje B
<b>MLLI<sub>derecha</sub></b>	-1174.07	kg-m	-1.174	T-m	Cara der. Del eje B

<b>MLL(+)=</b>	2630.12	kg-m	2.630	T-m	Centro del tramo A-B
----------------	---------	------	-------	-----	----------------------

FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 43: Resumen de Momentos Positivos por Cargas en el Centro del Tramo A-B.

<b>CARGA</b>	<b>TIPO</b>	<b>M(+)</b>	<b>γ RESISTENCIA</b>
LOSA	DC1	197.24	1.25
BARRERA	DC2	-10.11	0.9
CAPA RODADURA	DW	61.66	1.5
CARGA VIVA	LL+IM	2630.12	1.75

FUENTE: Autoría Propia.

Momento último positivo en el centro del tramo A-B:

$$M_u = 1.25 (197.24) + 0.9 (-10.11) + 1.50 (61.66) + 1.75 (2630.12) = 4932.65 \text{ kg-m}$$

### Cálculo de Acero.

- Acero positivo (perpendicular al tráfico)
- Acero negativo (perpendicular al tráfico)

Datos del Diseño:

Tabla 44: Sección de Elementos Empleados

<b>SECCIÓN DE ELEMENTOS EMPLEADOS</b>			
	Para Mu(-)		Para Mu(+)
<b>b=</b>	100	cm	100
<b>h=</b>	20	cm	20
<b>d=</b>	15	cm	17.5
<b>recubrimiento=</b>	5	cm	2.5
<b>f'c=</b>	210	kg/cm <sup>2</sup>	210

<b>fy=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>	4200
<b>β1=</b>	0.85		0.85

FUENTE: Autoría Propia.

Formulas Empleadas.

$$R_u = \frac{M_u}{\Phi * b * d^2}$$

Ec. 30

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * R_u}{f_c}} \right)$$

Ec. 31

$$A_s = \delta * b * d \rightarrow \text{cm}^2$$

Ec. 32

Tabla 45: Resultados del Cálculo.

DENOMINACIÓN		KG-M	RU	δ	δb	As (cm <sup>2</sup> )	S=separación de acero (m)	Acero asumido	Ubicación
losa A-B	Mu (-)	4106.62	20.27	0.0051	0.02125	7.73	0.2	1Φ14mm C/20cm	superior
	Mu (+)	4932.65	17.89	0.00451	0.02125	6.77	0.23	1Φ14mm C/23cm	inferior

FUENTE: Autoría Propia.

### 3.3.1.3 As de contracción y temperatura, paralela al tráfico.

$$A_s = 0.0018b * d = 0.0018 * 100 * 17.5 = 3.15 \text{cm}^2$$

Como se coloca en dos capas por lo tanto:

$$A_s = 3.15 / 2 = 1.57 \text{cm}^2$$

Para un Φ10mm se tiene:

$$s = 0.79 / 1.57 = 0.5 \text{m}$$

$$S_{\text{max}} = 3t = 3 * 20 = 60 \text{cm}$$

$$S_{\text{max}} = 45 \text{cm}$$

Asumido **1Φ10mm c/45cm**, colocado en la cara superior de la losa en el sentido paralelo al tráfico.

### 3.3.1.4 As de Distribución.

En la norma AASHTO Art. 9.7.3.2, establece que:

En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero igual a:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Ec. 33

S= 2.80 separación entre centro de vigas

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{2800}} = 72.56\% > 67\%$$

Por lo tanto tomo 67%.

$$\text{As distribución} = 6.77 * 0.67 = 4.53 \text{cm}^2$$

$$S = 1.13 / 4.53 = 0.249 \text{m}$$

Se asume **1Φ12mm/25cm**, colocado en la parte inferior de la losa en sentido paralelo al tráfico

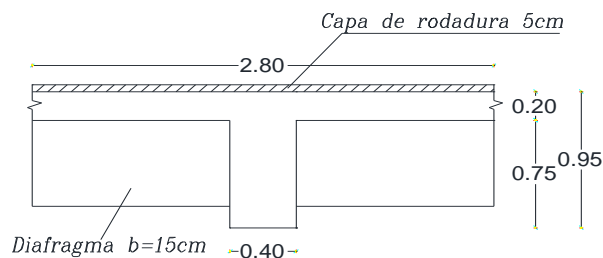
## 3.4 DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR (VIGA B).

### 3.4.1 DISEÑO A FLEXIÓN.

#### 3.4.1.1 Pre diseño.

Se toma el pre diseño realizado en la sección 3.1.3 de este trabajo, por lo que en la figura siguiente se muestra dicha sección.

Fig 50: Sección de Viga T Propuesta.



FUENTE: Autoría Propia.

### 3.4.1.2 Momento de Flexión por Cargas en la Viga Interior.

Se considera diafragmas ubicados en los apoyos y en el centro de la luz, por lo tanto resulta que:

- Cargas Muertas Distribuidas (DC).

$$W_{\text{losa}} = 2.80 \times 0.20 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{1344 \text{ kg/ml}}$$

$$W_{\text{viga}} = 0.40 \times 0.75 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{720 \text{ kg/ml}}$$

$$W_{\text{cartelas}} = 2 \times (0.5 \times 0.15 \times 0.23) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = \mathbf{83 \text{ kg/ml}}$$

$$W_{DC1} = 2147 \text{ Kg/ml} \quad \mathbf{L=13.75m, luz}$$

$$M_{DC1} = \frac{W_{DC1} L^2}{8}$$

Ec. 34

$$M_{DC1} = \frac{W_{DC1} L^2}{8} = 50739.64 \text{ kg-m}$$

- Cargas Puntuales: Por la presencia de los diafragmas

$$P_{\text{diafragma}} = 0.60 \times 0.25 \times (2.80 - 0.40) \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = \mathbf{864 \text{ kg}}$$

Ec. 35

$$M_{DC2} = \frac{P_{\text{dia}} L}{4} = 2970 \text{ kg-m}$$

$$\mathbf{M_{CD} = M_{DC1} + M_{DC2} = 50739 + 2970 = 53.709 \text{ Kg-m}}$$

- Carga por Superficie de Rodadura.

$$W_{\text{capa roda}} = 0.05 \times 2.80 \times 2250 = 315 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{\text{capa rodadura}} = \frac{W_{\text{capa roda}} L^2}{8}$$

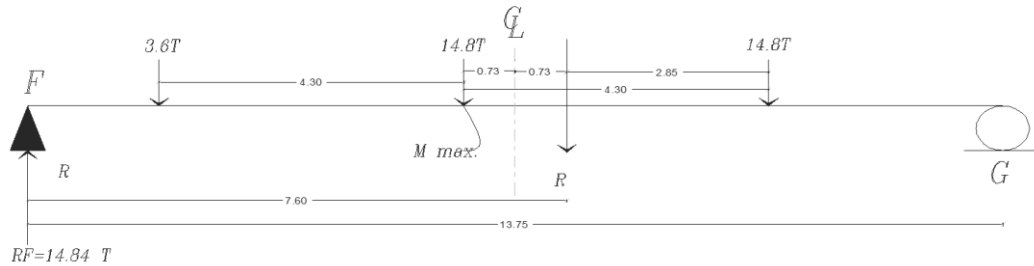
Ec. 36

$$\mathbf{M_{capa rodadura} = 7444 \text{ kg-m}}$$

- Impacto de la Carga Dinámica y Carga Viva (LL+IM).

Hay que encontrar la posición ideal del vehículo HS 20-44, la que genera los momentos máximos para el presente, la posición es la siguiente.

Fig 51: Posición de Vehículo Para Momento Máximo.

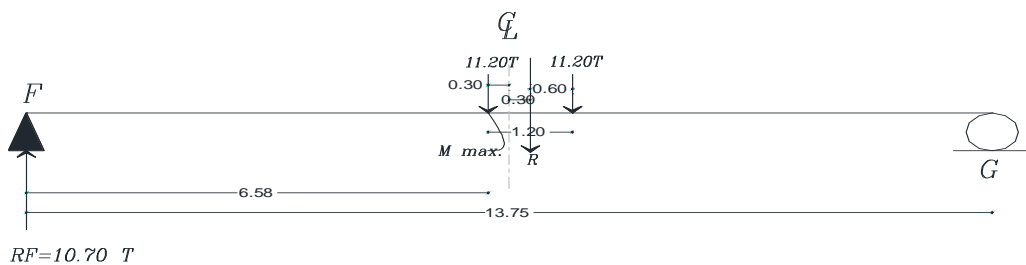


FUENTE: Autoría Propia.

$$M_{\max} = 14.64 \times 6.20 - 3.6 \times 4.30 = 75.28T = 75288 \text{ kg}$$

- Tándem de Diseño.

Fig 52: Posición de Tren de Carga Para Momento Máximo.



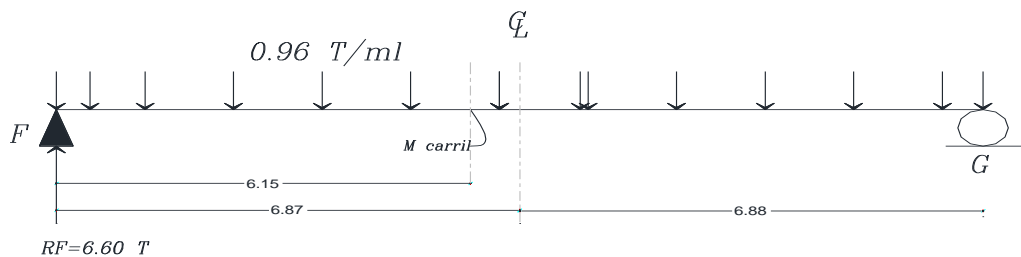
FUENTE: Autoría Propia.

$$M_{\max} = 6.58 \times 10.70T = 70.40T\text{-m} = 70406 \text{ Kg-m}$$

- Carga de Carril.

Se combina con la mayor o la más crítica carga de vehículo o tándem de diseño, para el caso se optó por el vehículo de diseño.

Fig 53: Posición de Tren de Carga Para Momento Máximo.



FUENTE: Autoría Propia.

$$M_{\text{carril}} = 6.60 \times 6.15 - (0.96 \times 6.15^2) / 2 = 22.43 \text{ T-m} = 22435 \text{ kg-m}$$

Si se considera el incremento por impacto se obtiene:

$$M_{(LL+IM)} = 1.33 \times 75288 + 22435 = 122568 \text{ kg-m}$$

### 3.4.1.3 Cálculo del Porcentaje de Momento que se Distribuye en la Viga Interior.

El momento se distribuye a lo largo de la viga interior según la tabla 4.6.2.2.2b-1 (AASHTO LRFD 2012) la cual se puede observar a continuación en la Tabla No 40:

Tabla 46: Distribución de sobrecargas para momentos en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq L \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73,000$ $N_s \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_s = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_s = 3$
Vigas cajón de hormigón múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.33} \left(\frac{1}{N_s}\right)^{0.23}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_s}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18,000 \leq L \leq 73,000$ $N_s \geq 3$ Si $N_s > 8$ usar $N_s = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0.33} \left(\frac{Sd}{L}\right)^{0.125}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L}\right)^{0.125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43,000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_s \geq 3$
		Usar la ley de momentos	$S > 5500$

FUENTE: Tabla 4.6.2.2.2b-1, (Especificaciones AASHTO LRFD, 2012)

- **Caso de un Carril Cargado.**

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} * \left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Ec. 37

Calculo de  $\left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$ :

$$Kg = n(l_{\text{viga}} + A_{\text{viga}} e_g^2)$$

Ec. 38

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1.0$$

Ec. 39

Cálculos:

$$I_{viga} = (40 \times 75^3) / 12 = \mathbf{1406250 \text{ cm}^4};$$

$$A_{viga} = 40 \times 75 = 3000 \text{ cm}^2$$

$$e_g = (Y_{losa} - Y_{viga}) = 85 - 37.5 = \mathbf{47.5 \text{ cm}}$$

$$Kg = 1 \times (1406250 + 3000 \times 47.5^2) = \mathbf{8175000}$$

$$\left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{8175000}{13750 \times 20^3}\right)^{0.1} = \mathbf{0.77}$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2800}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{2800}{13750}\right)^{0.3} * (0.77)^{0.1} = \mathbf{0.462}$$

- **Caso dos Carriles Cargados.**

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} * \left(\frac{Kg}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Ec. 40

$$g = 0.075 + \left(\frac{2800}{2900}\right)^{0.6} * \left(\frac{2800}{13750}\right)^{0.2} * (0.77)^{0.1} = 0.548 > 0.462$$

Por lo tanto para g de 0.548 es crítico, por lo que:

$$M_{(LL+IM)} = 122568.04 * 0.548 = 67167.28 \text{ kg-m}$$

Tabla 47: Resumen de Resultados de Momentos en Viga Interior.

MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS			γ (RESISTENCIA I)		
CARGA	TIPO	M(+) KG-M	RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA
LOSA	DC	53709	1.25	1	0
CAPA RODADURA	DW	7444	1.5	1	0
CARGA VIVA	LL+IM	67167.28	1.75	1	0.75

FUENTE: Autoría Propia.

### 3.4.1.4 Cálculo del Acero Principal.

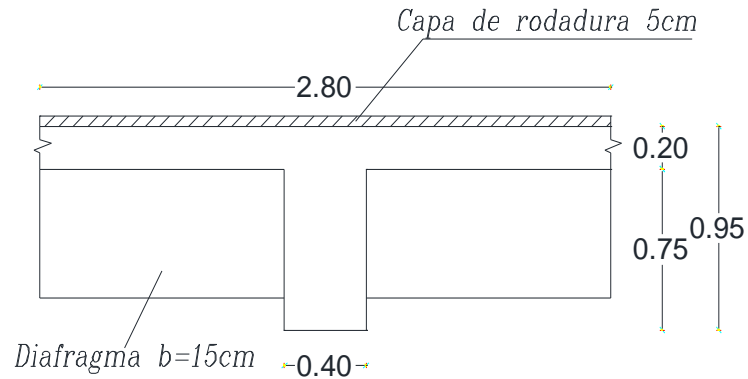
De la norma AASHTO en la tabla 3.4.1-1, se obtiene:

$$M_u = n * [1.25 * M_{DC} + 1.50 * M_{DW} + 1.75 * M_{(LL+IM)}]$$

Ec. 41

$$M_u = 1 * [1.25 * 53709 + 1.50 * 7444 + 1.75 * 67167] = \mathbf{195845 \text{ kg} - \text{m}}$$

Fig 54: Sección de Viga T Propuesta.



FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 48: Acero de Viga.

DENOMINACIÓN			RU	$\delta$	$\delta b$	As (cm <sup>2</sup> )
<b>M max viga interior</b>	Mu (+)	195845	9.594601215	0.00235662	0.02125	59.39

FUENTE: Autoría Propia.

Tabla 49: Secciones Empleadas.

SECCIÓN EMPLEADAS			
	Para Mu(-)		Para Mu(+)
<b>b=</b>	280	cm	280
<b>h=</b>	95	cm	95

<b>d=</b>	90	cm	90
<b>r=</b>	5	cm	5
<b>f'c=</b>	210	kg/cm <sup>2</sup>	210
<b>fy=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>	4200
<b>β1=</b>	0.85		0.85

FUENTE: Autoría Propia.

Se Comprueba si la sección trabaja como T o rectangular:

$$T = A_s \cdot f_y = C = 59.39 \cdot 4200 = \mathbf{249438 \text{ kg}}$$

*Ec. 42*

$$a = \frac{C_c}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{249438}{0.85 \cdot 210 \cdot 280} = \mathbf{4.99 \text{ cm}}$$

*Ec. 43*

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4.99}{0.85} = \mathbf{5.87 \text{ cm}}$$

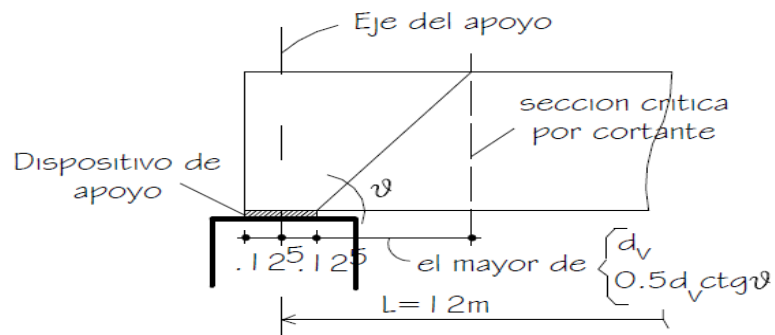
*Ec. 44*

Como  $c = 5.87 < 20 \text{ cm}$ , entonces la viga trabaja como rectangular. En el centro de la luz se coloca **15Φ22mm**

### 3.5 DISEÑO A CORTE.

La sección crítica se ubica a una distancia  $d_v$ , desde la cara interna del apoyo, como se puede apreciar de la siguiente figura.

Fig 55: Diseño a Corte.



FUENTE: AASHTO.

Dónde:

$$dv = \text{Peralte de Corte Efectivo} = de - a/2$$

no menor que el mayor valor de 0.90 de 0.72h

$$dv = de - \frac{4.99}{2} = (95 - 12) - \frac{4.99}{2} = 80.50 \text{ cm}$$

*Ec. 45*

$$0.90 \times 83 = \mathbf{74.7 \text{ cm}}$$

$$0.72 \times 95 = \mathbf{68.4 \text{ cm}}$$

Por lo tanto **dv = 80.50 cm**

La sección crítica desde el eje del apoyo se encuentra a:

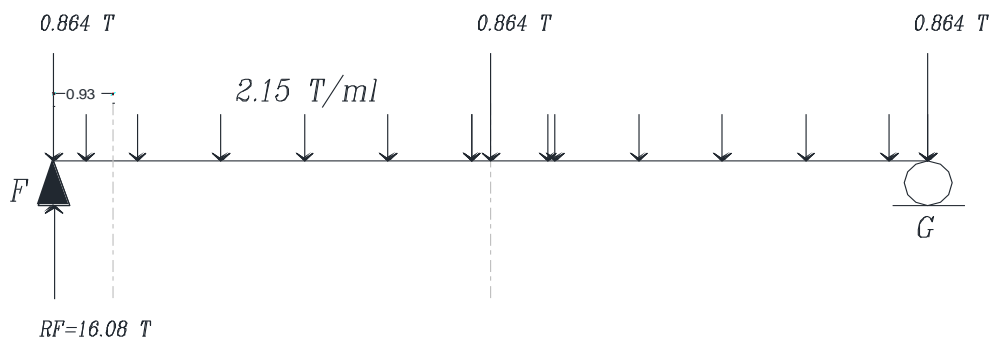
$$0.125 + 0.805 = \mathbf{0.93 \text{ m}}$$
 es decir a la distancia de 93 cm

### Carga Muerta (DC):

Con WDC = 2147 kg/ml y P diafragma = 864 kg

$$VCD = 16.08 - 0.864 - 0.93 \times 2.15 = 1.98 \text{ T} - 1981 \text{ kg}$$

*Fig 56: Posición de Tren de Carga para Cortante Máximo Con Carga Muerta.*



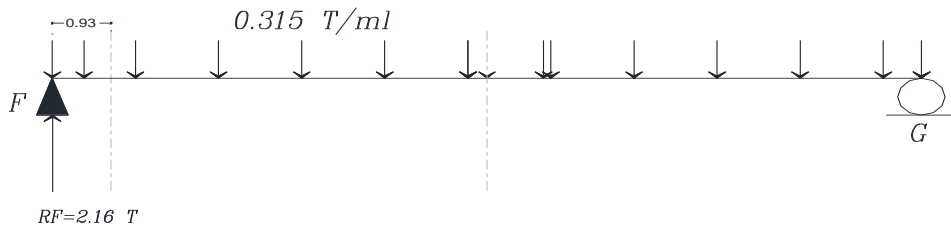
FUENTE: Autoría Propia.

### Superficie de Rodadura (Dw):

Con WDW = 315 Kg/m

$$\mathbf{VWD = 2.16 - 0.93 \times 0.315 = 1.86 \text{ T} = 1867 \text{ Kg}}$$

Fig 57: Posición de Carga de Carril.

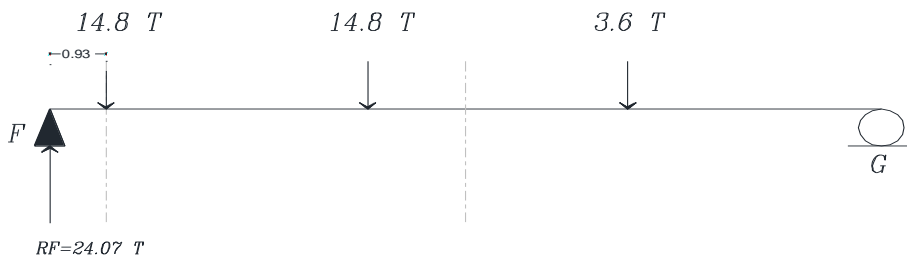


FUENTE: Autoría Propia.

### Carga Viva (LL):

- Camión de Diseño.

Fig 58: Posición Camión de Diseño.



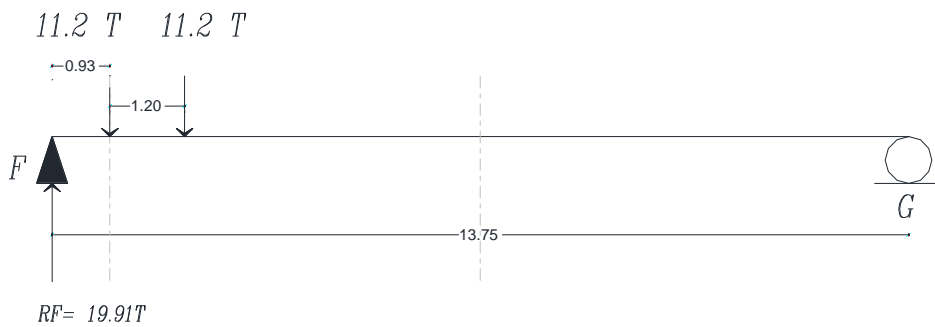
FUENTE: Autoría Propia.

Obteniendo un valor de  **$V = 24.07 T$**

- Tándem de Diseño.

**$V = 19.91 T$**

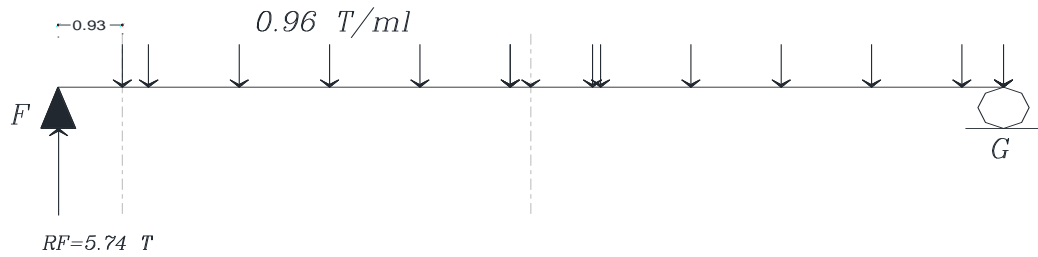
Fig 59: Posición Tándem de Diseño.



FUENTE: Autoría Propia.

- Carril de Diseño.

Fig 60: Posición de Carga de Carril Máximo



FUENTE: Autoría Propia.

Obteniendo un **V= 5.74 T**

Donde se obtiene que el máximo momento sucede con el camión de diseño

$$V_{(LL+IM)} = 24.07 \times 1.33 + 5.74 = 37.75T = \mathbf{37750 \text{ KG}}$$

### 3.5.1 Distribución de Cortante en Viga Interior.

- Caso un Solo Carril.

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

Ec. 46

$$g = 0.36 + \frac{2800}{7600} = 0.728$$

- Caso de Dos Carriles Cargados.

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

Ec. 47

$$g = 0.2 + \frac{2800}{3600} - \left(\frac{2800}{10700}\right)^2 = \mathbf{0.909 \text{ VALOR CRÍTICO}}$$

El esfuerzo cortante:

$$V_{(LL+IM)} = 37750 \times 0.909 = 34326 \text{ kg}$$

### 3.5.2 Cálculo de la Armadura.

Para el estado límite de resistencia:

$$Vu = 1.25 * V_{DC} + 1.50 * V_{WD} + 1.75V_{(LL+IM)}$$

Ec. 48

$$Vu = 1.25 * 1981 + 1.50 * 1867 + 1.75 * 34326 = 65347.39kg$$

Para  $\beta = 2$  (Art. 5.8.3.4):  $Vc = 0.53\sqrt{f_c b_v d_v}$  [kg]  
Ec. 49

$Vc$  = Cortante resistente del concreto

$$Vu = \phi (Vc + Vs)$$

Ec. 50

$$Vc = 24730kg$$

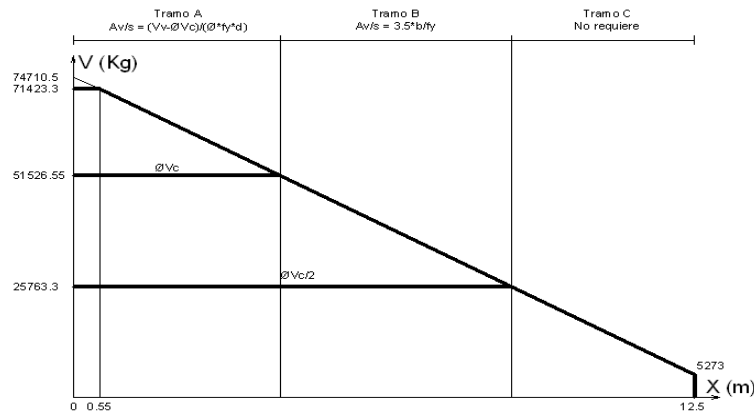
Para  $s = 10cm$   $A_v = 10 * 3.5 * \frac{40}{4200} = 0.333cm^2$

Si se coloca 1 $\phi$ 10mm, con dos ramas hay que:  $A_v (\phi 10mm) = 0.79 * 2 = 1.58cm^2$

$$A_{v\text{requerido}} = 1.92cm^2 \text{ para } s=10cm$$

Por lo tanto se coloca **1 $\phi$ 10mm c/10cm.**

Fig 61: Diagrama de Cortante de la Viga y Distribución de Aceros.



FUENTE: Autoría Propia.

Los valores mostrados en la figura anterior se obtiene de la siguiente formula:

- Resistencia a corte del hormigón:

$$\phi Vc = 0.53 * \sqrt{f_c} * bw * d \rightarrow 24730Kg$$

Ec. 51

## 3.6 DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA.

### 3.6.1 ESTRIBOS.

Para el diseño de los estribos se deben considerar factores como:

- Características físico – mecánicas del suelo
- Capacidad portante del suelo
- Socavación
- Caudal del río.
- Topografía del lugar

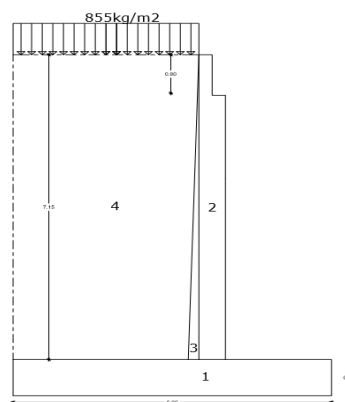
Todas estas características se han de tomar en consideración para un correcto análisis a fin de conseguir buenos resultados.

Dado se realizó un análisis de las características físico – mecánicas del suelo, se han considerado los valores obtenidos en esos estudios, las cuales ayuden al desarrollo práctico del ejercicio. Quedando determinadas de la siguiente manera:

- Tipo de suelo: Arenas Limosas.
- Angulo de fricción interna:  $34^{\circ}$
- Densidad del suelo:  $1800 \text{ kg/m}^3$
- Capacidad portante del suelo:  $2.5 \text{ kg/cm}^2$

Tomando como referencia la socavación que se puede dar en el sector, junto con el nivel máximo que puede alcanzar el agua en una creciente, se ha determinado que estas características necesitarían una altura de estribo promedio de 4,5m; pero por seguridad se ha considerado un valor de 6m de elevación de los mismos para el desarrollo del ejercicio; a continuación en la fig. No 62 vemos un esquema de un estribo sus partes y cargas puntuales.

*Fig 62: Estribos con Fuerzas Actuantes.*



FUENTE: Autoría Propia.

Para determinar la presión activa que ejerce el suelo sobre el estribo, el peso del estribo y en consecuencia la resistencia a deslizamiento, volcamiento y la capacidad portante del suelo se consideran las siguientes dimensiones mostradas figura anterior.

Cabe recalcar que la carga distribuida mostrada sobre el estribo es debido al tren de cargas equivalente al camión tipo H 20-44 que se aproxima al puente, por otro lado el punto "A" es el punto en donde se revisará el volcamiento.

### 3.6.1.1 Presión Activa del Suelos.

Calculando el empuje que el suelo realiza contra el muro en base a sus propiedades físico – mecánicas:

$$k_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

Ec. 52

$$k_a = \frac{1 - \text{Sen}34^\circ}{1 + \text{Sen}34^\circ}$$

$$k_a = 0,283$$

Se tomó para el desarrollo del cálculo 1m de profundidad de estribo de hormigón ciclópeo.

$$P_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma_s * h^2$$

Ec. 53

$$P_a = \frac{1}{2} * 0,283 * 1800 * 8^2$$

$$P_a = 16300.8 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo de palanca} = \frac{1}{3} * h$$

Ec. 54

$$\text{Brazo de palanca} = 2.66 \text{ m}$$

Considerando una carga distribuida de aproximación hacia los estribos, la cual sea igual a la que va a ser soportada por el puente, que es de 855kg/m<sup>2</sup>, resulta:

$$P_a \text{ carga} = Q * k_a * h$$

Ec. 55

$$P_a \text{ carga} = 855 * 0,283 * 8$$

$$Pa\ carga = 1935.72\ kg$$

$$Brazo\ de\ palanca = 4\ m$$

### 3.6.1.2 Presión del Suelo y Estribo.

El peso del suelo sobre el dedo del estribo, el cual ayuda a la estabilidad, se obtiene:

$$W_4 = (b * h - AREA\ DE\ SECCION\ 2) * \gamma_s$$

*Ec. 56*

$$W_4 = [(7.15 * 3.3) - 0.715] * 1800$$

$$W_4 = 177091.2\ kg$$

$$Brazo\ de\ palanca = B_4 = 4.3\ m$$

El peso del muro está calculado en tres partes para poder identificar el brazo de palanca de cada sección de una forma sencilla:

$$W_2 = \frac{b * h}{2} * \gamma_h$$

*Ec. 57*

$$W_2 = \frac{7.15 * 0.2}{2} * 2400$$

$$W_2 = 1716\ kg$$

$$B_2 = 2.57\ m$$

$$W_3 = b * h * \gamma_h$$

*Ec. 58*

$$W_3 = [(0.5 * 7.15) - (0.25 * 0.9)] * 2400$$

$$W_3 = 8040\ kg$$

$$B_3 = 2,26m$$

$$W_1 = b * h * \gamma_h$$

*Ec. 59*

$$W_1 = 0,85 * 6 * 2400$$

$$W_1 = 12240\ kg$$

### 3.6.1.3 Momento Estabilizador.

El momento estabilizador es el que ayuda a que el estribo del puente soporte el empuje del suelo, el cual se obtiene con la siguiente ecuación:

$$M_E = (W_1 * B_1) + (W_2 * B_2) + (W_3 * B_3) + (W_4 * B_4)$$

Ec. 60

$$M_E = (12240 * 3) + (1716 * 2.57) + (8040 * 2.26) + (41184 * 4.3)$$

$$M_E = 236391.72 \text{ kg} * \text{m}$$

### 3.6.1.4 Momento Desestabilizador.

El momento desestabilizador es aquel que intenta volcar al estribo, generado por las fuerzas de empuje, el cual se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$M_D = (P_a * BP_a) + (P_{a \text{ carga}} * BP_{\text{carga}})$$

Ec. 61

$$M_D = (16300.8 * 2.66) + (1935.72 * 4)$$

$$M_D = 51103.008 \text{ kg} * \text{m}$$

### 3.6.1.5 Volcamiento.

Es el análisis del estribo al giro que pueda producirse con respecto al borde inferior de este, el volcamiento intenta ser generado por las fuerzas de empuje.

$$F_V = \frac{M_E}{M_D} \geq 2$$

Ec. 62

$$F_V = \frac{236391.72}{51103.008} \geq 2$$

$$F_V = 4.62 \geq 2 \text{ Cumple}$$

### 3.6.1.6 Deslizamiento.

Es el análisis de la capacidad que tiene el estribo a soportar el empuje del suelo sin producirse un movimiento que lo desplace de su sitio.

$$\sum F_V = 12240 + 1716 + 8040 + 41184$$

$$\sum F_V = 63180 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_h = 16300.8 \text{ kg} + 1935.72 \text{ kg}$$

$$\Sigma F_h = 18236.52 \text{ kg}$$

$$F_D = \frac{F_V * \text{Tan}\phi}{F_h} \geq 1,5$$

Ec. 63

$$F_D = \frac{63180 * \text{Tan}34^\circ}{18236.52} \geq 1,5$$

$$F_D = 2.34 \geq 1,5 \text{ Cumple}$$

### 3.6.1.7 Excentricidad.

Esto es un análisis del lugar en donde actúa la resultante, se determina de la siguiente forma:

$$x = \frac{\Sigma M_E - \Sigma M_D}{\Sigma F_V}$$

Ec. 64

$$x = \frac{236391.72 - 51103.008}{63180}$$

$$x = 2.93\text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x$$

Ec. 65

$$e = \frac{6}{2} - 2.93$$

$$e = 0,1\text{m}$$

$$e_{max} \leq \frac{B}{6}$$

Ec. 66

$$e_{max} \leq \frac{6}{6}$$

$$e_{max} \leq 1$$

"e" Cumple

### 3.6.1.8 Capacidad Admisible del Suelo.

Analizando la capacidad máxima de soporte del suelo se obtiene:

$$q_{max} = \frac{Q}{B * L} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

Ec. 67

$$q_{max} = \frac{63180}{6 * 1} \left( 1 + \frac{6 * 0,07}{6} \right)$$

$$q_{max} = 11267,1 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{max} = 1,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{63180}{6 * 1} \left( 1 - \frac{6 * 0,07}{6} \right)$$

$$q_{min} = 0,98 \text{ kg * cm}^2$$

$$q_{adm} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.13 \text{ kg/cm}^2 < 2.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple.}$$

De acuerdo al código ACI si  $q_{max}$  está por sobre el  $q_{adm}$  en un 5% se necesitara de un dentellón para evitar el desplazamiento o volteo.

