



**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Diseño estructural del puente sobre el río Pupucari y muro de
gaviones, ubicado en la Comunidad de Pupucari Chico en la
vía San Vicente – Bellavista, Cantón Girón – Provincia del
Azuay.**

**Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES**

Autores:

**FRANCISCO BOLÍVAR SOLANO CORONEL
MARCO ANTONIO VÁZQUEZ ROMERO**

Director:

ROBERTO GAMÓN TORRES.

CUENCA – ECUADOR

2016

DEDICATORIAS

Este trabajo lo dedico a mi familia, que han sido el pilar fundamental para alcanzar este logro.

Francisco Bolívar Solano Coronel.

Dedico este trabajo a mis padres José y Gloria por alentarme siempre en confiar en Dios para cada uno de mis proyectos, por su acompañamiento y por ayudarme a lidiar con mis obstáculos que nunca permitieron que sea un impedimento para lograr mis metas.

Marco Antonio Vázquez Romero.

AGRADECIMIENTOS.

Agradezco en primer lugar a Dios por permitirme estar vivo, por concederme la fuerza y constancia necesaria para culminar mis estudios. A mi familia, quienes siempre me han apoyado para cumplir mi objetivo.

Francisco Bolívar Solano Coronel.

A Dios por ayudarme a direccionar mi vida y poner las personas correctas en mi camino en el mejor momento, a mis padres por su apoyo incondicional, por decirme que nunca hay que desanimarse a pesar de las situaciones adversas, a toda mi familia y amigos por acompañarme en esta etapa de formación y superación. Y a todo ese grupo humano que forma parte de la UDA, gracias.

Marco Antonio Vázquez Romero.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIAS	ii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
INDICE DE TABLAS	xii
INDICE DE ANEXOS.....	xvi
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	3
1.1 Antecedentes	3
1.1 Problemática.....	4
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivos específicos	4
1.4 Historia del arte	4
1.5 Ubicación	7
1.5.1 Límites	9
1.6 Marco teórico	10
1.6.1 Estudio topográfico	10
1.6.2 Estudio hidrológico e hidráulico	11
1.6.3 Estudio geotécnico	13
1.6.4 Estudio de tránsito.....	13
1.6.5 Estructuras de hormigón armado	13
1.6.6 Estructuras de hormigón pretensado	15
1.6.7 Muro de gaviones	15
CAPÍTULO 2	17
2.1 Estudio topográfico	17
2.2 Estudio hidrológico	19

2.2.1 Cuenca hidrográfica	19
2.2.2 Uso de suelo	20
2.2.3 Estudio de escorrentía	22
2.2.3.1 Coeficiente de escorrentía	22
2.2.3.2. Número de curva	24
2.2.3.3. Infiltración potencial máxima	25
2.2.3.4. Infiltración máxima normal (pérdidas iniciales)	25
2.2.3.5. Caudal de diseño (caudal máximo de crecida).....	25
2.2.4 Datos hidrometereológicos.....	25
2.2.4.1 Información hidrometeorológica.....	25
2.2.4.2 Precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm).....	26
2.2.4.3 Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel.	26
2.2.4.4 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias	34
2.2.4.5 Intensidad máxima en 24 horas.....	36
2.2.4.6 Precipitación de diseño	37
2.2.4.7 Curvas intensidad, duración y frecuencia.	38
2.2.4.8 Precipitación total y efectiva.....	40
2.2.4.9 Hidrograma unitario	44
2.2.4.10 Hidrograma general.....	48
2.3 Estudio hidráulico	48
2.3.1 Sección transversal media	48
2.3.2 Nivel de crecida de diseño (NCD)	49
2.3.3 Nivel de agua por interpolación	52
2.3.4 Distribución del área y del gasto de diseño en la sección transversal.....	52
2.3.5 Socavación general.....	55
2.4 Estudio geotécnico	58
2.4.1 Capacidad admisible Meyerhof	61
2.5 Estudio de tránsito.....	62
2.5.1 Conteo manual	62
2.5.2 Tráfico horario	63

2.5.3 Factores para el cálculo de vehículos equivalentes	65
2.5.4 Factor de hora pico	66
2.5.5 Tráfico promedio diario anual	67
2.5.6 Tráfico atraído	68
2.5.7 Tráfico desarrollado	68
2.5.8 Tráfico generado	68
2.5.9 Tráfico promedio diario semanal (TPDS)	68
2.5.10 Tráfico promedio diario anual futuro	69
2.5.11 Clasificación funcional de las vías en base al TPDA _d	72
CAPÍTULO 3	73
3.1 Análisis de las estructuras	73
3.1.1 Normas y reglamentos	73
3.1.2 Cargas permanentes	73
3.1.3 Cargas transitorias	73
3.1.4 Carga viva vehicular de diseño	74
3.1.5 Carga sísmica	75
3.1.6 Combinación de cargas	77
3.2 Diseño estructural	79
3.2.1 Criterios de diseño	79
3.2.2 Materiales	79
3.2.3 Diseño de la superestructura	80
3.2.3.1 Dimensiones y propiedades de la sección	80
3.2.3.2 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas interiores	82
3.2.3.3 Distribución de sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores	84
3.2.3.4 Análisis de cargas	85
3.2.3.5 Acero de presfuerzo	89
3.2.3.6 Diseño de destensado	91
3.2.3.7 Diseño ultima resistencia a flexión	95

3.2.3.8 Diseño ultima resistencia a cortante.....	99
3.2.3.9 Deflexiones	104
3.2.3.10 Diseño de la losa	106
3.2.4 Diseño de la subestructura	110
3.2.4.1 Geometría del estribo	110
3.2.4.2 Cargas que actúan sobre los estribos.....	113
3.2.4.3 Primera hipótesis: Estribo con la superestructura	118
3.2.4.4 Segunda hipótesis: Estribo sin la superestructura	125
3.2.4.5 Cálculo de aceros	130
3.3 Diseño de muro de gaviones	146
3.3.1 Datos generales	146
3.3.2 Geometría.....	146
3.3.3 Empujes.....	147
3.3.4 Estabilidades	150
3.3.4.1 Estabilidad al volcamiento	150
3.3.4.2 Estabilidad al deslizamiento.....	151
3.3.4.3 Estabilidad al hundimiento.....	153
CAPÍTULO 4.....	156
4.1 Especificaciones técnicas	156
4.1.1 Excavación.	156
4.1.2 Desalojo de material.....	157
4.1.3 Encofrados.....	157
4.1.4 Agregado fino.....	157
Fuente:	158
4.1.5 Agregado grueso	158
4.1.6 Cemento	159
4.1.7 Agua	159
4.1.8 Hormigón	159
4.1.9 Acero de refuerzo.....	161
4.1.10 Pretensado	161
4.1.11 Laboratorios	162

4.1.12 Barandas	162
4.1.13 Drenaje	162
4.2 Presupuesto	163
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	1644
Conclusiones:	1644
Recomendaciones:.....	1655
BIBLIOGRAFÍA	1666
ANEXOS	1688

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Puente Coalbrookdale	5
Figura 1.2 Vigas doble T (VTT) pretensadas	6
Figura 1.3 Ubicación de la obra civil sobre el río Pupucari en la vía San Vicente – Bellavista.....	8
Figura 1.4 Parque central del cantón Girón	9
Figura 1.5 Zona del levantamiento topográfico	10
Figura 1.6 Afluentes del río Pupucari	12
Figura 2.1 Planimetría del área de estudio	18
Figura 2.2 Características de la cuenca del río Pupucari	19
Figura 2.3 Mapa de usos de suelo de la cuenca del río Pupucari.....	21
Figura 2.4 Estación pluviográfica, meteorológica y limnigráfica.....	26
Figura 2.5 Mapa de zonificación de intensidades de precipitaciones del Ecuador....	38
Figura 2.6 Curvas de intensidad, duración, frecuencia para diferentes periodos de retorno	39
Figura 2.7 Curvas de intensidad, duración, frecuencia para período de retorno de 100 años.....	40
Figura 2.8 Hietograma de precipitación total.....	41
Figura 2.9 Hietograma de precipitación total y efectiva	43
Figura 2.10 Hidrograma unitario.....	46
Figura 2.11 Hidrograma unitario.....	47
Figura 2.12 Sección transversal media.....	49
Figura 2.13 Geometría de la sección transversal media.....	50
Figura 2.14 Nivel de crecida vs caudal de diseño	52
Figura 2.15 Geometría de las subsecciones	53
Figura 2.16 Curva de área y gasto acumulado	54
Figura 2.17 Perfil del cauce antes de la avenida	55
Figura 2.18 Toma de muestras en las márgenes y lecho del río Pupucari	59
Figura 2.19 Ensayos de suelos	59
Figura 2.20 Estratigrafía del pozo 1 (margen derecho).....	60
Figura 2.21 Estratigrafía del pozo 2 (margen izquierdo)	60

Figura 2.22 Estratigrafía del pozo 3 (lecho del río)	61
Figura 2.23 Gráfico de conteo vehicular	66
Figura 2.24 Ecuación de crecimiento vehicular	70
Figura 2.25 Carretera de media capacidad	72
Figura 3.1 Camión de diseño HL-93	74
Figura 3.2 Tándem de diseño	74
Figura 3.3 Mapa de zonificación sísmica del Ecuador	76
Figura 3.4 Sección estándar de la VTT-60	80
Figura 3.5 Propiedades de la sección estándar de la VTT-60	82
Figura 3.6 El " $DF_{M(int)}$ " para el diseño de un carril cargado incluye el factor de presencia múltiple " m " de 1.2	83
Figura 3.7 Condición de referencia del " $DF_{M(int)}$ " para el diseño de dos o más carriles cargados incluye el factor de presencia múltiple " m " de 1	83
Figura 3.8 Diagramas de cortante y momento del vehículo de diseño a $x = 1.44$ m ..	85
Figura 3.9 Diagramas de cortante y momento del vehículo de diseño a $x = 2.48$ m ..	86
Figura 3.10 Diagramas de cortante y momento del vehículo de diseño a $x = 3.53$ m ..	87
Figura 3.11 Diagramas de cortante y momento de la carga distribuida	88
Figura 3.12 Diagramas de cortante y momento de la carga puntual	89
Figura 3.13 Acero pretensado o torones en un nervio de la VTT-60	90
Figura 3.14 Viga simplemente apoyada con una carga distribuida	94
Figura 3.15 Diagrama de momento flector máximo	95
Figura 3.16 Losa más VTT-60 forman un solo elemento, ya fundido resulta un cuerpo más rígido.	96
Figura 3.17 El cortante último a una distancia de la viga $x = 0$ m	100
Figura 3.18 Posición de las fuerzas de pretensar " P "	104
Figura 3.19 Posición de las fuerzas de pretensar en la VTT-60	104
Figura 3.20 Deflexión - \downarrow de la VTT-60	105
Figura 3.21 Núcleo de una losa de hormigón	106
Figura 3.22 Dimensiones del estribo	112
Figura 3.23 Fuerzas de la cuña activa en un muro tipo pantalla	117
Figura 3.24 Presiones a nivel del dentellón	123
Figura 3.25 Distancias entre los paramentos de la pantalla y el acero principal	133
Figura 3.26 Empujes actuantes en la estructura de contención	147

Figura 3.27 Presión pasiva inferior y superior	152
Figura 3.28 Excentricidad en la base	154
Figura 3.29 Distribución de las presiones de contacto.....	155

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Cobertura de uso de suelo correspondiente a la cuenca del río Pupucari. .	20
Tabla 2.2 Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional	22
Tabla 2.3 Uso y cobertura de suelo vs pendientes	23
Tabla 2.4 Área y número de curva correspondiente al uso de suelo.....	24
Tabla 2.5 Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel (Girón).....	27
Tabla 2.6 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias (Girón)	29
Tabla 2.7 Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel (Nabón).....	30
Tabla 2.8 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias (Nabón)	31
Tabla 2.9 Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel (San Fernando)	32
Tabla 2.10 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias (San Fernando).....	34
Tabla 2.11 Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración de 24 horas	34
Tabla 2.12 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias (Girón)	35
Tabla 2.13 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias (Nabón)	35
Tabla 2.14 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias (San Fernando).....	36
Tabla 2.15 Precipitaciones para un periodo de retorno determinado.....	37
Tabla 2.16 Intensidades.....	39
Tabla 2.17 Intensidades con periodo de retorno de 100 años	40
Tabla 2.18 Variación de precipitaciones	40
Tabla 2.19 Precipitación efectiva	42
Tabla 2.20 Tiempos de concentración, punta y base	46
Tabla 2.21 Caudales del hidrograma unitario	47

Tabla 2.22 Ordenadas y abscisas de la sección transversal media.....	48
Tabla 2.23 Nivel de agua por el método de interpolación	52
Tabla 2. 24 Caudales en cada subsección	53
Tabla 2. 25 Valores del coeficiente de contracción	56
Tabla 2. 26 Valores del coeficiente de contracción	57
Tabla 2.27 Probabilidad anual en (%) de que se presente el gasto de diseño Q_D	57
Tabla 2.28 Tirante de agua antes de la socavación	58
Tabla 2.29 Cálculo de socavación.....	58
Tabla 2.30 Datos del tráfico horario, sábado 16 de enero del 2016.....	63
Tabla 2.31 Datos del tráfico horario, domingo 17 de enero del 2016.....	63
Tabla 2.32 Datos del tráfico horario, lunes 18 de enero del 2016	63
Tabla 2.33 Datos del tráfico horario, martes 26 de enero del 2016	64
Tabla 2.34 Datos del tráfico horario, miércoles 27 de enero del 2016	64
Tabla 2.35 Datos del tráfico horario, jueves 28 de enero del 2016.....	64
Tabla 2.36 Datos del tráfico horario, viernes 29 de enero del 2016	65
Tabla 2.37 Factores para el cálculo de vehículos equivalentes.....	65
Tabla 2.38 Tráfico horario total	66
Tabla 2.39 Factor de hora pico de los días de conteo	67
Tabla 2.40 Proyección de número de vehículos en el cantón Girón.....	70
Tabla 2.41 Índices de crecimiento	71
Tabla 2.42 Clasificación funcional de las vías en base al $TPDA_d$	72
Tabla 3.1 Factor de impacto.....	75
Tabla 3.2 Factor “Z” según la zona sísmica :.....	77
Tabla 3.3 Combinaciones y factores de carga.....	78
Tabla 3.4 Factores de carga permanente	78
Tabla 3.5 Características mecánicas del hormigón	79
Tabla 3.6 Características mecánicas del acero de refuerzo	80
Tabla 3.7 Características mecánicas del acero de presfuerzo	80
Tabla 3.8 Geometría del elemento de hormigón pretensado.....	81
Tabla 3.9 Propiedades mecánicas de la sección.....	81
Tabla 3.10 Propiedades geométricas de la sección VTT	83
Tabla 3.11 Distribución de carga viva para momentos en vigas interiores	84
Tabla 3.12 Distribución de carga viva para cortante en vigas interiores	85

Tabla 3.13 Reacciones de la carga de diseño a $x = 1.44$ m.....	86
Tabla 3.14 Reacciones de la carga de diseño a $x = 2.48$ m.....	86
Tabla 3.15 Reacciones de la carga de diseño a $x = 3.53$ m.....	87
Tabla 3.16 Distribución del acero de presfuerzo en los dos nervios de la VTT-60.....	90
Tabla 3.17 Centro de presiones “y” de los aceros de presfuerzo	90
Tabla 3.18 Requisitos de diseño para el funcionamiento de elementos sometidos a flexión	92
Tabla 3.19 Fuerza de pretensado inicial, antes de pérdidas en los extremos	92
Tabla 3.20 Fuerza de pretensado inicial, antes de pérdidas en el centro del elemento	93
Tabla 3.21 Factor β	96
Tabla 3.22 Momento nominal	98
Tabla 3.23 Cálculo de aceros transversales a una distancia $x=0$ del apoyo, con $s = 8$ cm y $\varnothing = 8$ mm	102
Tabla 3.24 Cálculo de aceros transversales a una distancia $x=0$ del apoyo, con $s = 10$ cm y $\varnothing = 10$ mm	103
Tabla 3.25 Resumen del cálculo de aceros transversales en la VTT	103
Tabla 3.26 Momento por peso propio de la losa.....	106
Tabla 3.27 Peso y momentos por peso propio	113
Tabla 3.28 Peso y momentos del terreno	114
Tabla 3.29 Resumen de cargas verticales	114
Tabla 3.30 Resumen de cargas horizontales	118
Tabla 3.31 Cargas verticales V_u (1 ^{ra} hipótesis)	118
Tabla 3.32 Momento estabilizador por cargas verticales M_{VU} (1 ^{ra} hipótesis)	119
Tabla 3.33 Cargas horizontales H_u (1 ^{ra} hipótesis)	120
Tabla 3.34 Momentos de vuelco por cargas horizontales M_{Hu} (1 ^{ra} hipótesis)	120
Tabla 3.35 Excentricidad máxima para el estado límite de evento extremo.....	121
Tabla 3.36 Excentricidad máxima para el estado límite de evento extremo.....	122
Tabla 3.37 Esfuerzos en los estados límites de resistencia y evento extremo	122
Tabla 3.38 Factores para los estados límites de resistencia	124
Tabla 3.39 Resumen de los esfuerzos en los estados límites de resistencia para la 1 ^{ra} hipótesis.....	125

Tabla 3.40 Cargas verticales V_u (2 ^{da} hipótesis).....	126
Tabla 3.41 Momento estabilizador por cargas verticales M_{VU} (2 ^{da} hipótesis)	126
Tabla 3.42 Cargas horizontales H_u (2 ^{da} hipótesis)	127
Tabla 3.43 Momentos de vuelco por cargas horizontales M_{Hu} (2 ^{da} hipótesis).....	127
Tabla 3.44 Chequeo de estabilidad y esfuerzos (2 ^{da} hipótesis).....	128
Tabla 3.45 Chequeo de estabilidad y esfuerzos (2 ^{da} hipótesis).....	128
Tabla 3.46 Resumen de los esfuerzos en los estados límites de resistencia para la 2 ^{da} hipótesis	130
Tabla 3.47 Recubrimiento para el acero de refuerzo principal	131
Tabla 3.48 Cargas actuantes en la pantalla:	132
Tabla 3.49 Momentos en la zapata.....	139
Tabla 3.50 Fuerzas verticales y momentos estabilizantes.....	150
Tabla 3.51 Momentos de volcamiento	150
Tabla 3.52 Resumen de fuerzas y momentos horizontales y verticales	151
Tabla 4.1 Pasante en tamices	158
Tabla 4.2 Pasante de agregado grueso máximo	158
Tabla 4.3 Presupuesto	163

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Acta de Recepción	168
Anexo 2. Precipitaciones máximas anuales en 24 h (mm).....	171
Anexo 3. Hidrograma General	172
Anexo 4. Permiso de excavación	173
Anexo 5. Aprobación del uso del Lab. de Suelos de la UDA.....	174
Anexo 6. Ensayo de Corte Directo.....	175
Anexo 7. Tablas de Conteo Vehicular	182
Anexo 8. Número de Vehículos matriculados	183
Anexo 9. Cotización viga VTT-60 pretensada.....	184

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PUPUCARI Y
MURO DE GAVIONES, UBICADO EN LA COMUNIDAD DE PUPUCARI
CHICO EN LA VÍA SAN VICENTE – BELLAVISTA, CANTÓN GIRÓN –
PROVINCIA DEL AZUAY.**

RESUMEN

Apegados a los conceptos e integrando la nueva tendencia de diseño y construcción, se pretende colaborar con el GAD de Girón en el anteproyecto de un puente y muro de gaviones.

El anteproyecto describe los estudios, diseños y presupuesto del puente y muro de gaviones en el río Pupucari correspondiente al cantón Girón, con el objetivo de buscar solución a una problemática generada en este sector por no tener continuidad vial entre los sectores aledaños, de tal manera se espera salvar el obstáculo que constituye el río Pupucari con la obra estructural a diseñar.

Palabras Clave: puente, superestructura, hormigón, pretensado, viga doble T, subestructura, gavión.



Roberto Gamón Torres

Director del Trabajo de Titulación

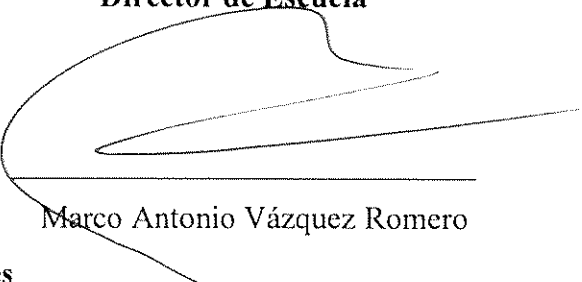


Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Francisco Bolívar Solano Coronel



Marco Antonio Vázquez Romero


Autores

**STRUCTURAL DESIGN OF THE BRIDGE OVER THE *PUPUCARI* RIVER
AND GABION WALL IN *PUPUCARI CHICO* COMMUNITY, *SAN VICENTE*
ROAD - *BELLAVISTA*, *GIRÓN* CANTON - *AZUAY* PROVINCE**


ABSTRACT

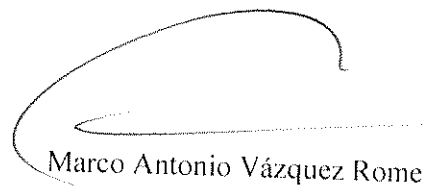
Based on concepts and integrating the new trend of design and construction, our objective is to collaborate with the GAD (Decentralized Autonomous Government) of *Girón* in the preliminary project of a bridge and gabion wall. The draft includes the studies, designs and budget for the bridge and gabion wall in the *Pupucari* river, *Girón* Canton, with the objective to find a solution to a problem generated in this sector because there is not road continuity between the surrounding areas; therefore, it is expected to save the obstacle the *Pupucari* river represents through the design of the mentioned structural work.


Keywords: Bridge, Superstructure, Concrete, Pre-Stressed, I-Beam, Sub-Structure, Gabion.



Roberto Gamón Torres
Thesis Director


Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director


Francisco Bolívar Solano Coronel
Authors


Marco Antonio Vázquez Romero


UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas


Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Francisco Bolívar Solano Coronel

Marco Antonio Vázquez Romero

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamón, Msc. PhD.

Septiembre, 2016

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PUPUCARI Y MURO DE GAVIONES, UBICADO EN LA COMUNIDAD DE PUPUCARI CHICO EN LA VÍA SAN VICENTE – BELLAVISTA, CANTÓN GIRÓN – PROVINCIA DEL AZUAY.

INTRODUCCIÓN

El Gobierno Autónomo Descentralizado del cantón Girón en busca de dar soluciones prácticas a las necesidades de la población ha acogiendo a estudiantes universitarios para involucrarlos en anteproyectos de obra civil. Por ello este trabajo se ha desarrollado en cuatro capítulos: El capítulo 1 abarca los objetivos y la ubicación del anteproyecto. Además busca dar énfasis a la historia de los puentes contemplando la evolución de los materiales, y las tipologías que se van dando en este campo. Luego; el capítulo 2 presenta los estudios de campo y gabinete, ya que de estos se derivaran importantes datos y criterios a considerar, en el diseño de los elementos y estructuras del puente. Como primer estudio de campo a realizar fue el topográfico, de donde se obtiene las curvas de nivel, planimetrías, perfil transversal y longitudinal; segundo, se realiza el estudio hidrológico del cual se define las características de la cuenca; tercero, se desarrolla el estudio hidráulico del cual se obtuvo el nivel máximo de crecida y la profundidad de socavación general; cuarto, con el estudio geotécnico se determina la capacidad admisible del suelo, por último con el estudio de tránsito se adquiere un ancho recomendado por la NEVI. El capítulo 3: Desarrolla una distinción de cargas que actúan sobre las estructuras, de ahí que se procede a realizar el diseño de los elementos estructurales del puente, y muro de gaviones con la formulación propuesta por los

códigos de diseño. Finalmente el capítulo 4 detalla especificaciones técnicas y el presupuesto del anteproyecto.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

El Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Girón, en su afán de mejorar la calidad de vida de sus habitantes, busca otorgar mejores servicios mediante la realización, rectificación y mantenimiento de vías urbanas y rurales. Cabe mencionar que el factor económico juega un papel importante con la mejora de estos servicios, por lo cual el GAD Municipal de Girón, ha visto la necesidad de buscar convenios con Universidades, entre ellas la Universidad del Azuay, para la realización de diferentes tipos de proyectos.

En la construcción de una vía se presentan varios obstáculos que tienen que ser salvados mediante diferentes tipos de estructuras. En nuestro país, por la gran irregularidad topográfica el más común de los obstáculos son las corrientes de agua, que atraviesan el trazado de la vía. Por lo cual se tiene la necesidad de construir puentes, estos deberán tener una abertura tal que las aguas de crecida tengan paso sin afectar el terraplén de aproche o la propia estructura. (Gomez Diaz, 2012)

En la actualidad existen diferentes tipos de puentes, con el avance de la tecnología se tiene nuevos materiales, y un mejor conocimiento del comportamiento de estos para ser usados. En épocas anteriores hasta la fecha de hoy, los puentes en Ecuador han sido contruidos con madera, piedra, acero, hormigón armado y hormigón pretensado, las luces que se pueden salvar con este tipo de puentes van de pequeñas a medianas. (Gomez Diaz, 2012)

1.1 Problemática

El diseño del puente sobre el río Pupucari, surge debido a la falta de comunicación vial del cantón Girón con las comunidades de San Vicente, Bellavista y Pupucari Chico, por ende la municipalidad busca mejorar el tránsito entre estos sectores, además con el diseño de los muros de gaviones, se evitará que el agua en épocas de invierno se desborde en este punto. Conjuntamente estas obras son de gran beneficio para los moradores de la zona, ya que se producirá efectos sobre su economía.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Realizar el diseño a nivel de anteproyecto del puente vehicular así como de los muros de gaviones, que responda y garantice la vida útil del proyecto y su correcto funcionamiento, basados en los estudios: topográficos, hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos, tránsito, estructurales y económico.

1.3.2 Objetivos específicos

- Identificar métodos y criterios de diseño en puentes de hormigón y muros de gaviones.
- Realizar y evaluar los estudios topográficos, geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos, tránsito y estructurales.
- Determinar las características geométricas y dimensionales de las estructuras.
- Determinar un presupuesto general del proyecto.

1.4 Historia del arte

A través del avance de la ciencia las construcciones de puentes han tenido una gran evolución, ya que se tiene un mayor y preciso conocimiento del comportamiento de los materiales, tipologías estructurales y condiciones de apoyo adecuadas.

Los puentes son estructuras que se han construido a lo largo de la historia de la humanidad, en la que la tipología de estas estructuras se da por su forma como son: puentes rectos, en arco, colgantes, entre otros; o por el tipo de material empleado, ya sea de: piedra, madera, hormigón, acero etc.

Es así que a finales del siglo XVIII; se utiliza el Hierro fundido como material de construcción para el puente en arco Coalbrookdale en Inglaterra, dando paso a una nueva época para las estructuras.



Figura 1.1 Puente Coalbrookdale

Fuente: (www.archys.com)

En el siglo XIX con la revolución industrial que remplaza el trabajo artesanal con el trabajo mecánico, se produce un incremento del intercambio comercial por lo cual surge la necesidad de aumentar las vías de comunicación, teniendo en cuenta que estas tienen que ser seguras y rápidas, al mismo tiempo las obras de fábrica deben cubrir luces mayores, por lo que se aumenta la relación capacidad resistente y peso propio con la utilización de hierro dulce y acero. (Harmsen, 2002)

En este siglo también se empieza a utilizar estructuras metálicas y hormigón armado que son materiales moldeables. Con las armaduras se resuelve los problemas de la flexión de un tramo por articulación de una serie de elementos lineales. Por otra parte el hormigón armado tuvo gran acogida para la construcción de edificaciones, como para puentes de luces pequeñas a pesar de originar fisuras, ya que no asimila esfuerzos a tracción.

Es así que con la aparición del hormigón armado en la segunda mitad del siglo XIX, en la que se inició usando en mampostería, y posteriormente como un material

estructural hasta llegar a ser un material para la construcción de puentes, dándose las primeras obras en Francia, puntualmente en la ciudad de Châtellerault, con el puente sobre el río Vienne.

Más adelante, en el siglo XX se empieza a utilizar el hormigón pretensado como material de construcción para puentes, ya que se cuenta con aceros de alto límite elástico logrando así cubrir luces importantes. La primera obra de fábrica construida con este material es el puente de Oelde en Alemania, que cubre una luz de 31 metros y con un tramo simplemente apoyado.



Figura 1.2 Vigas doble T (VTT) pretensadas

Fuente: (Carrasco Castro, 2010)

Dentro de este siglo se continúa construyendo puentes metálicos pero ya con vigas doble T como sección cajón, estos puentes pueden cubrir luces iguales a las construidas con hormigón pretensado con un costo menor. Por otra parte esta estructura es más ligera debido al mejoramiento de las uniones, en las que se utilizan pernos de alto límite elástico, a la mejora de la calidad de los aceros y a la utilización de losas ortótropas para los tableros. Uniendo las ventajas de estos dos materiales, se forman las estructuras mixtas que pueden salvar luces mayores a 200 metros, en este caso el arco actúa como soporte anti funicular de las cargas permanentes, así se le confiere rigidez a la flexión al tablero, un ejemplo de esto es el puente Quebrada Río nuevo en Virginia Occidental con 510 metros de luz.