### 3.6.1.9 DISEÑO Y DETALLE DE ARMADURA DEL ESTRIBO.

La pantalla del muro se comporta como un volado sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga en el relleno de acceso al puente. Los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la misma que debe ser reforzado con acero.

En este punto se diseña el muro a flexión y corte en base a las normas estipuladas en el ACI; el diseño es realizado considerando empuje de tierra y sobrecarga vehicular en los rellenos de acceso.

#### CARA POSTERIOR O TRASDOS:

Tabla 50 Datos para el diseño de muro

DATOS	
fc=	210 kg/cm <sup>2</sup>

fy=	4200 kg/cm <sup>2</sup>
d=	65 cm
b=	100 cm
Ka=	0.283 (pg.111)
Pa=	254.7y <sup>2</sup>
h=	y
Bp=	y/3
Pa carga=	241.965y
Bp1=	y/2

Momento de Presión activa en función de altura variable (y), con brazo de palanca y/3.

$$M1 = 254.7y^2 * y/3 = 84.9 y^3$$

Momento de Presión activa por sobrecarga vehicular en función de y.

$$M_{\text{carga}} = 241.965y*(y/2) = 120.98y^2$$

Calculo del momento total den función de (y) y con factor de mayoración = 1.6

$$Mu=1.6*(84.9y^3 + 120.98y^2)$$

Ec. 71

$$\rho = \frac{1.53 * fc - \sqrt{(1.53 * fc)^2 - \frac{6.12 * fc * Mu}{b * d^2}}}{1.8 * fy}$$

Ec. 72

$$As=\rho*b*d$$

En la siguiente tabla se observa los resultados obtenidos

Tabla 51 Áreas de refuerzo en función de y

Y	Mu	ρ	AS
1	329,41	2,0631E-05	0,13
2	1860,99	0,000116687	0,76
3	5409,79	0,000340097	2,21
4	11790,85	0,000744816	4,84

5	21819,20	0,001388914	9,03
6	36309,89	0,002337861	15,20
7	56077,95	0,003669785	23,85
7,15	59548,71	0,00390838	25,40

FUENTE: Autoría Propia

$A_s = 25.40 \text{ cm}^2$  Implica  $\rightarrow$  **1Ø25 @ 20cm**

$$\rho = \frac{14}{4200} = 0.00333$$

$A_{s \text{ min}} = 0.0033 \cdot 100 \cdot 65 = 21.45 \text{ cm}^2$  implica  $\rightarrow$  **1Ø20 @ 15cm**

### PANTALLA O CARA ANTERIOR.-

Con los datos anteriores:

$$Q = \gamma_s \cdot H \cdot K_a$$

$$Q = \frac{1800 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot 8 \text{ m} \cdot 0.283$$

$$Q = 4075.2 \text{ kg}$$

$$Q_s = Q \cdot 0.80$$

$$Q_s = 3260.16$$

$$M = \frac{3260.16 \cdot 6.15^2}{8} = 15413.42 \text{ kg} - \text{m} = 1541342 \text{ kg} - \text{cm}$$

Base del estribo = 6

$$6/3 = 2$$

$$M_e = 0.6 \cdot 1541342 = 924805 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 924805 \cdot 2 = 1849610 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{1.53 \cdot 210 - \sqrt{(1.53 \cdot 210)^2 - \frac{6.12 \cdot 210 \cdot 1849610}{100 \cdot 75^2}}}{1.8 \cdot 4200}$$

$A_s = 10.36 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **1Ø16 @ 20cm**

### DISEÑO DE LA PUNTA Y TALON.-

$$q_{max}=1.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min}=0.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_1=1.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2=1.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{l^2}{6} (2q_{max} + q_1)$$

$$L= 200\text{cm (longitud del pie)}$$

$$M = \frac{200^2}{6} (2 * 1.13 + 1.08) * 100$$

$$M = 2226667 \text{ kg - cm}$$

$$M = 1.6(22266.67 \text{ kg}) = 3562667 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{1.53 * 210 - \sqrt{(1.53 * 210)^2 - \frac{6.12 * 210 * 3562667}{100 * 80^2}}}{1.8 * 4200}$$

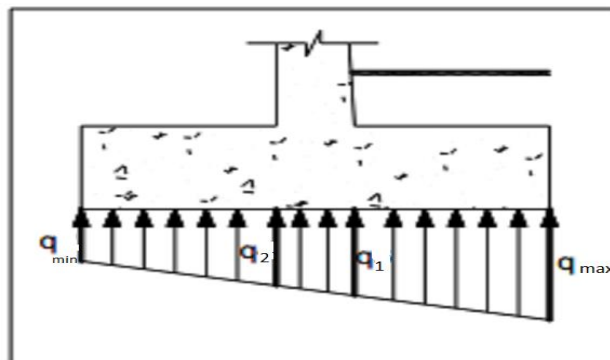
$$\rho = 0.0015$$

0.0033 < 0.0015 no cumple se opta por 0.00333 como cuantía.

As min =21.45 cm<sup>2</sup> implica → **1Ø20 @ 15cm**

En la siguiente figura se puede apreciar la carga distribuida que el suelo ejerce sobre la zapata del estribo.

Fig 63 Cargas en Zapata



FUENTE: Autoría Propia

### ARMADURA DE TEMPERATURA.-

$$A_s = 0.0025 \cdot b \cdot t$$

$$A_s = 0.0025 \cdot 100 \cdot 80$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1/3 A_{s \text{ min}}$  en la cara interior del muro que se encuentra en contacto con el suelo

$A_s = 2/3 A_{s \text{ min}}$  en la cara exterior donde la temperatura será mayor. En esta cara se dispone el referido porcentaje en ambos sentidos haciendo una malla

$$\text{Cara inferior: } A_s = 20/3 = 6.66 \text{ cm}^2 \text{ implica } \rightarrow \mathbf{1\text{Ø}18@ 30 \text{ cm}}$$

$$\text{Cara superior } A_s = 20 \cdot 2/3 = 13.3 \text{ cm}^2 \text{ implica } \rightarrow \mathbf{1\text{Ø}18@ 20 \text{ cm}}$$

#### VERIFICACIÓN POR CORTE.-

$$V_u = 1.5 \cdot (q_{\text{max}} + q_1) \cdot L/2$$

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

$$V_u = 1.5 \cdot (11.3 + 10.88) \cdot 2/2 = 33.15 \text{ ton} \rightarrow 33150 \text{ kg}$$

$$v_u = V_u / \phi b d \rightarrow (33150) / (0.85 \cdot 100 \cdot 80)$$

$$v_u = 4.875 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u \text{ adm} = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$v_u \text{ adm} = 7.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$4.875 < 7.7 \quad \mathbf{\text{si cumple}}$$

#### DISEÑO DE TALÓN.-

Peso talón:

$$P_t = 0.85 \times 3.3 \times 2.4 = 6.7 \text{ T/m}$$

$$B_p = 3.3/2 \rightarrow 1.65 \text{ m}$$

$$M_t = 6.732 \times 1.62 = 11.11 \text{ T-m}$$

$$M_t = 11.11 \text{ T-m}$$

Sobrecarga Vehicular:

$$P_{sc} = 0.855 \times 3.3 = 2.82 \text{ Ton}$$

$$M_{sc} = 2.82 \times 1.65 = 4.65 \text{ T-m}$$

$$M_{sc} = 4.65 \text{ T-m.}$$

Peso relleno:

$$Y_s = 1.8 \text{ T/m}$$

$$P_{\text{relleno}} = 1.8 \times 7.15 \times 3.3 = 42.5 \text{ Ton}$$

$$M_{\text{relleno}} = 42.5 \times 1.65 = 75.07 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{relleno}} = 75.07 \text{ T-m}$$

Carga distribuida trapezoidal:

$$M_d = (L^2/6) \times (2 \times q_{\text{min}} + q_2)$$

$$M_d = (3.3^2/6) \times (2 \times 9.8 + 10.6)$$

$$M_d = 54.8 \text{ T-m}$$

Momento Total:

$$M = M_t + M_{sc} + M_{\text{relleno}} - M_d$$

$$M = 11.11 + 4.65 + 75.07 - 54.8 = 36.02 \text{ T-m}$$

$$FS = 1.6 \text{ (factor de mayoración)}$$

$$M_u = FS \times M \rightarrow 1.6 \times 36.02$$

$$M_u = 57.6 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{1.53 \times 210 - \sqrt{(1.53 \times 210)^2 - \frac{6.12 \times 210 \times 5760000}{100 \times 75^2}}}{1.8 \times 4200}$$

$$\rho = 0.0024$$

$0.0033 < 0.0024$  no cumple por lo tanto se asume la cuantía  $\rho_{\text{min}} = 0.0033$

$$A_s = 0.003 \times 100 \times 80 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24 \text{ cm}^2 \text{ implica } \rightarrow \mathbf{1\text{Ø}20 @ 15 \text{ cm}}$$

*REFUERZO TRANSVERSAL CARA INTERIOR Y EXTERIOR PANTALLA.-*

$$A_s = 0.0025bt$$

t → espesor en mitad del muro (ACI)

$$t = 55 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 55$$

$$A_s = 13.75 \text{ cm}^2$$

CARA EXTERIOR = 2/3 As nominal Min = para horizontal y vertical

CARA INTERIOR = 1/3 As nominal Min = solo para horizontal

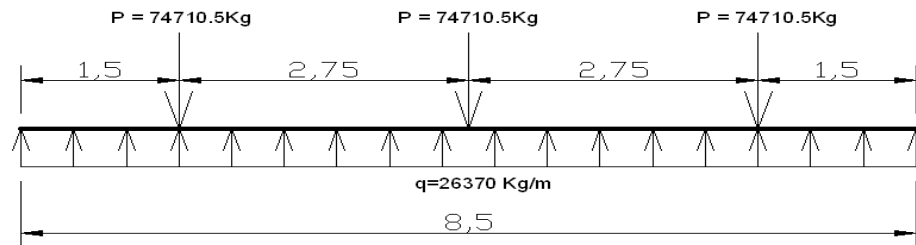
$$A_{S_{interior}} = 13.75/3 = 4.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{implica } 1\text{Ø}12 @ 40\text{cm}$$

$$A_{S_{exterior}} = 2(13.75/3) = 9.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{implica } 1\text{Ø}12 @ 20\text{cm}$$

### 3.6.2 VIGA DE DISTRIBUCIÓN.

Esta viga es la que se encuentra entre el estribo y las vigas principales del puente, esta viga es diseñada con la finalidad de distribuir la carga proveniente del puente hacia el estribo, previniendo así el aplastamiento que se podría producir sobre el estribo. La viga de distribución se muestra en la siguiente figura.

Fig 64: Viga de Distribución.



FUENTE: Autoría Propia.

Empleando la estática y la resistencia de materiales se determinó los cortantes generados por estas cargas. De igual forma se calculó el momento máximo generado:  $P_{max} = 74710.5\text{Kg}$  y  $M_{max} = 29664.45\text{Kg}\cdot\text{m}$ .

Con estos valores encontrados anteriormente se procede a diseñar el acero de refuerzo para esta viga de distribución.

#### 3.6.2.1 Flexión.

Con el valor de  $M_{max} = 29664.45\text{Kg}\cdot\text{m}$  se halla el valor de  $R_u$ :

$$R_u = \frac{M_u}{\Phi * b * d^2} \rightarrow \frac{72000}{0.85 * 60 * 56^2} \rightarrow 18.54$$

A continuación se determina la cuantía:

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * R_u}{f_c}} \right) \rightarrow \frac{0.85 * 280}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 18.54}{280}} \right) \rightarrow 0.005$$

Ec. 68

Con la cuantía se procede a calcular el acero de refuerzo:

$$A_s = 0.005 * 60 * 56 \rightarrow 15.51 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 16$$

### 3.6.2.2 Cortante.

Con el valor de P max = 74710.5Kg = Vu, se calcula la resistencia a corte del hormigón:

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d \rightarrow 29798.5 \text{ Kg}$$

Ec. 69

Ahora, se determina el acero de refuerzo para cortante:

$$A_v = \frac{(V_v - \phi V_c)_s}{\phi * f_y * d} = \frac{(74710.5 - \phi 29798.5)_s}{0.85 * 4200 * 56} = 0.225 \text{ S}$$

Ec. 70

Resumiendo los resultados en la siguiente tabla:

Tabla 52: Resultados Obtenidos Para el Acero de Refuerzo

$\emptyset$	Av	Sep (cm)	Sep. Adoptada
8	1	4.45	4
10	1.56	6.97	6
12	2.26	10.06	10

FUENTE: Autoría Propia.

De la tabla de valores obtenida se toma 1  $\emptyset$  12 c/10cm.

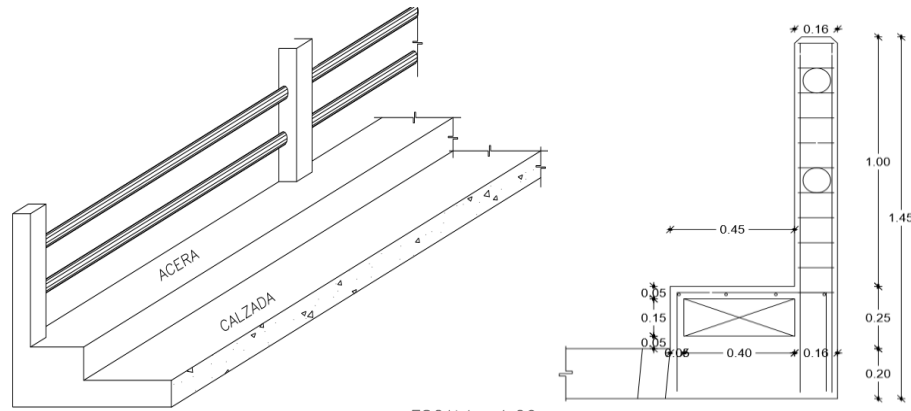
## 3.7 DISEÑO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS

### 3.7.1 PROTECCIONES O BARANDAS

Estas protecciones son diseñadas para dar seguridad al tráfico y peatones, el puente fue diseñado para cubrir ambas solicitaciones, llamándose también protecciones combinadas. Para incrementar el nivel de seguridad en caso de accidente las normas ecuatorianas establecen que las protecciones deben ser diseñadas con la utilización del método de esfuerzos o ADS.

Las cargas de diseño deben ser consideradas como accidental, se deberá considerar un 50% de incremento en los esfuerzos admisibles.

Fig 65 Esquema de baranda.



FUENTE: Autoría Propia.

La altura mínima de acuerdo al código es de 1m de alto de la protección, la distancia entre los tubos es de 40cm y el diseño fue realizado para postes de 15cm x 15cm.

Tabla 53 Datos para análisis de baranda

DATOS PARA DISEÑO	
fc	210 kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
b	15 cm
d	12 cm
P(carga)	4.55 ton
J(factor de brazo de palanca)	0.875
Fs(esfuerzo admisible acero)	1600 kg/cm <sup>2</sup>

FUENTE: Autoría Propia

Momento de diseño

$$M_{seccion} = \frac{P(0.4 + 0.8)}{2}$$

$$M_{seccion} = 2.73 T - m$$

$$M_{diseño} = \frac{2.73}{1.5} = 1.82 T - m$$

$$A_s = \frac{M_{diseño}}{F_s * J * d} = \frac{1.82 * 10^5}{1600 * 0.875 * 12} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Haciendo uso de las Formulas ACI estipuladas anteriormente Ec. 30 al Ec 32 (Pg. 93), y de la misma manera calculado en la cara exterior del poste con carga p/4 (según código) se obtiene  $A_s = 2.34 \text{ cm}^2$  y para corte  $A_v = 1.02 \text{ cm}^2$ , en la tabla siguiente se resumen los resultados.

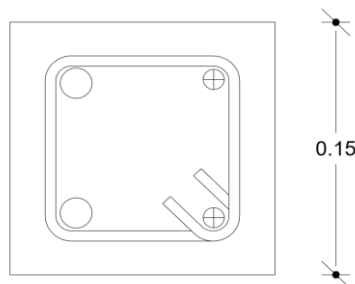
Tabla 54 Resumen hierros en postes de protección

RESULTADOS		VARILLAS
As interior	5.66 cm <sup>2</sup>	2 Ø 18
As exterior	2.34 cm <sup>2</sup>	2 Ø 12
Av estribos	1.02 cm <sup>2</sup>	1 Ø 10 @ 10 cm

FUENTE: Autoría propia

A continuación en la figura se presenta un esquema de la sección transversal del poste:

Fig 66 Sección transversal del poste



FUENTE: Autoría propia

En lo referente al tubo para pasamanos se escogió un tubo de 4" de diámetro en hierro galvanizado que es lo que comúnmente se utiliza para puentes.

### 3.7.2 DRENAJE

Para evacuar las aguas lluvias de la calzada del puente, se debe mantener las pendientes transversales constantes en todo su largo, sin efectuar transiciones en el interior de la estructura, el código recomienda pendientes de 1% y 2%, en este caso se optó por un pendiente de 2% y tubo de PVC de 4 pulgadas de diámetro ubicadas cada 3m.

En lo referente al drenaje de los estribos estos pueden ser de tipo dren de pie que es un tubo que va colocado en la parte inferior detrás de la pantalla del muro, o puede ser de tipo dren con barbacanas que son tubos de 2 a 4 pulgadas por cada 2 metros cuadrados de área. Optando por el segundo tipo en el presente diseño. A continuación se puede apreciar la figura.

*Fig 67 Esquema de tipo de drenaje en estribos*

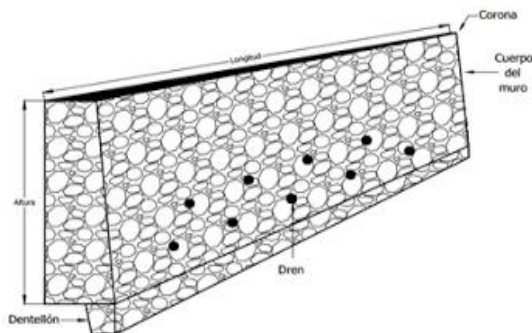


Figura 1. Muro de mampostería de piedra braza con drenes y dentellón, para sitios con riesgo de deslizamiento.

FUENTE: <http://www.construmatica.com/construpedia>

## **4 CAPÍTULO: ESTUDIO DE PRESUPUESTO REFERENCIAL.**

### **4.1 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.**

O también conocido como APU, son los precios por unidad de medida, dicha unidad varía dependiendo del rubro, y la obra en específica.

En este capítulo se plasma el estudio presupuestal de la obra denominada “Construcción del Puente Vehicular sobre el Río Aguarnuda”, para lo cual se detalla los rubros utilizados para las APU específicas para el puente.

Cada rubro está dividido en varias partes que otorga información pertinente y precisa, estos son:

- Equipos.
- Mano de Obra.
- Materiales
- Transporte.
- Costo Total del Rubro.

Un rubro es una clasificación que reúne entidades de comparten las mismas características, es por tal razón que se detallaran los rubros que sean necesarios.

### **4.2 TABLA SALARIAL EMITIDA POR LA CONTRALORÍA GENERAL DEL ESTADO.**

Para la elaboración del presupuesto se tomó como referencia la tabla salarial emitida en enero del 2016 por la contraloría general del estado, la cual establece los salarios mínimos o sueldos unificados para cada obrero involucrado en la construcción, actividades técnicas e Ingeniería.

Esta tabla es realizada y actualizada cada año por la contraloría general del estado y el código establece que sea tomado como referencia para la elaboración de ofertas en la participación de contratación pública del Ecuador.

Tabla 55: Tabla Salarial Emitida Por la Contraloría General del Estado.

CATEGORIAS OCUPACIONALES	SUELDO UNIFICADO	DÉCIMO TERCER	DÉCIMO CUARTO	TRANS- PORTE	AFORTE PATRONAL	FONDO RESERVA	TOTAL ANUAL	JORNAL REAL	COSTO HORARIO
REMUNERACION BASICA UNIFICADA MINIMA	366,00								
<b>CONSTRUCCION Y SERVICIOS TECNICOS Y ARQUITECTONICOS</b>									
<b>ESTRUCTURA OCUPACIONAL E2</b>									
Pesón	376,07	376,07	366,00		548,31	376,07	6 179,29	26,07	3,26
<b>ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2</b>									
Albañil	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Operador de equipo liviano	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Pintor	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Pintor de exteriores	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Pintor empapelador	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Ferrero	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Carpintero	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Encofrador	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Carpintero de ribera	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Plomero	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Electricista	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Instalador de revestimiento en general	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Ayudante de perforador	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Cadenero	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Mampostero	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Emulsador	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Hojalatero	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Técnico linero eléctrico	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Técnico en montaje de subestaciones	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Técnico electromecánico de construcción	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Obrero especializado en la elaboración de prefabricados de hormigón	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
Parquetistas y colocadores de pisos	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
<b>ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1</b>									
Muestrero eléctrico/linero/subestación	424,75	424,75	366,00		619,29	424,75	6 931,79	29,25	3,66
Muestrero mayor en ejecución de obras civiles	424,75	424,75	366,00		619,29	424,75	6 931,79	29,25	3,66
<b>ESTRUCTURA OCUPACIONAL C2</b>									
Operador de planta de hormigón	403,15	403,15	366,00		587,79	403,15	6 597,89	27,84	3,48
Perforador	403,15	403,15	366,00		587,79	403,15	6 597,89	27,84	3,48
Perfilero	403,15	403,15	366,00		587,79	403,15	6 597,89	27,84	3,48
Técnico albañilería	403,15	403,15	366,00		587,79	403,15	6 597,89	27,84	3,48
Técnico obras civiles	403,15	403,15	366,00		587,79	403,15	6 597,89	27,84	3,48
<b>ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2</b>									
Plomero	380,97	380,97	366,00		555,45	380,97	6 255,03	26,39	3,30
<b>ESTRUCTURA OCUPACIONAL B3</b>									
Inspector de obra	425,48	425,48	366,00		620,35	425,48	6 943,07	29,30	3,66
Supervisor eléctrico / sanitario general	425,48	425,48	366,00		620,35	425,48	6 943,07	29,30	3,66
<b>ESTRUCTURA OCUPACIONAL B1</b>									
Ingeniero Eléctrico / Sanitario	426,58	426,58	366,00		621,95	426,58	6 960,07	29,37	3,67
Residente de Obra	426,58	426,58	366,00		621,95	426,58	6 960,07	29,37	3,67
<b>LABORATORIO</b>									
Laborantista 2: experiencia mayor de 7 años(Estr. Oc. C1)	424,75	424,75	366,00		619,29	424,75	6 931,79	29,25	3,66
<b>TOPOGRAFIA</b>									
Topógrafo 2: Dato exper: mayor a 5 años(Estr.Oc.C1)	424,75	424,75	366,00		619,29	424,75	6 931,79	29,25	3,66
<b>DIBUJANTES</b>									
Dibujante (Estr.Oc.C2)	403,15	403,15	366,00		587,79	403,15	6 597,89	27,84	3,48

FUENTE: Contraloría General del Estado.

### 4.3 FORMULA DEL REAJUSTE DE PRECIOS EN OBRAS.

Para la explicación de la fórmula de Reajuste de Precios se tomó como bitácora el Reglamento General de la Ley Orgánica del Sistema Nacional de Contratación Pública. (LOSNCP).

Según la Sección I, Art 127 de la LOSNCP, establece:

**Reajuste en el caso de ejecución de obras.-** En el caso de producirse variaciones en los costos de los componentes de los precios unitarios estipulados en los contratos de ejecución de obras que celebren las entidades contratantes, los costos se reajustarán, para efectos de pago del anticipo y de las planillas de ejecución de obra, desde la fecha de variación, mediante la aplicación de fórmulas matemáticas que constarán obligatoriamente en el contrato, en base a la siguiente fórmula general:

$$Pr = Po(p1B1/Bo + p2C1/Co + p3D1/Do + p4E1/Eo \dots pnz1/Zo + pxX1/Xo).$$

*Ec. 71*

De donde:

**Pr=** Valor reajustado del anticipo o de la planilla.

**Po=** Valor del anticipo o de la planilla calculada con las cantidades de obra ejecutada a los precios unitarios contractuales descontada la parte proporcional del anticipo, de haberlo pagado.

**p1=** Coeficiente del componente mano de obra.

**p2, p3...pn=** Coeficiente de los demás componentes principales.

**px=** Coeficiente de los otros componentes, considerados como "no principales", cuyo valor no excederá de 0,200.

Los coeficientes de la fórmula se expresarán y aplicarán al milésimo y la suma de aquellos debe ser igual a la unidad.

**Bo =** Sueldos y salarios mínimos de una cuadrilla tipo, fijados por ley o acuerdo ministerial para las correspondientes ramas de actividad, más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general que deban pagarse a todos los trabajadores en el país, exceptuando el porcentaje de la participación de los trabajadores en las utilidades de empresa, los viáticos, subsidios y beneficios de orden social; esta cuadrilla tipo estará conformada en base a los análisis de precios unitarios de la oferta adjudicada, vigentes treinta días antes de la fecha de cierre para la presentación de las ofertas que constará en el contrato.

**B1 =** Sueldos y salarios mínimos de una cuadrilla tipo, expedidos por la ley o acuerdo ministerial para las correspondientes ramas de actividad, más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general que deban pagarse a todos los trabajadores en el país, exceptuando el porcentaje de participación de los trabajadores en las utilidades de la empresa, los viáticos, subsidios y beneficios de orden social; esta cuadrilla tipo estará conformada sobre la base de los análisis de

precios unitarios de la oferta adjudicada, vigente a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obra.

**Co, Do, Eo,...Zo** = Los precios o índices de precios de los componentes principales vigentes treinta días antes de la fecha de cierre para la presentación de las ofertas, fecha que constará en el contrato.

**CI, DI, EI,...ZI**= Los precios o los índices de precios de los componentes principales a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obras.

**Xo** = Índice de componentes no principales correspondiente al tipo de obra y a la falta de éste, el índice de precios al consumidor treinta días antes de la fecha de cierre de la presentación de las ofertas, que constará en el contrato.

**X1**=Índice de componentes no principales correspondiente al tipo de obra y a falta de éste, el índice de precios al consumidor a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obras. (p. 59)

Según la Sección I, Art 129 de la LOSNCP, establece

Aplicación de la fórmula de reajuste de precios.- El reajuste de precios se realizará mensualmente o de acuerdo con los períodos de pago establecidos en el contrato y será efectuado provisionalmente sobre la base de los precios o índices de precios a la fecha de presentación de las planillas por la fiscalización o unidad de control de cada obra tramitándolo conjuntamente con la planilla.

## 4.4 DESARROLLO Y CALCULO DEL PRESUPUESTO.

### 4.4.1 PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PROYECTO.

Tabla 56: Presupuesto Referencial del Proyecto

#	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT	P. TOTAL
	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
1	REPLANTEO y NIVELACIÓN	m <sup>2</sup>	100.00	2.21	221.00
2	BODEGA PARA ALMACENAMIENTO DE MATERIALES	m <sup>2</sup>	20.00	60.84	1,216.80
3	EXCAV. A MAQUINA (PROF.: 4.0-6.0 M.) TERRENO NORMAL	m <sup>3</sup>	900.00	6.32	5,688.00
4	EXCAVACIÓN EN ROCA	m <sup>3</sup>	80.00	42.90	3,432.00
5	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	m <sup>3</sup>	100.00	15.11	1,511.00
	<b>Subtotal Etapa I</b>				12,068.80
	<b>ESTRUCTURA DEL PUENTE</b>				
6	HORMIGÓN SIMPLE (F'C= 210 KG/CM <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	164.00	205.09	33,634.76
7	ACERO DE REFUERZO (Fy=4200 KG/CM <sup>2</sup> )	kg	14,832.00	2.95	43,754.40
8	ENCOFRADO DE VIGAS PARA PUENTES	ml	42.00	43.28	1,817.76
9	ENCOFRADO DE MADERA PARA PUENTES (CERCHA)	m <sup>2</sup>	100.00	37.78	3,778.00
10	PLACAS DE NEOPRENO 25X15CM e= 2CM, CON DOBLE PLACA DE ACERO DE 1MM	U	6.00	135.47	812.82
	<b>Subtotal Etapa II</b>				83,797.74
	<b>COSTO TOTAL</b>				<b>95,866.54</b>
	SON: NOVENTA Y CINCO MIL OCHOCIENTOS SESENTA Y SEIS DÓLARES CON CINCUENTA Y CUATRO CENTAVOS				

FUENTE: Autoría Propia.