Por otro lado, los puentes colgantes aparecieron en las primeras épocas de la humanidad, hoy en día están formados por una cadena de hierro parabólica como estructura portante, de la cual cuelgan péndolas que sostienen el tablero. Eran puentes flexibles y con poca rigidez a la torsión del tablero ante cargas excéntricas y efectos de viento. En 1948 J. Roebling utiliza cables entrelazados para rigidizar el tablero y minorar los efectos del viento.

En el siglo XVII, aparecen los puentes atirantados pero tenían serios problemas ya que no tenían un criterio unificado de diseño, por lo cual en 1955 Dichinger proyecta y construye el puente de Stromsund de 182.5 metros de luz con un tablero metálico. En la actualidad existe tres formas de puentes para esta tipología que son: abanico, arpa y mixto. También existen puentes atirantados con tableros de hormigón, por lo cual se necesita un mayor número de cables para sostenerlo debido al peso propio. (Harmsen, 2002)

1.5 Ubicación

El Río Pupucari está ubicado en la comunidad de San Vicente perteneciente al Cantón Girón – Provincia del Azuay, con coordenadas: E 0706874.85083 N 9651223.34878 y altitud 2071 msnm aproximadamente; en la actualidad se cuenta con un puente peatonal provisional, y carecen de un puente vehicular para el transporte seguro sobre dicho río. Por lo cual el GAD Municipal de Girón, vio la necesidad de realizar esta obra de infraestructura.

Para llegar hasta el punto de ubicación del puente, desde la ciudad de Cuenca se toma la vía Cuenca – Girón – Pasaje, recorriendo 44 km hasta el centro cantonal de Girón con un tiempo aproximado de 30 minutos de viaje. El puente sobre el río Pupucari está ubicado a 1,2 km del centro cantonal.

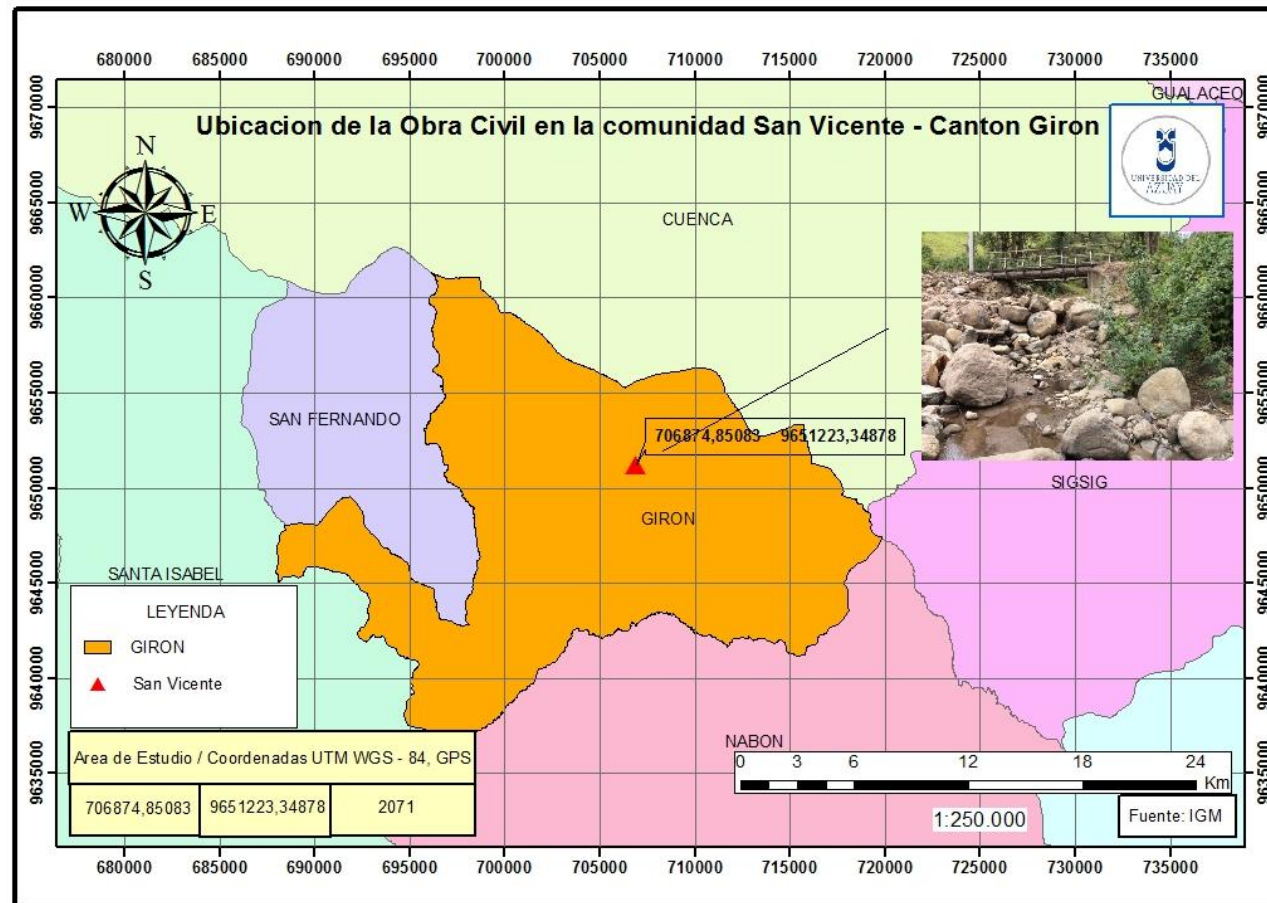


Figura 1.3 Ubicación de la obra civil sobre el río Pupucari en la vía San Vicente – Bellavista

1.5.1 Límites

El cantón Girón limita al norte con el cantón Cuenca, al sur y al este con el cantón Nabón y al oeste con los cantones San Fernando y Santa Isabel. La superficie es de 337 km² que representa el 14.4% del área total de la provincia del Azuay. (Barros, 2010)

El cantón Girón se encuentra al Sur-Este de la provincia del Azuay, pertenece a la hoya de Girón o Jubones y su altitud es de 2162 m.s.n.m. Cuenta con varios atractivos turísticos como son La cascada “El Chorro”, El Cerro Mazta, Laguna de Zhogra, entre otros. Por lo cual es de vital importancia, contar con vías y obras de fábrica transitables para incentivar el progreso de los habitantes de éste cantón.



Figura 1.4 Parque central del cantón Girón

1.6 Marco teórico

El diseño de un puente implica determinar estudios previos, tales como estudios de topografía, de suelos, hidrológicos, hidráulicos, de tránsito, estructurales y económicos; cada uno con un fin específico.

1.6.1 Estudio topográfico

A partir del levantamiento topográfico de la zona de estudio, se obtuvo la planimetría, curvas de nivel, pendientes, perfil longitudinal y transversal.



Figura 1.5 Zona del levantamiento topográfico

La información que se obtendrá en este estudio será:

- Definición del eje del puente.
- Definición de las vías de acceso al puente.
- Detalle de las orillas.
- Curvas de nivel cada 1m.

1.6.2 Estudio hidrológico e hidráulico

El aspecto hidráulico es fundamental para hacer un puente seguro y económico, no se puede dejar de lado las acciones del agua para el diseño de la estructura, ya que a partir de esto se tiene la concepción del puente, la vía, las dimensiones del vano y el emplazamiento del puente.

Es necesario prestar mucha atención al lugar más conveniente para el emplazamiento del puente, ya que debe ser un lugar que presente estabilidad fluvial. Además resulta importante ver si el río es de orillas poco resistentes, ya que para estas partes inestables obliga a colocar obras de encauzamiento.

El cálculo hidráulico, permite establecer si el caudal del proyecto pasa lo suficientemente bajo la superestructura del puente sin generar problemas a la misma, también nos permite determinar la sobreelevación de nivel provocada por el puente.

Para el estudio hidráulico es necesario conocer las secciones del río aguas arriba del eje del puente, mediante el levantamiento topográfico y batimétrico hacen posible que el cálculo hidráulico sea fácil y seguro. (Vide, 2003)

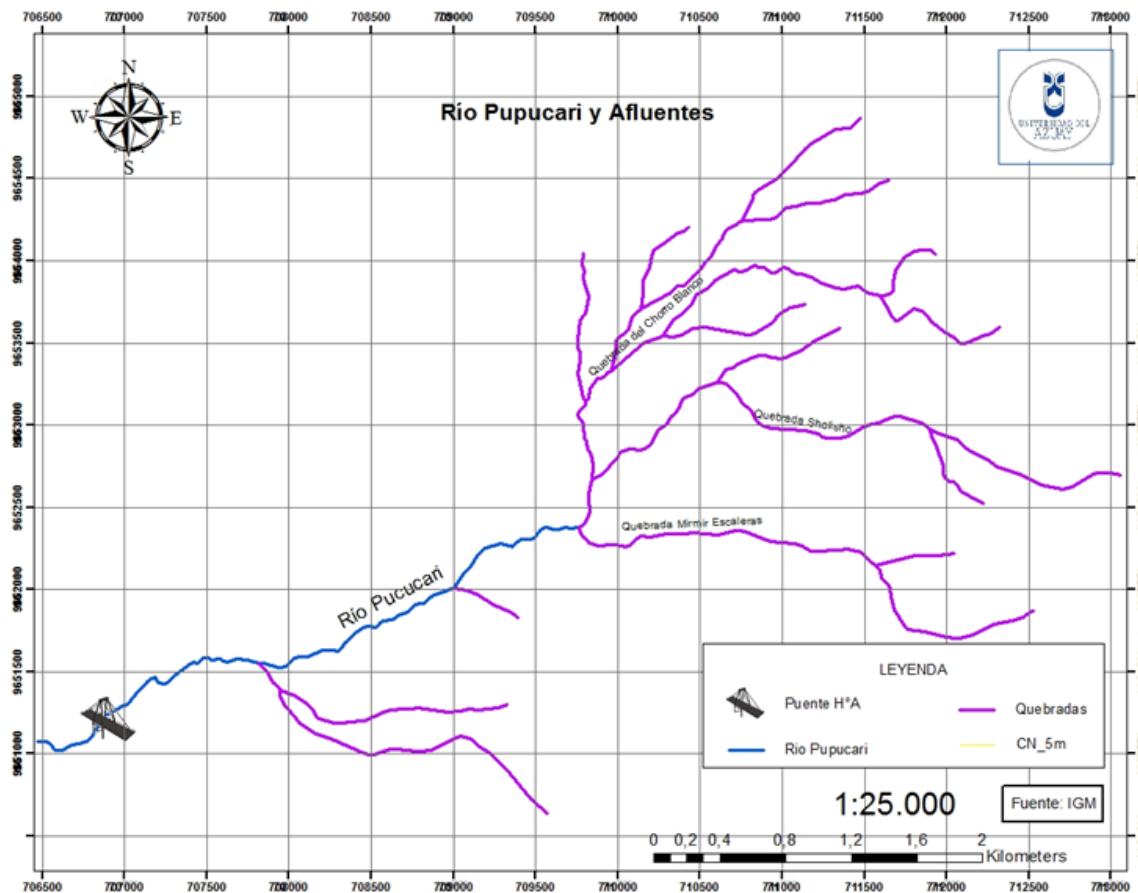


Figura 1.6 Afluentes del río Pupucari

1.6.3 Estudio geotécnico

Las propiedades del suelo tales como los parámetros físicos – mecánicos, su resistencia, su deformidad, así como la elección del tipo de cimentación y dimensionamiento forman parte de este estudio.

1.6.4 Estudio de tránsito

El estudio de tránsito se realiza con el propósito, de identificar el número de vehículos por unidad de tiempo que puedan circular por el puente. No obstante, se realizará estimaciones del tránsito para establecer el posible futuro del volumen vehicular, para esto existen varios métodos que van desde una simple extrapolación de las tendencias observadas, hasta un proceso computarizado sofisticado que incluya una amplia recolección de datos y modelación matemática. Además se debe tomar en cuenta otros factores que influyen en la demanda de viajes como son: características de las vías, características socioeconómicas de las personas que viven en la zona, y las características de uso del suelo. (Garber & A Hoel, 2002)

1.6.5 Estructuras de hormigón armado

El hormigón como material de un elemento estructural tiene una alta resistencia a la compresión, y a lo que a su resistencia a la tracción se refiere es muy reducida, por lo que se ve una limitación en la capacidad portante del elemento. Para solventar esta limitante en la segunda mitad del siglo XIX, se hizo posible utilizar acero de refuerzo en el hormigón.

Se conoce que el origen del hormigón armado nace en 1845 a través de Joseph Louis Labot, con el uso de los materiales combinados de hormigón y acero en la jardinería. A partir de esto apareció una serie de promotores que colaboraron a la evolución del hormigón armado, tales como William Boutland Wilkinson en 1854 con su sistema de losas casetonadas.

De igual manera en 1879 aparece Francois Hennebique, que aprovechó la resistencia al fuego y el tiempo de vida sin mantenimiento, que presenta el hormigón armado como material de elemento estructural, para impulsar en gran medida este modelo en la construcción; así nacía el interés de investigadores como Wilhem Ritter quien

generó ideas sobre el Reticulado de Ritter-Morsch. Consecuentemente en diferentes lados del mundo se generaba nuevos aportes a la evolución del hormigón armado, como Wayss y Freytag, con ellos el hormigón paso a ser un material calculable ; mientras que Emmil Morsch, planteo el Método Elástico o el método Clásico, del mismo modo Thaddeus Hyatt colaboró con el primer estudio del hormigón armado. Con el pasar de los años surgieron más trabajos que profundizaron cada vez más el estudio del hormigón armado. (McCormac, 2005)

Ventajas:

- Resistencia considerable a la compresión.
- Gran resistencia al fuego y al agua.
- Las estructuras con este material son muy rígidas.
- Requiere poco mantenimiento.
- Tienen larga vida de servicio (La resistencia del concreto no disminuye con el tiempo sino que en realidad aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento).
- Material relativamente económico.
- Se puede adaptar a diferentes formas en su estado inicial.

Desventajas:

- Requiere refuerzo de acero para la tensión.
- Es necesario el uso de encofrados, obras falsas o apuntalamientos hasta que los elementos estructurales alcancen suficiente resistencia para soportar su propio peso.
- La baja resistencia por unidad de peso de hormigón, hace que resulten elementos pesados. (El peso muerto del hormigón tiene un fuerte impacto en los momentos flexionantes).
- La baja resistencia por unidad de volumen de hormigón implica tener elementos grandes.

- La aplicación de una carga de compresión que actúa por largo tiempo, produce la fluencia plástica, el hormigón continúa deformándose. (McCormac, 2005)

1.6.6 Estructuras de hormigón pretensado

Son estructuras sometidas a una técnica de pre cargar el concreto de forma que se reduzcan los esfuerzos de tensión, esto se genera cuando el tensado del acero para la pre compresión se efectúa antes del vaciado del hormigón. (Harmsen, 2002)

Por otra parte, el hormigón pretensado presenta algunas ventajas sobre el hormigón armado, ya que es producido en fábrica por lo tanto tiene un mayor control de calidad. Además, cubren mayores luces con peraltes más pequeños, por ende se tiene elementos más livianos que los contruidos con hormigón armado. (Carrasco Castro, 2010)

1.6.7 Muro de gaviones

Los muros de gaviones son estructuras de contención a gravedad, con recubrimientos semipermeables utilizados como elementos de encauzamiento de flujo de agua. (Vide, 2003)

Éstos son contruidos a lo largo de los márgenes del río, con el objetivo de reducir la velocidad de la corriente, además de evitar el contacto directo del agua con el material de las orillas por lo que reduce la erosión de los bordes y pie de los estribos, permitiendo así formar el ancho y altura de remanso apropiada, para evitar desbordamientos del agua.

El comportamiento de los cauces naturales de los ríos, está sujeto a cambios constantes debido a las crecidas de flujo o a la intervención humana, por ende se busca una solución a estos problemas, mediante la construcción de estructuras de contención de este tipo.

Con respecto a su cota de cimentación, se recomienda que debe estar por debajo o igual a la profundidad de socavación. En estos muros las estructuras son flexibles, que se diseñan para soportar los esfuerzos de relleno y altura de agua, que produce el

empuje debido a la sumatoria de la presión hidrostática y a la presión dinámica por el movimiento de las partículas del agua. (Vide, 2003)

La presencia de estos muros en el lecho del río, pretende proteger los valles de inundaciones mediante el control de las crecientes. El material que se utilizará para la construcción de las cajas será malla de triple torsión en alambre de acero y relleno de piedra. Estos tendrán diferentes medidas en cuanto a sus dimensiones, según las condiciones de diseño, la altura de estos muros dependerá del gasto máximo. (Harmsen, 2002)

CAPÍTULO 2

ESTUDIOS DE CAMPO

2.1 Estudio topográfico

En el presente estudio, ya se encuentra definido el proyecto vial, por lo cual se ha realizado el levantamiento topográfico, de aproximadamente 200 metros aguas arriba de la posible zona de emplazamiento del puente y 200 metros aguas abajo. Para esto se utilizó una estación total con una precisión de dos segundos. Obteniéndose la planimetría, las secciones longitudinales y transversales a una escala a escala 1:100. Además, se definió las vías de acceso al puente, y se obtuvo curvas de nivel a 1 metro.

Conjuntamente se determinó, que existen tres postes de alumbrado eléctrico como puntos de referencia. Las curvas de nivel se encuentran a una equidistancia de un metro. A su vez, los perfiles transversales se obtuvieron siguiendo las recomendaciones de la NEVI₂₀₁₂, para esto se tomó perfiles cada 20 metros, hasta cubrir 100 metros a ambos lados del puente.

Al no existir afluentes en las cercanías de la zona de emplazamiento, no se requiere determinar las alineaciones que siguen los ejes de los respectivos cauces ni el ángulo de cruzamiento.

Mediante estos estudios se realizó los planos correspondientes, donde se proporciona la ubicación y dimensiones precisas de las estructuras, además de aportar información de base para los estudios de hidrología, hidráulica y geotecnia.

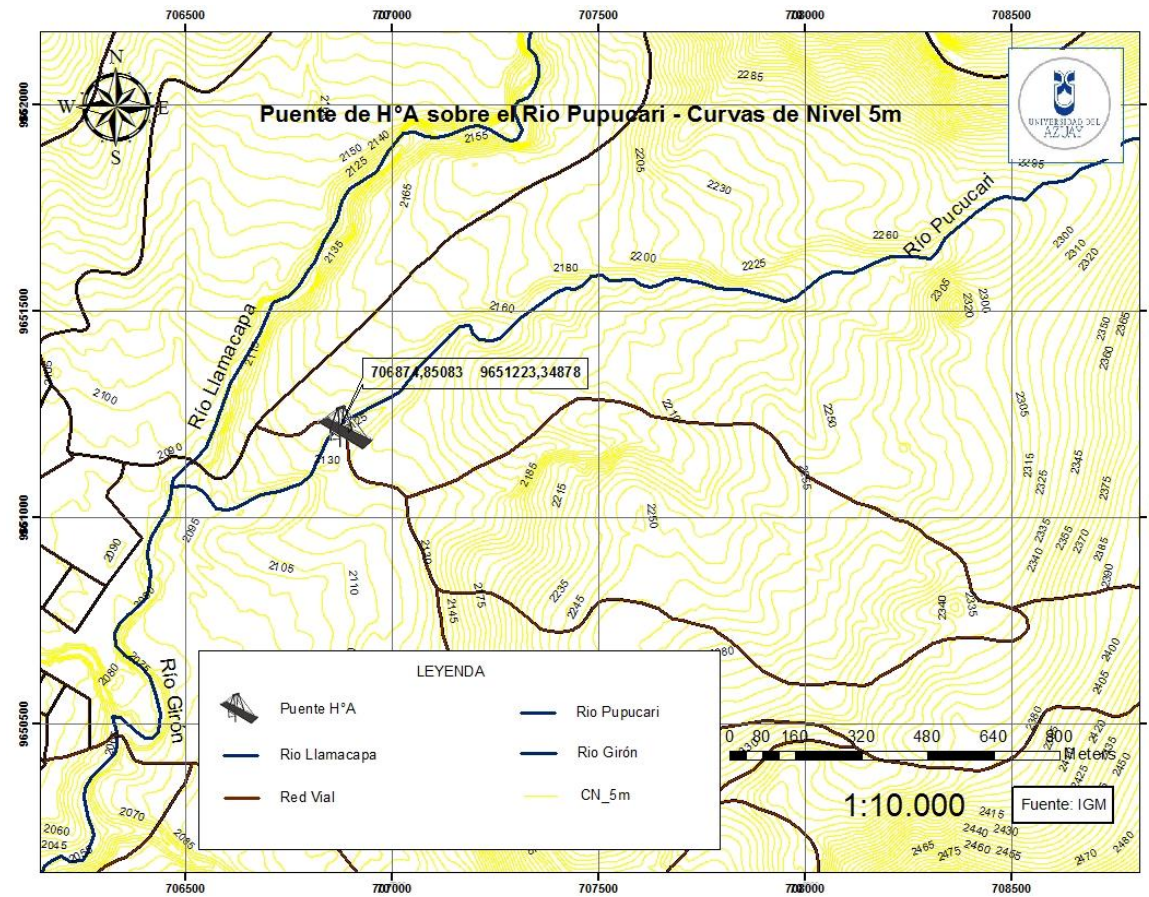


Figura 2.1 Planimetría del área de estudio

2.2 Estudio hidrológico

Es necesario delimitar la cuenca para obtener las características morfológicas, tales como las propiedades de las superficies y propiedades de la red hídrica. La intención de este estudio, es definir el área de influencia del proyecto, además de localizar las corrientes tributarias y el curso de agua, complementariamente se delimitaron las corrientes naturales del río Pupucari y su topografía correspondiente.

2.2.1 Cuenca hidrográfica

El trazado de la cuenca que se obtuvo presenta características de una cuenca hidrográfica del tipo exorreica. Además muestra la siguiente geometría:

Área de la cuenca $S=1554.51$ Ha

Perímetro de la Cuenca $P=20.88$ km

Longitud del Río=3.95 km

Pendiente Media de la Cuenca = 34.75%

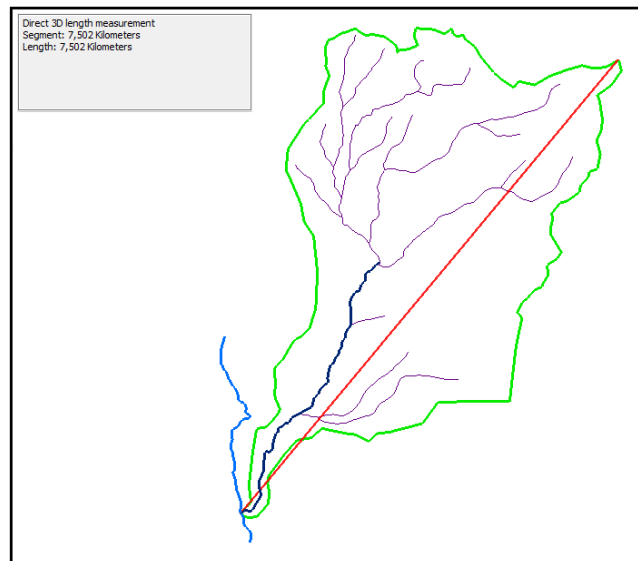


Figura 2.2 Características de la cuenca del río Pupucari

2.2.2 Uso de suelo

Con la cartografía adquirida a través del SENAGUA DHS, se trabajó en el ArcMap y se obtuvieron los diferentes usos de suelo, correspondientes a la cuenca del río Pupucari calculando así las áreas respectivas.

Tabla 2.1 Cobertura de uso de suelo correspondiente a la cuenca del río Pupucari.

Distribución de uso de suelo – cuenca del río Pupucari			
Uso	Descripción	Área km ²	%
Bi-Pr	70% Bosque natural con 30% paramo	0,11	0,71
Bi/Pc	70% Bosque natural con 30% pasto cultivado	0,6	3,86
Bi/Pn	70% Bosque natural con 30% pasto natural	0,36	2,32
Bi/Pn	70% Bosque natural con 30% pasto natural	0,77	4,95
Bi/Pn	70% Bosque natural con 30% pasto natural	0,17	1,09
Bi/Va	70% Bosque intervenido con 30% vegetación arbustiva	0,37	2,38
Cc	100% Cultivos ciclo corto	0,11	0,71
Cc	100% Cultivos ciclo corto	0,01	0,06
Cc	100% Cultivos ciclo corto	2,28	14,67
Cc-Pc	50% Cultivos ciclo corto con 50% pastos cultivados	7,68	49,42
Cc/Pc	70% Cultivos ciclo corto con 30% pasto natural	1,01	6,50
Pc	100% Pasto cultivado	0,08	0,51
Pc/Va	70% Pasto cultivado con 30% vegetación arbustiva	0,02	0,13
Pn	100% Pasto natural	0,3	1,93
Pr	100% Paramo	0,01	0,06
U	100% Zona urbana	0,01	0,06
Va	100% Vegetación arbustiva	0,43	2,77
Va/Cc	70% Vegetación arbustiva con 30% arboricultura tropical	0,11	0,71
Va/Pc	70% Vegetación arbustiva con 30% pasto cultivado	1,11	7,14
Total		15,54	100,00

Fuente: (SENAGUA DHS, 2016)

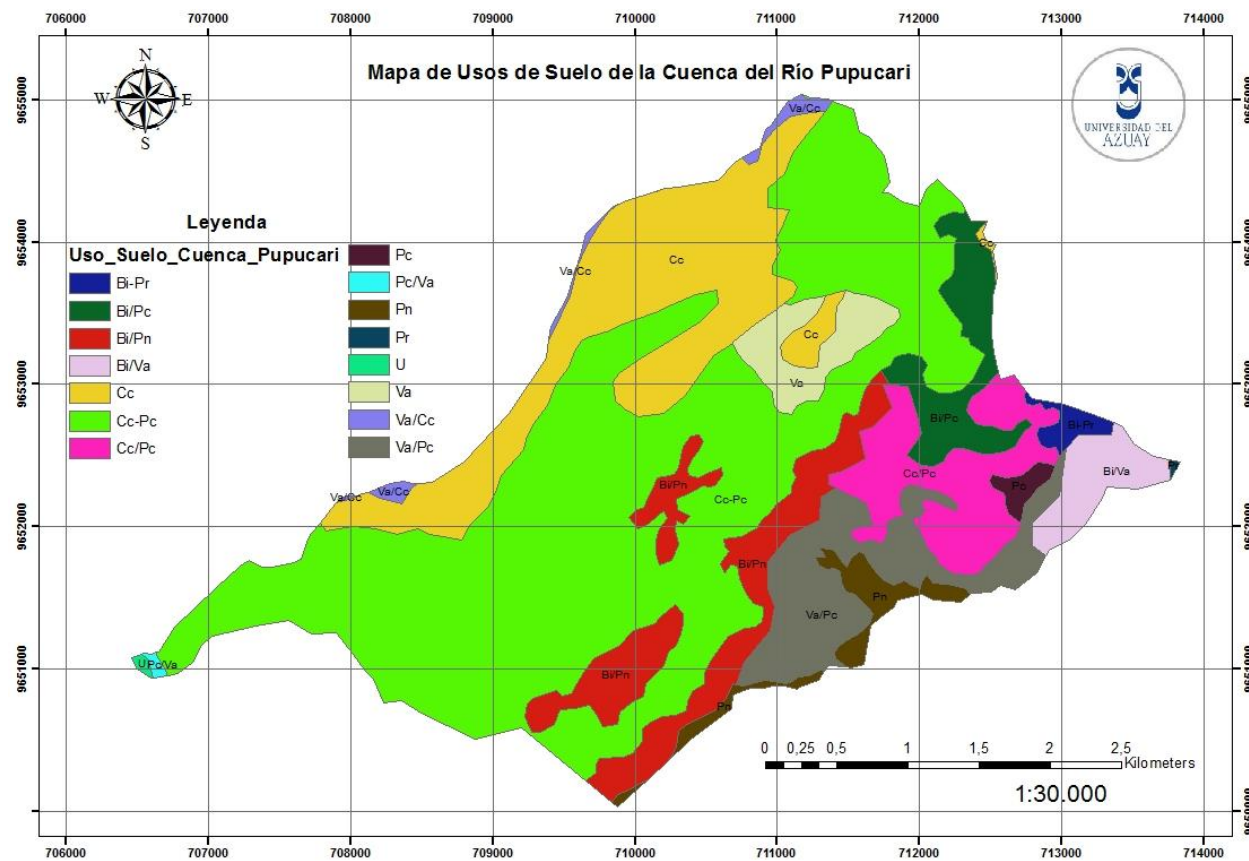


Figura 2.3 Mapa de usos de suelo de la cuenca del río Pupucari.