#### 4.4.2 RUBROS – ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

**RUBRO:** REPLANTEO Y NIVELACION

**UNIDAD:** M2

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herra manuales (5% M.O.)	1,000	10,000	10,000	0,067	0,034
Equipo topográfico					0,667
SUBTOTAL (A)					0,701

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	1,000	3,260	3,260	0,067	0,217
Cadenero	1,000	3,300	3,300	0,067	0,220
Topógrafo	1,000	3,660	3,660	0,067	0,244
SUBTOTAL (B)					0,681

<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Esmalte	gl.	0,001	18,000	0,018	
Estacas	global.	2,000	0,220	0,440	
SUBTOTAL (C)					0,458

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
NO HAY DATOS				0,000
SUBTOTAL (D)				0,000
TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				1,840
INDIRECTOS 20,00%				0,368
OTROS				
COSTO TOTAL				2,210
VALOR A OFERTAR				<b>2,210</b>

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: BODEBA PARA ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

UNIDAD: M2

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herra manuales (5% M.O.)					0,509
<b>SUBTOTAL (A)</b>					<b>0,509</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	2,000	3,260	6,520	1,000	6,520
Albañil	1,000	3,300	3,300	1,000	3,300
Residente de Obra	0,100	3,670	0,367	1,000	0,367
<b>SUBTOTAL (B)</b>					<b>10,187</b>

<b>MATERIALES</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
CONSTRUCCION DE BODEGA TEMPORAL	M2.	1,000	40,000	40,000
<b>SUBTOTAL (C)</b>				<b>40,000</b>

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
NO HAY DATOS				0,000
<b>SUBTOTAL (D)</b>				<b>0,000</b>

TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)		50,696
INDIRECTOS	20,00%	10,139
OTROS		
COSTO TOTAL		60,840
VALOR A OFERTAR		<b>60,840</b>

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** EXCAVACION A MAQUINA TERRENO NORMAL DE 4.0-6.0 M

**UNIDAD:** M3

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herra manual (5% M.O.)					0,048
Excavadora de orugas	1,000	45,000	45,000	0,095	4,257
<b>SUBTOTAL (M)</b>					<b>4,306</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Op. de Retroexcavadora	1,000	3,660	3,660	0,095	0,346
Peón	2,000	3,260	6,520	0,095	0,617
<b>SUBTOTAL (N)</b>					<b>0,963</b>

<b>MATERIALES</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
<b>SUBTOTAL (O)</b>				

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
				0,000
<b>SUBTOTAL (P)</b>				<b>0,000</b>
TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				5,269
INDIRECTOS				20,00%
OTROS				
COSTO TOTAL				6,320
VALOR A OFERTAR				6,320

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** EXCAVACIÓN EN ROCA

**UNIDAD:** M3

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herr manuales (5% M.O.)					0,688
Equipo de perforación	0,600	12,000	7,200	0,685	4,935
Retroexcavadora	0,600	20,000	12,000	0,685	8,225
<b>SUBTOTAL (M)</b>					<b>13,848</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	2,000	3,260	6,520	0,685	4,469
Operador	2,000	3,300	6,600	0,685	4,524
Albañil	1,000	3,300	3,300	0,685	2,262
Operador de Retroexc.	1,000	3,660	3,660	0,685	2,509
<b>SUBTOTAL (N)</b>					<b>13,763</b>

<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Dinamita	kg.	0,800	4,100	3,280	
Fulminante	u.	2,500	1,600	4,000	
Mecha	m.	1,600	0,300	0,480	
Nitrato de amonio	kg.	0,360	1,050	0,378	
<b>SUBTOTAL (O)</b>					<b>8,138</b>

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
NO HAY DATOS				0,000
<b>SUBTOTAL (P)</b>				<b>0,000</b>
TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				35,749
INDIRECTOS				7,150
OTROS				
COSTO TOTAL				42,900
VALOR A OFERTAR				42,900

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** RELLENO COMP. MECANICO CON MATERIAL DE MEJORAMIENT

**UNIDAD:** M3

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herr manuales (5% M.O.)					0,214
Compactador mecánico	0,500	3,000	1,500	0,420	0,630
SUBTOTAL (M)					0,844

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	2,000	3,260	6,520	0,420	2,737
Operador de equipo liviano	1,000	3,300	3,300	0,420	1,385
Maestro ej obras civiles	0,100	3,660	0,366	0,420	0,154
SUBTOTAL (N)					4,276

<b>MATERIALES</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Material de mejoramiento	m3.	1,150	6,500	7,475
SUBTOTAL (O)				7,475

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
NO HAY DATOS				0,000
SUBTOTAL (P)				0,000
TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				12,595
INDIRECTOS				20,00%
OTROS				
COSTO TOTAL				15,110
VALOR A OFERTAR				15,110

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** HORMIGÓN SIMPLE F'c= 210 KG/CM2 SIN ENCOFRADO

**UNIDAD:** M3

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herr manuales (5% M.O.)					3,435
Concretera	1,000	3,100	3,100	1,429	4,429
Vibrador	0,400	2,450	0,980	1,429	1,400
<b>SUBTOTAL (M)</b>					<b>9,263</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HOR	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	12,500	3,260	40,750	1,429	58,214
Albañil	2,000	3,300	6,600	1,429	9,429
Residente de Obra	0,100	3,670	0,367	1,429	0,524
Maestro mayor en ejecu	0,100	3,660	0,366	1,429	0,523
<b>SUBTOTAL (N)</b>					<b>68,690</b>

<b>MATERIALES</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Arena Gruesa	m3.	0,700	22,000	15,400
Grava	m3.	0,950	23,000	21,850
Agua	Lt.	220,000	0,001	0,308
Cemento	kg.	360,000	0,150	54,000
Aditivo plastocrete 161 HE	kg.	1,100	1,270	1,397
<b>SUBTOTAL (O)</b>				<b>92,955</b>

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
NO HAY DATOS				0,000
<b>SUBTOTAL (P)</b>				<b>0,000</b>
<b>TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>				<b>170,908</b>
<b>INDIRECTOS</b>				<b>34,182</b>
<b>OTROS</b>				
<b>COSTO TOTAL</b>				<b>205,090</b>
<b>VALOR A OFERTAR</b>				<b>205,090</b>

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** ACERO DE REFUERZO Fy=4200 KG/CM2

**UNIDAD:** KG

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					0,042
Dobladora	0,500	1,000	0,500	0,077	0,038
Cizalla	0,500	0,140	0,070	0,077	0,005
<b>SUBTOTAL (M)</b>					<b>0,086</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	2,000	3,260	6,520	0,077	0,502
Fierrero	1,000	3,300	3,300	0,077	0,254
Maestro mayor en ejecu	0,100	3,660	0,366	0,077	0,028
Residente de Obra	0,200	3,670	0,734	0,077	0,056
<b>SUBTOTAL (N)</b>					<b>0,840</b>

<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Hierro	kg.	1,100	1,300	1,430	
Alambre galvanizado # 18	Kg.	0,050	2,110	0,106	
<b>SUBTOTAL (O)</b>					

<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
NO HAY DATOS				0,000	
<b>SUBTOTAL (P)</b>					<b>0,000</b>
TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)					2,461
INDIRECTOS				20,00%	0,492
OTROS					
COSTO TOTAL					2,950
VALOR A OFERTAR					2,950

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** ENCOFRADO DE VIGAS PARA PUENTES

**UNIDAD:** M

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					1,000
<b>SUBTOTAL (M)</b>					<b>1,000</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HOR	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	4,000	3,260	13,040	1,000	13,040
Albañil	2,000	3,300	6,600	1,000	6,600
Residente de Obra	0,100	3,670	0,367	1,000	0,367
<b>SUBTOTAL (N)</b>					<b>20,007</b>

<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Tablas de encofrado	u.	4,000	3,000	12,000	
Listón de madera de 7 x 7	ml.	2,000	1,120	2,240	
Clavos	KG.	0,010	2,000	0,020	
Puntales d=10cm(L=2.7c/u)	ml.	2,000	0,400	0,800	
<b>SUBTOTAL (O)</b>				<b>15,060</b>	

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
NO HAY DATOS				0,000
<b>SUBTOTAL (P)</b>				<b>0,000</b>
TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				36,067
INDIRECTOS 20,00%				7,213
OTROS				
COSTO TOTAL				43,280
VALOR A OFERTAR				43,280

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** ENCOFRADO DE MADERA PARA PUENTES (CERCHA)

**UNIDAD:** ML

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					1,037
<b>SUBTOTAL (M)</b>					<b>1,037</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	3,000	3,260	9,780	1,471	14,382
Carpintero	1,000	3,300	3,300	1,471	4,853
Maestro mayor en ejecu	0,280	3,660	1,025	1,471	1,507
<b>SUBTOTAL (N)</b>					<b>20,742</b>

<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
vigas de madera 12x12	m.	1,500	4,280	6,420	
VIGAS DE MADERA DE 8X10cm	ML.	1,300	2,000	2,600	
Clavos	KG.	0,340	2,000	0,680	
<b>SUBTOTAL (O)</b>				<b>9,700</b>	

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
NO HAY DATOS				0,000
<b>SUBTOTAL (P)</b>				<b>0,000</b>
<b>TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)</b>				<b>31,480</b>
INDIRECTOS			20,00%	6,296
OTROS				
<b>COSTO TOTAL</b>				<b>37,780</b>
<b>VALOR A OFERTAR</b>				<b>37,780</b>

## ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO:** PLACAS DE NEOPRENO 25X15CM e= 2CM, CON DOBLE PLACA DE ACERO DE 1MM

**UNIDAD:** U

<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					0,328
<b>SUBTOTAL (M)</b>					<b>0,328</b>

<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL/H	COSTO-HOR	RENDIMIENTO	COSTO
Peón	1,000	3,260	3,260	1,000	3,260
Albañil	1,000	3,300	3,300	1,000	3,300
<b>SUBTOTAL (N)</b>					<b>6,560</b>

<b>MATERIALES</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
PLACAS DE NEOPRENO 25X15CM e=2CM	U	1,000	90,000	90,000
Placa de acero e=1mm	u.	2,000	8,000	16,000
<b>SUBTOTAL (O)</b>				<b>106,000</b>

<b>TRANSPORTE</b>				
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
NO HAY DATOS				0,000
<b>SUBTOTAL (P)</b>				<b>0,000</b>
TOTAL COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				112,888
INDIRECTOS			20,00%	22,578
OTROS				
COSTO TOTAL				135,470
VALOR A OFERTAR				135,470

## CONCLUSIONES.

- El diseño del puente sobre el río Aguarnuda, traerá varios beneficios para su población y en general para todo el sector, ya que atraerá el comercio, turismo, elevando así el nivel de vida de los habitantes del sector, por la inclusión de nuevos empleos.
- La norma NEC 2015 vigente en este momento en el país, posee una recopilación de varias normas internacionales que han sido utilizadas con éxito en varias obras previas, es por tal motivo que se llega a la conclusión que la NEC, presenta una metodología muy recomendada y que en combinación con otros criterios establecidos o normas como la AASHTO, precisa una clara idea del diseño de un puente.
- Se Resalta la gran importancia en el diseño de un puente, los estudios preliminares como son los estudios de suelos, hidrológicos e hidráulicos, ya que proporcionan información importante para el diseño del mismo.
- la importancia que pueden llegar a tener este tipo de trabajo académico, para servir como consulta a otros estudiantes, o también como base de estudio para posteriores trabajos que mejoren o propongan diferentes modelos de diseño en los que aprovechen las características del sitio a emplazarse.
- Destacar las ventajas del método de diseño LRFD utilizado

## RECOMENDACIONES.

- Como principal recomendación se puede recalcar la importancia que tiene para el diseño los estudios de suelos, hidrológicos, hidráulicos y topográficos, ya que aunque en algunos casos aumenten el presupuesto de una obra, estos a la vez proporcionan datos relevantes que aseguran un diseño óptimo.
- Un trabajo investigativo se desarrolla de manera que sea reproducido o actualizado con las nuevas tecnologías que mejoren el diseño y aumente la eficacia y seguridad del puente, por lo que se recomienda que se prosiga con la investigación con miras a una excelencia académica, tanto institucional, como personal.

## BIBLIOGRAFÍA.

- Bowles, J. (2004). Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería civil.
- GAD Urdaneta. Plan De Desarrollo Y Ordenamiento Territorial Del Gobierno Autónomo Descentralizado De La Parroquia Urdaneta (2014), Ecuador.
- Juárez, E y Rodríguez. Mecánica de Suelos Tomo-III.
- Chow, V. Hidráulica de Canales Abiertos.
- INAMHI (1999). Estudio de Lluvias Intensas.
- Badillo, E. J. Rodríguez, A. R. (2013). Mecánica de suelos: teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. México: Limusa
- Bravo, P. E. (1998). Diseño de carreteras: técnica y análisis del proyecto. Bogotá: Cargraphics
- Chocontá Rojas, P. A. (2014). Diseño geométrico de vías. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Jones J. E. (1960). Investigación de Suelos para Construcción de Carreteras. México: Editorial Reverte.
- Macro. (2010). Manual de diseño de puentes. Lima: Macro.
- Norma Ecuatoriana NEVI – 12 - MTOP, VOLUMEN 2-LIBRO A § NORMAS PARA ESTUDIOS Y DISEÑO FINAL (2013)
- Norma Ecuatoriana NEVI – 12 - MTOP, VOLUMEN 2-LIBRO B § NORMAS PARA ESTUDIOS Y DISEÑO FINAL (2013)
- Salgado, A. (1989). Caminos en el ecuador: estudio y diseño. Ecuador: Universitaria.
- Trujillo Orozco, J. E. (1993). Diseño de Puentes. Bucaramanga: Ediciones UIS.
- Villón Béjar, M. (2004). Hidrología. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Torres, E. (2013). Diseño de Puentes. Quito: Universidad Politécnica Salesiana.
- Ramirez y León. (2010) APOYO DIDACTICO EN LA ASIGNATURA DE PUENTES CIV 312. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón.

**ANEXO A**  
**ESTUDIO DE SUELOS**

**Informe Geotécnico**

---

**ESTUDIO DE SUELOS A MUESTRAS EXTRAIDAS EN EL CANTÓN SARAGURO,  
PROVINCIA DE LOJA**

***ANÁLISIS DE SUELOS – INFORME GEOTECNICO***

***ESTUDIO DE SUELOS SECTOR TURUCACHI, PARROQUIA  
URDANETA SARAGURO***



**URDANETA**

**Ing. Civ. Luis Mario Almache**

**Magister en Geología Aplicada y Geotecnia**

## Informe Geotécnico

---



### ➤ Contenido

1. <u>DATOS GENERALES DEL PROYECTO:</u> .....	3
2. <u>CONTENIDO DEL INFORME:</u> .....	3
3. <u>ANTECEDENTES.-</u> .....	3
4. <u>OBJETIVOS.-</u> .....	3
5. <u>UBICACIÓN.-</u> .....	4
6. <u>METODOLOGÍA UTILIZADA.-</u> .....	5
7. <u>ESTRATIGRAFÍA PRESENTE</u> .....	8
8. <u>REGISTRO DE CALICATAS</u> .....	8
9. <u>ENSAYOS DE LABORATORIO EN MUESTRAS EXTRAIDAS</u> .....	10
10. <u>RESUMEN DE LOS ENSAYOS</u> .....	13
11. <u>CAPACIDAD ULTIMA DE CARGA DE LA CIMENTACION</u> .....	13
12. <u>CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE</u> .....	13
13. <u>CONCLUSIONES</u> .....	14

## Informe Geotécnico

---

### INFORME ESTUDIO DE SUELOS – CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

#### 1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO:

##### Proyecto:

Estudios de suelos y cálculo de la capacidad portante del estrato identificado en una calicata realizada en el Canton Saraguro, provincia de Loja, en la parroquia Urdaneta.

##### Consultor:

##### Localización:

Provincia:	Loja
Cantón:	Saraguro
Sector Muestra #1:	Ingreso a Turucachi

#### 2. CONTENIDO DEL INFORME:

El presente informe contempla la metodología utilizada para determinar:

- ✓ Los parámetros geotécnicos del suelo estudiado
- ✓ La capacidad portante de las muestras extraída en las calicatas
- ✓ El tipo de cimentación en función de los datos obtenidos

#### 3. ANTECEDENTES.-

El estudio tiene la finalidad de determinar los parámetros físicos – mecánicos de suelo sustento para la futura construcción, remodelación, ampliación y/o mejoramiento de obras de índole civil. En el presente caso, los resultados serán utilizados en la construcción de un puente localizado en el Cantón Saraguro provincia de Loja.

En función de los ensayos in – situ y los procesos de laboratorio de las muestras obtenidas, se determina la capacidad portante de los suelos en estudio. La importancia de la investigación radica en que si se excede en los límites de capacidad resistente del suelo, se pueden generar esfuerzos secundarios en la estructura, provocando a su vez deformaciones en la misma hasta el colapso.

#### 4. OBJETIVOS.-

- ✓ Obtener los parámetros físicos - mecánicos del suelo estudiado
- ✓ Determinar la resistencia al corte de la muestra extraída en las calicata

## Informe Geotécnico

- ✓ Determinar la cimentación adecuada en función de la capacidad portante

### 5. UBICACIÓN.-

Los suelos del presente informe se encuentran localizados en la Cantón Oña en la Provincia del Azuay, en la como se observa en la Imagen 1:

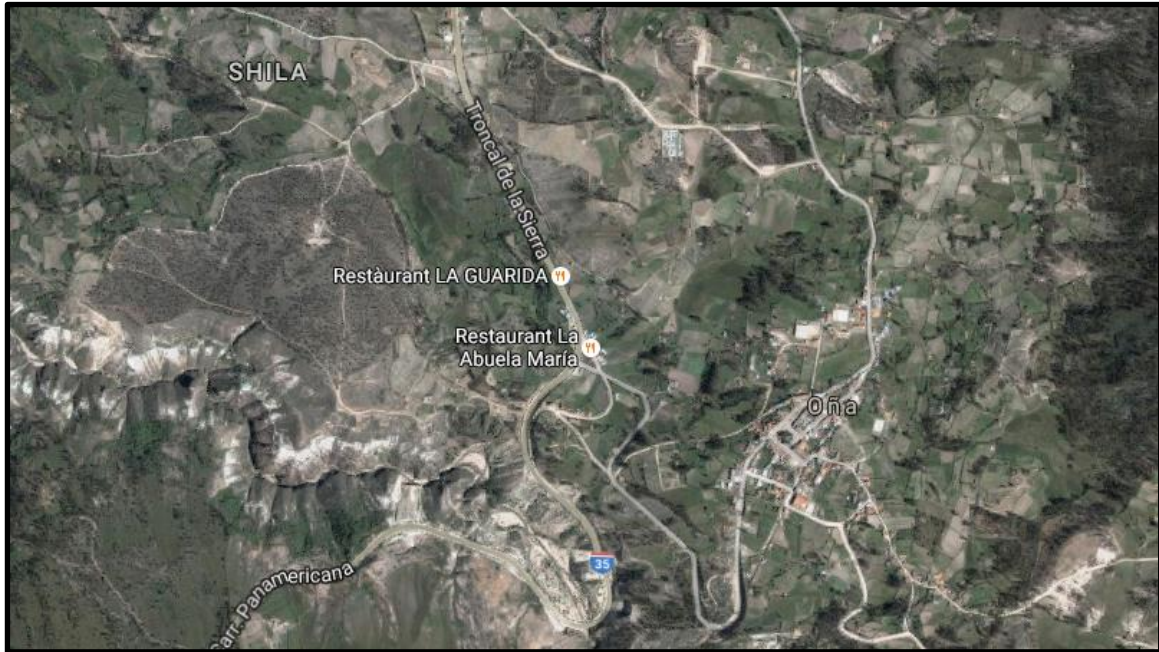


Imagen 1: Ubicación de la zona en estudio

Fuente: Google Map

Elaborado por: Luis Mario Almache

### 6. METODOLOGÍA UTILIZADA.-

El presente informe está basado en ensayos de campo y laboratorio realizados con el objetivo de conocer la capacidad de carga del suelo, los mismos se detallan a continuación:

#### a. ENSAYOS DE CAMPO CALICATA

- **CALICATAS:** Consisten en excavaciones realizadas mediante medios mecánicos convencionales, que permiten la observación directa del terreno a cierta profundidad, así como la toma de muestras y realización de ensayos in-situ. Presentan la gran ventaja de permitir el acceso directo al terreno, pudiéndose observar las variaciones estratigráficas del mismo, por lo cual es uno de los métodos más empleados en el reconocimiento superficial del terreno, permitiendo adicional la toma de muestras para realización de ensayos y análisis. En la fotografía 1 se observa la calicata realizadas en el cantón Oña identificándose un tipo de estrato en función de la muestra extraída y la observación visual de la zona. En la fotografía 2 se identifica el material presente en la zona de estudio, arenas con matriz limosa.

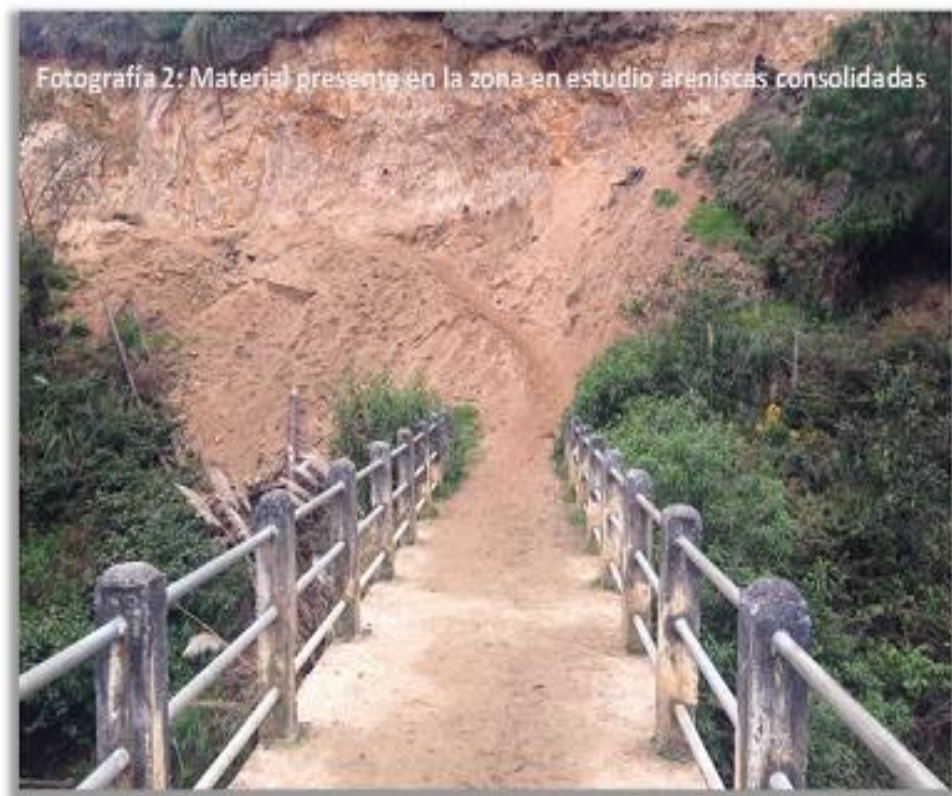
## Informe Geotécnico

---

- **TOMA DE MUESTRAS:** Las tomas de muestras producto de calicatas tienen el objetivo de obtener testigos representativos de las características y propiedades del terreno para efectuar ensayos de laboratorio. En el presente estudio la profundidad de la muestra se rige a la NEC 2015 capítulo de GEOTECNIA Y CIMENTACIONES, que indica que la profundidad mínima de sondeo debe ser 2.5 veces el ancho de la zapata. En el presente estudio el ancho de diseño de la zapata es 0,60 m con lo cual la profundidad mínima de sondeo debe ser 1,5 m.
- **MUESTRAS INALTERADAS:** Son aquellas que no sufren alteraciones en su estructura ni en su contenido de humedad. En la excavación, la misma se obtuvo mediante el tallado de la muestra proveniente del estrato dominante de la calicata de una de sus paredes. Con esta muestra se obtuvo el valor de la resistencia del terreno, identificada como Pozo N: 1. En la fotografía 3 se observa el tipo de material producto de la extracción, el lugar donde se realizó la calicata para la obtención de las muestras y la zona del material inalterado obtenido, y en la fotografía 4 material consolidado, roca sedimentaria presente en el sector.
- **MUESTRAS ALTERADAS:** Son muestras que sufren modificaciones en su estructura y en su contenido de humedad, pero conservan su composición mineralógica. En el laboratorio, estas muestras permiten la realización de ensayos con el objetivo de conocer el tipo de suelo y sus parámetros físicos. En el presente estudio, de la calicata realizada no se obtuvo el material que concierne este tipo de muestra.

**Informe Geotécnico**

---



**Informe Geotécnico**

---



## **Informe Geotécnico**

---

### **7. ESTRATIGRAFÍA PRESENTE**

En función de las calicatas realizadas que desde la superficie de excavación llegaron hasta a los 2,60 m de profundidad se pueden observar que en el sitio en estudio se presentan dos tipos de suelos:

- **Pozo N:1**
  4. Capa vegetal de espesor promedio 0.20 m, compuesta principalmente por material herbáceo y materia orgánica
  5. Único estrato identificado, un material arenisca consolidada
  6. La profundidad total de excavación en esta calicata asciende a los 2.60 m

### **8. REGISTRO DE CALICATAS**

En los cuadros 1 se observan las características del estrato presente en las calicatas realizadas.

**Informe Geotécnico**

Cuadro 1.- INFORMACIÓN DE LA CALICATA POZO N:1 Y MUESTRAS EXTRAIDAS	
<p><b>Obra:</b> Estudio de suelos para construcción de puente en el cantón Oña</p> <p><b>Calicata:</b> Calicata N° 1</p> <p><b>Identificación:</b> Pozo N:1</p> <p><b>Localización:</b> Entrada de Oña</p> <p><b>Fecha de extracción:</b> 10 de agosto del 2016</p> <p><b>Supervisor:</b></p> <p><b>Maquinaria:</b> Retroexcavadora CAT</p> <p><b>Muestras extraídas:</b> 1</p>	<p><b>UBICACIÓN</b></p> 
<p><b>Profundidad de excavación:</b></p> <p>. 2,60 m (Profundidad medida desde superficie del terreno)</p> <p><b>Descripción de los estratos:</b></p> <p>. De 0 a 0.20 m, capa vegetal, compuesta por raíces herbáceas y materia orgánica de color negro</p> <p>. De 0.20 a más de 2.60 m, material color café claro con manchas amarillas, consolidado aspecto rocoso con matriz fina</p> <p>. La muestra inalterada se obtuvo de pared lateral de calicata a una profundidad desde la superficie de 2.50 m</p> <p><b>Nivel freático:</b> Sin presencia hasta la profundidad de excavación</p>	<p><b>Columna Estratigráfica:</b></p>  <p>Potencia 0,20 m materia orgánica y</p> <p>Potencia mayor 2,40 m material consolidado, arenas con presencia</p>

**Cuadro 1:** Datos obtenidos de la calicata realizada Pozo N: 1, muestra extraída "inalterada"

## Informe Geotécnico

### 9. ENSAYOS DE LABORATORIO EN MUESTRAS EXTRAIDAS

La muestra obtenida fue llevada al laboratorio para su respectivo análisis en función del tipo de material extraído, los resultados de las mismas se exponen a continuación.

#### 9.1 Resultados del análisis muestra: Pozo N: 1 inalterada

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**

**Proyecto:** Estudios Diseño de Puente

**Solicitado por:**


**Fecha:** 05 de septiembre del 2016

**Ubicación:** Pozo N°1

**Profundidad de la muestra:** 2,50 m

**Muestra N°** 1

**Muestra N°** Color café amarillento, material consolidado

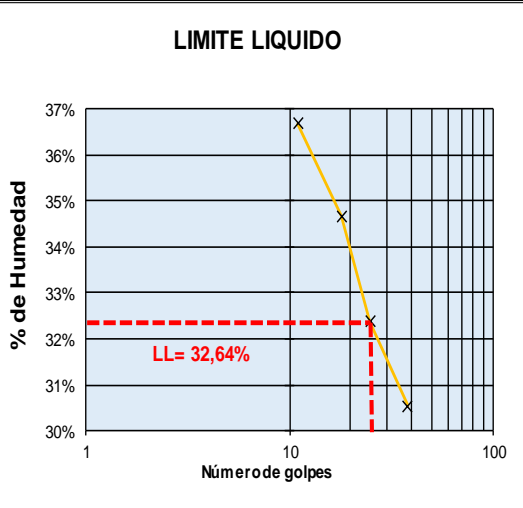


**ENSAYO LIMITES DE ATTERBERG**

HUMEDAD NATURAL	TARRO N°	PESO HUM.(GR.)	PESO SECO.(GR.)	PESO CAPS.(GR.)	% HUMEDAD
		.034	141,05	130,91	43,92
	.035	161,19	150,23	52,30	11,19%
Humedad natural					<b>11,42%</b>

LÍMITE LIQUIDO					
TARRO N°	NUMERO GOLPES	PESO HUM.(GR.)	PESO SECO.(GR.)	PESO CAPS.(GR.)	% HUMEDAD
14	38	51,36	44,31	21,22	30,53%
6	25	47,84	41,51	21,96	32,38%
12	18	50,10	43,80	25,63	34,67%
23	11	50,76	43,02	21,92	36,68%
Límite Líquido					<b>32,64%</b>

LÍMITE PLASTICO	TARRO N°	PESO HUM.(GR.)	PESO SECO.(GR.)	PESO CAPS.(GR.)	% HUMEDAD
	3	25,26	24,35	21,15	28,44%
	2	25,55	24,61	21,21	27,65%
	11	25,55	24,83	22,09	26,28%
	13	25,30	24,54	21,78	27,54%
Límite Plástico					<b>27,47%</b>



**LÍMITE LIQUIDO**

LL = 32,64%

**INDICE DE PLASTICIDAD = 5,16%**

Ing. Luis Mario Almache  
Jefe de Laboratorio

## Informe Geotécnico

### UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

#### LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

**Proyecto:** Estudios Diseño de Puente

**Solicitado por:**

**Fecha:** 05 de septiembre del 2016

**Ubicación:** Pozo N°1

**Profundidad de la muestra:** 2,50 m

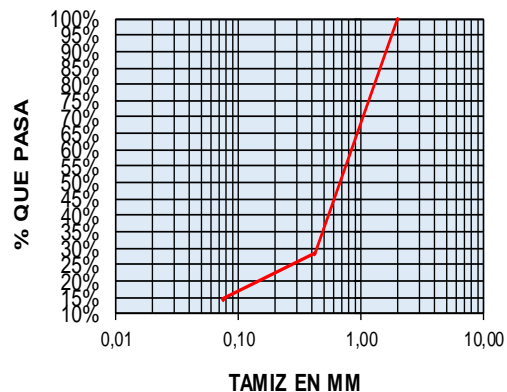
**Muestra N°** 1

**Características de la muestra** Color café amarillento, material consolidado



### ENSAYO DE GRANULOMETRÍA

TAMIZ		P. RET.	P. RET.	%	%
M.M.	U.S	PARC. (GR.)	ACUM. (GR.)	RET.	PASA
76,200	3 "				
63,500	2 1/2 "				
50,800	2 "				
38,100	1 1/2 "				
25,400	1 "				
19,050	3/4 "				
12,700	1/2 "				
9,525	3/8 "				
4,750	No. 4				
PASA No. 4					100,00%
TOTAL		0			
2,000	No. 10	163,30	163,30	36,39%	99,64%
0,425	No. 40	157,90	321,20	71,58%	28,42%
0,075	No. 200	62,50	383,70	85,51%	14,49%
Fondo		0,60			
TOTAL			500,00		



COMPONENTES	
GRAVA G =	0,00%
ARENA S =	85,51%
FINOS F =	14,49%

Peso antes del ensayo:

Peso después del ensayo:

Peso húmedo antes del lavado: 500,00

Peso seco antes del lavado: 448,74

Peso seco después del lavado: 383,80

#### CLASIFICACIÓN DEL SUELO

SUCS : SM  
 Descripción: Arenas Limosas  
 Terreno de fundación: Bueno

Ing. Luis Mario Almache  
Jefe de Laboratorio

**Informe Geotécnico**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

**ENSAYO DEL PIGNÓMETRO**

**Proyecto :** *Estudio de Suelos para diseño de puente*  
**Solicitado por:**  
**Proyectistas :** Ing. Luis Mario Almache  
**Laboratorista:** Sr. Atanasio Jara  
**Ciudad:** Cuenca  
**Ubicación :** Pozo N°1  
**Muestra :** 1  
**Profundidad de muestra** 2,50 m  
**Característica:** *Color café amarillento, material consolidado*



**ENSAYOS DE LABORATORIO**

**Material Retenido en el Tamiz No. 4**

A=		<b>PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO</b>
B=	769.80 gr	<b>PESO DEL PIGNÓMETRO + AGUA + MUESTRA</b>
C=	567.80 gr	<b>PESO DEL PIGNÓMETRO + AGUA</b>
D=	250.80 gr	<b>PESO DEL MATERIAL SECO</b>

**PESO ESPECÍFICO SECO**  $\frac{D}{D - (B - C)}$  1.807 gr/cm<sup>3</sup>

**PESO ESPECÍFICO SATURADO SUPERFICIALMENTE SECO**  $\frac{A}{A - (B - C)}$

**PESO ESPECÍFICO APARENTE**  $\frac{D}{D - (B - C)}$

**% DE ABSORCIÓN**  $\frac{100(A - D)}{D}$

**OBSERVACIONES:** Muestra extraída del campo

**Ing. Luis Mario Almache**  
**Jefe de Laboratorio**

**Informe Geotécnico**

**10. RESUMEN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS**

La tabla 1 muestra los resultados de los ensayos realizados a las muestras extraídas

DATOS CALICATA								
Muestra	$\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> )	C (kg/cm <sup>2</sup> )	$\emptyset^\circ$	W (%)	% LL	% LP	% IP	SUCS
Pozo N:1	1.802	0	34	11,42	32,64	27,47	5,16	SM

**Tabla N: 1** .- Resultado de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras

**11. CAPACIDAD ULTIMA DE CARGA DE LA CIMENTACION**

En función de la Teoría de Capacidad de Carga de Terzaghi, se calculó la capacidad admisible del suelo para una profundidad de cimentación de 1,0 metros para un ancho B = 0,60 m aplicando las siguientes fórmulas para los dos estratos presentes en el suelo en estudio.

$$Df = 1 \text{ m}$$

$$B = 0,60 \text{ m}$$

Las fórmulas aplicadas son:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación Superficial Corrida}) ; Df / B \leq 4$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad (\text{Cimentación Superficial Cuadrada}); Df / B \leq 4$$

**Dónde:**

c = Cohesión del suelo

$\gamma$  = Peso específico del suelo

Df = Profundidad de desplante de la cimentación desde nivel del terreno

q =  $\gamma Df$

N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo ( $\emptyset$ ).

**Informe Geotécnico**

**12. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE**

La capacidad de carga admisible para el estrato granular identificado como Pozo N:1 , que presenta, arenas con matriz limosa, para una profundidad de cimentación determinada se muestra en la tabla 2:

<b>CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE <math>Q_{adm}</math></b>					
FACTOR DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DE LA NEC (FSI)	PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	POZO N:1 ESTRATO E 1 (MATERIAL SM)			
		$q_u$ (Ciment Corrida)	$Q_{adm} = q_u / FSI$ (kg/cm <sup>2</sup> ) (Ciment Corrida)	$q_u$ (Ciment Cuadrada)	$Q_{adm} = q_u / FSI$ (kg/cm <sup>2</sup> ) (Ciment Cuadrada)
3	1,0	126,9	14,1	119,2	13,2
	1,5	171,2	19,0	163,5	18,2
	2,0	215,5	23,9	207,8	23,1

**Tabla N:2** .- Capacidad de carga admisible para estrato granular a diferentes profundidades

- ✓ Capacidad de carga para cimentación superficial corrida a 1.5 m **E 1  $q_{adm} = 19,0 \text{ Kg / cm}^2$**
- ✓ Capacidad de carga para cimentación superficial cuadrada a 1.5 m **E 1  $q_{adm} = 18,2 \text{ Kg / cm}^2$**

**13. CONCLUSIONES**

En función del análisis y ensayos realizados a las dos muestras analizadas se concluye:

- ✓ La cimentación se puede realizar sobre el estrato presente, cuya potencia a partir del nivel de excavación es mayor a los 2 m y su clasificación hace referencia a un suelo SM (arenas limosas), cuyo comportamiento para cimentaciones es bueno permitiendo asentamientos inmediatos por la condición del material
- ✓ La cimentación superficial corrida así como la cuadrada presentan una capacidad admisible similar por lo cual se puede realizar la cimentación de acuerdo a las conveniencias del constructor.
- ✓ El suelo sobre el cual se sugiere realizar la cimentación es un material cuyas características son óptimas para plasmar una edificación.
- ✓ En la zona en estudio no se aprecia suelos expansivos, dispersivo, colapsables, que generen problemas futuros, esto se respalda con los resultados de laboratorio obtenidos.
- ✓ El área del terreno estudiado no presenta variaciones en su topografía, geología,

**Informe Geotécnico**

---

morfología.

- ✓ Las edificaciones aledañas no presentan problemas estructurales visibles, lo cual respalda la capacidad de los suelos de la zona.

**Cuenca, 06 de septiembre del 2016**

**Ing. Civ. Luis Mario Almache**

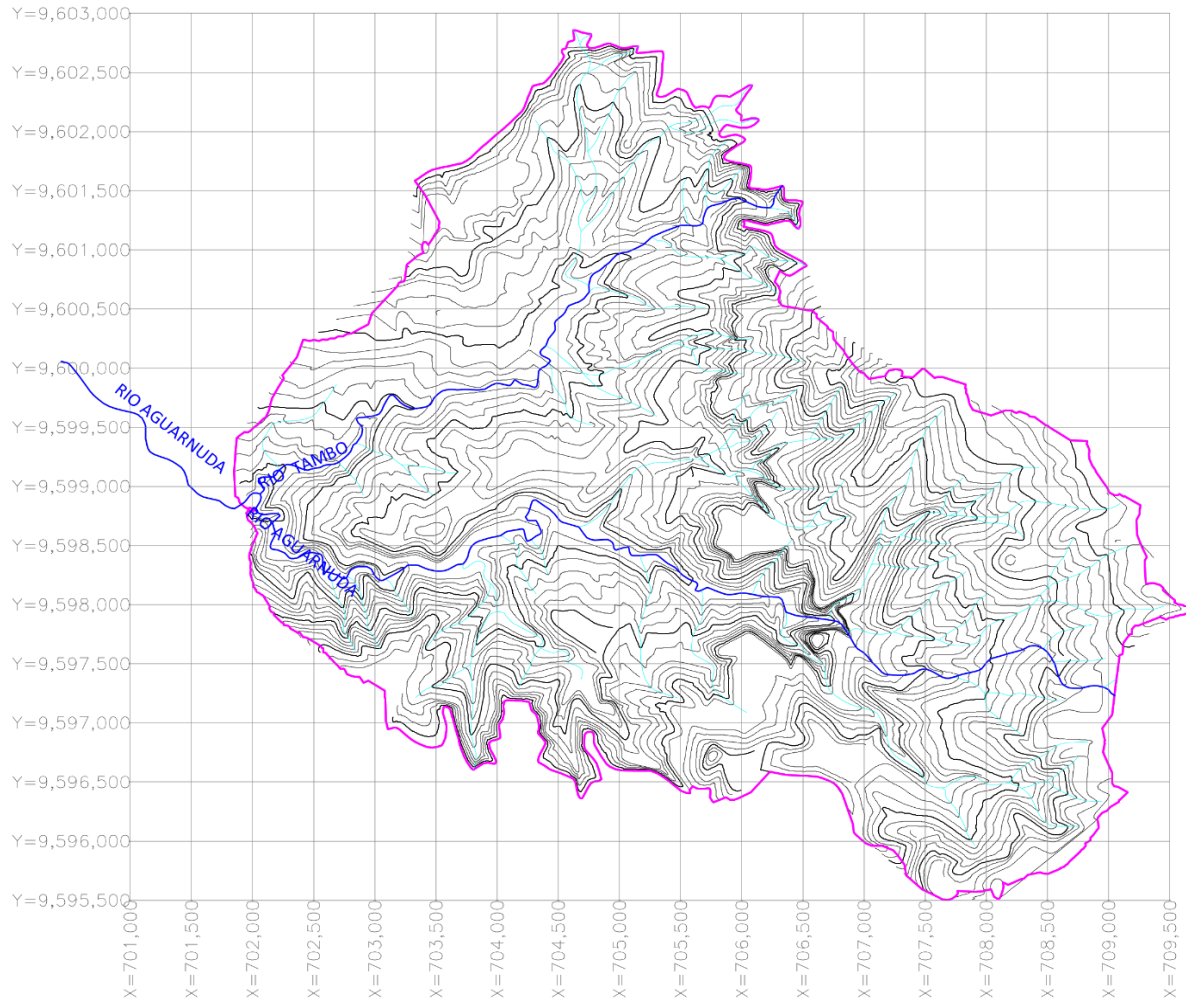
**SENESCYT 1029-06-676782 / 1007-14-86052072**

**ANEXO B**  
**ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS.**

ANEXO B1: Delimitación de la cuenca Del Rio Aguarnuda

# DELIMITACION DE LA CUENCA DEL RIO AGUARNUDA

ESC 1:50000



## DATOS OBTENIDOS

CUENCA	RIO AGUARNUDA
AREA	31.23 Km <sup>2</sup>
PERIMETRO	32.81 Km
LONG. DEL RIO	9.758 Km
Hmax.	3280 m
Hmin.	2480 m

**CUENCA: RIO AGUARNUDA**

- A= Área de la cuenca en Km<sup>2</sup>
- P=Perímetro de la cuenca en Km
- L=Longitud del cauce Principal en Km
- Lt=Longitud total de los cauces Km
- Ht=Desnivel del cauce principal en m
- Hmax= Altitud Máxima de la cuenca hidrográfica en m
- Hmin= Altitud mínima de la cuenca hidrográfica en m
- Hc= Densidad crítica en m (ver calculo en la siguiente hoja)
- Sc= Pendiente de la cuenca en m/m Kc Índice de Compacidad de la cuenca.
- Ir= Pendiente longitudinal de la cuenca m/m
- S= Sinucidad de la corriente
- Dd= Densidad de drenaje

PARAMETROS FISICOS –MORFOMETRICOS:

Cuenca	A Km <sup>2</sup>	P Km	L Km	Lt Km	Ht m	Hmax m	Hmin m	Hc m	Sc m/m	Kc m/m	Ir m/m	Dd	S m/m
Rio Aguarnuda	31,23	32,81	9,758	74,21	786,68	3280	2480	559,57	0,0573	1,66	0,082	2,38	0,13

TIEMPO DE CONCENTRACION:

Cuenca	Tc Horas	Tc min
Rio Aguarnuda	1,15	69

**PROYECTO:PUENTE SOBRE EL RIO AGUARNUDA**

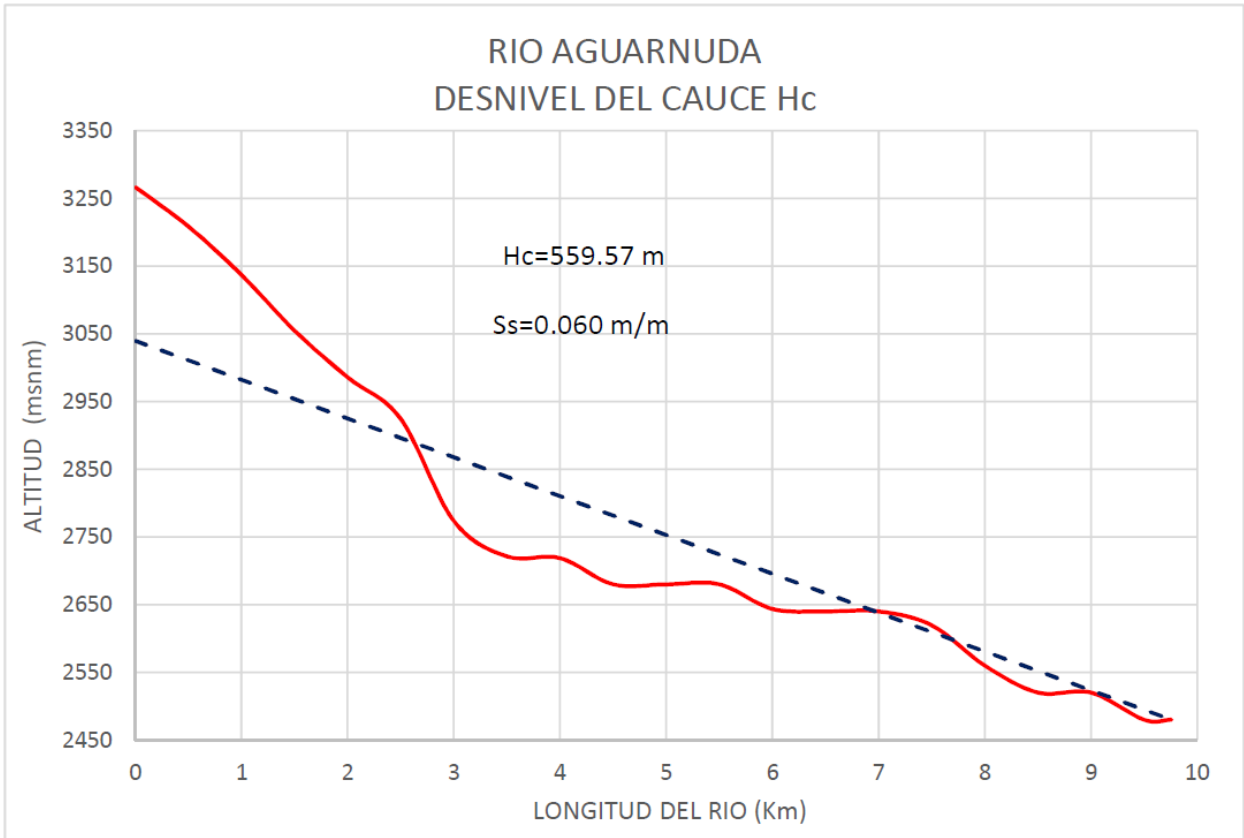
Perfil del cauce del rio		AREA (bajo la curva del perfil)
ABSCISA	COTA	
0		
+500,00	3.266,68	
1+000,00	3.208,61	1618822,5
1+500,00	3.136,97	1586395
2+000,00	3.054,57	1547885
2+500,00	2.985,78	1510087,5
3+000,00	2.924,24	1477505
3+500,00	2.773,54	1424445
4+000,00	2.721,30	1373710
4+500,00	2.718,74	1360010
5+000,00	2.680,00	1349685
5+500,00	2.680,00	1340000
6+000,00	2.680,00	1340000
6+500,00	2.643,62	1330905
7+000,00	2.640,00	1320905
7+500,00	2.619,46	1320000
8+000,00	2.560,00	1314865
8+500,00	2.520,14	1294865
9+000,00	2.520,00	1270035
9+500,00	2.480,00	1260035
9+758,00		1250000
	2.480,00	639840
<b>TOTAL</b>		<b>26929995</b>

Para el cálculo de la altura promedio se utiliza la fórmula del trapecio:

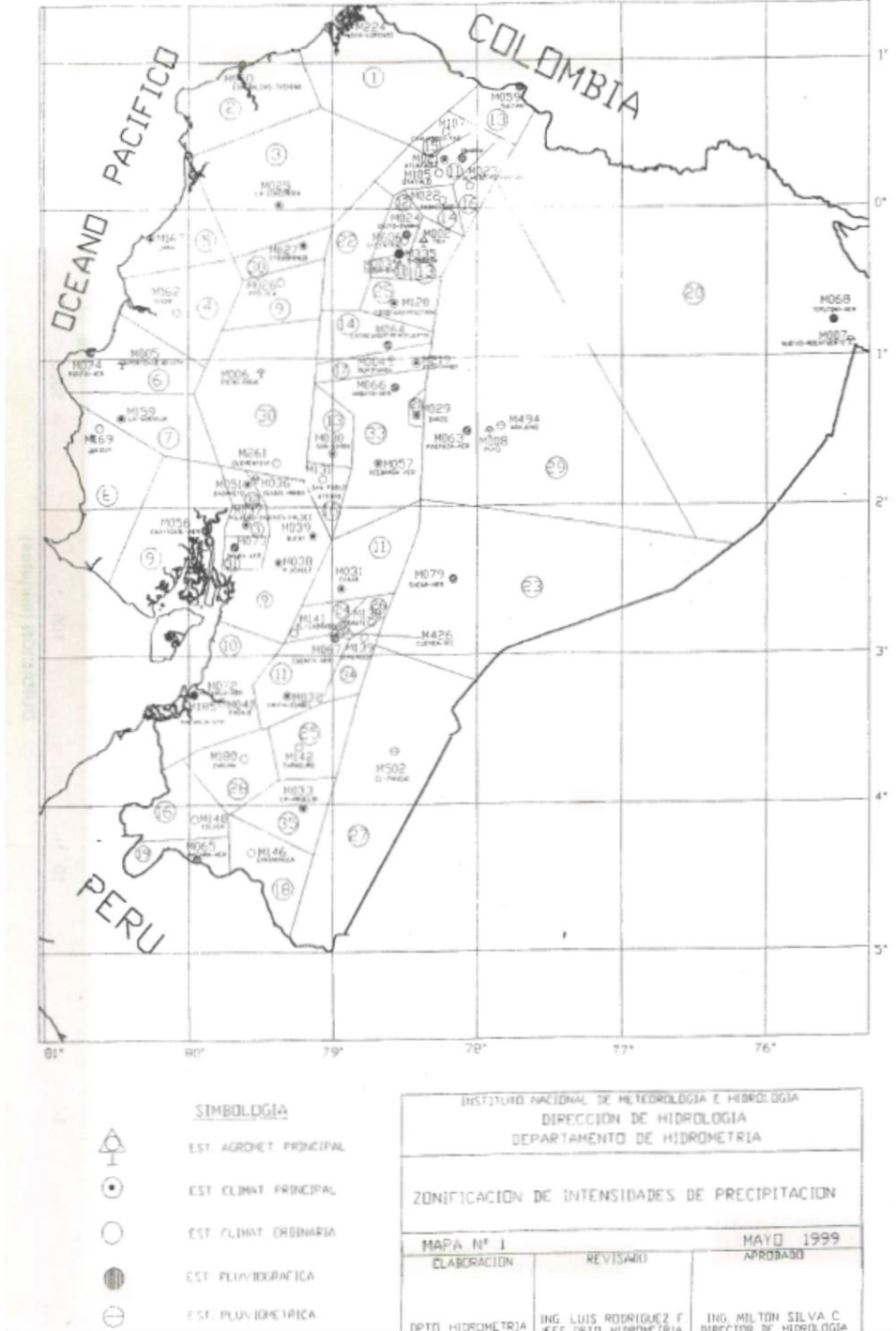
$$AT = \frac{b \cdot (H1 + H2)}{2}$$

Ec. 72

b	9758,00	H2	3039,57
H1	2480	Hc=H2-	<b>559,57</b>
AT	26929995	H1	



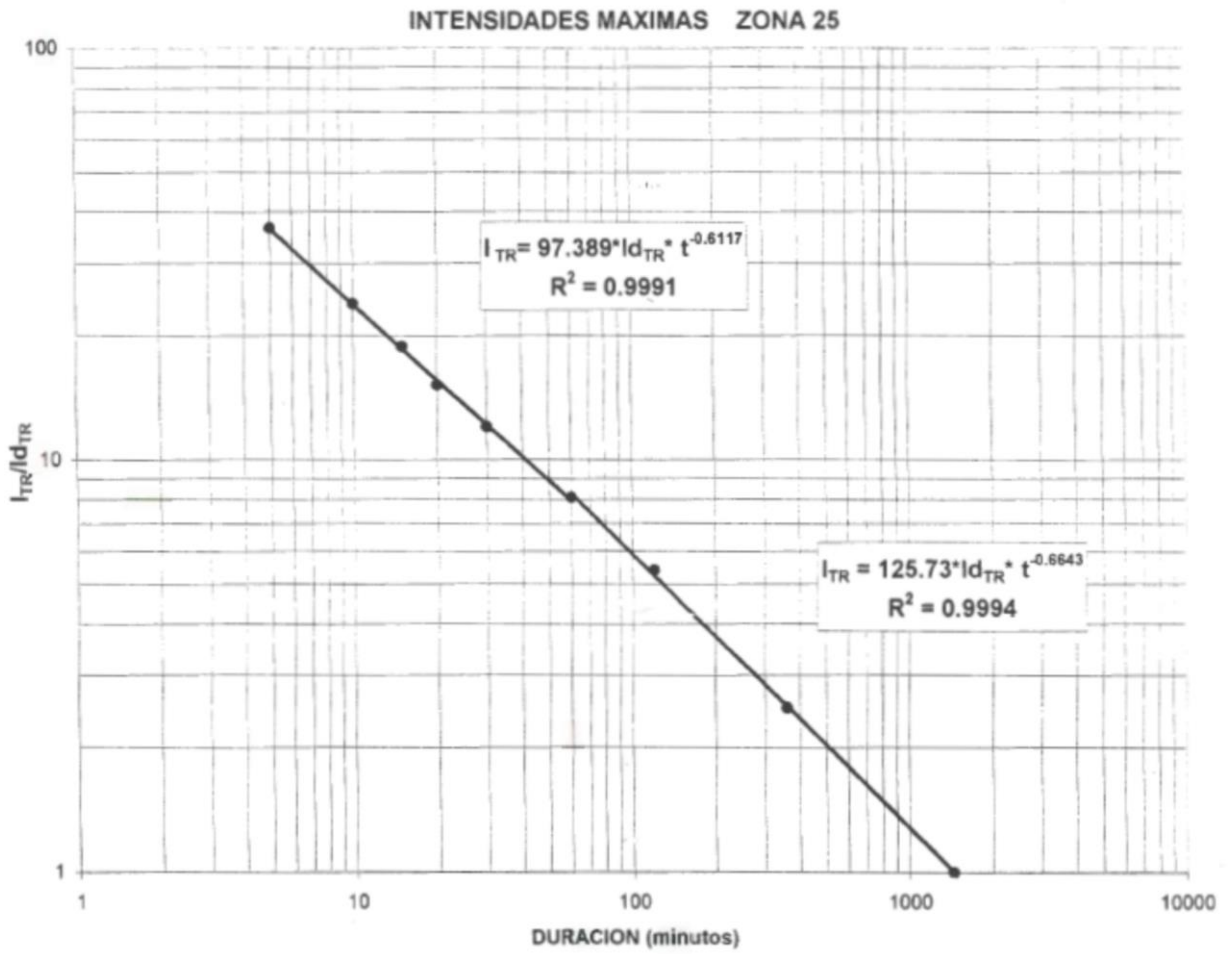
**ZONIFICACION DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION**



## ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE LAS ZONAS

ZONA	DURACION	ECUACION
19	5 min < 115 min	$I_{TR} = 115.98 t^{-0.4844} Id_{TR}$
	115 min < 1440 min	$I_{TR} = 1223.8 t^{-0.9751} Id_{TR}$
20	5 min < 40 min	$I_{TR} = 53.316 t^{-0.3021} Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 308.38 t^{-0.7782} Id_{TR}$
21	5 min < 23 min	$I_{TR} = 28.784 t^{-0.4507} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 30.993 t^{-0.472} Id_{TR}$
22	5 min < 67 min	$I_{TR} = 48.772 t^{-0.3533} Id_{TR}$
	67 min < 1440 min	$I_{TR} = 266.64 t^{-0.7687} Id_{TR}$
23	5 min < 23 min	$I_{TR} = 54.246 t^{-0.4596} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 89.858 t^{-0.6234} Id_{TR}$
24	5 min < 41 min	$I_{TR} = 177.26 t^{-0.5938} Id_{TR}$
	41 min < 1440 min	$I_{TR} = 446.46 t^{-0.843} Id_{TR}$
25	5 min < 60 min	$I_{TR} = 97.389 t^{-0.6117} Id_{TR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 125.73 t^{-0.6643} Id_{TR}$
26	5 min < 120 min	$I_{TR} = 163.15 t^{-0.5018} Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 2477.3 t^{-1.077} Id_{TR}$
27	5 min < 46 min	$I_{TR} = 76.133 t^{-0.3477} Id_{TR}$
	46 min < 1440 min	$I_{TR} = 539 t^{-0.8634} Id_{TR}$
28	5 min < 81 min	$I_{TR} = 82.756 t^{-0.4722} Id_{TR}$
	81 min < 1440 min	$I_{TR} = 357.27 t^{-0.8077} Id_{TR}$
29	5 min < 120 min	$I_{TR} = 75.204 t^{-0.4828} Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 371.89 t^{-0.8152} Id_{TR}$
30	5 min < 79 min	$I_{TR} = 42.089 t^{-0.2952} Id_{TR}$
	79 min < 1440 min	$I_{TR} = 432.57 t^{-0.8304} Id_{TR}$
31	5 min < 49 min	$I_{TR} = 42.22 t^{-0.1828} Id_{TR}$
	49 min < 1440 min	$I_{TR} = 643.99 t^{-0.8852} Id_{TR}$
32	5 min < 155 min	$I_{TR} = 87.677 t^{-0.4796} Id_{TR}$
	155 min < 1440 min	$I_{TR} = 850.65 t^{-0.9257} Id_{TR}$
33	5 min < 23 min	$I_{TR} = 170.39 t^{-0.5052} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 515.76 t^{-0.8594} Id_{TR}$
34	5 min < 35 min	$I_{TR} = 147.98 t^{-0.4279} Id_{TR}$
	35 min < 1440 min	$I_{TR} = 882.9 t^{-0.9351} Id_{TR}$
35	5 min < 43 min	$I_{TR} = 92.854 t^{-0.4083} Id_{TR}$
	43 min < 1440 min	$I_{TR} = 480.47 t^{-0.8489} Id_{TR}$

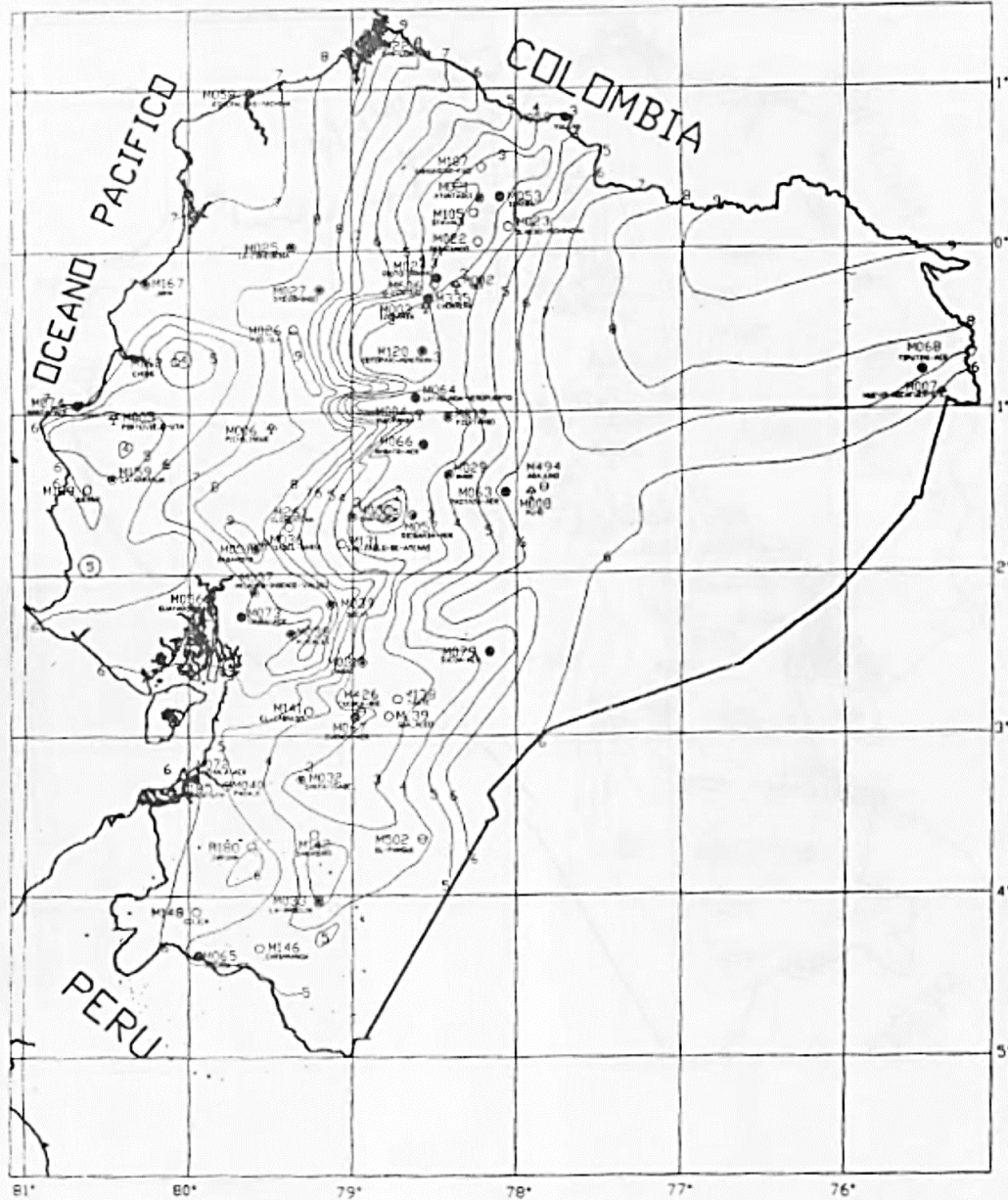
# INTENSIDAD MAXIMA EN LAS ZONAS








# ISOLINEAS DE INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS

124

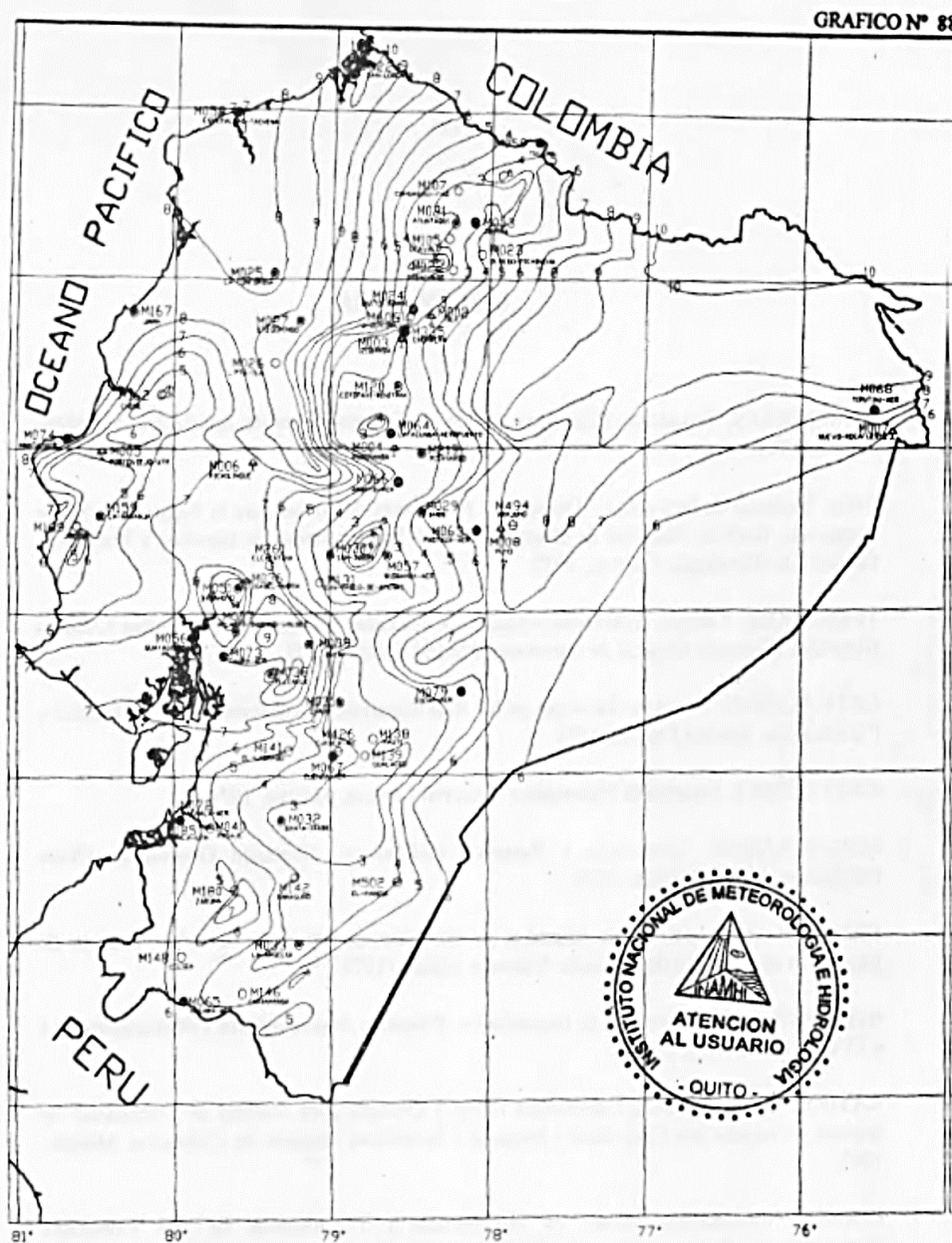
GRAFICO Nº 7



- SIMBOLOGIA**
-  EST. AGROMET. PRINCIPAL
  -  EST. CLIMAT. PRINCIPAL
  -  EST. CLIMAT. ORDINARIA
  -  EST. PLUVIOGRAFICA
  -  EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DIRECCION DE HIDROLOGIA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 <span style="float: right;">TR= 50 AÑOS</span>		
MAPA Nº 5		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING. MILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROMETRIA

# ISOLINEAS DE INTENSIDADES PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.



- SIMBOLOGIA**
- △ EST. AGROMET. PRINCIPAL
  - EST. CLIMAT. PRINCIPAL
  - EST. CLIMAT. ORDINARIA
  - ⊙ EST. PLUVIOGRAFICA
  - ⊖ EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DIRECCION DE HIDROLOGIA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 100 AÑOS		
MAPA Nº 6		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING. MILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGIA

**CUENCA DEL RIO AGUARNUDA**

**PROYECTO: CONSTRUCCION DE PUENTE**

**CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN:**

**Desnivel Hc (metros) = 559,57**

**Longitud del cauce (Km) = 9,758**

**Tiempo de concentración (h) = 1,15**

**Tiempo de concentración (min) = 69**

**Intervalo de cálculo (min)= 17,25**

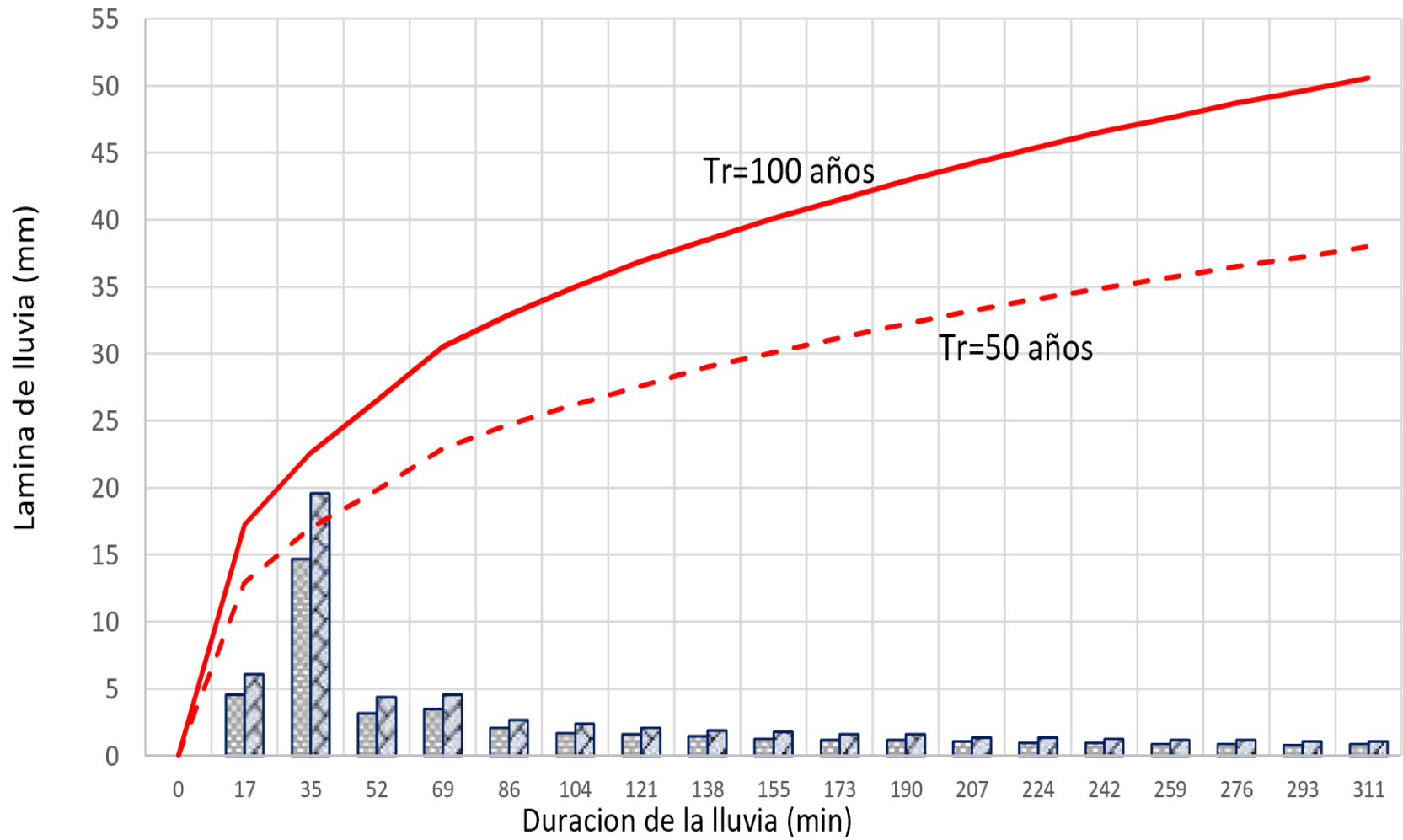
**Intervalo de cálculo (horas)= 0,23**

Para 5 min <= tc <= 60 min	$I_t, T_r = 97.389 \cdot t^{-0,6117} \cdot I_d$
Para 60 min < tc <= 1440 min	$I_t, T_r = 125.73 \cdot t^{-0,6643} \cdot I_d$

I50=	22,65
I100=	30,2

Intervalo de calculo (min)	Tr=50 Id = 3						Tr=100 Id = 4					
	I	P	_dP	dP reor	Acum.	Corr	I	P	_dP	dP reor	Acum.	Corr
0	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0	0	0	0
17,25	51,2	14,7	14,7	4,6	14,7	12,9	68,2	19,6	19,6	6,1	19,6	17,2
34,5	33,5	19,3	4,6	14,7	19,3	17	44,7	25,7	6,1	19,6	25,7	22,6
51,75	26,1	22,5	3,2	3,2	22,5	19,8	34,8	30,1	4,4	4,4	30,1	26,5
69	22,6	26,0	3,5	3,5	26,0	22,9	30,2	34,7	4,6	4,6	34,7	30,5
86,25	19,5	28,1	2,1	2,1	28,1	24,7	26,0	37,4	2,7	2,7	37,4	32,9
103,5	17,3	29,8	1,7	1,7	29,8	26,2	23,1	39,8	2,4	2,4	39,8	35
120,75	15,6	31,4	1,6	1,6	31,4	27,6	20,8	41,9	2,1	2,1	41,9	36,9
138	14,3	32,9	1,5	1,5	32,9	29	19,1	43,8	1,9	1,9	43,8	38,5
155,25	13,2	34,2	1,3	1,3	34,2	30,1	17,6	45,6	1,8	1,8	45,6	40,1
172,5	12,3	35,4	1,2	1,2	35,4	31,2	16,4	47,2	1,6	1,6	47,2	41,5
189,75	11,6	36,6	1,2	1,2	36,6	32,2	15,4	48,8	1,6	1,6	48,8	42,9
207	10,9	37,7	1,1	1,1	37,7	33,2	14,6	50,2	1,4	1,4	50,2	44,2
224,25	10,4	38,7	1,0	1,0	38,7	34,1	13,8	51,6	1,4	1,4	51,6	45,4
241,5	9,9	39,7	1,0	1,0	39,7	34,9	13,1	52,9	1,3	1,3	52,9	46,6
258,75	9,4	40,6	0,9	0,9	40,6	35,7	12,5	54,1	1,2	1,2	54,1	47,6
276	9,0	41,5	0,9	0,9	41,5	36,5	12,0	55,3	1,2	1,2	55,3	48,7
293,25	8,7	42,3	0,8	0,8	42,3	37,2	11,5	56,4	1,1	1,1	56,4	49,6
310,5	8,3	43,2	0,9	0,9	43,2	38	11,1	57,5	1,1	1,1	57,5	50,6

# HIETOGRAMA DE DISEÑO Y CURVA DE MASA DE PRECIPITACION CUENCA DEL RIO AGUARNUDA



## RIO AGUARNUDA

Según el uso del suelo de la cuenca se considera los siguientes parámetros

Grupo: C y D

Infiltración: Mala

Condición permanente de precipitación:

La información referente al tipo y uso del suelo de la cuenca se obtuvo del plan de ordenamiento territorial de la parroquia Urdaneta, y visitas al campo

### IPOS DE SUELO DE LA CUENCA

TIPO	PORCENTAJE
A	0
B	0
C	100
D	0
TOTAL	100

### USO DE SUELO EN LA CUENCA

TIPO	PORCENTAJE
Pastizal	30
Bosques	70
TOTAL	100

### CALCULO DEL COEFICIENTE DE CN

<b>VALORES DE CN POR TIPO DE SUELO (TABLA)</b>	B	60	79
	C	77	86
	D	83	89
		Bosque	Pastizal
<b>%Uso de suelo en la cuenca</b>	<b>Tipo de Suelo</b>	<b>Valor de la tabla</b>	<b>CN</b>
Pastizal 30	C	77	23,1
Bosque 70	C	86	60,2
	<b>TOTAL</b>		<b>83,3</b>

**VALOR DE CN ADOPTADO: 83**

**TIPO DE SUELO DE LA CUENCA**

<b>PO A</b>	(Esgurrimiento mínimo). Incluye grava y arena de tamaño medio, limpias y mezclas de ambas
<b>TIPO B</b>	Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arenas y limos
<b>TIPO C</b>	Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena y limo
<b>TIPO D</b>	(Esgurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con sub horizontales casi impermeables cerca de la superficie

**SELECCIÓN DEL NUMERO DE ESGURRIMIENTO N**

USO DE LA TIERRA O COBERTURA	CONDICION DE LA SUPERFICIE	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosques (Sembrados y cultivados)	* Ralo, baja transpiración*	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	* Espeso, alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	* De tierra	72	82	87	89
	* Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	* Muy ralo, baja transpiración	56	75	86	91
	* Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	* Normal, transpiración media	36	60	70	76
	* Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	* Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso ( sin cultivo)	* Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	* Surcos rectos	70	80	87	90
	* Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	* Terrazas	64	73	79	82
Cereales	* Surcos rectos	64	76	84	88
	* Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	* Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas(sembrados con máquina o al boleó) o potrero de rotación	* Surcos rectos	62	75	83	87
	* Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	* Terrazas	57	70	78	82

Pastizal	* Pobre	68	79	86	89
	* Normal	49	69	79	84
	* Bueno	39	61	74	80
	* Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	* Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	* Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero permanente	* Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

ANEXO B7: DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C RIO AGUARNUDA

Según el uso del suelo de la cuenca se considera los siguientes parámetros:

Tipo de suelo : Semi permeable  
 Pendiente Moderada 12-25%

La información referente al tipo y uso del suelo de la cuenca se obtuvo del plan de ordenamiento territorial de la parroquia Urdaneta, y visitas al campo

Área de la cuenca 31,23

**USO DE SUELO EN LA CUENCA**

TIPO	PORCENTAJE	AREA Km2
Pastizal	30	9,369
Bosques	70	21,861
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>	<b>31,23</b>

**CALCULO DEL COEFICIENTE C**

%Uso de suelo en la cuenca	C Valor de la tabla	valor ponderado
Pastizal 30	0,45	0,135
Bosque 70	0,4	0,28
<b>TOTAL</b>	<b>0,415</b>	<b>0,415</b>

**VALOR DE C 0,415**

COBERTURA VEGETAL	TIPODESUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				DESPRECIABLE <1%
		PRONUNCIADA > 50%	ALTA 20%	MEDIA 5%	SUAVE 1%	
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0,60	0,75	0,70	0,65	0,60
	SEMIPERMEABLE	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	PERMEABLE	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	SEMIPERMEABLE	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	PERMEABLE	0,40	0,05	0,30	0,25	0,20
PASTOS VEGETACION LIGERA	IMPERMEABLE	0,65	0,60	0,65	0,50	0,45
	SEMIPERMEABLE	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	PERMEABLE	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	SEMIPERMEABLE	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	PERMEABLE	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
BOSQUES DENSA VEGETACION	IMPERMEABLE	0,65	0,50	0,45	0,40	0,35
	SEMIPERMEABLE	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	PERMEABLE	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

FUENTE: Manual MOP

NOTA: Para zonas que se espera puedan ser quemadas, se deben aumentar los coeficientes asi:

Cultivos: multiplicar por 1.10

Hierbas, pastos y vegetacion ligera, bosques y densa vegetacion: multiplicar por 1.30

ANEXO B8: DETERMINACION DEL COEFICIENTE n

Para la determinación de n se usar la siguiente expresión:

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

Ec. 73

Los coeficientes, n0, n1, n2, n3, n4, m5, se obtienen de la tabla adjunta.

Coeficiente	Valor asumido	n
n0	0,028	<b>0,063</b>
n1	0.005	
n2	0.0125	
n3	0	
n4	0.0175	
n5	1	

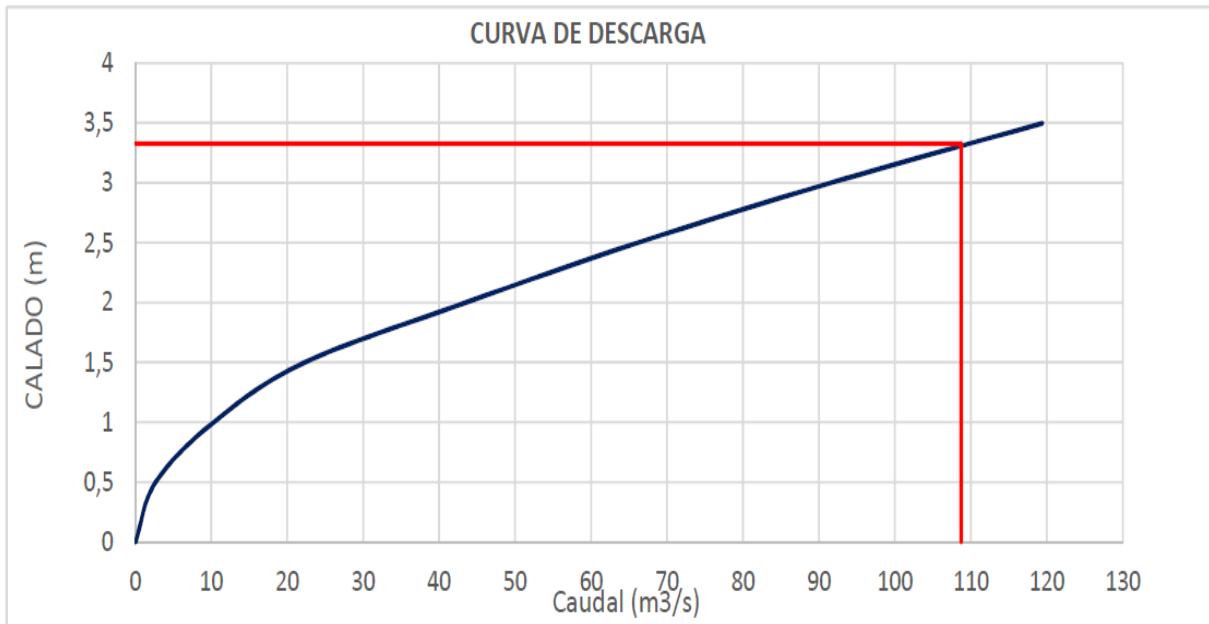
CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material considerado	Tierra	n <sub>0</sub>	0,020
	Roca cortada		0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
Grado de irregularidad	Liso	n <sub>1</sub>	0,000
	Menor		0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n <sub>2</sub>	0,000
	Ocasional		0,005
	Frecuente		0,010 - 0,015
Efecto relativo de obstrucciones	Despreciable	n <sub>3</sub>	0,000
	Menor		0,010 - 0,015
	Apreciable		0,020 - 0,030
	Severo		0,040 - 0,060
Vegetación	Baja	n <sub>4</sub>	0,005 - 0,010
	Media		0,010 - 0,025
	Alta		0,025 - 0,050
	Muy alta		0,050 - 0,100
Cantidad de meandros	Mínima	m <sub>5</sub>	1.000
	Apreciable		1.150
	Severa		1.300
$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m_5$			

ANEXO B9: GENERACION DE LA CURVA DE DESCARGA.

- **Q100 = 108,72 m<sup>3</sup>/s**
- **J Tramo del rio = 0,057 m/m**
- **Coef n = 0,063**

Los datos del área se obtuvieron de la sección transversal.

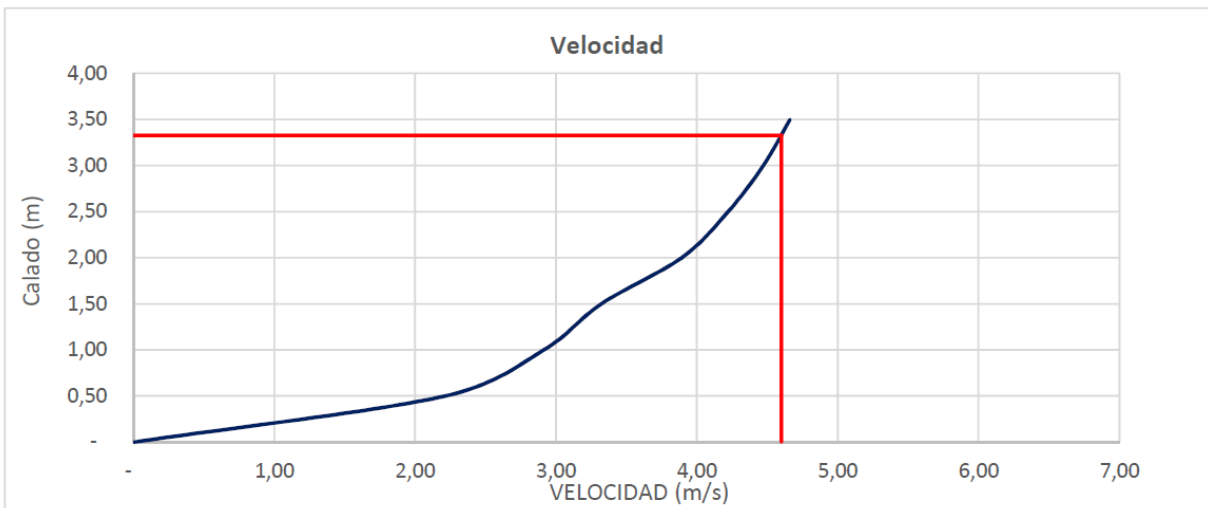
COTA msnm	y (m)	A (m <sup>2</sup> )	B (m)	P (m)	R (m)	COEF. n	COEF y	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	F
2.493,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.493,50	0,50	1,20	3,55	4,12	0,29	0,06	0,44	2,65	2,21	1,21
2.494,00	1,00	3,52	5,72	6,63	0,53	0,06	0,42	10,25	2,91	1,18
2.494,50	1,50	6,69	8,11	9,33	0,72	0,06	0,40	22,22	3,32	1,17
2.495,00	2,00	11,17	8,65	10,48	1,07	0,06	0,38	43,43	3,89	1,09
2.495,50	2,50	15,66	9,32	11,68	1,34	0,06	0,37	66,06	4,22	1,04
2.496,00	3,00	20,47	9,96	12,88	1,59	0,06	0,36	91,46	4,47	1,00
2.496,50	3,50	25,63	10,65	14,09	1,82	0,06	0,35	119,42	4,66	0,96



En el grafico se puede obtener la altura de la lámina de agua para el caudal de crecida.

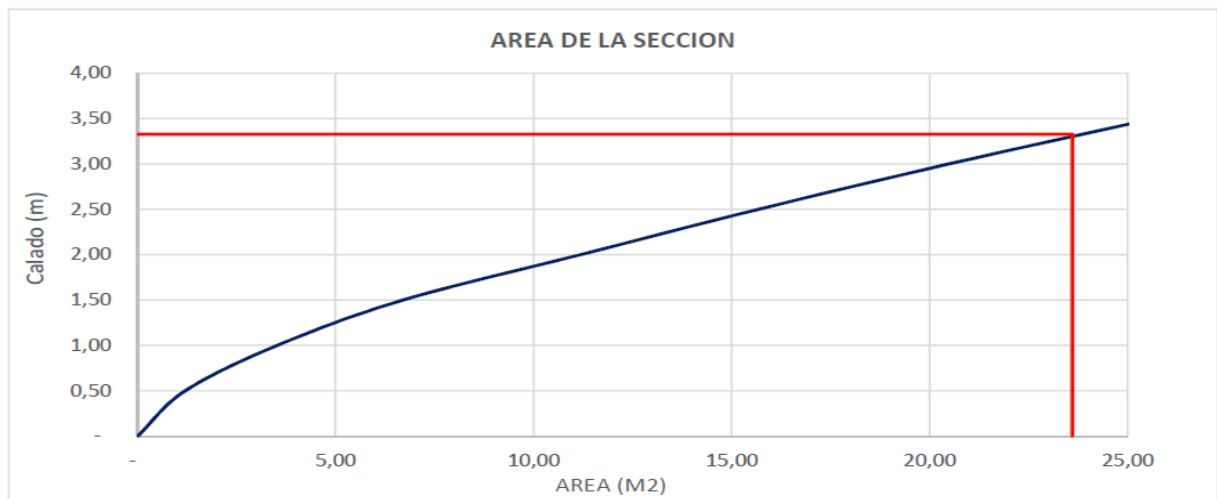
<b>Q100</b>	108,72
<b>y</b>	3,33

**COTA DE MAX. CRECIDA 2496,33**



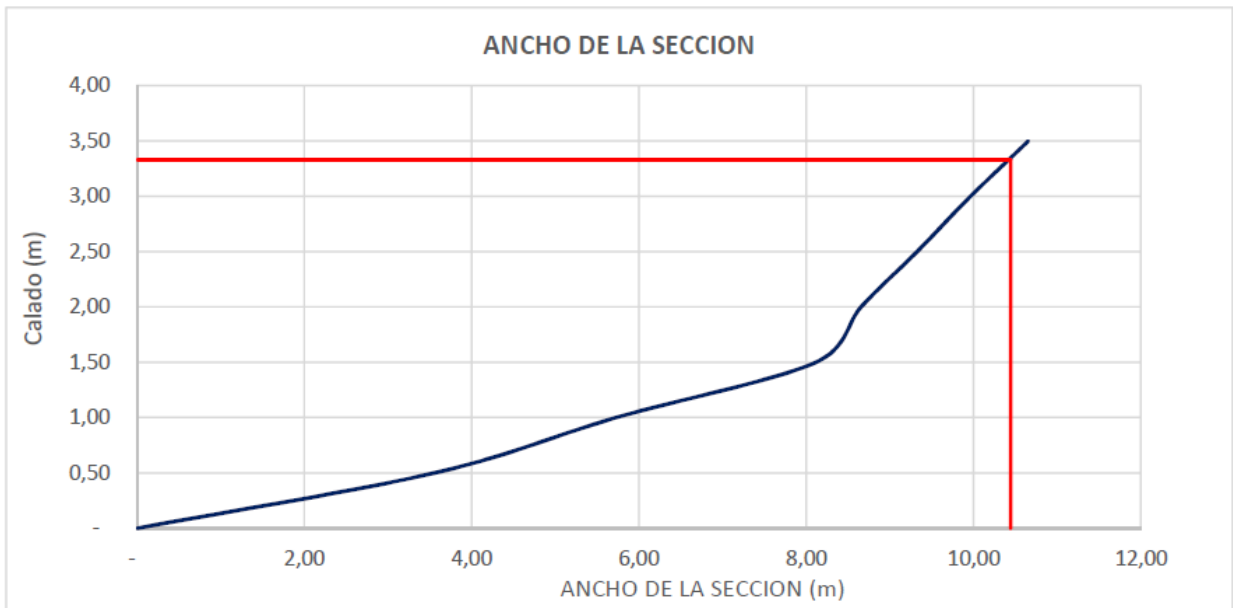
La velocidad se obtiene del gráfico:

<b>y</b>	3,33
<b>v</b>	4,60



De igual manera se obtiene el área de la sección transversal:

<b>y</b>	3,33
<b>A</b>	23,60



El ancho de la Sección se obtiene del siguiente gráfico:

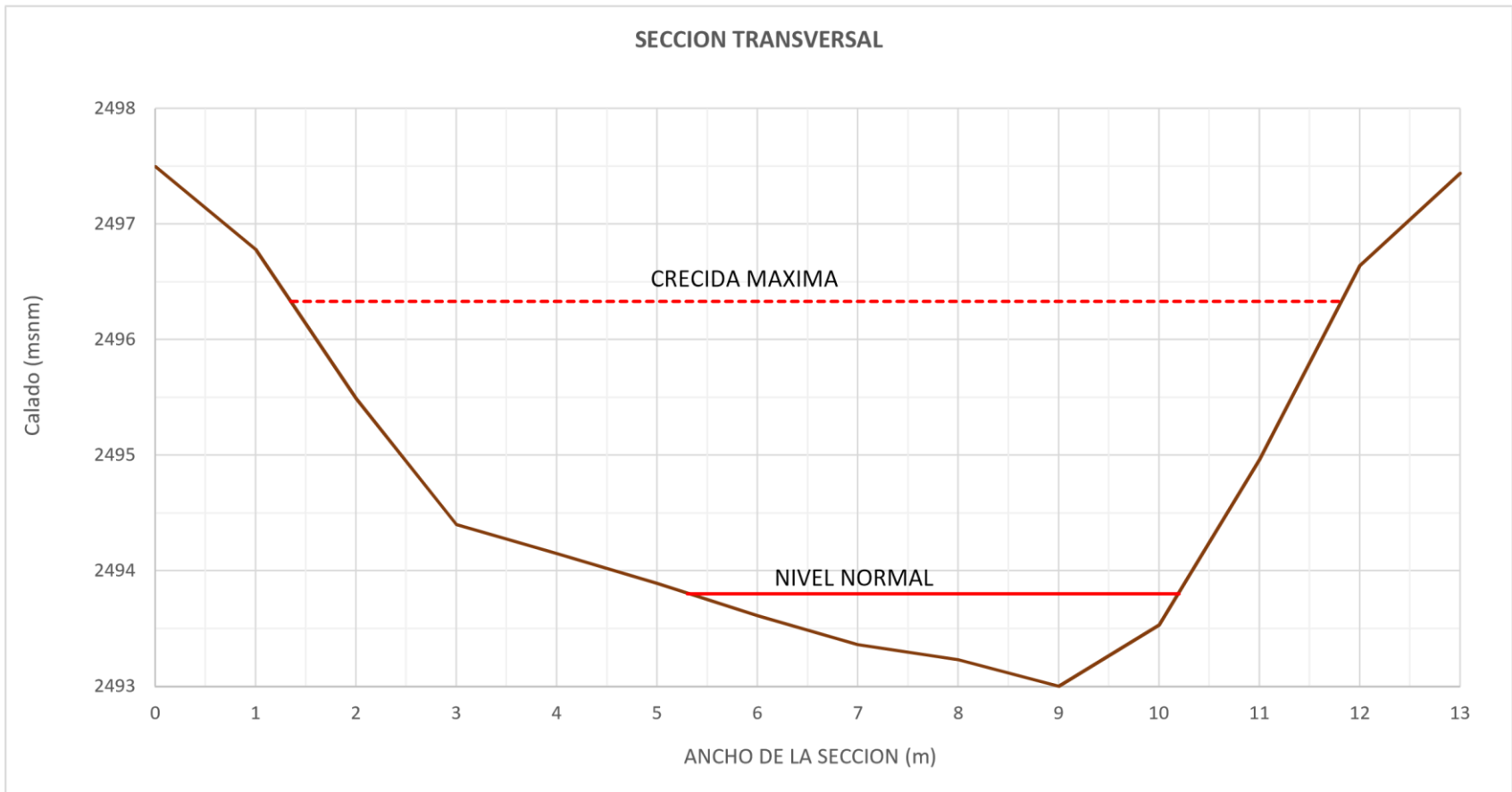
<b>y</b>	3,33
<b>B</b>	10,44

## SECCION TRANSVERSAL DEL RIO

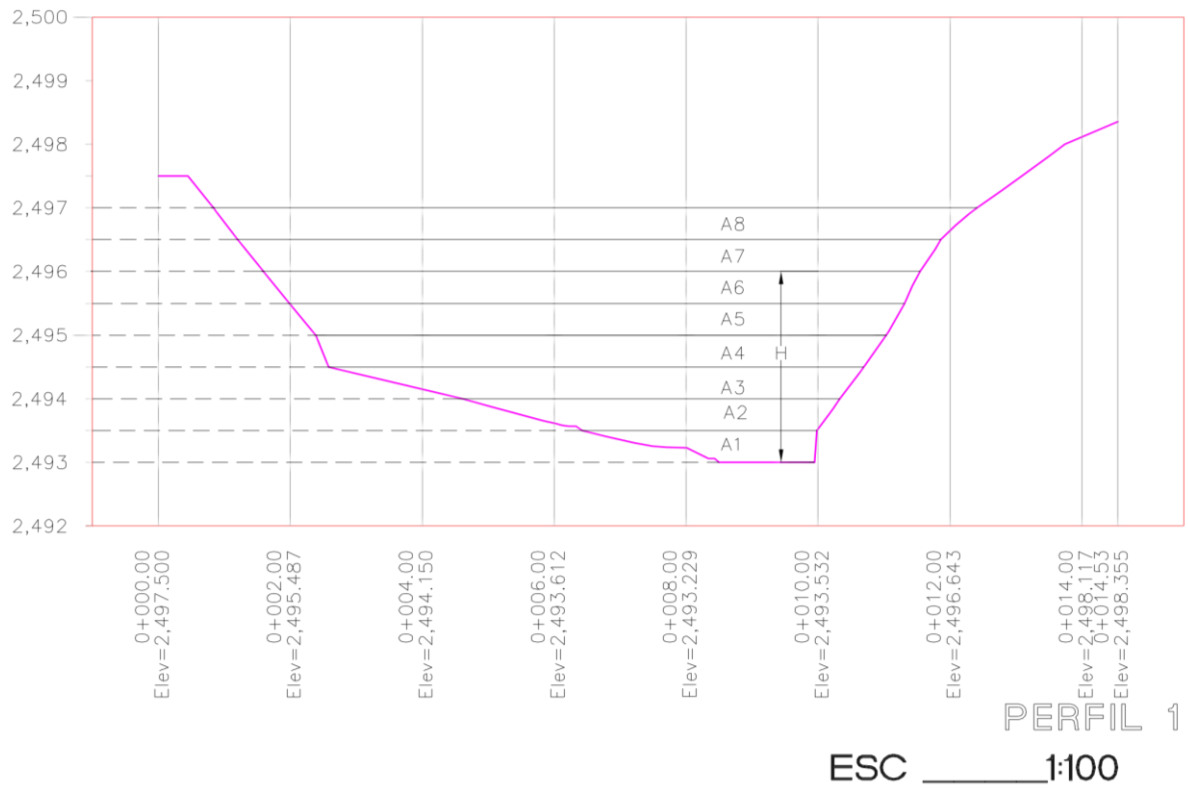
X	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
<b>COTA</b>	2497,5	2496,78	2495,49	2494,4	2494,2	2493,89	2493,61	2493,36	2493,23	2493	2493,53	2494,96	2496,64	2497,44

Cota cauce normal                      2493,8 msnm

Cota máxima crecida                  2496,33 msnm



## OBTENCION DE DATOS DEL PERFIL DE LA SECCION DEL RIO



COTA msnm	H (m)	A (m <sup>2</sup> )	B (m)	P (m)
2,493.00	-	-	-	-
2,493.50	0.50	1.20	3.55	4.12
2,494.00	1.00	3.52	5.72	6.63
2,494.50	1.50	6.69	8.11	9.33
2,495.00	2.00	11.17	8.65	10.48
2,495.50	2.50	15.66	9.32	11.68
2,496.00	3.00	20.47	9.96	12.88
2,496.50	3.50	25.63	10.65	14.09

**PUENTE SOBRE EL RIO AGUARNUDA**

Q de crecida	108,72 m <sup>3</sup> /s	dm (mm)	40 mm
S	0,057 m/m	$\mu =$	0,99 coef contracción
n	0,063	x	0,3 coef tablas
V(crecida)	4,6 m/s	1/(1+x)	0,77 coef tablas
Be	10,44 m	$\beta$	0,9 coef tablas
A	23,60 m <sup>2</sup>	Nivel max. Crecid	2496,33 msnm
R	2,26 m	Nivel normal	2493,8 msnm