2.2.3 Estudio de escorrentía

2.2.3.1 Coeficiente de escorrentía

Tabla 2.2 Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.							
Período de retorno (años)							
Característica de la superficie	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1
Concreto /techo	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de Pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas No desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58
Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con Autorización.							
Tabla C-1. Tabla de valores de coeficientes de escurrimiento C							

Fuente: (Chow, 1988)

Tabla 2.3 Uso y cobertura de suelo vs pendientes

Mapa de Uso y Cobertura de Suelo vs Pendientes (ArcGIS)															
Concreto / Techo				Cultivos				Pastizales				Bosques			
OID	Rango	Count_Rangc	Sum_A_km2	OID	Rango	Count_Rangc	Sum_A_km2	OID	Rango	Count_Rangc	Sum_A_km2	OID	Rango	Count_Rangc	Sum_A_km2
0	0-2	0	0.00	0	0-2	641	0.05	0	0-2	51	0.0013	0	0-2	218	0.0035
0	2-7	0	0.01	0	2-7	1210	0.51	0	2-7	173	0.01	0	2-7	722	0.04
0	>7	0	0.00	0	>7	57	10.59	0	>7	2	0.29	0	>7	14	3.93
			0.01				11.14				0.31				4.0
Uso	Descripción	Área (km²)	Características generales de la superficie	Pendiente			Pendiente			Pendiente					
				0-2 %	2-7 %	> 7%	0-2 %	2-7 %	> 7%	0-2 %	2-7 %	> 7%			
Áreas desarrolladas				Área (Km²)			Coeficiente de Escorrentía			Coef.Esc. · Área					
U	100% Zona Urbana	0.01	Concreto / Techo	0.01			0.97			0.0097					
		0.01		A			C			A·C					
Áreas no desarrolladas				A			C			A·C					
Cc	100% Cultivos Ciclo Corto	0.11	Cultivos	0.05	0.51	10.59	0.47	0.51	0.54	0.02	0.26	5.72			
Cc	100% Cultivos Ciclo Corto	0.01													
Cc	100% Cultivos Ciclo Corto	2.28													
Cc-Pc	50% Cultivos Ciclo Corto Con 50% Pastos Cultivados	7.68													
Cc/Pc	70% Cultivos Ciclo Corto Con 30% Pasto Natural	1.01													
Pc	100% Pasto Cultivado	0.08													
Pc/Va	70% Pasto Cultivado Con 30% Vegetación Arbustiva	0.02													
		11.19													
Pn	100% Pasto Natural	0.3	Pastizales	0.0013	0.01	0.29	0.4100	0.49	0.53	0.4100	0.4900	0.5300			
Pr	100% Paramo	0.01													
		0.31													
Bi-Pr	70% Bosque Natural Con 30% Paramo	0.11	Bosques	0.0035	0.04	3.93	0.3900	0.47	0.52	0.0014	0.0209	2.0420			
Bi/Pc	70% Bosque Natural Con 30% Pasto Cultivado	0.6													
Bi/Pn	70% Bosque Natural Con 30% Pasto Natural	0.36													
Bi/Pn	70% Bosque Natural Con 30% Pasto Natural	0.77													
Bi/Pn	70% Bosque Natural Con 30% Pasto Natural	0.17													
Bi/Va	70% Bosque Intervenido Con 30% Vegetación Arbustiva	0.37													
Va	100% Vegetación Arbustiva	0.43													
Va/Cc	70% Vegetación Arbustiva Con 30% Arboricultura Tropical	0.11													
Va/Pc	70% Vegetación Arbustiva Con 30% Pasto Cultivado	1.11													
		4.03													
		15.54		15.44			9.50			9.50					

Con la media ponderada se obtiene:

$$C = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2 + C_3 \cdot A_3 + \dots + C_n \cdot A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n}$$

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.1)$$

$$C = 0.62$$

C= Coeficiente de escorrentía

A = Área

2.2.3.2. Número de curva

El uso de tierra de la cuenca de estudio por sus características pertenece al grupo hidrológico B.

Tabla 2.4 Área y número de curva correspondiente al uso de suelo

Uso de la Tierra	Área	Grupo Hidrológico	Producto
Descripción	km ²	CN (Grupo B)	CN·Área
Zonas Erosinadas	0.01	85	0.85
Cultivos	11.09	71	787.39
Pasto Cultivado	0.1	79	7.9
Pasto Natural	0.31	69	21.39
Vegetacion Arbustiva	4.03	66	265.98
	15.54		1083.51

$$CN = \frac{CN_1 \cdot A_1 + CN_2 \cdot A_2 + CN_3 \cdot A_3 + \dots + CN_n \cdot A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n}$$

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^n CN_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.2)$$

$$CN = 69.72$$

Donde:

CN = Número de curva

A = Área

2.2.3.3. Infiltración potencial máxima

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2.3)$$

$$S = 110.29 \text{ mm}$$

2.2.3.4. Infiltración máxima normal (pérdidas iniciales)

$$I_a = 0,2 \cdot S \quad (2.4)$$

$$I_a = 22.06 \text{ mm}$$

2.2.3.5. Caudal de diseño (caudal máximo de crecida)

$$Q_D = \frac{C_e \cdot i \cdot A_C}{3600} \quad (2.5)$$

C_e	0.62	
<i>Intensidad</i>	4.32	mm / h
A_C	1554.51	km ²

$$Q_D = 1.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2.4 Datos hidrometereológicos

2.2.4.1 Información hidrometeorológica.

A partir de los registros pluviométricos del INAMHI adquiridos de la base de datos del SENAGUA, se trabajó con datos de las tres estaciones pluviométricas más próximas a nuestra cuenca de estudio, el registro de cada estación corresponde a las precipitaciones máximas en 24 horas entre los años de 1964 y 2011, con algunas intermitencias debido a caídas de las diferentes estaciones o por otros factores ajenos.



Figura 2.4 Estación pluviográfica, meteorológica y limnigráfica.

2.2.4.2 Precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm).

Las precipitaciones máximas analizadas corresponde a las estaciones pluviográficas de: Girón, Nabón y San Fernando (ver Anexo 2).

2.2.4.3 Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel.

Variables probabilísticas:

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (2.6)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (2.7)$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot s \quad (2.8)$$

$$u = \bar{x} - 0,5772 \cdot \alpha \quad (2.9)$$

Tabla 2.5 Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel (Girón)

N	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			xi	(xi-x) ²
1	1964	Abril	28.1	163.69
2	1965	Enero	28.1	163.69
3	1966	Marzo	83.5	1815.26
4	1967	Abril	36.4	20.20
5	1968	Abril	45.4	20.30
6	1969	Junio	48.8	62.50
7	1970	Enero	64.2	543.16
8	1971	Abril	34.4	42.17
9	1972	Abril	41.8	0.82
10	1973	Febrero	40.7	0.04
11	1974	Abril	28.4	155.62
12	1975	Enero	33.4	56.16
13	1976	Enero	40.2	0.48
14	1977	Septiembre	28	166.26
15	1978	Marzo	50.6	94.20
16	1979	Febrero	41.3	0.16
17	1980	Abril	42.9	4.02
18	1981	Abril	28.7	148.70
19	1982	Noviembre	34.6	39.62
20	1983	Mayo	42.8	3.63
21	1984	Marzo	28.9	143.86
22	1985	Abril	24.5	268.77
23	1986	Abril	25.3	243.18
24	1987	Marzo	45.2	18.54

25	1988	Abril	31	97.89
26	1989	Enero	22.2	349.47
27	1990	Octubre	39.4	2.23
28	1991	Abril	30.7	103.92
29	1992	Marzo	50.7	96.15
30	1993	Abril	51.2	106.21
31	1994	Diciembre	41.3	0.16
32	1995	Enero	61.6	428.73
33	1996	Marzo	28.1	163.69
34	1997	Noviembre	40.4	0.24
35	1998	Abril	36.4	20.20
36	1999	Febrero	40.9	0.00
37	2000	Marzo	39.5	1.94
38	2001	Noviembre	30.6	105.97
39	2002	Abril	31.1	95.93
40	2003	Diciembre	50.7	96.15
41	2004	Abril	88.6	2275.85
42	2005	Marzo	33.1	60.75
43	2006	Febrero	61.4	420.49
44	2007	Marzo	39.7	1.43
45	2008	Marzo	50.8	98.13
46	2009	Marzo	21.8	364.59
47	2010	Marzo	48.8	62.50
48	2011	Abril	46.7	33.71
48		Suma	1962.92	9161.38

Cálculo de variables probabilísticas:

$$\bar{x} = 40.89 \text{ mm}$$

$$S = 13.96 \text{ mm}$$

$$\alpha = 10.89 \text{ mm}$$

$$u = 34.61 \text{ mm}$$

Variables probabilísticas:

$$YT = -\ln\left(\ln\frac{Tr}{Tr-1}\right) \quad (2.10)$$

$$XT' = u + (\alpha \cdot YT) \quad (2.11)$$

$$XT' = u + (\alpha \cdot YT) \quad (2.12)$$

$$XT = (F(x)) \cdot 1,13 \quad (2.13)$$

Tabla 2.6 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias (Girón)

Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de Ocurrencia	Corrección Intervalo Fijo
Años	YT	XT' (mm)	F(XT)	XT (mm)
2	0.3665	38.6007	0.5000	43.6188
5	1.4999	50.9388	0.8000	57.5609
10	2.2504	59.1078	0.9000	66.7918
25	3.1985	69.4293	0.9600	78.4551
50	3.9019	77.0863	0.9800	87.1076
100	4.6001	84.6869	0.9900	95.6962
500	6.2136	102.2505	0.9980	115.5431

Tabla 2.7 Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel (Nabón)

N	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			xi	(xi-x) ²
1	1964	Marzo	21.6	370.65
2	1965	Abril	27.5	179.40
3	1966	Abril	20.7	407.80
4	1967	Noviembre	21.4	380.02
5	1968	Diciembre	25.6	233.91
6	1969	Enero	18.8	488.15
7	1970	Febrero	25.7	230.86
8	1971	Octubre	50	82.92
9	1972	Febrero	44.0	9.65
10	1973	Febrero	40.4	0.24
11	1974	Marzo	21.6	370.65
12	1975	Marzo	40.8	0.01
13	1976	Diciembre	18.6	497.03
14	1977	Marzo	25.3	243.18
15	1978	Abril	19.4	462.00
16	1979	Marzo	24.6	265.50
17	1980	Diciembre	30.6	105.97
18	1981	Marzo	20.1	432.40
19	1982	Abril	31.8	82.70
20	1983	Marzo	19.8	444.96
21	1984	Abril	80.0	1529.27
22	1985	Noviembre	25.3	243.18
23	1986	Enero	22.2	349.47
24	1987	Noviembre	20.8	403.78
25	1988	Mayo	19.6	453.44
26	1989	Marzo	89	2314.17

27	1990	Abril	16.2	609.80
28	1991	Mayo	13.3	759.03
29	1992	Octubre	18.7	492.58
30	1993	Noviembre	25.9	224.82
31	1994	Marzo	33.2	59.20
32	1995	Marzo	23.4	306.05
33	1996	Octubre	23.2	313.08
34	1997	Enero	26.4	210.08
35	1998	Marzo	38.8	4.39
36	1999	Marzo	21.9	360.78
37	2000	Marzo	21.6	370.65
38	2001	Junio	24	285.41
39	2002	Octubre	39.2	2.87
40	2003	Abril	34.4	42.17
41	2004	Noviembre	24.3	275.37
42	2005	Septiembre	30	118.68
43	2006	Abril	34.2	44.81
44	2007	Febrero	40.7	0.04
45	2008	Noviembre	45.9	25.06
46	2009	Mayo	25.7	230.86
47	2010	Abril	23.8	292.21
48	2011	Marzo	60.8	396.24
48		Suma	1450.97	16005.51

Tabla 2.8 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias (Nabón)

Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de Ocurrencia	Correccion Intervalo Fijo
--------------------	----------------------	-----------------	------------------------	---------------------------------

Años	YT	XT' (mm)	F(XT)	XT (mm)
2	0.3665	28.6871	0.5353	32.4164
5	1.4999	49.6032	0.8641	56.0516
10	2.2504	63.4514	0.9457	71.7001
25	3.1985	80.9487	0.9836	91.4720
50	3.9019	93.9292	0.9933	106.1399
100	4.6001	106.8138	0.9973	120.6996
500	6.2136	136.5882	0.9997	154.3447

Tabla 2.9 Distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel (San Fernando)

N	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			xi	(xi-x) ²
1	1964	Marzo	40.7	0.04
2	1965	Agosto	20	436.57
3	1966	Marzo	32.1	77.34
4	1967	Febrero	17.6	542.62
5	1968	Marzo	30.5	108.04
6	1969	Marzo	53	146.55
7	1970	Mayo	26	221.84
8	1971	Marzo	36.5	19.31
9	1972	Marzo	23.5	302.56
10	1973	Agosto	13.5	750.44
11	1974	Enero	0.0	1672.33
12	1975	Febrero	30	118.68
13	1976	Marzo	31	97.89
14	1977	Abril	27	193.05
15	1978	Mayo	30	118.68
16	1979	Febrero	29.5	129.83
17	1980	Febrero	21.3	383.93

18	1981	Abril	30	118.68
19	1982	Diciembre	35	34.74
20	1983	Abril	49	65.70
21	1984	Febrero	37	15.16
22	1985	Noviembre	26	221.84
23	1986	Septiembre	31.6	86.38
24	1987	Octubre	24	285.41
25	1988	Abril	35.5	29.10
26	1989	Enero	34	47.53
27	1990	Abril	16	619.72
28	1991	Marzo	10.8	905.66
29	1992	Junio	14.3	707.25
30	1993	Febrero	20	436.57
31	1994	Diciembre	32.4	72.15
32	1995	Febrero	32.4	72.15
33	1996	Enero	53.1	148.98
34	1997	Marzo	31.7	84.53
35	1998	Diciembre	22.8	327.40
36	1999	Diciembre	24.8	259.02
37	2000	Marzo	35.5	29.10
38	2001	Marzo	18.2	515.02
39	2002	Febrero	15	670.51
40	2003	Noviembre	21.2	387.86
41	2004	Mayo	10.7	911.69
42	2005	Diciembre	4.4	1331.82
43	2006	Noviembre	21.2	387.86
44	2007	Enero	44.2	10.93
44		Suma	1193	14102.4535

Tabla 2.10 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias (San Fernando)

Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de Ocurrencia	Correccion Intervalo Fijo
Años	YT	XT' (mm)	F(XT)	XT (mm)
2	0.3665	24.1387	0.5000	27.2767
5	1.4999	40.1428	0.8000	45.3614
10	2.2504	50.7390	0.9000	57.3351
25	3.1985	64.1272	0.9600	72.4638
50	3.9019	74.0594	0.9800	83.6871
100	4.6001	83.9182	0.9900	94.8276
500	6.2136	106.7005	0.9980	120.5715

2.2.4.4 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

Tabla 2.11 Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración de 24 horas

Duraciones, en Horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.3	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.8	0.91	1

Fuente: (D. F. Campos A., 1978)

Tabla 2.12 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias
(Girón)

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	x_{24}	43.6188	57.5609	66.7918	78.4551	87.1076	95.6962	115.5431
18 hr	$x_{18} = 91\%$	39.6931	52.3804	60.7805	71.3941	79.2679	87.0835	105.1442
12 hr	$x_{12} = 80\%$	34.8950	46.0487	53.4334	62.7641	69.6861	76.5569	92.4345
8 hr	$x_8 = 68\%$	29.6608	39.1414	45.4184	53.3495	59.2331	65.0734	78.5693
6 hr	$x_6 = 61\%$	26.6074	35.1121	40.7430	47.8576	53.1356	58.3747	70.4813
5 hr	$x_5 = 57\%$	24.8627	32.8097	38.0713	44.7194	49.6513	54.5468	65.8596
4 hr	$x_4 = 52\%$	22.6818	29.9317	34.7317	40.7966	45.2959	49.7620	60.0824
3 hr	$x_3 = 46\%$	20.0646	26.4780	30.7242	36.0893	40.0695	44.0202	53.1498
2 hr	$x_2 = 39\%$	17.0113	22.4488	26.0488	30.5975	33.9720	37.3215	45.0618
1 hr	$x_1 = 30\%$	13.0856	17.2683	20.0375	23.5365	26.1323	28.7088	34.6629