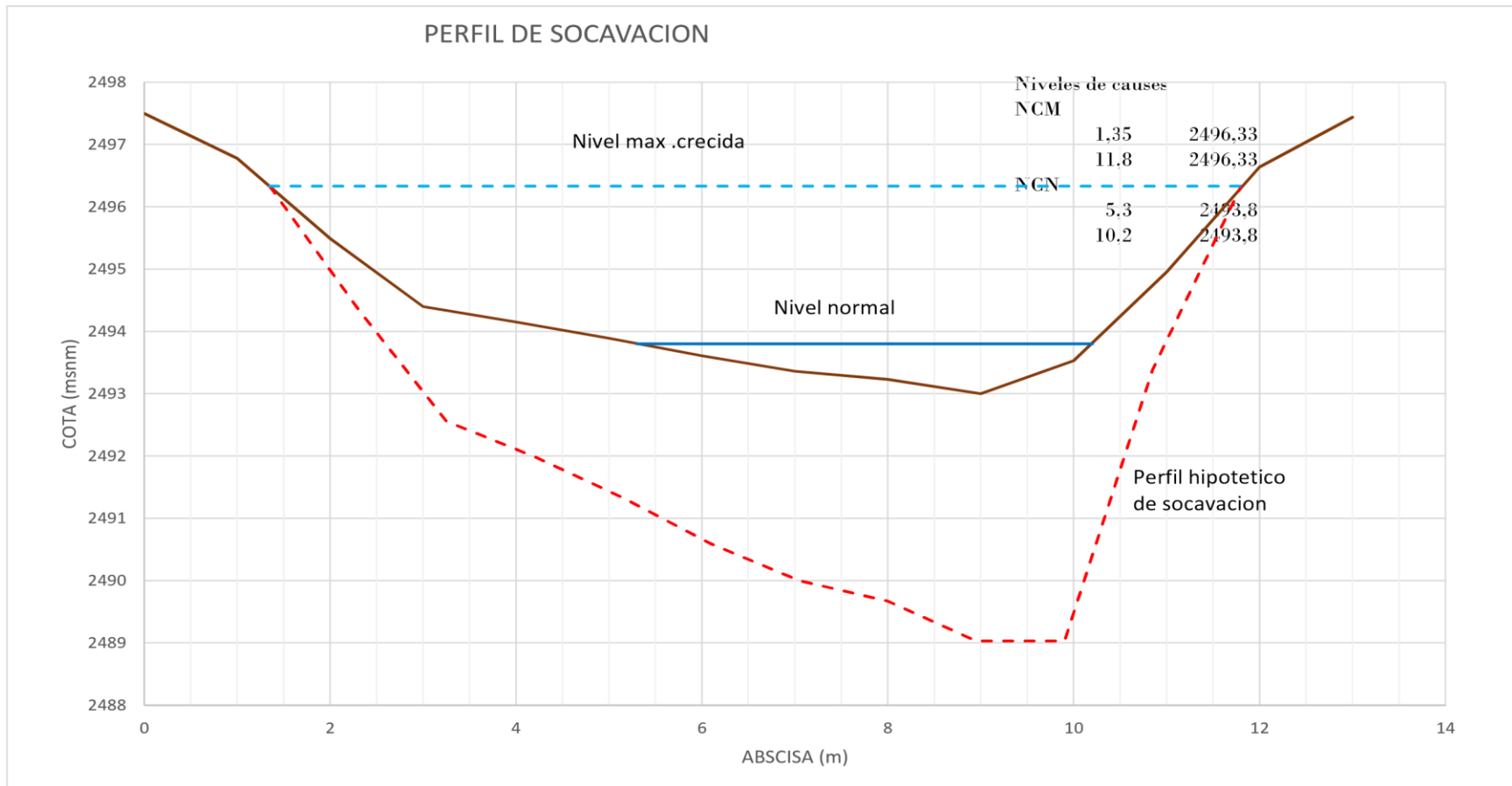
$H_m =$	2,26
$\alpha =$	2,7

**TABLA DE CÁLCULOS:**

Abscisa (m)	Cota terreno (msnm)	$\Delta B$ (m)	$H_o$ (m)	$H_s$ (m)	$V_r$ (m/s)	q (m <sup>3</sup> /s)	Ecuación	Socavación (m)	Cota socavación (msnm)
1,35	2496,33					0			2496,33
2,3	2495,13	0,95	1,2	1,97	1,86	3,48	(0,00)	0,77	2494,36
3,25	2494,34	0,95	1,99	3,77	2,25	8,06	(0,00)	1,78	2492,56
4,2	2494,11	0,95	2,22	4,34	2,35	9,68	(0,00)	2,12	2491,99
5,15	2493,85	0,95	2,48	5,00	2,45	11,64	(0,00)	2,52	2491,33
6,1	2493,57	0,95	2,76	5,74	2,56	13,95	0,00	2,98	2490,59
7,05	2493,35	0,95	2,98	6,33	2,63	15,81	(0,00)	3,35	2490,00
8	2493,23	0,95	3,1	6,66	2,67	16,89	0,00	3,56	2489,67
8,95	2493,00	0,95	3,33	7,30	2,75	19,07	(0,00)	3,97	2489,03
9,9	2493,00	0,95	3,33	7,30	2,75	19,07	(0,00)	3,97	2489,03
10,85	2494,69	0,95	1,64	2,9412	2,09	5,84	(0,00)	1,30	2493,39
11,8	2496,33	0,95							2496,33

### PERFIL DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL RIO

X	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
<b>COTA TERRENO</b>	2497,5	2496,8	2495,5	2494,4	2494,15	2493,89	2493,61	2493,36	2493,23	2493	2493,53	2494,96	2496,6	2497,44



**TABLAS PARA LA OBTENCION DE LOS COEFICIENTES:**

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

**Tabla 2. Valores del Coeficiente  $\mu$  (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)**

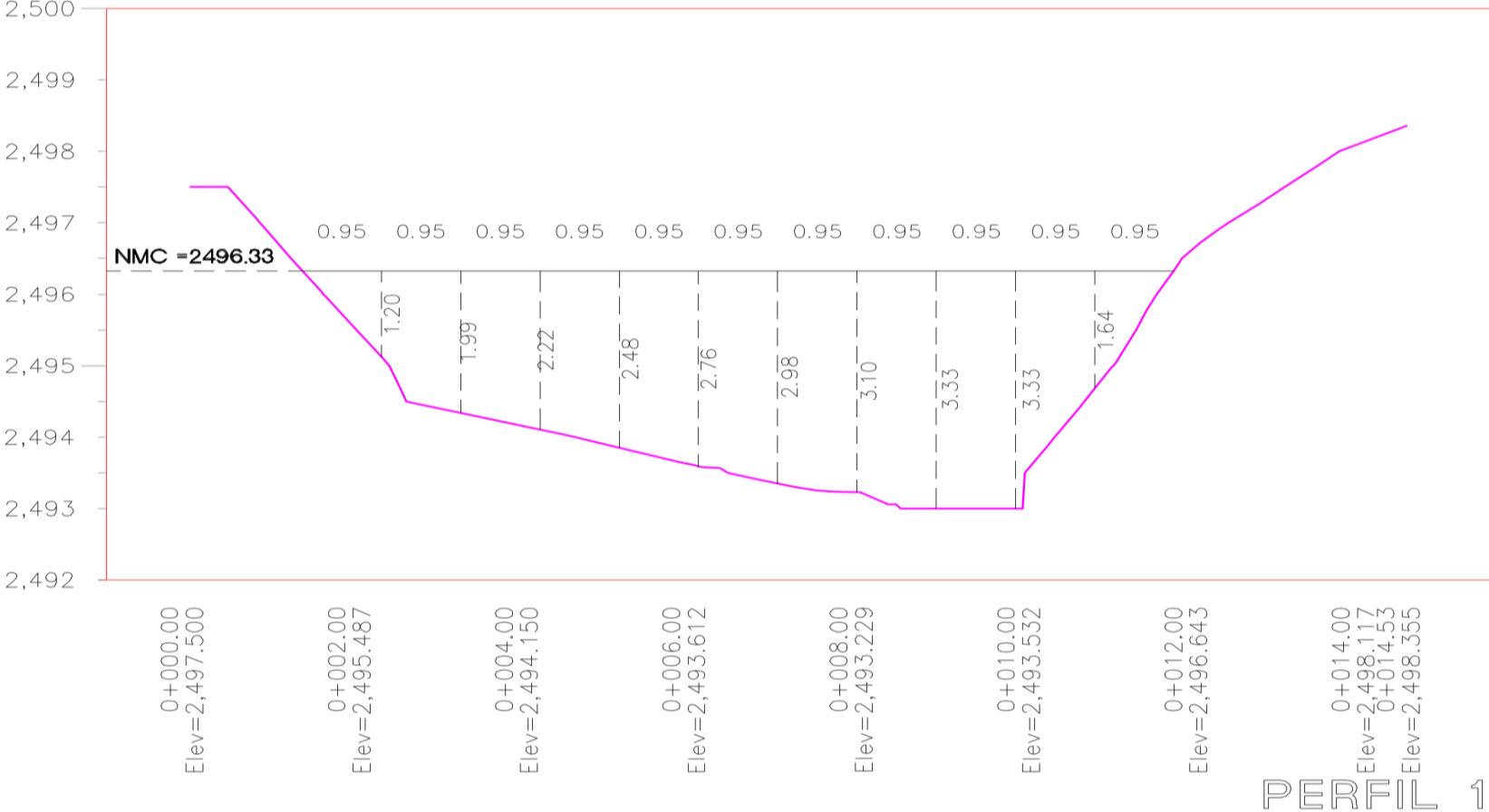
valores de x y 1/1 + x para suelos cohesivos y no cohesivos											
suelos cohesivos						suelos no cohesivos					
$V_d$ (mm)	x	1/(1+x)	$V_d$ (mm)	x	1/(1+x)	d (mm)	x	1/(1+x)	d (mm)	x	1/(1+x)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Probabilidad anual (en %)de que se presente el caudal de diseño	Coeficiente $\beta$
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97
1	1
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

**Valores del Coeficiente  $\beta$  (Juárez Badillo y Rico Rod**

**Tabla 3. Valores de X y 1/1+x (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1992)**

**OBTENCION DE DATOS PARA LA OBTENCION DEL PERFIL DE SOCAVACION:**

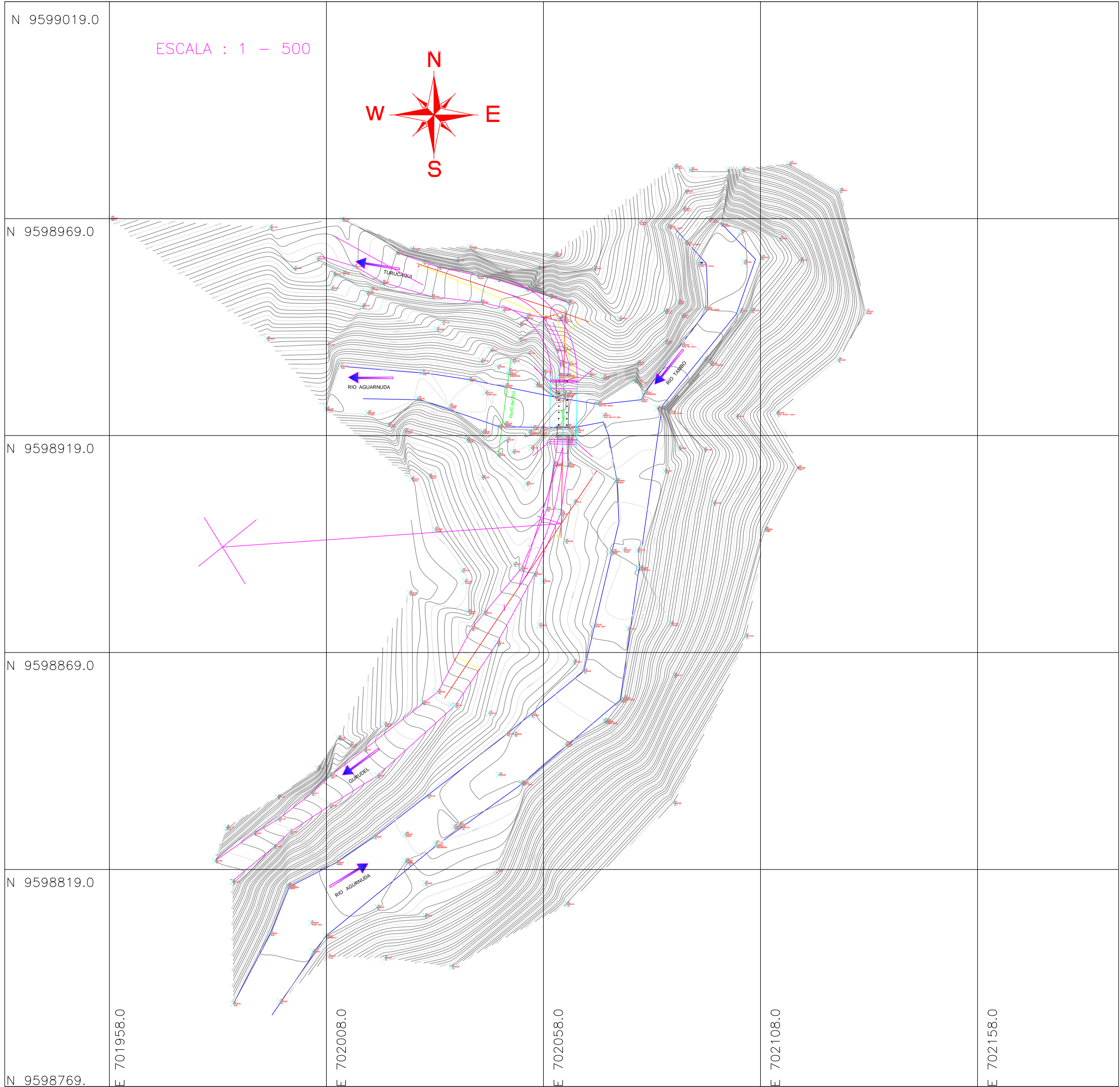


PERFIL 1

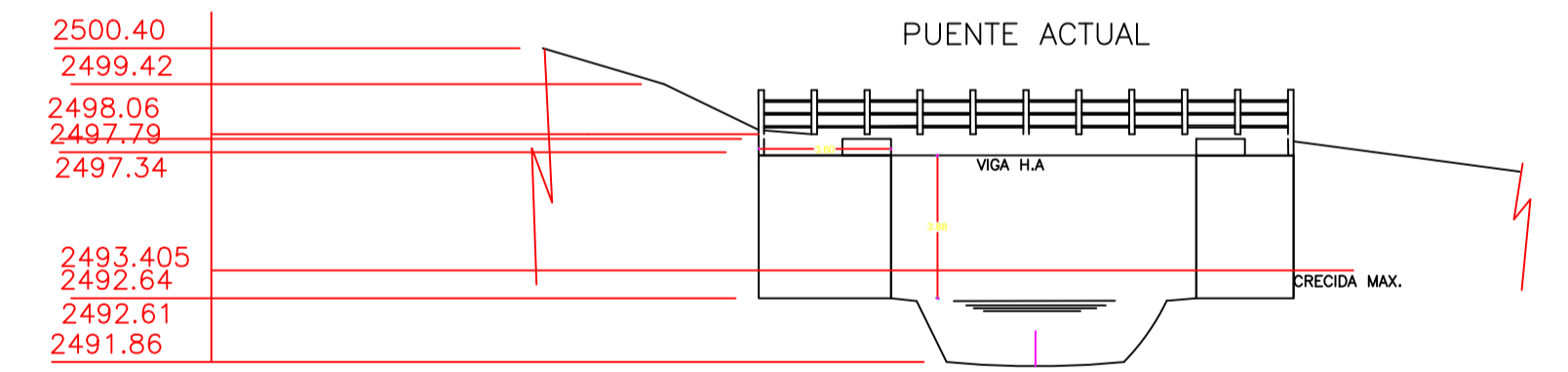
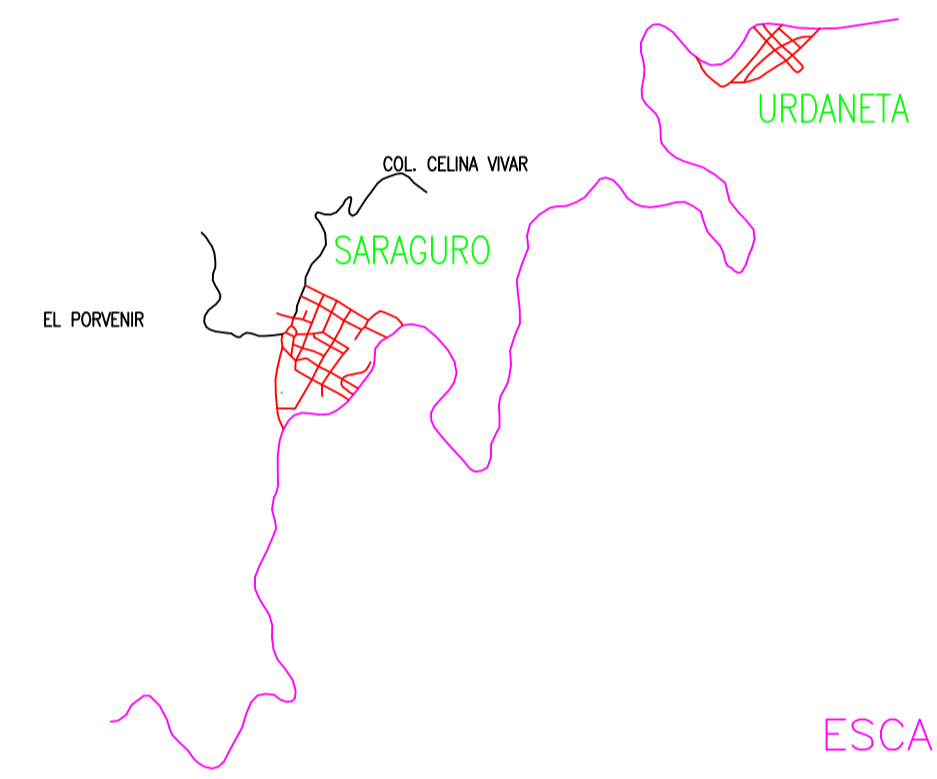
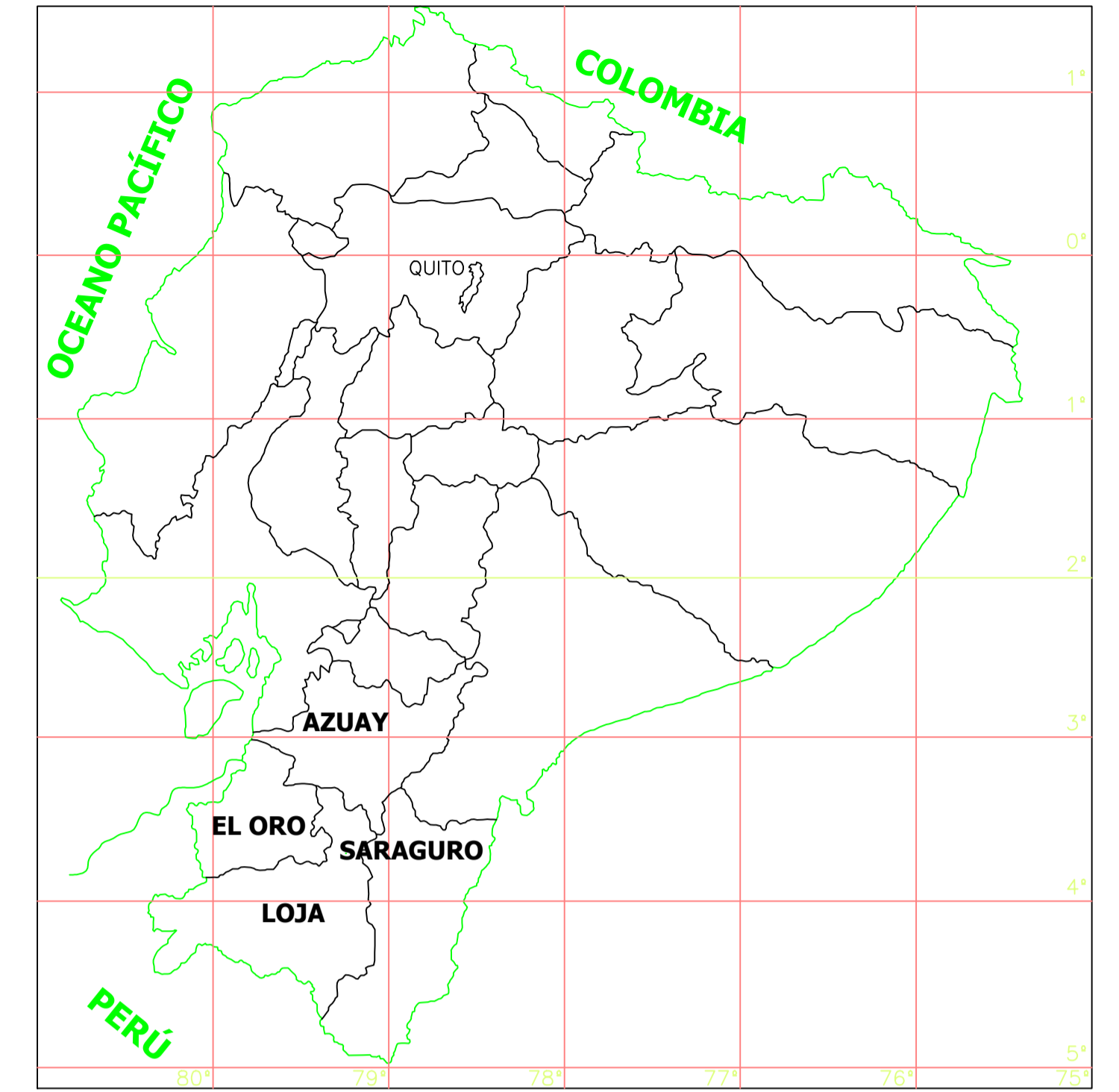
ESC 1:100

H

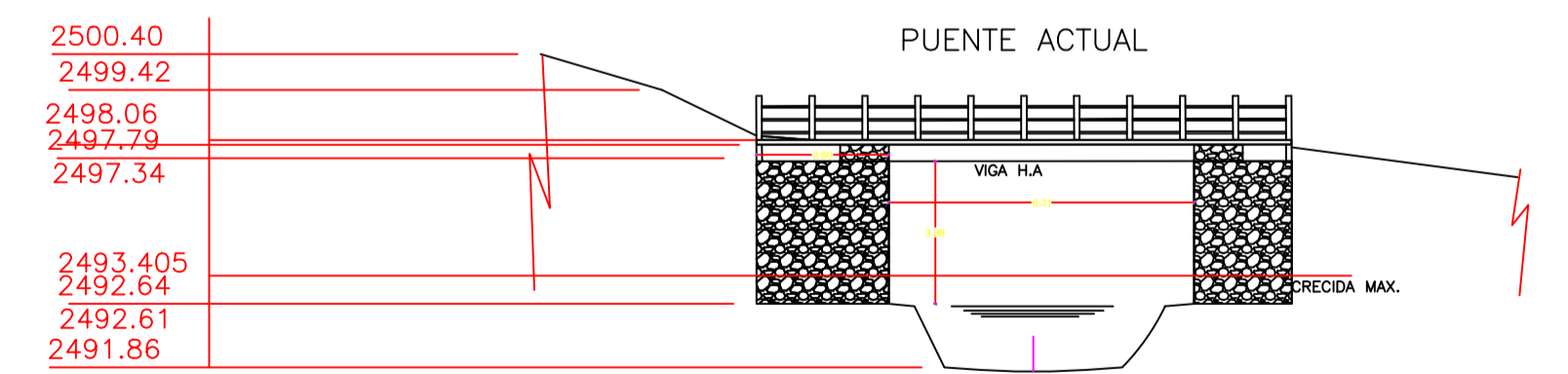
**ANEXO C**  
**PLANOS**



### UBICACION DEL PUENTE



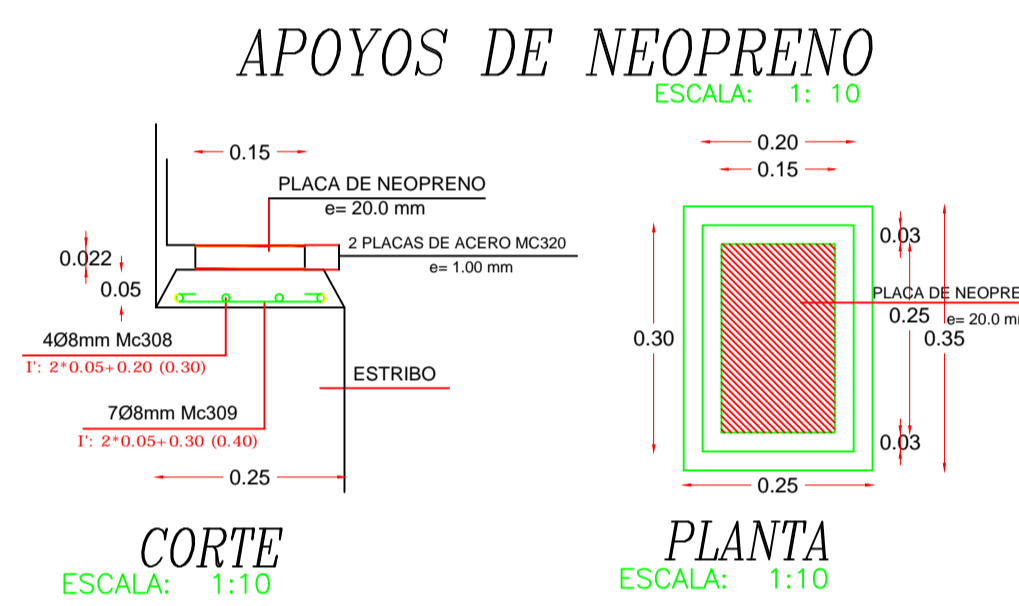
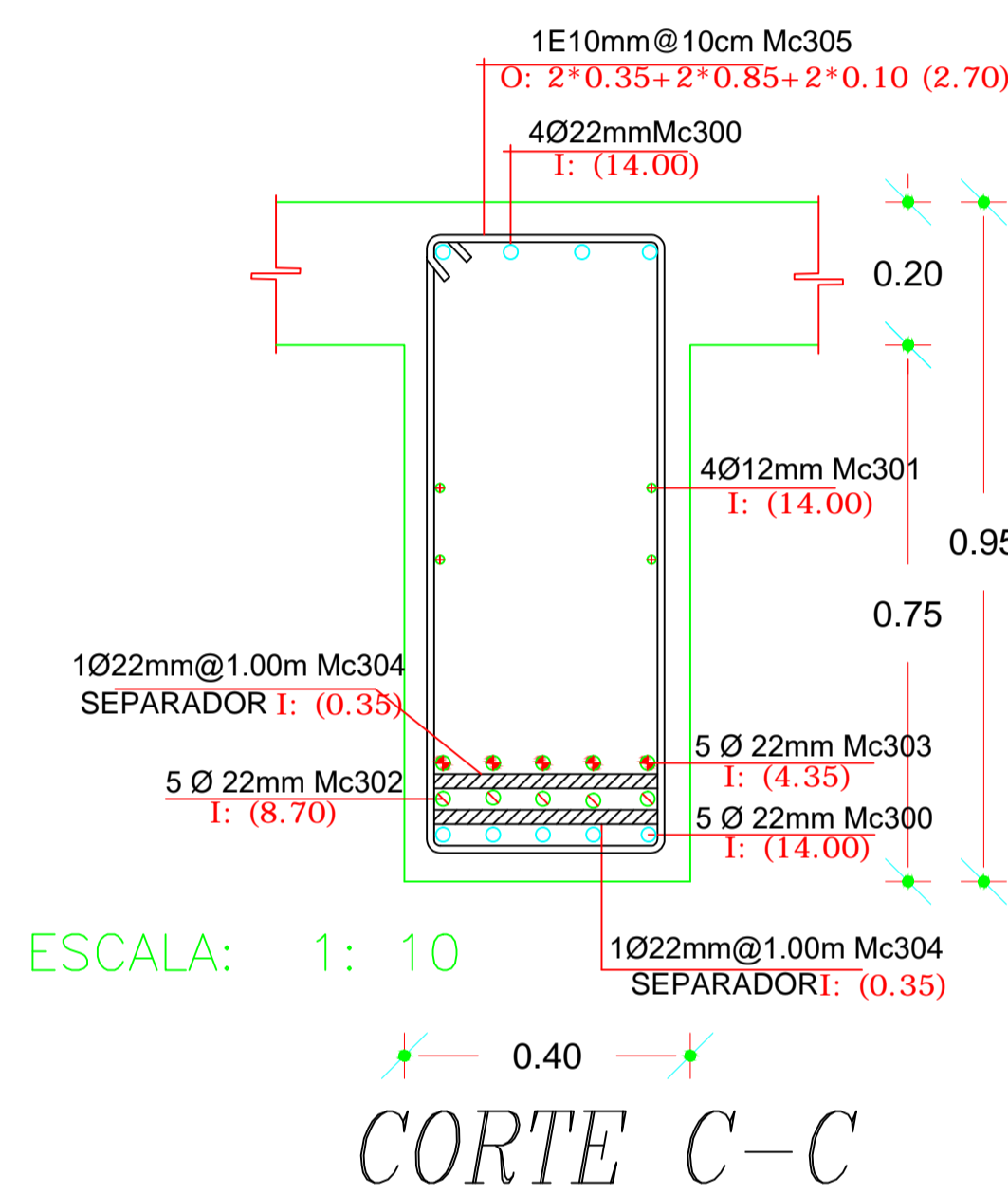
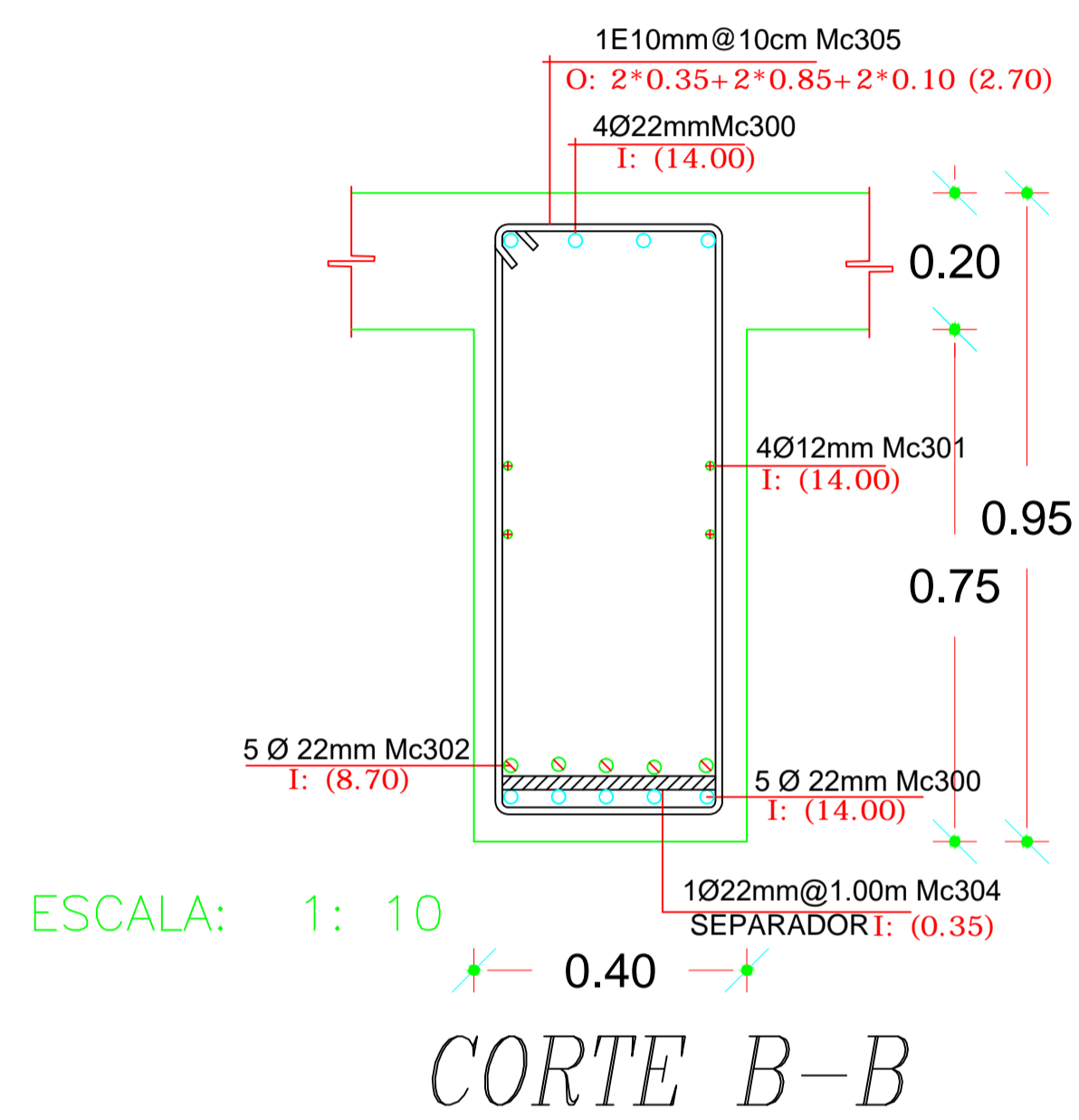
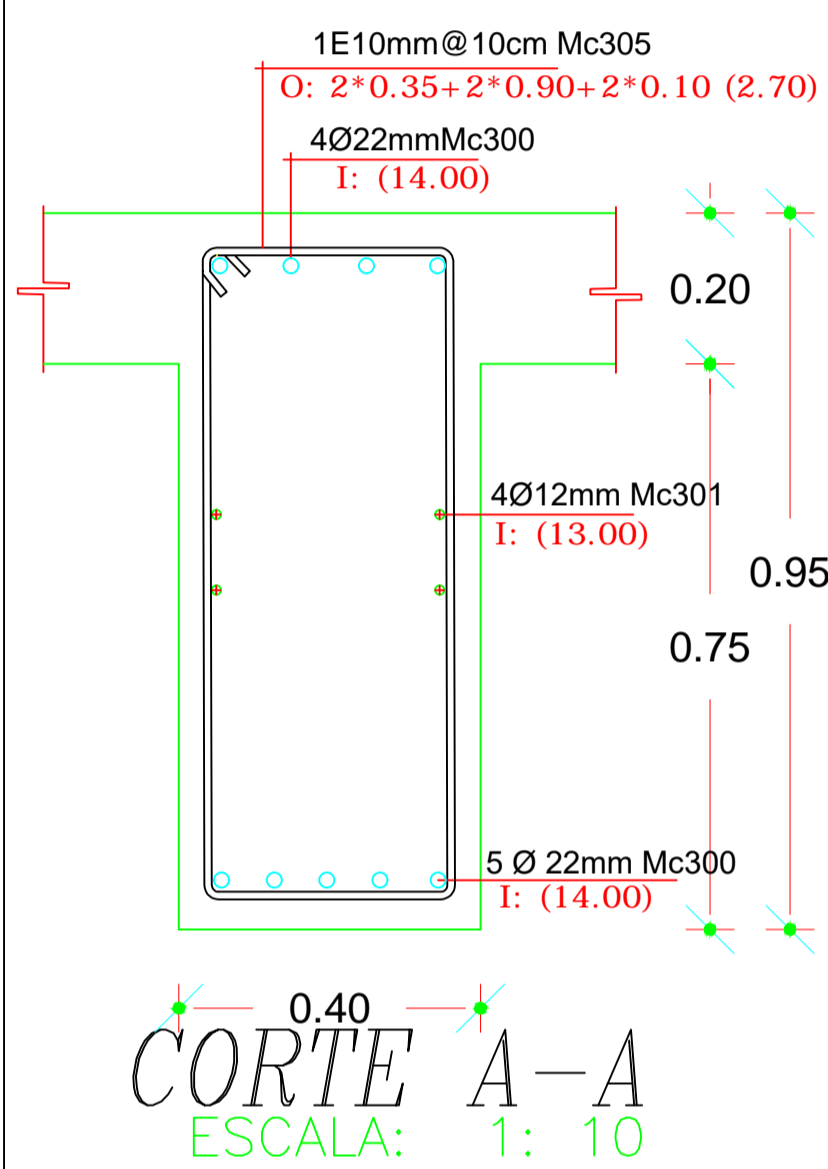
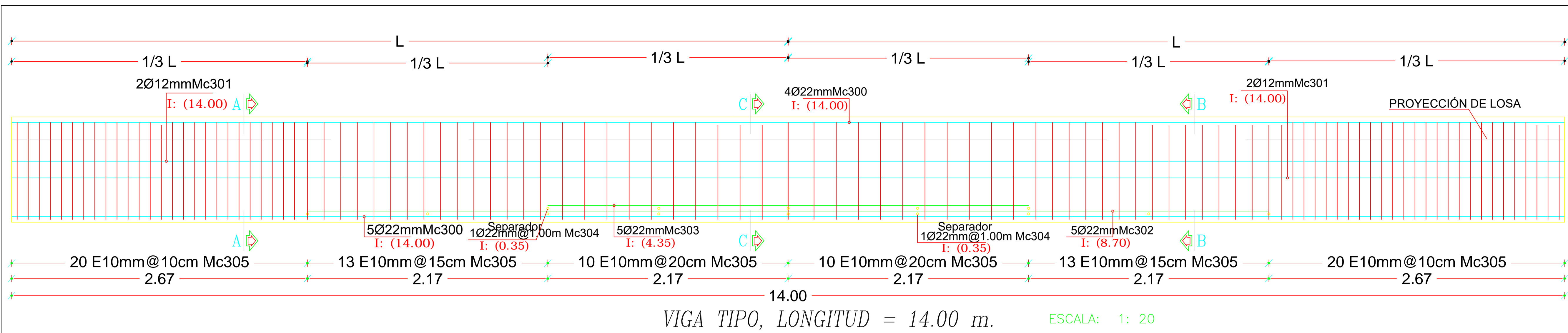
ESCALA : 1 - 200