Tabla 2.13 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias
(Nabón)

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	x_{24}	32.4164	56.0516	71.7001	91.4720	106.1399	120.6996	154.3447
18 hr	$x_{18} = 91\%$	29.4990	51.0069	65.2471	83.2395	96.5874	109.8366	140.4537
12 hr	$x_{12} = 80\%$	25.9332	44.8412	57.3601	73.1776	84.9120	96.5597	123.4758
8 hr	$x_8 = 68\%$	22.0432	38.1151	48.7560	62.2010	72.1752	82.0757	104.9544
6 hr	$x_6 = 61\%$	19.7740	34.1915	43.7370	55.7979	64.7454	73.6267	94.1503
5 hr	$x_5 = 57\%$	18.4774	31.9494	40.8690	52.1390	60.4998	68.7988	87.9765

4 hr	$x_4 = 52\%$	16.8565	29.1468	37.2840	47.5654	55.1928	62.7638	80.2592
3 hr	$x_3 = 46\%$	14.9116	25.7837	32.9820	42.0771	48.8244	55.5218	70.9986
2 hr	$x_2 = 39\%$	12.6424	21.8601	27.9630	35.6741	41.3946	47.0728	60.1944
1 hr	$x_1 = 30\%$	9.7249	16.8155	21.5100	27.4416	31.8420	36.2099	46.3034

Tabla 2.14 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias
(San Fernando)

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	x_{24}	27.2767	45.3614	57.3351	72.4638	83.6871	94.8276	120.5715
18 hr	$x_{18} = 91\%$	24.8218	41.2789	52.1749	65.9420	76.1553	86.2931	109.7201
12 hr	$x_{12} = 80\%$	21.8214	36.2891	45.8680	57.9710	66.9497	75.8621	96.4572
8 hr	$x_8 = 68\%$	18.5482	30.8458	38.9878	49.2754	56.9072	64.4828	81.9886
6 hr	$x_6 = 61\%$	16.6388	27.6705	34.9744	44.2029	51.0491	57.8448	73.5486
5 hr	$x_5 = 57\%$	15.5477	25.8560	32.6810	41.3043	47.7017	54.0517	68.7258
4 hr	$x_4 = 52\%$	14.1839	23.5879	29.8142	37.6812	43.5173	49.3103	62.6972
3 hr	$x_3 = 46\%$	12.5473	20.8663	26.3741	33.3333	38.4961	43.6207	55.4629
2 hr	$x_2 = 39\%$	10.6379	17.6910	22.3607	28.2609	32.6380	36.9828	47.0229
1 hr	$x_1 = 30\%$	8.1830	13.6084	17.2005	21.7391	25.1061	28.4483	36.1715

2.2.4.5 Intensidad máxima en 24 horas

Finalizada la distribución de probabilidades pluviométricas mediante Gumbel, se obtuvieron las precipitaciones máximas en 24 horas, para un periodo de retorno determinado respectivamente para cada estación pluviométrica.

Tabla 2.15 Precipitaciones para un periodo de retorno determinado

Periodo Retorno	Prob. de Ocurrencia	Girón	Nabón	San Fernando
Años	F(XT)	mm	mm	mm
2	0.5000	43.62	32.42	27.28
5	0.8000	57.56	56.05	45.36
10	0.9000	66.79	71.70	57.34
25	0.9600	78.46	91.47	72.46
50	0.9800	87.11	106.14	83.69
100	0.9900	95.70	120.70	94.83
500	0.9980	115.54	154.34	120.57

2.2.4.6 Precipitación de diseño

Calculo de la precipitación de diseño mediante el método aritmético.

$$P_{DISEÑO} = \frac{\sum P_i}{n} \quad (2.14)$$

$$P_{DISEÑO} = \frac{95,7 + 120,7 + 94,83}{3}$$

$$P_{DISEÑO} = 103.74 \text{ mm}$$

Intensidad

$$Intensidad = \frac{Precipitación}{Duración de la Precipitación} \quad (2.15)$$

$$Intensidad = \frac{103,74}{24}$$

$$Intensidad = 4.32 \text{ mm / h}$$

2.2.4.7 Curvas intensidad, duración y frecuencia.

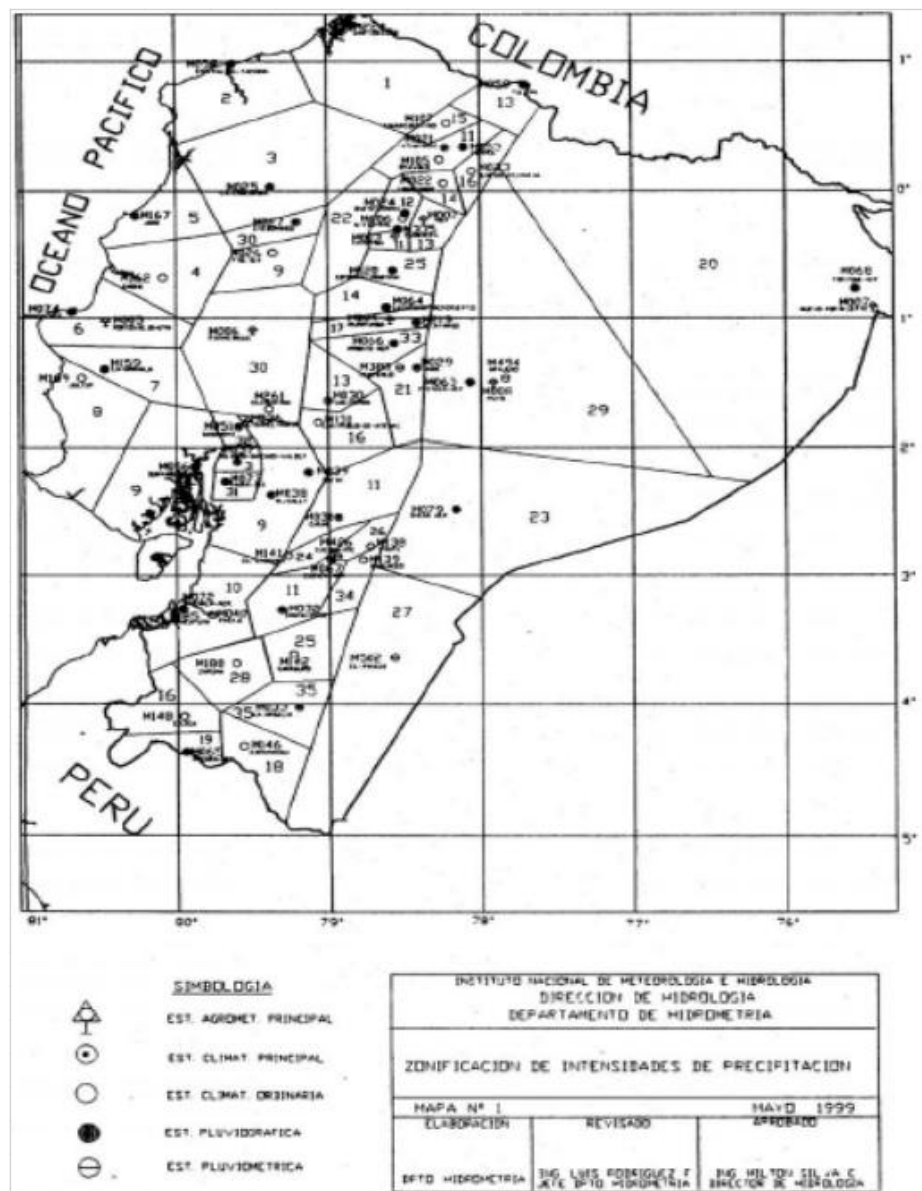


Figura 2 5 Mapa de zonificación de intensidades de precipitaciones del Ecuador

Fuente: (INAMHI, 1999)

Basándose en el mapa de intensidades señalan los valores del área de estudio por lo que:

Para intensidades de:

$$60 \text{ min} < 1440 \text{ min}$$

Corresponde la ecuación:

$$I_{TR} = 578,56 \cdot Id_{TR} \cdot t^{-0,8736} \quad (2.16)$$

Donde:

Id_{TR} = Intensidad diaria para un periodo de retorno dado en mm/h

TR = Periodo de Retorno

t = Tiempo de duración de la lluvia (min)

Tabla 2.16 Intensidades

Periodo Retorno	Intensidades																							
t	min																							
Años	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	1320	1380	1440
2	23.22	12.67	8.89	6.92	5.69	4.85	4.24	3.77	3.41	3.11	2.86	2.65	2.47	2.31	2.18	2.06	1.95	1.86	1.77	1.70	1.62	1.56	1.50	1.45
5	35.72	19.50	13.68	10.64	8.76	7.47	6.53	5.81	5.24	4.78	4.40	4.08	3.80	3.56	3.35	3.17	3.01	2.86	2.73	2.61	2.50	2.40	2.31	2.22
10	44.00	24.02	16.85	13.11	10.79	9.20	8.04	7.15	6.45	5.89	5.42	5.02	4.68	4.39	4.13	3.90	3.70	3.52	3.36	3.21	3.08	2.96	2.84	2.74
25	54.47	29.73	20.86	16.22	13.35	11.39	9.95	8.86	7.99	7.29	6.70	6.21	5.79	5.43	5.11	4.83	4.58	4.36	4.16	3.98	3.81	3.66	3.52	3.39
50	62.23	33.96	23.83	18.54	15.25	13.01	11.37	10.12	9.13	8.33	7.66	7.10	6.62	6.21	5.84	5.52	5.24	4.98	4.75	4.54	4.35	4.18	4.02	3.87
100	69.94	38.17	26.78	20.83	17.14	14.62	12.78	11.37	10.26	9.36	8.61	7.98	7.44	6.97	6.57	6.21	5.89	5.60	5.34	5.11	4.89	4.70	4.52	4.35
500	87.74	47.89	33.60	26.14	21.51	18.34	16.03	14.26	12.87	11.74	10.80	10.01	9.33	8.75	8.24	7.79	7.38	7.02	6.70	6.41	6.14	5.89	5.67	5.46

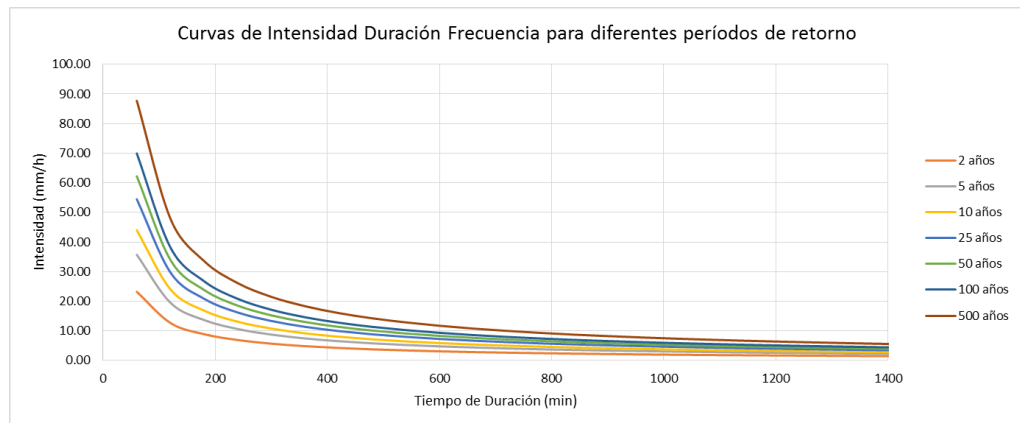


Figura 2.6 Curvas de intensidad, duración, frecuencia para diferentes periodos de retorno

2.2.4.8 Precipitación total y efectiva

Tabla 2.17 Intensidades con periodo de retorno de 100 años

Periodo Retorno	Intensidades																							
t	min																							
Años	60	120	180	240	300	360	420	480	540	600	660	720	780	840	900	960	1020	1080	1140	1200	1260	1320	1380	1440
100	69.94	38.17	26.78	20.83	17.14	14.62	12.78	11.37	10.26	9.36	8.61	7.98	7.44	6.97	6.57	6.21	5.89	5.60	5.34	5.11	4.89	4.70	4.52	4.35

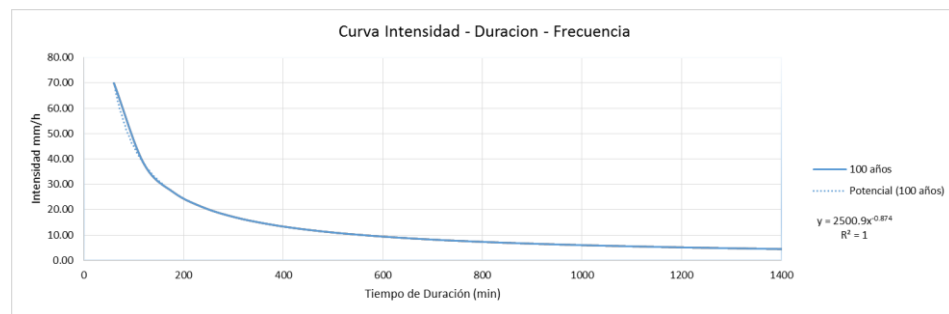


Figura 2.7 Curvas de intensidad, duración, frecuencia para período de retorno de 100 años

Tabla 2.18 Variación de precipitaciones

T	I	P	ΔP	ΔP Alternada
horas	mm/h	mm		
1	69.935	69.94	69.94	0.58
2	38.169	76.339	6.40	0.63
3	26.784	80.353	4.01	0.69
4	20.832	83.33	2.98	0.76
5	17.143	85.713	2.38	0.86
6	14.618	87.711	2.00	0.97
7	12.777	89.44	1.73	1.13
8	11.37	90.959	1.52	1.36
9	10.258	92.323	1.36	1.73
10	9.3561	93.56	1.24	2.38
11	8.6086	94.695	1.13	4.01
12	7.9785	95.742	1.05	69.94
13	7.4397	96.72	0.97	6.40
14	6.9733	97.626	0.91	2.98
15	6.5654	98.481	0.86	2.00
16	6.2055	99.29	0.81	1.52
17	5.8854	100.05	0.76	1.24
18	5.5987	100.78	0.73	1.05
19	5.3404	101.47	0.69	0.91
20	5.1064	102.13	0.66	0.81
21	4.8933	102.76	0.63	0.73
22	4.6985	103.37	0.61	0.66
23	4.5195	103.95	0.58	0.61
24	4.3545	104.51	0.56	0.56

Hietograma de diseño muestra que en el centro se concentra los 60 minutos más lluviosos.

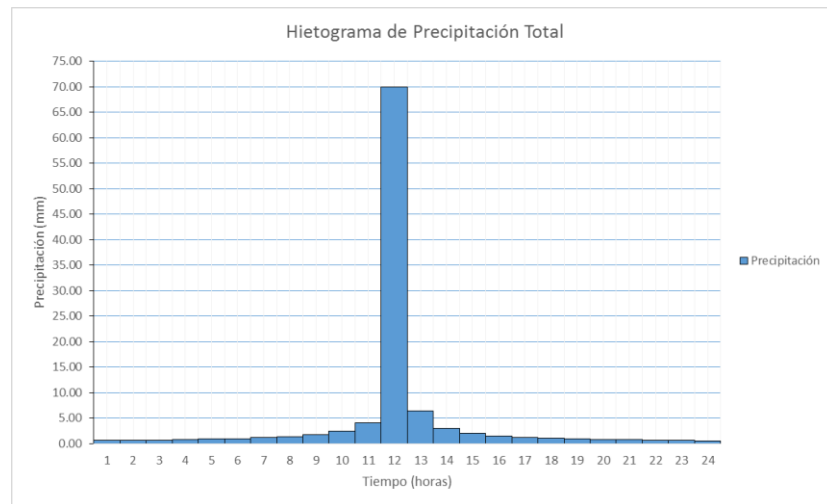


Figura 2 8 Hietograma de precipitación total

Hietograma de precipitaciones totales y efectivas

Con:

$S = 110.29 \text{ mm}$

$I_a = 22.06 \text{ mm}$

Tabla 2.19 Precipitación efectiva

	P	I _a	F _a	Pe	
Precipitación	Precipitación acumulada	I _a	F _a	P. efectiva acum	P. efectiva
0.58	0.58	0.58	0.00	0.000	0.000
0.63	1.21	1.21	0.00	0.000	0.000
0.69	1.91	1.91	0.00	0.000	0.000
0.76	2.67	2.67	0.00	0.000	0.000
0.86	3.52	3.52	0.00	0.000	0.000
0.97	4.50	4.50	0.00	0.000	0.000
1.13	5.63	5.63	0.00	0.000	0.000
1.36	7.00	7.00	0.00	0.000	0.000
1.73	8.72	8.72	0.00	0.000	0.000
2.38	11.11	11.11	0.00	0.000	0.000
4.01	15.12	15.12	0.00	0.000	0.000
69.94	85.06	22.06	40.10	22.901	22.901
6.40	91.46	22.06	42.60	26.803	3.902
2.98	94.43	22.06	43.70	28.676	1.873
2.00	96.43	22.06	44.42	29.954	1.278
1.52	97.95	22.06	44.96	30.937	0.984
1.24	99.19	22.06	45.39	31.744	0.806
1.05	100.24	22.06	45.75	32.430	0.687
0.91	101.15	22.06	46.06	33.030	0.600
0.81	101.96	22.06	46.33	33.565	0.534
0.73	102.68	22.06	46.58	34.047	0.482
0.66	103.34	22.06	46.80	34.487	0.440
0.61	103.95	22.06	47.00	34.893	0.406
0.56	104.51	22.06	47.18	35.270	0.377

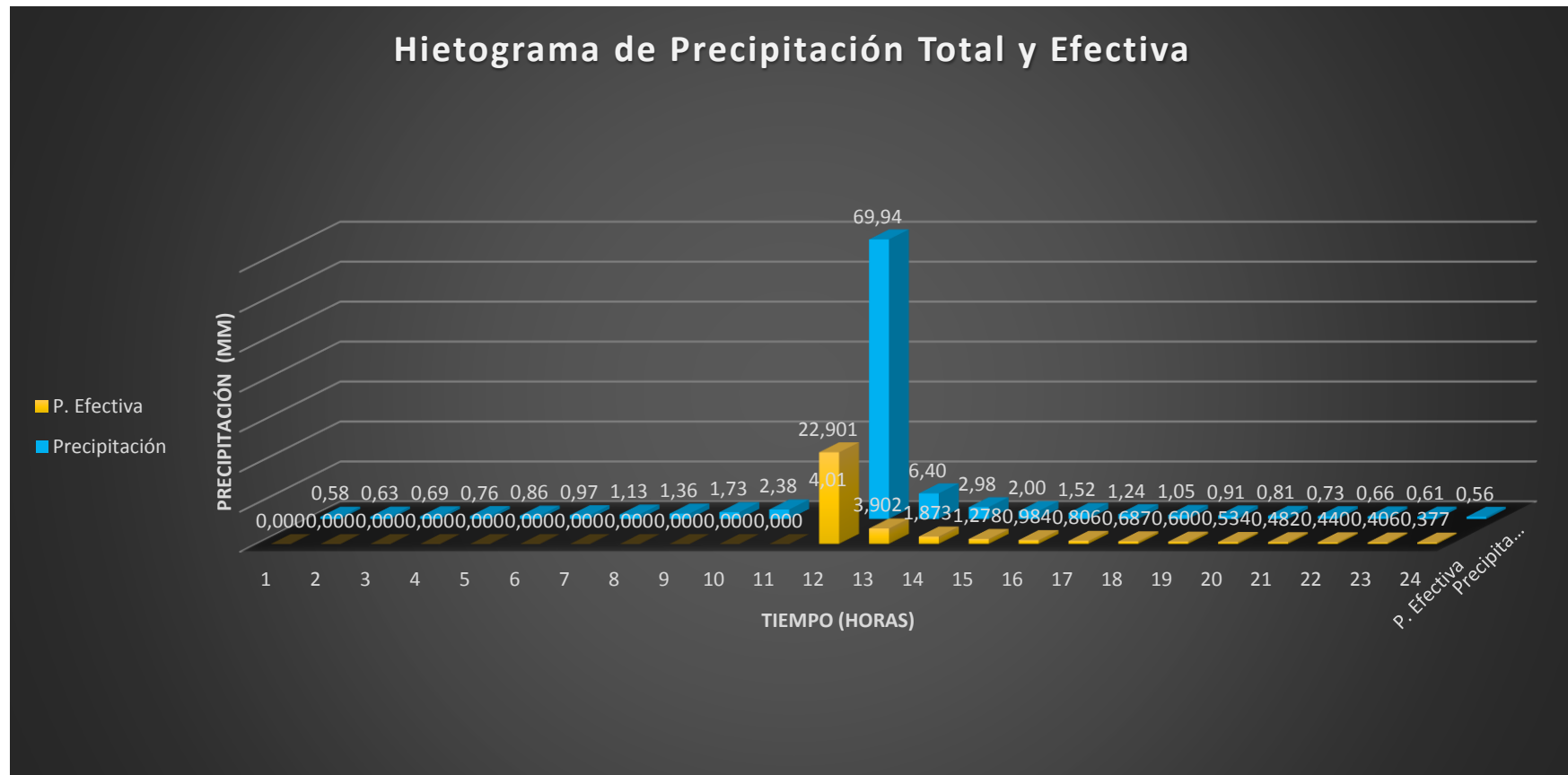


Figura 2.9 Hietograma de precipitación total y efectiva

2.2.4.9 Hidrograma unitario

Cálculo para el hidrograma de diseño:

Pendiente media del cauce principal: S_m

$$S_m = \frac{H_{m\acute{a}x} - H_{m\acute{i}n}}{L_c} \quad (2.17)$$

$$\begin{array}{lll} S_m & 0.08 & \text{m/m} \\ S_m & 8.30 & \% \end{array}$$

A_c : Area de la cuenca (ArcGIS)

$$\begin{array}{ll} A_c & 15545087.2 \text{ m}^2 \\ A_c & 1554.51 \text{ Ha} \\ A_c & 15.55 \text{ km}^2 \end{array}$$

H : Elevación (ArcGIS)

$$\begin{array}{lll} H_{m\acute{a}x} & 2413 & \text{msnm} \\ H_{m\acute{i}n} & 2085 & \text{msnm} \\ H_m & 2249 & \text{msnm} \\ H_\Delta & 328 & \text{msnm} \end{array}$$

S_m : Pendiente media de la Cuenca (ArcGIS)

$$\begin{array}{lll} S_{m\text{-Cuenca}} & 34.74 & \% \end{array}$$

L_c : Longitud del cauce principal (ArcGIS)

$$\begin{array}{lll} L_c & 3950 & \text{m} \\ L_c & 3.95 & \text{km} \end{array}$$

CN: Numero de Curva de Escrentia

$$\begin{array}{ll} CN & 69.72 \end{array}$$

Tiempo de concentración

Ecuación de Kirpich:

$$T_c = 0,0195 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (2.18)$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min)

L = Longitud del cauce principal (m)

S = El desnivel entre el extremo de la cuenca y el punto de descarga

$$T_c = 29.89 \text{ min}$$

Ecuación de Kirpich:

$$T_c = 0,2 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385} \quad (2.19)$$

$$T_c = 30.65 \text{ min}$$

Ecuación de Ventura - Heras:

$$t_c = a \cdot \frac{S^{0,5}}{i} \quad 0,05 \leq a \leq 0,5 \quad (2.20)$$

$$T_c = 0.476 \text{ min}$$

$$T_c = 28.54 \text{ min}$$

Tiempo de retardo:

$$t_r = \frac{2,587 \cdot L^{0,8} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0,7}}{1900 \cdot H^{0,5}} \quad (2.21)$$

Donde:

t_r = Tiempo de retardo (horas)

L = Longitud del cauce principal (m)

CN : Número de curva

H : Pendiente media de la cuenca (%)

$$t_r = 5.6 \text{ horas}$$

$$t_p = 0,5 \cdot D + 0,6 \cdot t_c \quad (2.22)$$

t_p : Tiempo de la punta (horas)

t_c : Tiempo de concentración (horas)

$$t_b = 2,67 \cdot t_p \quad (2.23)$$

D : Duración de la precipitación neta (horas)

t_b : Tiempo base (horas)

$$Q_p = \frac{0,208 \cdot A \cdot P}{t_p} \quad (2.24)$$

Q_p : Caudal de punta (m^3/s)

P : Precipitación neta

A : Superficie de la cuenca (Km^2)

Tabla 2.20 Tiempos de concentración, punta y base

Tiempo de Concentración	30.65	min
Área	15.55	Km ²
Desnivel	328	m
Longitud del Cause	3.95	Km
Precipitación Unitaria	1	mm
Duración Unitaria	1	hora
Tiempo de Concentración	0.51	hora
Tiempo de Punta	0.81	hora
Tiempo de Punta	48.39	min
Caudal de Punta	4.01	m ³ /s
Tiempo de base	2.15	hora

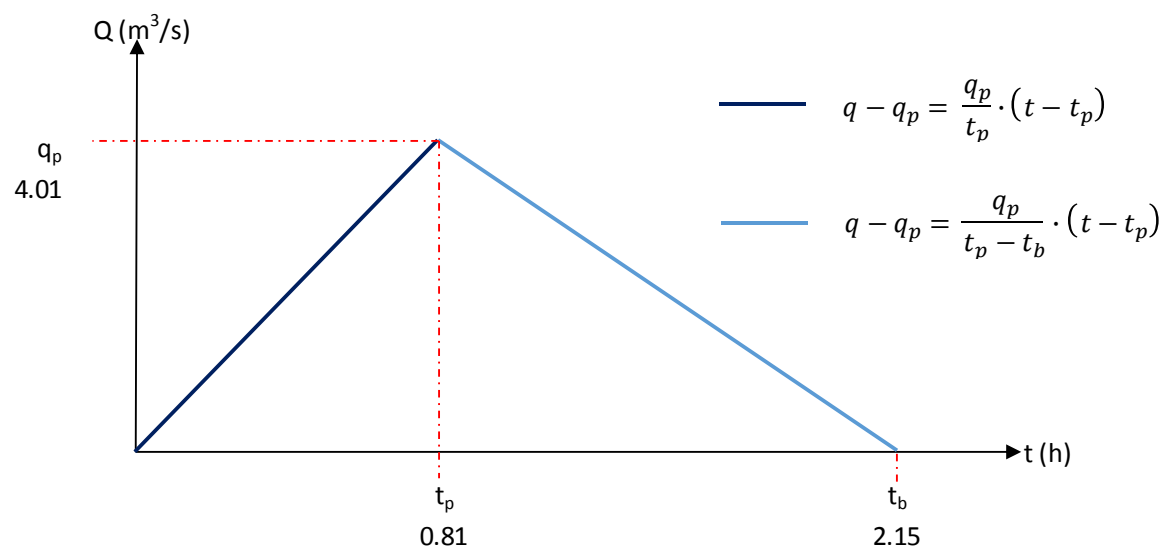


Figura 2.10 Hidrograma unitario

Tabla 2.21 Caudales del hidrograma unitario

T (min)	T (horas)	Q (m ³ /s)
0	0.00	0.00
5	0.08	0.41
10	0.17	0.83
15	0.25	1.24
20	0.33	1.66
25	0.42	2.07
30	0.50	2.49
35	0.58	2.90
40	0.67	3.31
45	0.75	3.73
48.39	0.81	4.01
50	0.83	3.93
55	0.92	3.68
60	1.00	3.43
65	1.08	3.19
70	1.17	2.94
75	1.25	2.69
80	1.33	2.44
85	1.42	2.19
90	1.50	1.94
95	1.58	1.70
100	1.67	1.45
105	1.75	1.20
110	1.83	0.95
115	1.92	0.70
120	2.00	0.46
125	2.08	0.21
129.21	2.153	0.00

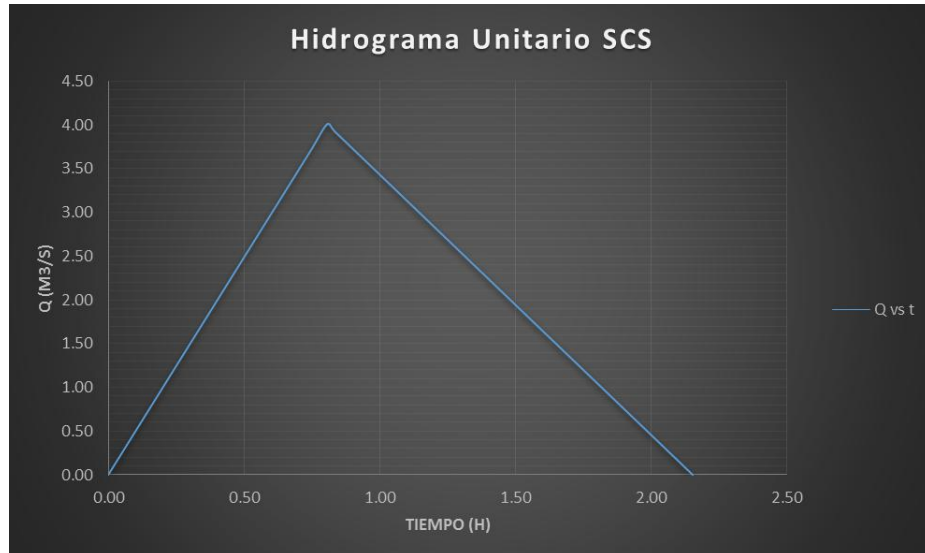


Figura 2.11 Hidrograma unitario

2.2.4.10 Hidrograma general

Para un retorno de 100 años se espera un caudal máximo de $57.19 \text{ m}^3/\text{s}$ el cual será utilizado en el diseño del puente.