ESCALA : 1 - 200

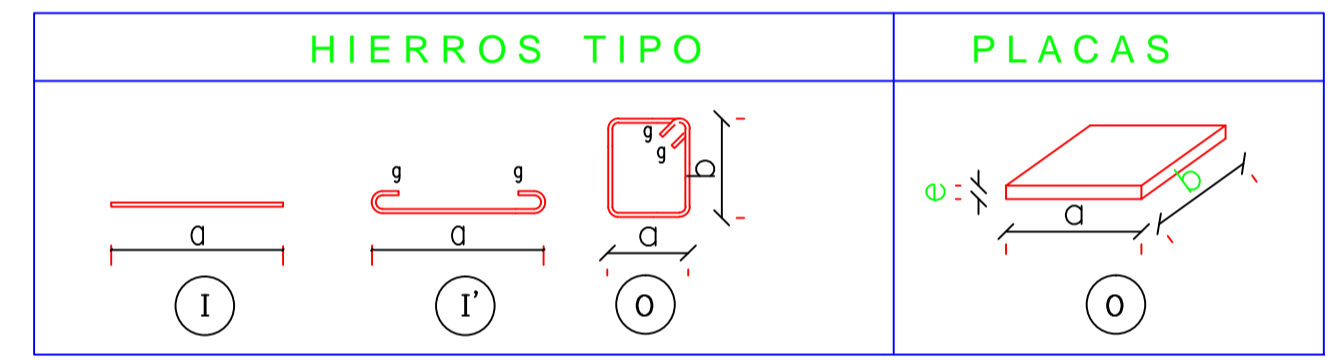
<b>"DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO AGUARNUDAS DEL CANTÓN SARAGURO"</b>	
ESCALA: LAS INDICADAS	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO
REVISIÓN:	DIBUJO: PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS DISEÑO: PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS REVISIÓN: ING. MSC. JUAN SOLA QUINTUÑA.
PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS	
CONTIENE: - LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO - LEVANTAMIENTO PUENTE ACTUAL - UBICACIÓN	FECHA: Cuenca, 20/Oct/2016 LAMINA: 1 / 5





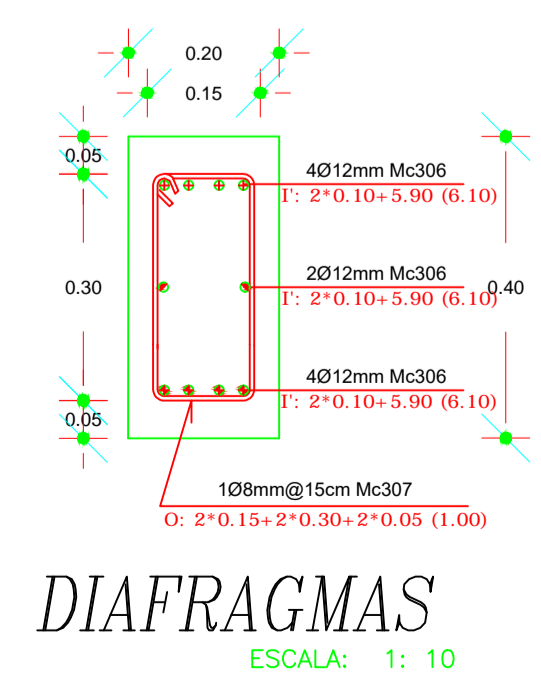
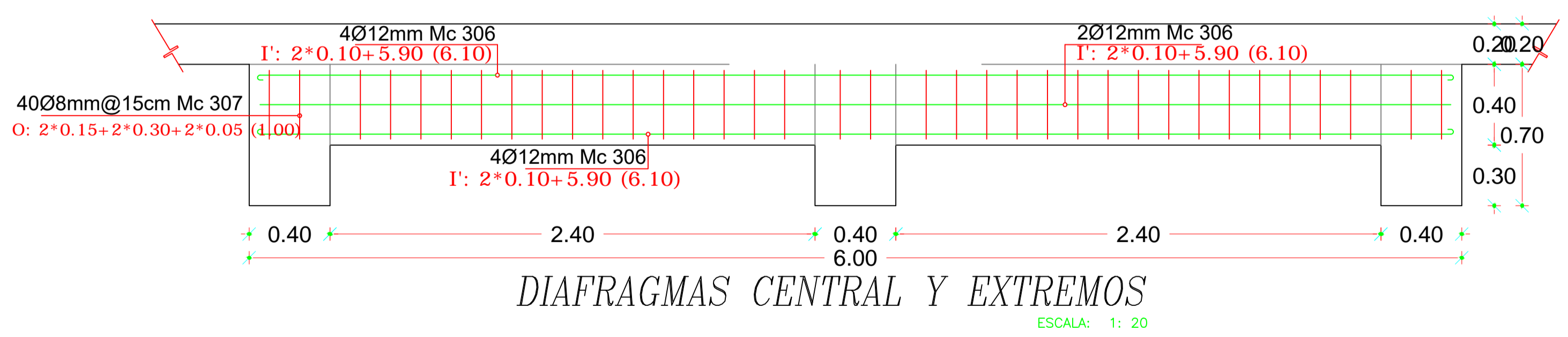
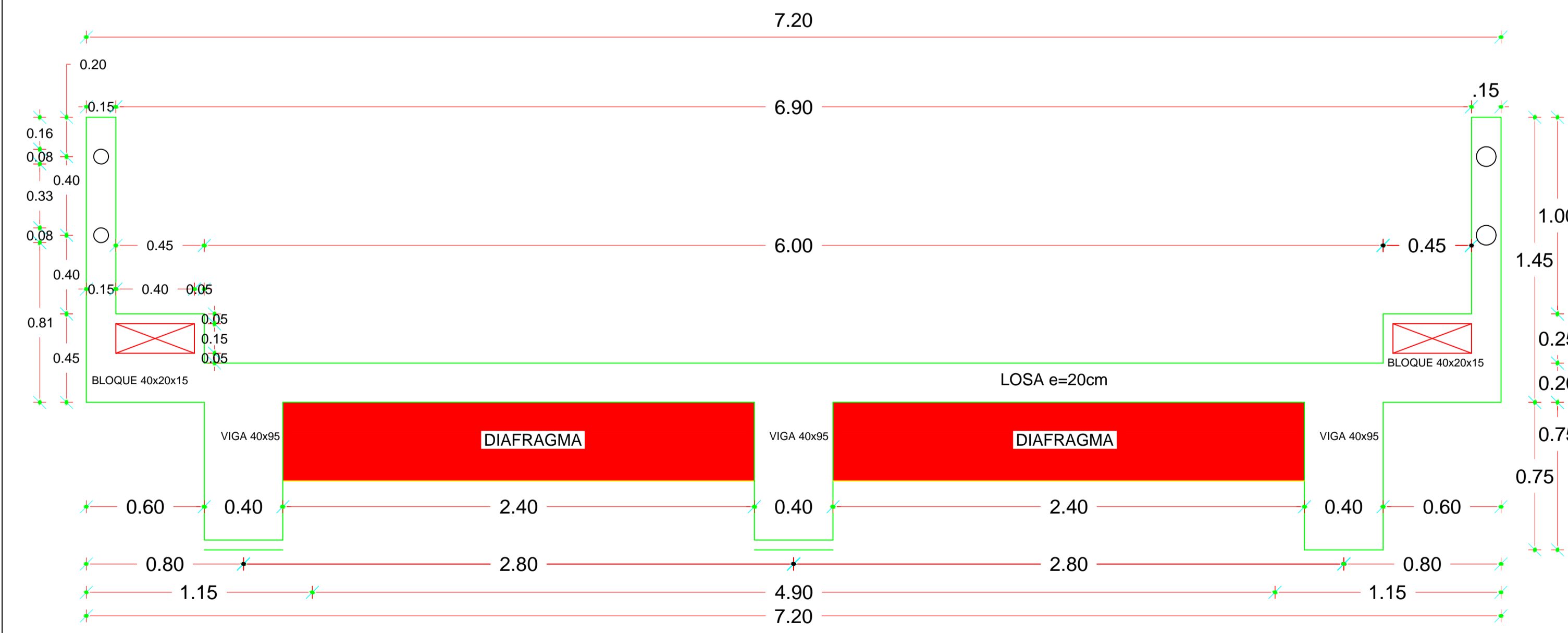
MAR	DIAM (mm)	TIPO	CANT	DIMENSIONES					LONG PAR	LONG TOTAL	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	g			
300	22	I	24.00	13.00					13.00	312.00	Viga
301	12	I	12.00	13.00					13.00	156.00	Viga
302	22	I	12.00	8.70					8.70	104.40	Viga
303	22	I	12.00	4.35					4.35	52.20	Viga
304	22	I	42.00	0.35					0.35	14.70	Viga
305	10	O	270.00	0.35	0.85			0.10	2.60	702.00	Estribos
306	12	I	30.00	5.90				0.10	6.10	183.00	Diafragma
307	8	O	120.00	0.15	0.30			0.05	1.00	120.00	Estribos
308	8	I	28.00	0.20				0.05	0.30	8.40	Apoyo de neopreno
309	8	I	16.00	0.30				0.05	0.40	6.40	Apoyo de neopreno

Mc	e (mm)	TIPO	CANT.	DIMENSIONES (cm)				AREA DE PLACAS	PLACA COMERC.	No. Mcs. PLACA	OBSERVACIONES
				a	b	c	d				
320	1	O	4	15	25			0.15	2.4x1.2	0.052	APOYO DE VIGA A ESTRIBO

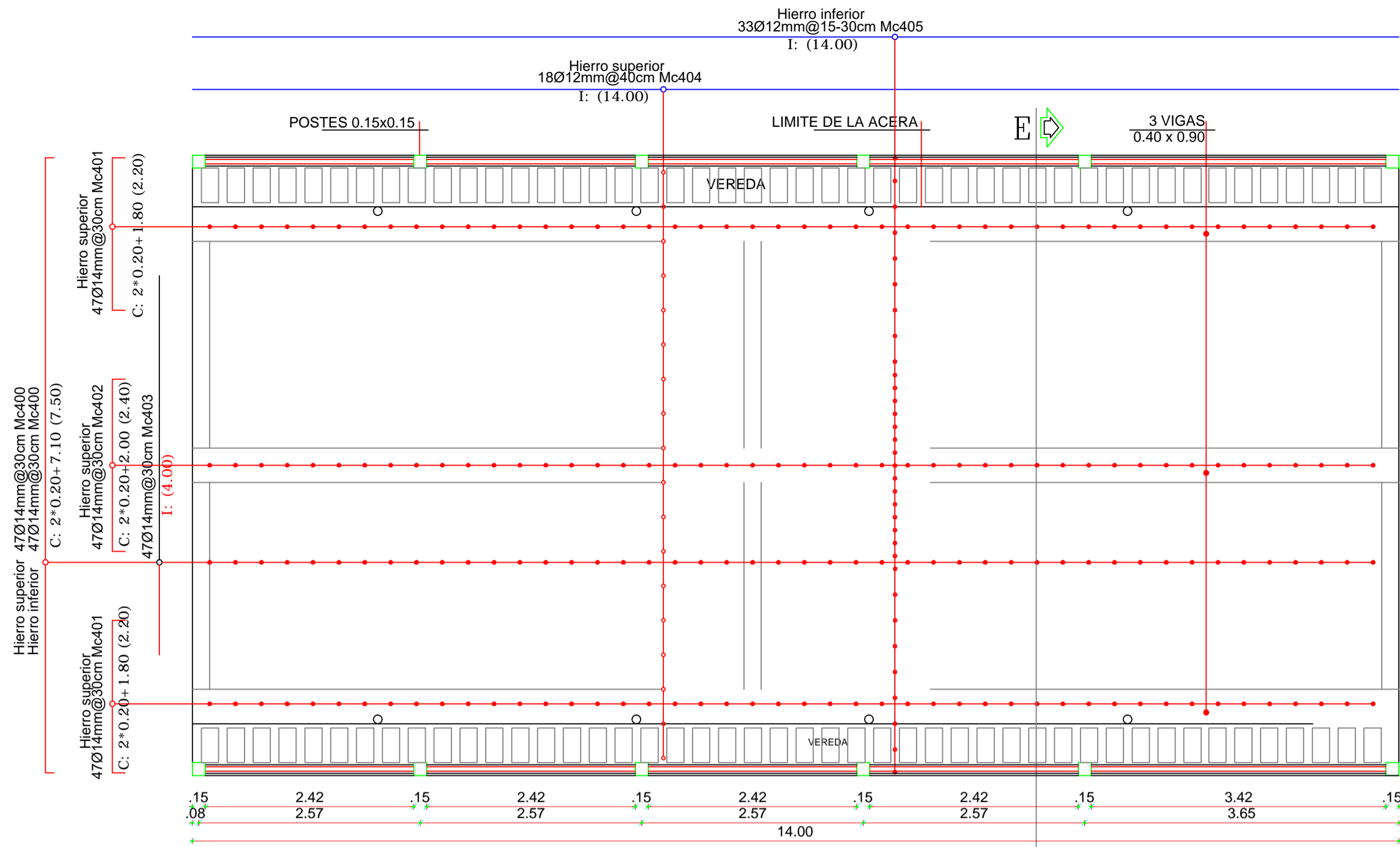


DIAMETRO (mm):	RESUMEN DE HIERROS							22
	8	10	12	14	16	18	20	
LONGITUD (m):	134.80	702.00	339.00					483.30
No. DE VARILLAS:	11	59	28					40
PESO (kg):	53.19	432.81	300.97					1442.19
PESO TOTAL (KG):	2229.15							

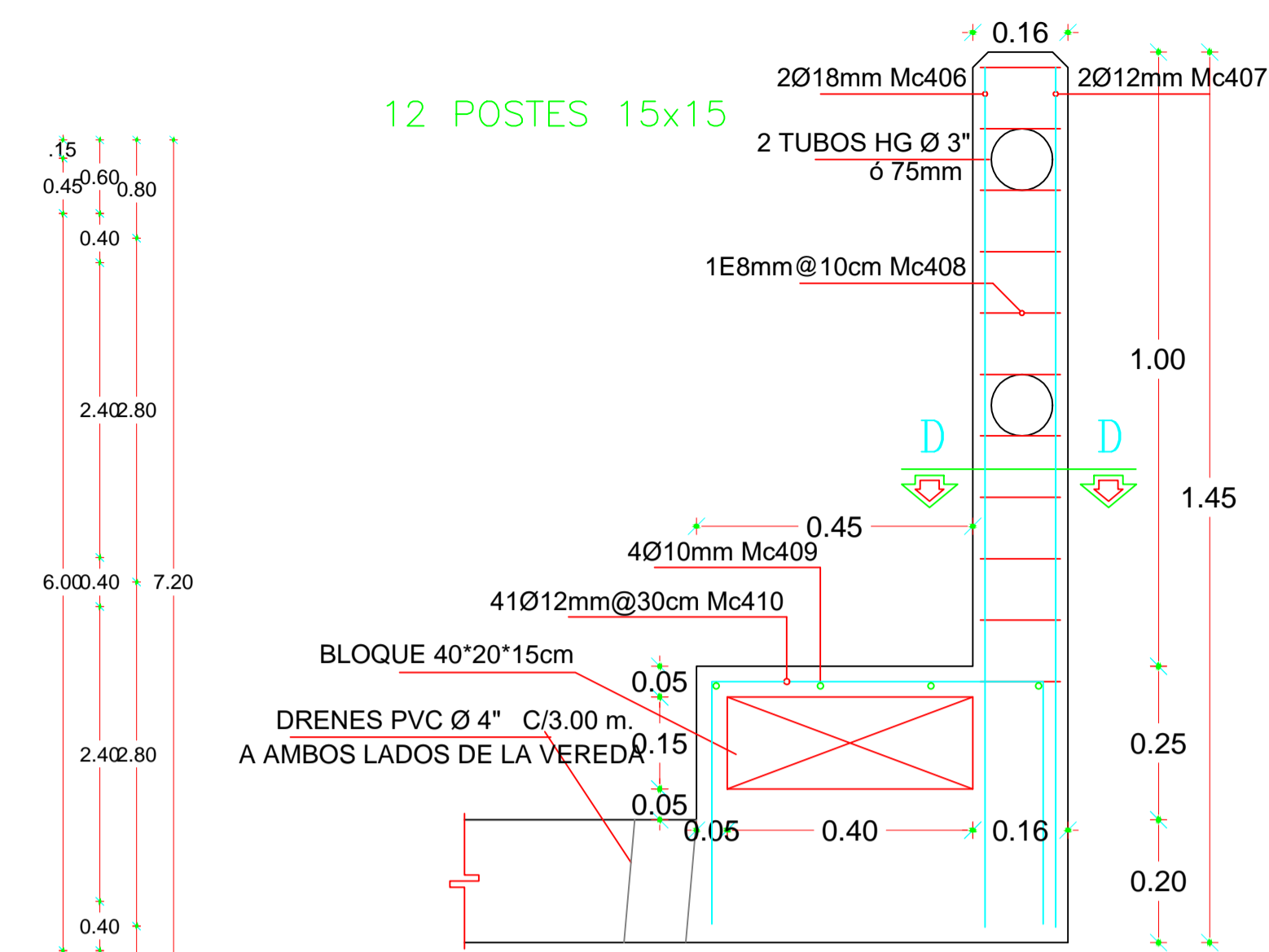
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ACERO ESTRUCTURAL	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
HORMIGON SIMPLE:	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
PESO ACERO ESTRUCTURAL	1978.86 Kg
VOLUMEN DE HORMIGON SIMPLE	15.20 m <sup>3</sup>
AREA DE PLACA DE NEOPRENO e=20mm	0.15 m <sup>2</sup>



"DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO AGUARNUDAS DEL CANTÓN SARAGURO"	
ESCALA: LAS INDICADAS	DETALLES VIGAS Y APOYOS
REVISION.	DIBUJO: PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS
	DISEÑO: PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS
	REVISIÓN: ING. MSC. JUAN SOLA QUINTANA.
	PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS
CONTIENE:	FECHA: Cuenca, 20/Oct/2016
- DETALLE VIGAS DEL PUENTE	
- DETALLE APOYOS DE NEOPRENO	LAMINA: 3 / 5



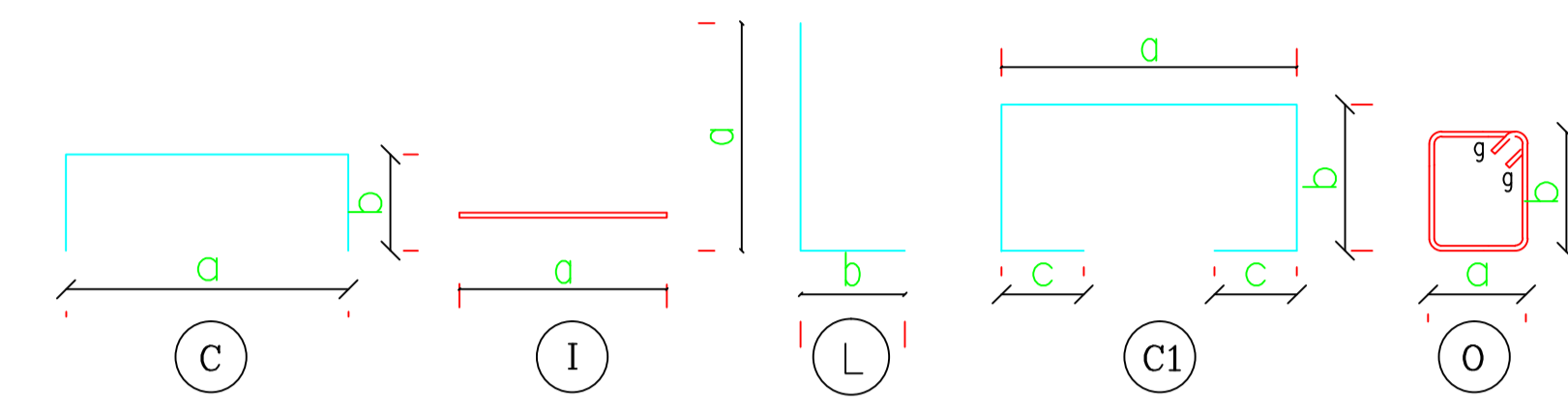
PLANTA DEL PUENTE  
ESC. 1:50



ARMADURA DE POSTE Y VEREDA  
ESCALA: 1:10

MAR	DIAM (mm)	TIPO	CANT	DIMENSIONES					LONG PAR	LONG TOTAL	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	g			
400	14	C	86,00	7,10	0,20				7,50	645,00	Tablero
401	14	C	86,00	1,80	0,20				2,20	189,20	Tablero
402	14	C	43,00	2,00					2,00	86,00	Tablero
403	14	I	43,00	4,00					4,00	172,00	Tablero
404	12	I	18,00	13,00					13,00	234,00	Tablero
405	12	I	33,00	13,00					13,00	429,00	Tablero
406	18	L	24,00	1,40	0,20				1,60	38,40	Poste y Vereda
407	12	L	24,00	1,40	0,20				1,60	38,40	Poste y Vereda
408	8	O	180,00	0,10	0,10			0,05	0,50	90,00	Poste y Vereda
409	10	I	8,00	13,00					13,00	104,00	Poste y Vereda
410	14	C1	86,00	0,55	0,40	0,15			1,65	141,90	Poste y Vereda

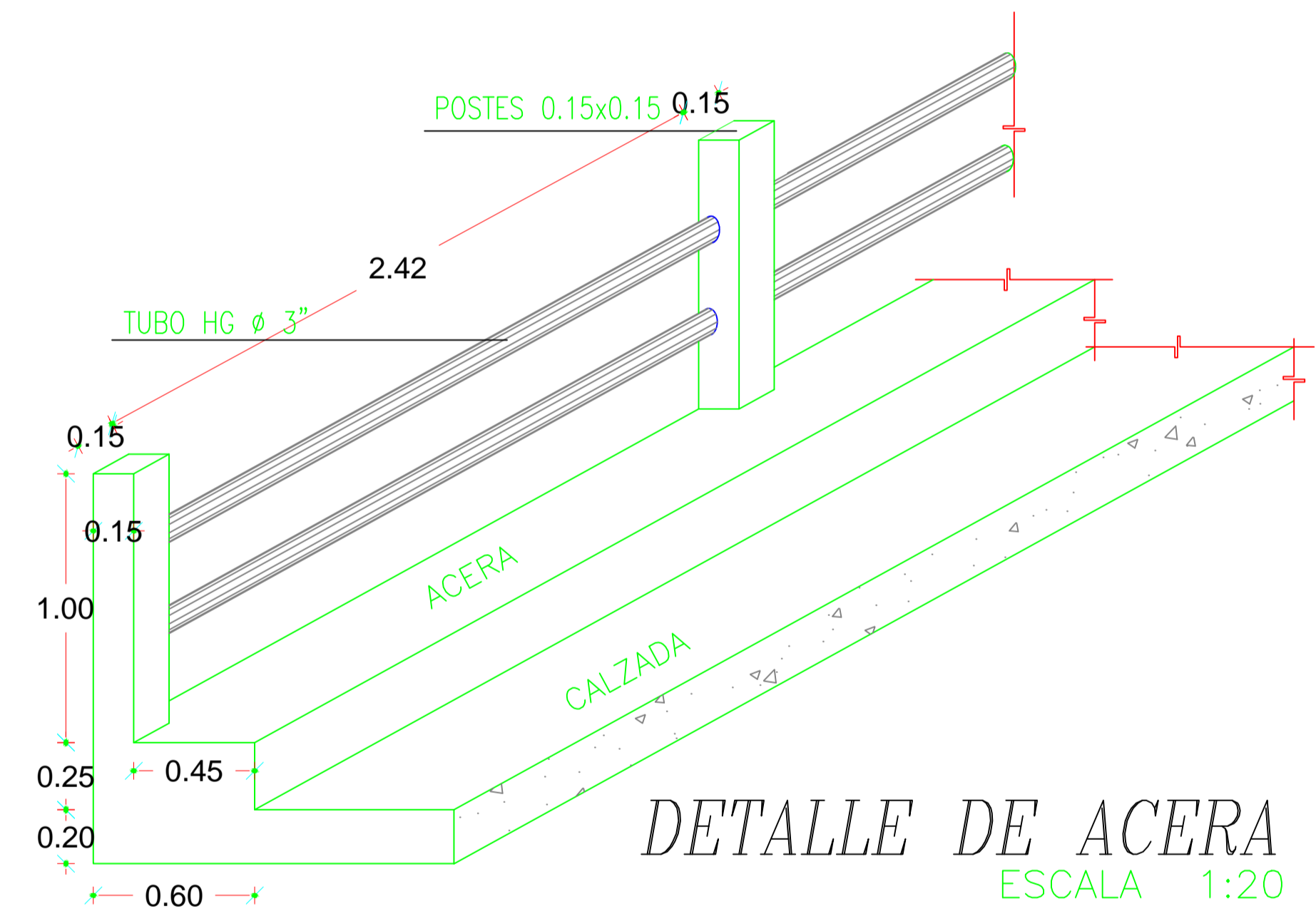
HIERROS TIPO



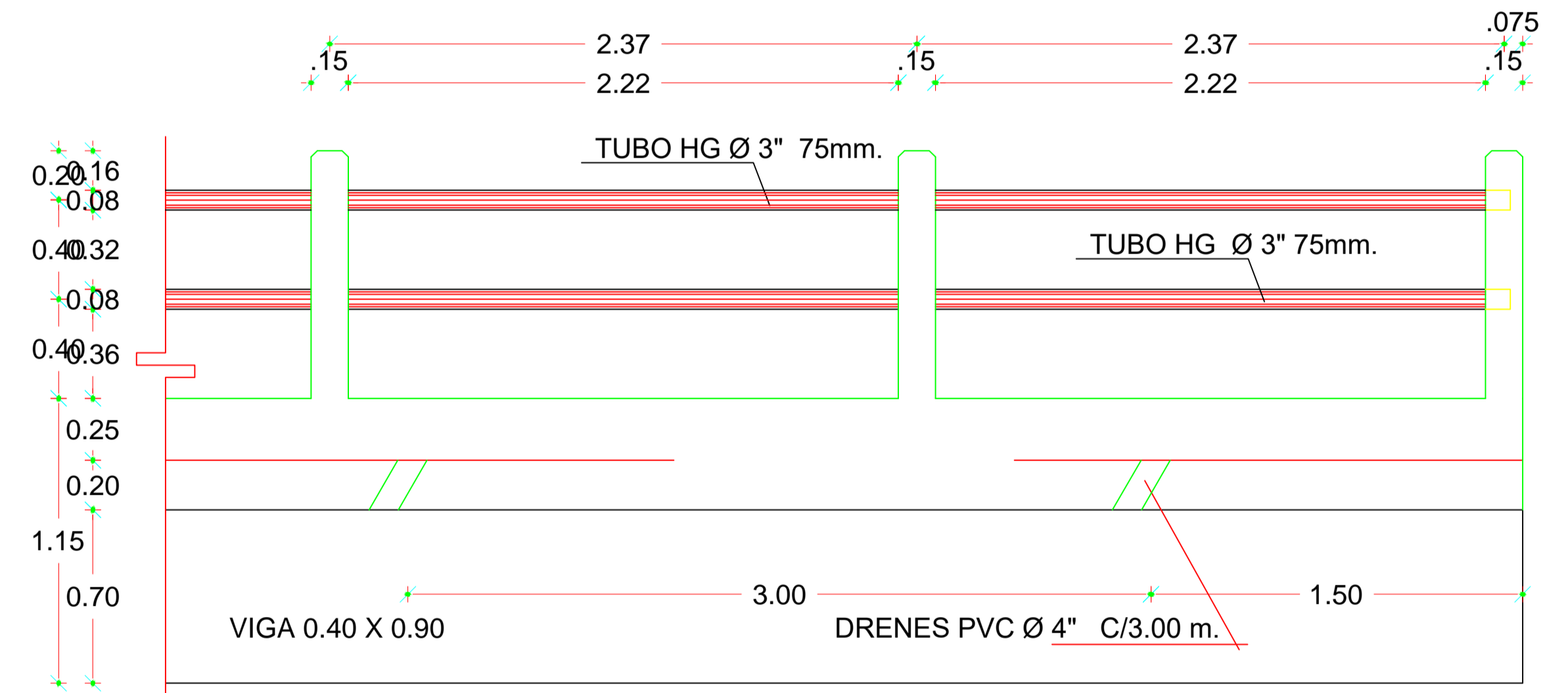
ESPECIFICACIONES TECNICAS

ACERO ESTRUCTURAL	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
HORMIGON SIMPLE	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
PESO ACERO ESTRUCTURAL	2290.35 Kg
VOLUMEN DE HORMIGON SIMPLE	20.00 m <sup>3</sup>
BLOQUES POMEZ 40x20x15cm	86 U
TUBO PVC Ø 4" (Imbornales)	1.60 m
TUBO HG Ø 3" (Pasamanos)	52.00 m

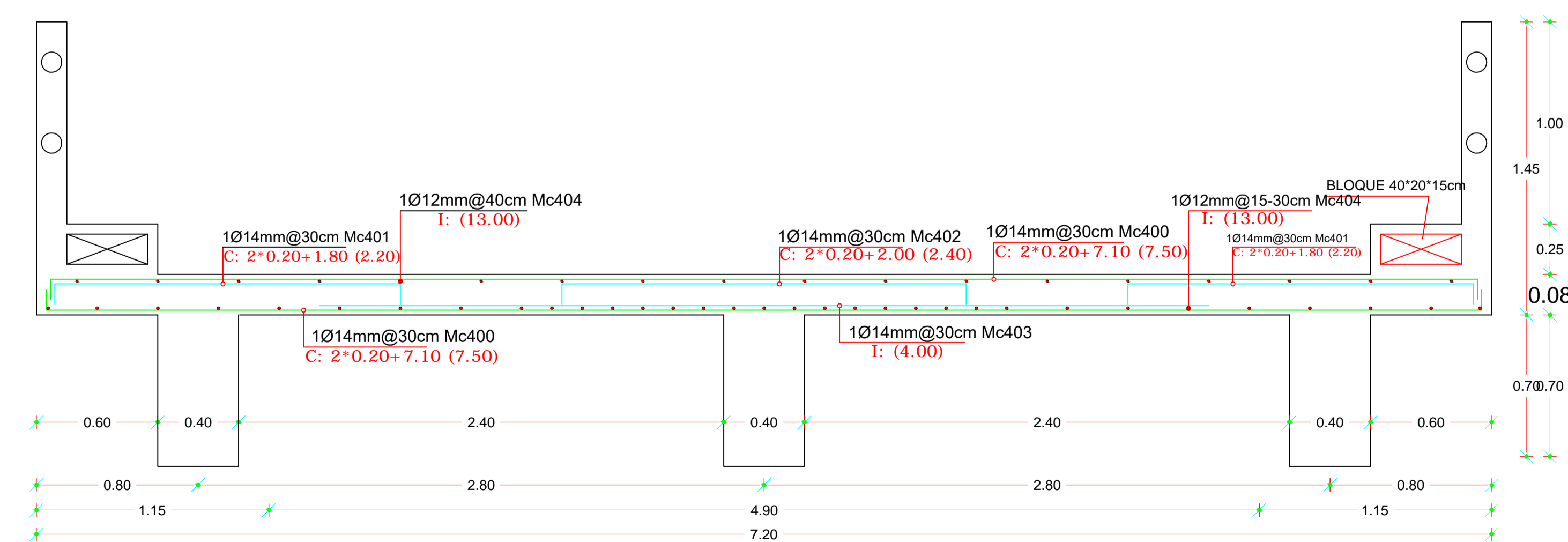
RESUMEN DE HIERROS								
DIAMETRO (mm):	8	10	12	14	16	18	20	22
LONGITUD (m):	90,00	104,00	701,40	1234,10		38,40		
No. DE VARILLAS:	8	9	58	103		3		
PESO (kg):	35,51	64,12	622,71	1491,30		76,71		
PESO TOTAL (KG):	2290,35							



DETALLE DE ACERA  
ESCALA 1:20



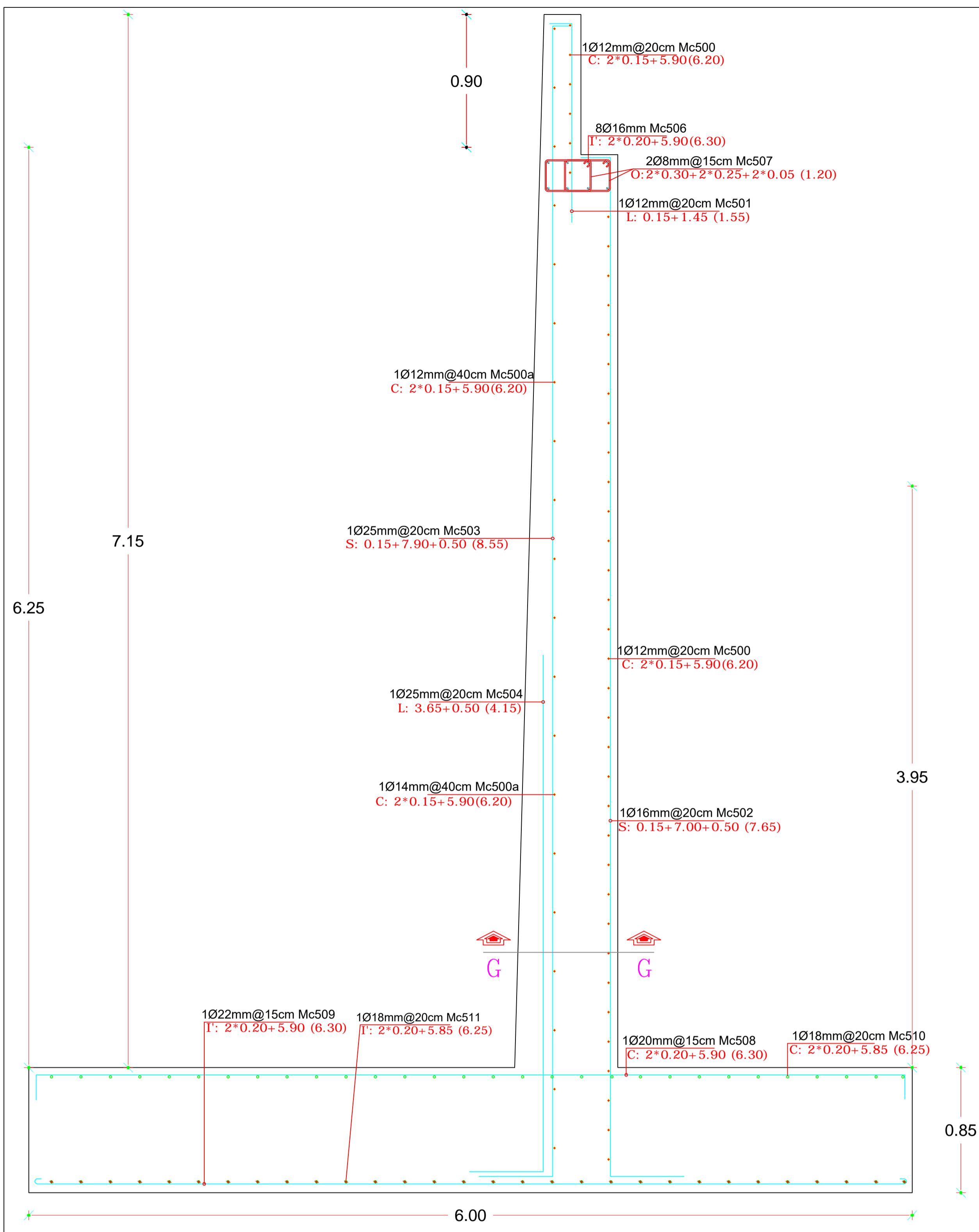
ELEVACION DEL PASAMANO  
ESC. 1:40



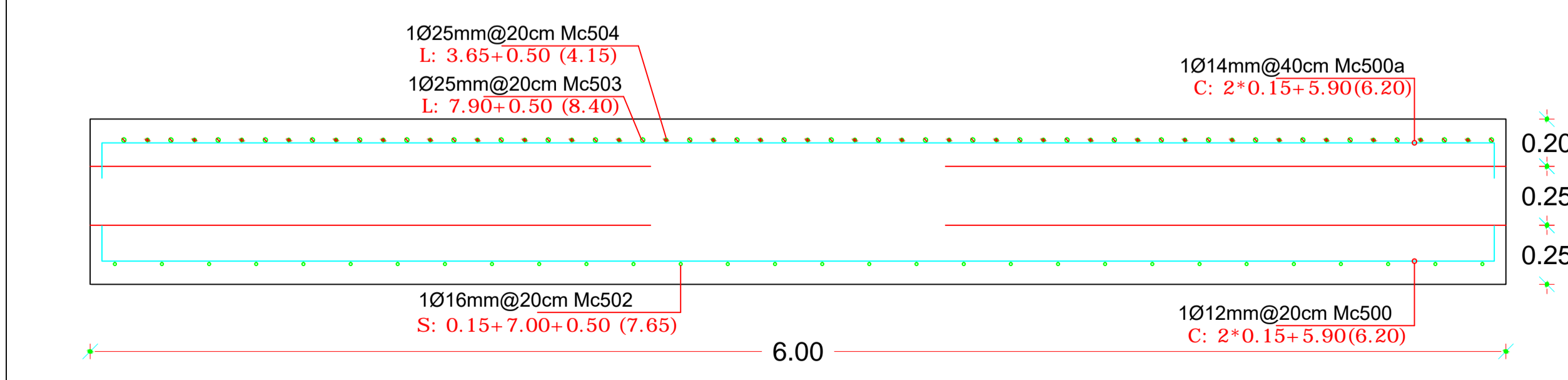
CORTE E-E DEL TABLERO  
ESCALA: 1:20

"DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO AGUARNUDAS DEL CANTÓN SARAGURO"

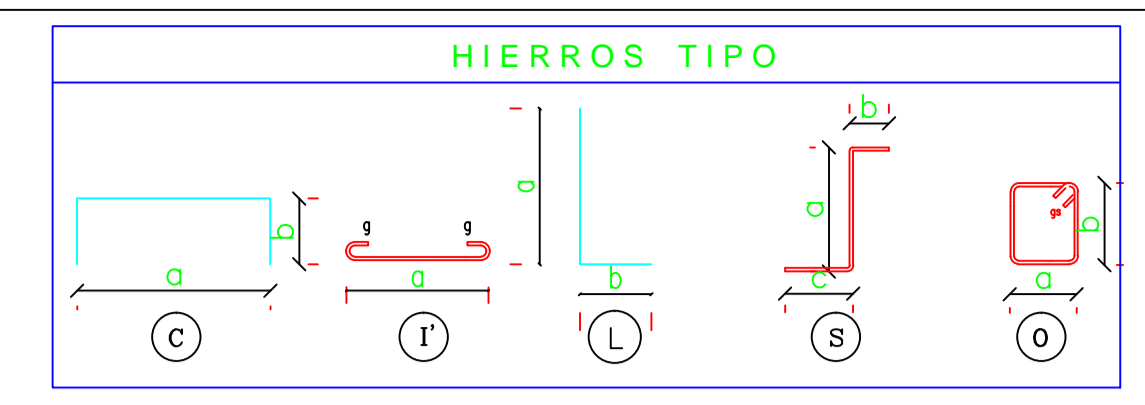
ESCALA: LAS INDICADAS	DETALLES LOSA Y POSTES
REVISION.	DIBUJO: PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS DISEÑO: PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS REVISIÓN: ING. MSC. JUAN SOLA QUINTANA.
PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS	
CONTIENE: - LOSA DEL PUENTE - PLANTA Y CORTE DEL PUENTE - POSTES	FECHA: Cuenca, 20/Oct/2016 LAMINA: 4 / 5



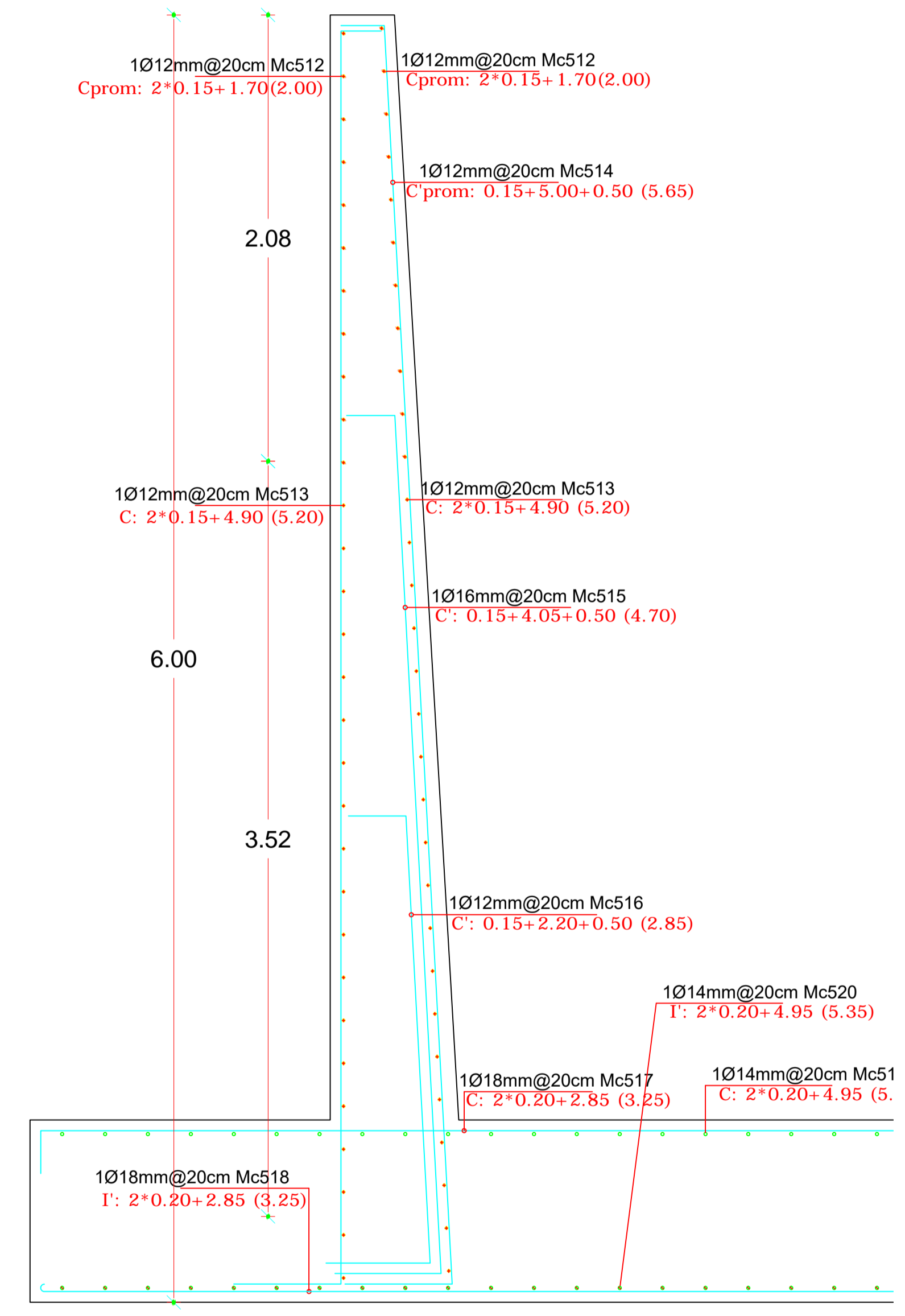
CORTE F-F



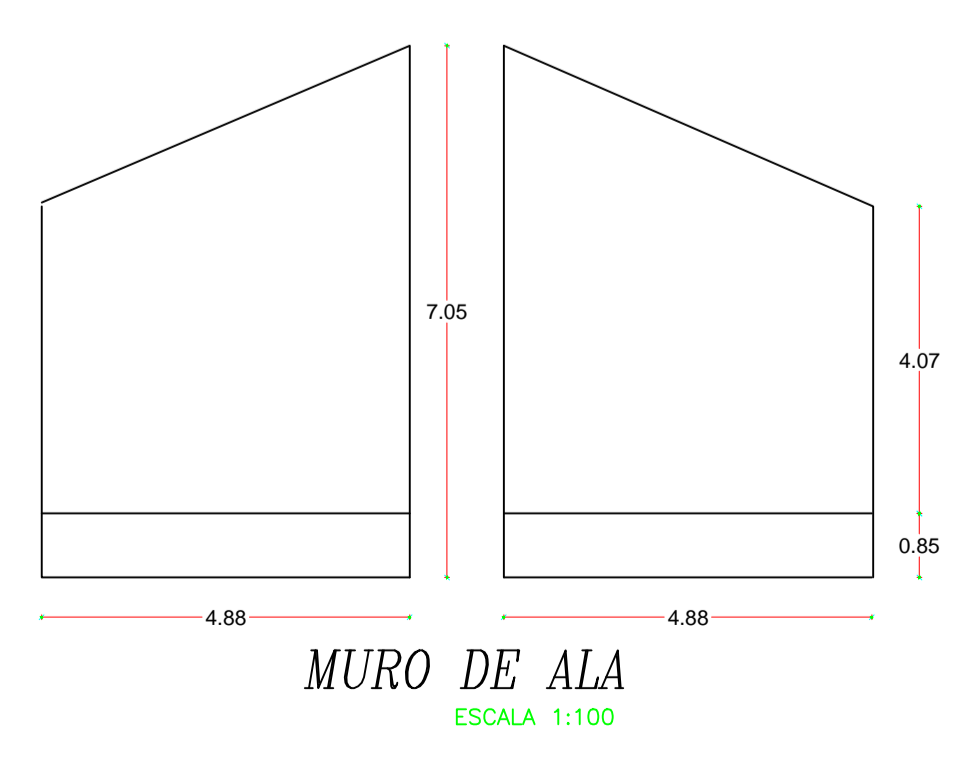
CORTE G-G  
ESCALA 1:20



RESUMEN DE HIERROS			
Ø (mm)	LONGITUD (m)	No De VAR	PESO (Kg)
8	153.60	13	61.62
12	2918.40	244	2600.06
14	858.00	72	1043.71
16	1046.80	88	1666.37
18	988.40	83	1990.01
20	208.80	18	532.66
TOTAL :			7894.43

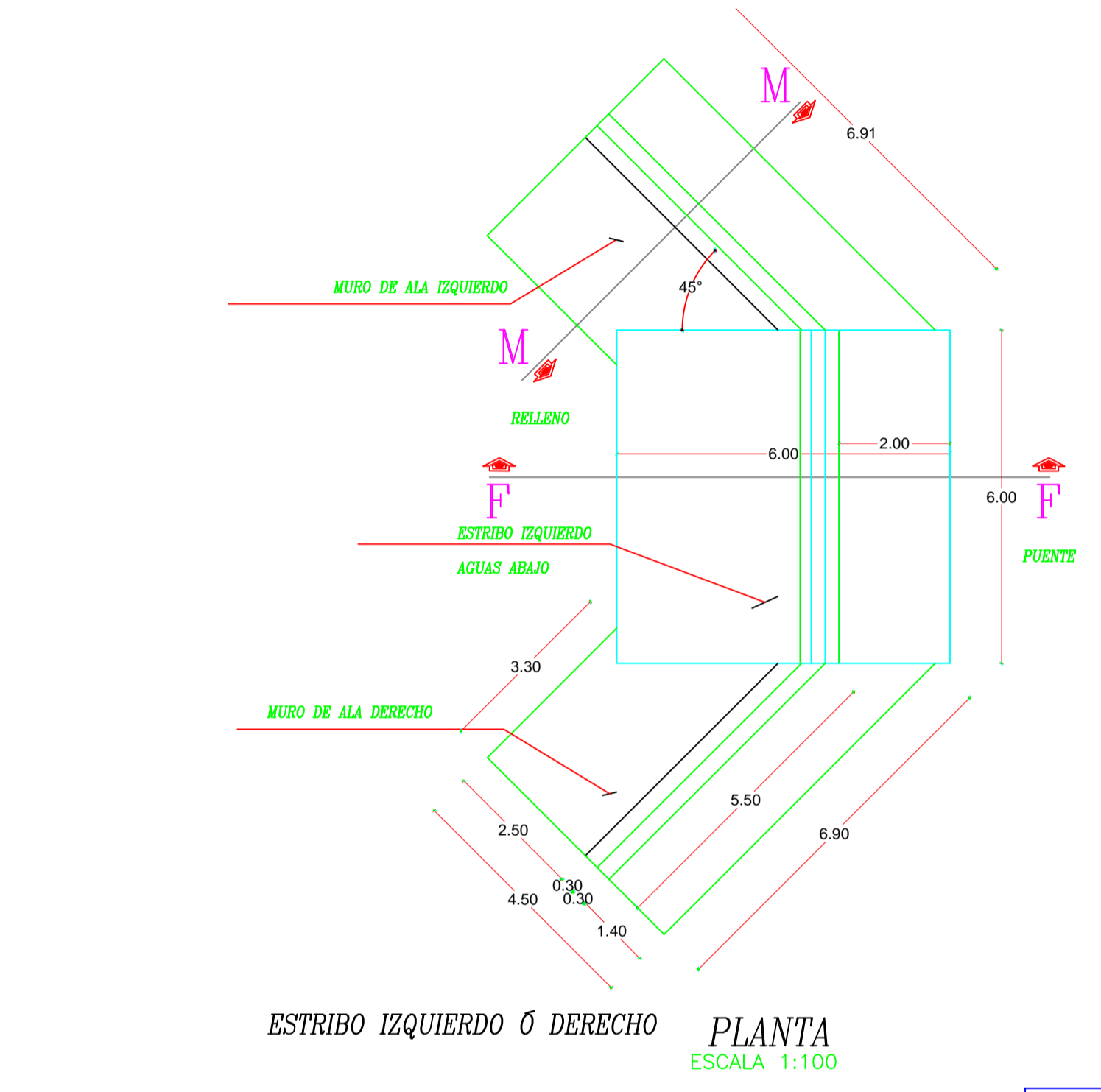


CORTE M-M  
ESCALA 1:20

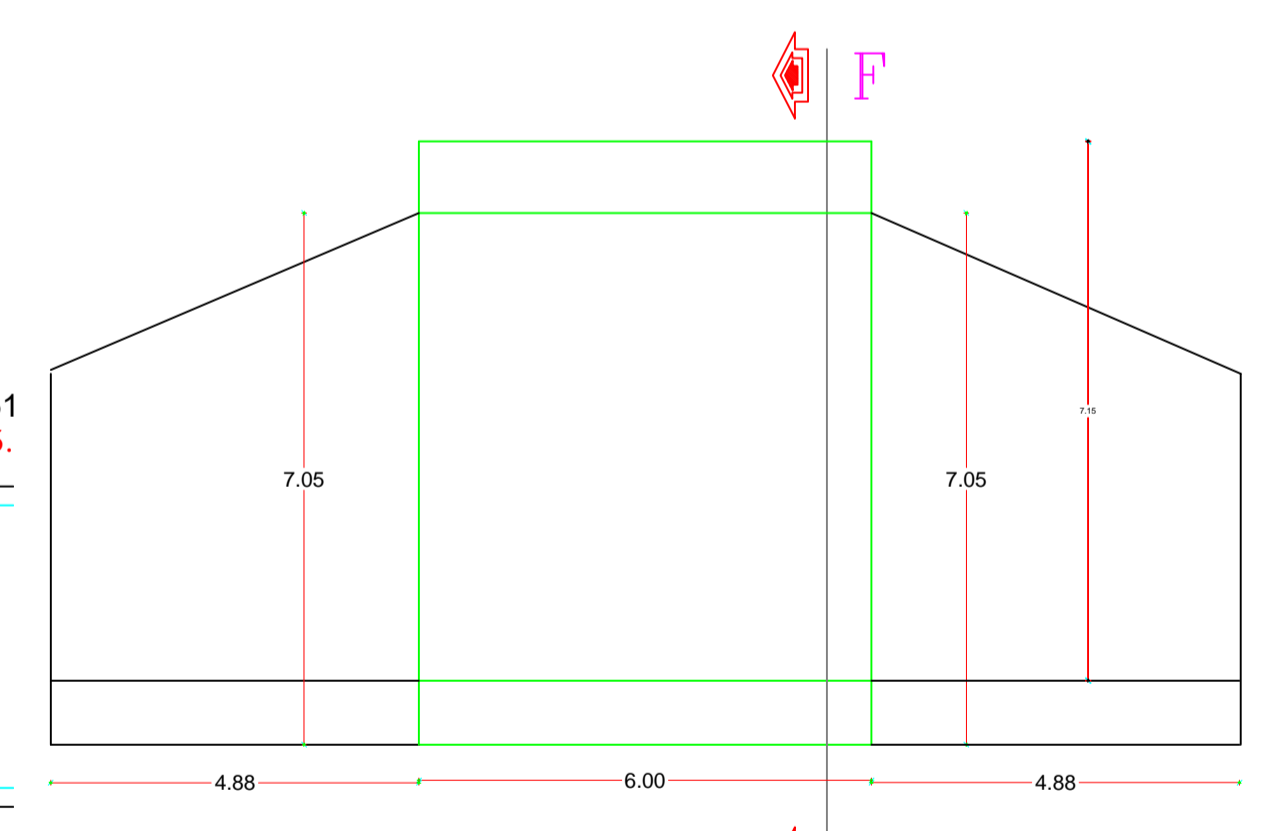


MURO DE ALA  
ESCALA 1:100

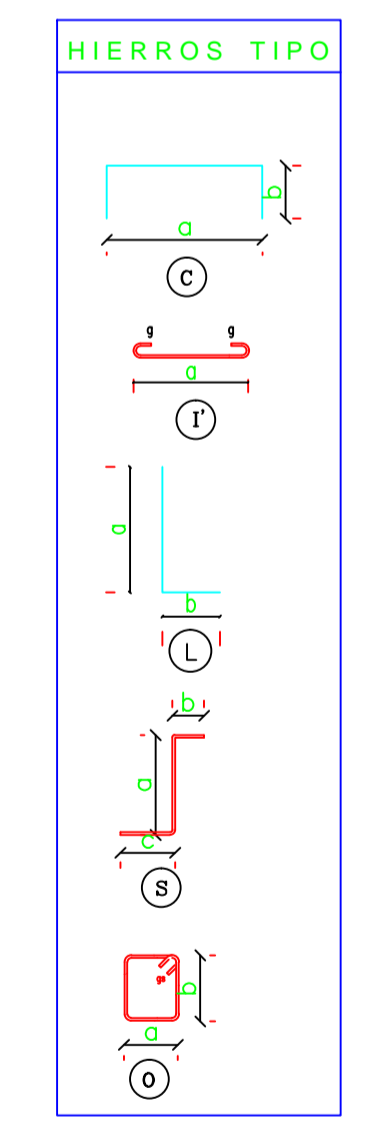
PLANILLA DE HIERROS												
MARCA	Ø	TIPO	CANT.	DIMENSIONES					LONG. PARCIAL	LONGITUD TOTAL	OBSERVACIONES	PESO (Kg)
				a	b	c	d	g				
Mc500	12	C	88	4.75	0.15				5.05	444.40	ESTRIBOS	394.63
Mc501	12	L	48	1.35	0.15				1.50	72.00	ESTRIBOS	63.94
Mc502	12	S	48	0.15	5.00	0.50			5.65	271.20	ESTRIBOS	240.83
Mc503	12	S	48	0.15	5.90	0.50			6.55	314.40	ESTRIBOS	279.19
Mc504	14	L	48	4.00	0.50				4.50	216.00	ESTRIBOS	269.93
Mc505	18	L	48	2.20	0.50				2.70	129.60	ESTRIBOS	258.94
Mc506	16	I	16	4.75			0.20		5.15	82.40	ESTRIBOS	130.03
Mc507	8	O	128	0.30	0.25		0.05		1.20	153.60	ESTRIBOS	60.67
Mc508	18	C	48	3.95	0.20				4.35	208.80	ESTRIBOS	417.18
Mc509	20	I	48	3.95			0.20		4.35	208.80	ESTRIBOS	514.90
Mc510	16	C	48	4.75	0.20				5.15	247.20	ESTRIBOS	390.0816
Mc511	16	I	48	4.75			0.20		5.15	247.20	ESTRIBOS	390.0816
Mc512	12	Cprom	88	1.70	0.15				2.00	176.00	MUROS DE ALA	156.288
Mc513	12	C	152	4.90	0.15				5.20	790.40	MUROS DE ALA	701.8752
Mc514	12	Cprom	100	5.00	0.15	0.50			5.65	565.00	MUROS DE ALA	501.72
Mc515	16	C'	100	4.05	0.15	0.50			4.70	470.00	MUROS DE ALA	741.66
Mc516	12	C'	100	2.20	0.15	0.50			2.85	285.00	MUROS DE ALA	253.08
Mc517	18	C	100	2.85	0.20				3.25	325.00	MUROS DE ALA	649.35
Mc518	18	I	100	2.85			0.20		3.25	325.00	MUROS DE ALA	649.35
Mc519	14	C	60	4.95	0.20				5.35	321.00	MUROS DE ALA	387.768
Mc520	14	I	60	4.95			0.20		5.35	321.00	MUROS DE ALA	387.768



ESTRIBO IZQUIERDO O DERECHO PLANTA  
ESCALA 1:100



VISTA FRONTAL  
ESCALA 1:100



ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ACERO ESTRUCTURAL	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
HORMIGON SIMPLE	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
PESO ACERO ESTRUCTURAL	7894.43 Kg
VOLUMEN DE HORMIGON SIMPLE	84.75 m <sup>3</sup>

"DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO AGUARNUDAS DEL CANTÓN SARAGURO"	
ESCALA: LAS INDICADAS	ESTRIBOS Y MURO
REVISION.	DIBUJO: PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS DISEÑO: PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS REVISIÓN: ING. MSC. JUAN SOLA QUINTANA.
CONTIENE: - ESTRIBOS - MURO ALA - PLANTA Y DETALLES	PAUL FERNANDO IDROVO ARIAS
FECHA: Cuenca, 20/Oct/2016	LAMINA: 5 / 5