***Nota:** El cálculo del hidrograma general se encuentra en el Anexo 3.

2.3 Estudio hidráulico

2.3.1 Sección transversal media

Los datos topográficos levantados en área de estudio en donde considera la sección trasversal de la Abs. 0+180.00, Abs. 0+200.00 y Abs. 0+220.00 para obtener la sección promedio de diseño.

Tabla 2.22 Ordenadas y abscisas de la sección transversal media

	Sección Media	
	X	Y
1	663.86	-52.93
2	664.46	-53.43
3	665.46	-54.27
4	666.45	-54.96
5	667.46	-55.62
6	668.47	-56.14
7	669.50	-56.34
8	670.45	-55.95
9	671.45	-55.55
10	672.47	-55.15
11	673.46	-55.14
12	674.45	-54.45
13	675.46	-54.35
14	676.46	-53.96
15	677.46	-53.56
16	678.46	-53.17
17	679.06	-52.93

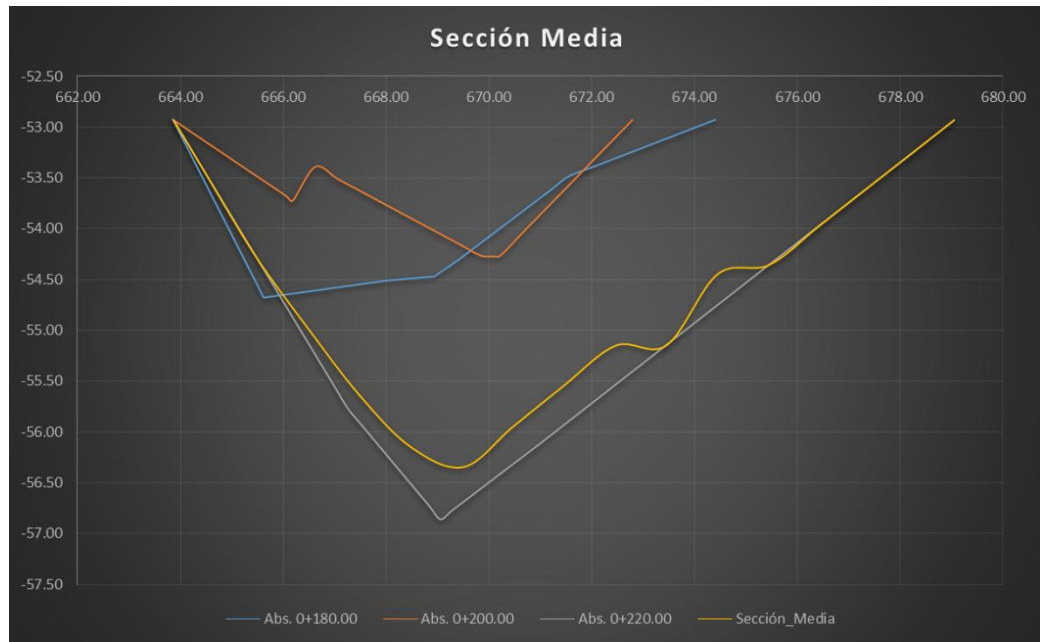


Figura 2.12 Sección transversal media

2.3.2 Nivel de crecida de diseño (NCD)

Ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot a \cdot r^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad r = \frac{a}{p} \quad (2.25)$$

Donde:

n= Coeficiente de rugosidad

a= Área de la sección del agua (m²)

r= Radio hidráulico (m)

p= Perímetro mojado (m)

S= Pendiente del lecho del cauce (m/m)

Q= Gasto (m³/s)

Cálculo de la pendiente del cauce con los datos topográficos:

H: Elevación

$H_{\text{máx}}$	2128.25	msnm
$H_{\text{mín}}$	2106.25	msnm
H_m	2117.25	msnm
H_{Δ}	22	msnm
L	370	m

$$S_m = \frac{H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}}}{L_c} \quad (2.26)$$

$$S_m = 0.06 \quad \text{m/m}$$

$$S_m = 5.95 \quad \%$$

Donde:

S_m = Pendiente media del cauce principal

Con:

Cause Principal: $n = 0.036$

Márgenes: $n = 0.05$

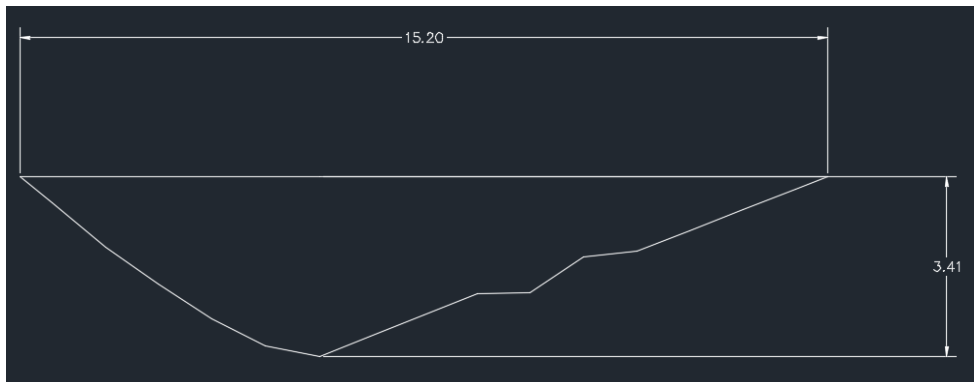


Figura 2 13 Geometría de la sección transversal media

Altura de agua arbitraria:

$$H_j = 3.41 \text{ m}$$

Cálculo de la altura de agua para el caudal máximo de diseño por el método de tanteo:

$$Q_D = 57.19 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_D = 57.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con las condiciones:

$$Q_D \neq Q_j$$

Primer tanteo

$$Q_D > Q_j \rightarrow H_j \uparrow$$

$$Q_D < Q_j \rightarrow H_j \downarrow$$

H_j	3.41	m						
Subsección	a_i	p_i	r_i	$r_i^{2/3}$	n_i	$1/n_i$	$S^{1/2}$	q_i
i	m^2	m	m					m^3/s
1	0.15	0.781	0.192	0.333	0.05	20	0.29	0.29
2	0.92	1.306	0.704	0.792	0.05	20	0.29	4.20
3	1.668	1.207	1.382	1.241	0.05	20	0.29	11.93
4	2.384	1.207	1.975	1.574	0.05	20	0.29	21.63
5	2.979	1.136	2.622	1.902	0.05	20	0.29	32.65
6	3.409	1.049	3.250	2.194	0.03	33.33	0.29	71.84
7	8.361	3.2	2.613	1.897	0.03	33.33	0.29	152.35
8	2.168	0.99	2.190	1.686	0.03	33.33	0.29	35.12
9	1.846	1.207	1.529	1.327	0.03	33.33	0.29	23.54
10	1.485	1.015	1.463	1.289	0.03	33.33	0.29	18.38
11	1.225	1.073	1.142	1.092	0.55	1.82	0.29	0.70
12	1.347	2.821	0.477	0.611	0.55	1.82	0.29	0.43
	27.94							373.05

$$> 57.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

No Cumple

Segundo tanteo

H_j	1.6	m						
Subsección	a_i	p_i	r_i	$r_i^{2/3}$	n_i	$1/n_i$	$S^{1/2}$	q_i
i	m^2	m	m					m^3/s
1	0	1	0.000	0.000	0.05	20	0.29	0.00
2	0	0.46	0.000	0.000	0.05	20	0.29	0.00
3	0.035	0.385	0.091	0.202	0.05	20	0.29	0.04
4	0.555	1.207	0.460	0.596	0.05	20	0.29	1.91
5	1.151	1.136	1.013	1.009	0.05	20	0.29	6.69
6	1.545	1.049	1.473	1.294	0.03	33.33	0.29	19.21
7	2.985	3.2	0.933	0.955	0.03	33.33	0.29	27.37
8	0.401	0.99	0.405	0.547	0.03	33.33	0.29	2.11
9	0.115	0.7	0.164	0.300	0.03	33.33	0.29	0.33
10	0	1.015	0.000	0.000	0.03	33.33	0.29	0.00
11	0	0.165	0.000	0.000	0.55	1.82	0.29	0.00
12	0	3.841	0.000	0.000	0.55	1.82	0.29	0.00
	6.79							57.66

$$57.7 \approx 57.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

\therefore Cumple

Por lo tanto el nivel de crecida de diseño es $H_j = 1.6 \text{ m}$.

2.3.3 Nivel de agua por interpolación

Tabla 2.23 Nivel de agua por el método de interpolación

Q_D	57.19	m^3/s				
Q_j	H_j					
0	0					
17.4	1					
48.68	1.5					
53.10	1.55					
57.66	1.6					
67.43	1.7					
101.70	2					
373.05	3.41					

			Q	57.19		
Posicion	Q_j	H_j	Posicion	1		
1	53.1	1.55	Q_0	53.1	H0	1.55
2	57.6621023	1.6	Q_1	57.6621023	H1	1.6
					H	1.59482583

Q_j	H_j
0.00	0
17.40	1
48.68	1.5
53.10	1.55
57.19	1.59
57.66	1.6
67.43	1.7
101.70	2
373.05	3.41

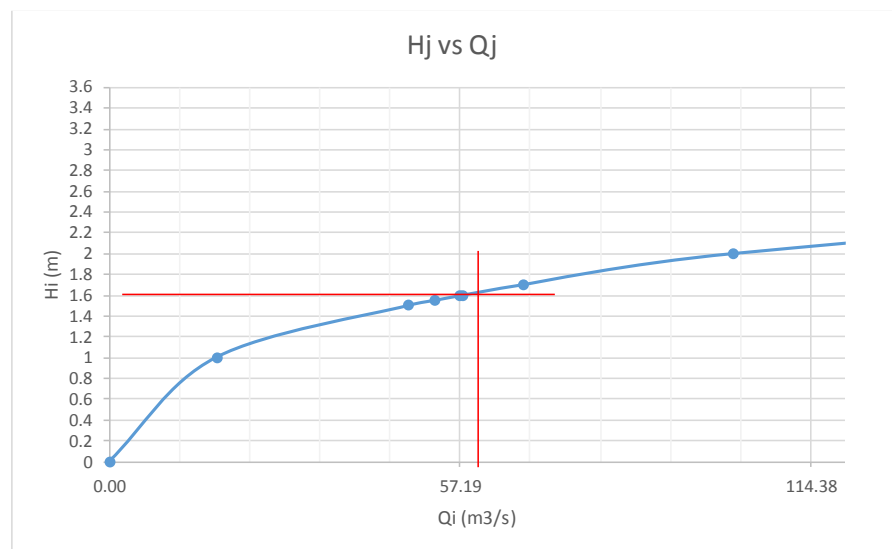


Figura 2.14 Nivel de crecida vs caudal de diseño

2.3.4 Distribución del área y del gasto de diseño en la sección transversal

$$A'_{x_i} = \sum_1^i a_i \quad (2.27)$$

$$Q'_{x_i} = \sum_1^i Q_i \quad (2.28)$$

Tabla 2. 24 Caudales en cada subsección

Hj	1.59	m									b _t	7.9	m
Subsección	a _i	p _i	r _i	r _i ^{2/3}	n _i	1/n _i	S ^{1/2}	q _i	x _i	A´	Q´		
i	m ²	m	m					m ³ /s		m ²	m ³ /s		
1	0	1	0.000	0.000	0.05	20	0.29	0.00	0	0	0		
2	0	0.46	0.000	0.000	0.05	20	0.29	0.00	0	0	0		
3	0.035	0.385	0.091	0.202	0.05	20	0.29	0.04	0.32	0.04	0.04		
4	0.555	1.207	0.460	0.596	0.05	20	0.29	1.91	1.33	0.59	1.95		
5	1.151	1.136	1.013	1.009	0.05	20	0.29	6.69	2.34	1.74	8.64		
6	1.545	1.049	1.473	1.294	0.03	33.33	0.29	19.21	3.37	3.29	27.85		
7	2.985	3.2	0.933	0.955	0.03	33.33	0.29	27.37	6.34	6.27	55.22		
8	0.401	0.99	0.405	0.547	0.03	33.33	0.29	2.11	7.33	6.67	57.33		
9	0.115	0.7	0.164	0.300	0.03	33.33	0.29	0.33	7.9	6.79	57.66		
10	0	1.015	0.000	0.000	0.03	33.33	0.29	0.00	0	0	0		
11	0	0.165	0.000	0.000	0.55	1.82	0.29	0.00	0	0	0		
12	0	3.841	0.000	0.000	0.55	1.82	0.29	0.00	0	0	0		
A _t	6.79	m ²						Q ₀	57.66	m ³ /s			

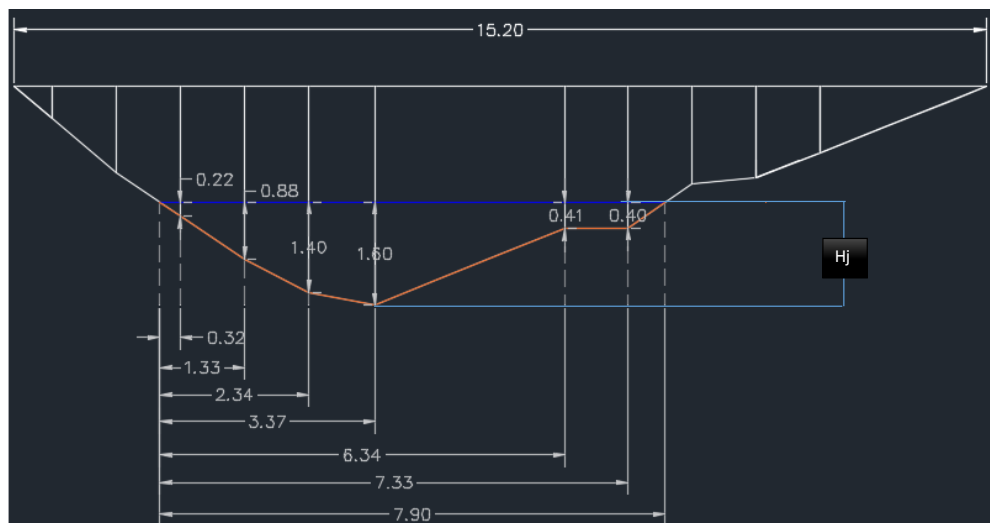


Figura 2 15 Geometría de las subsecciones

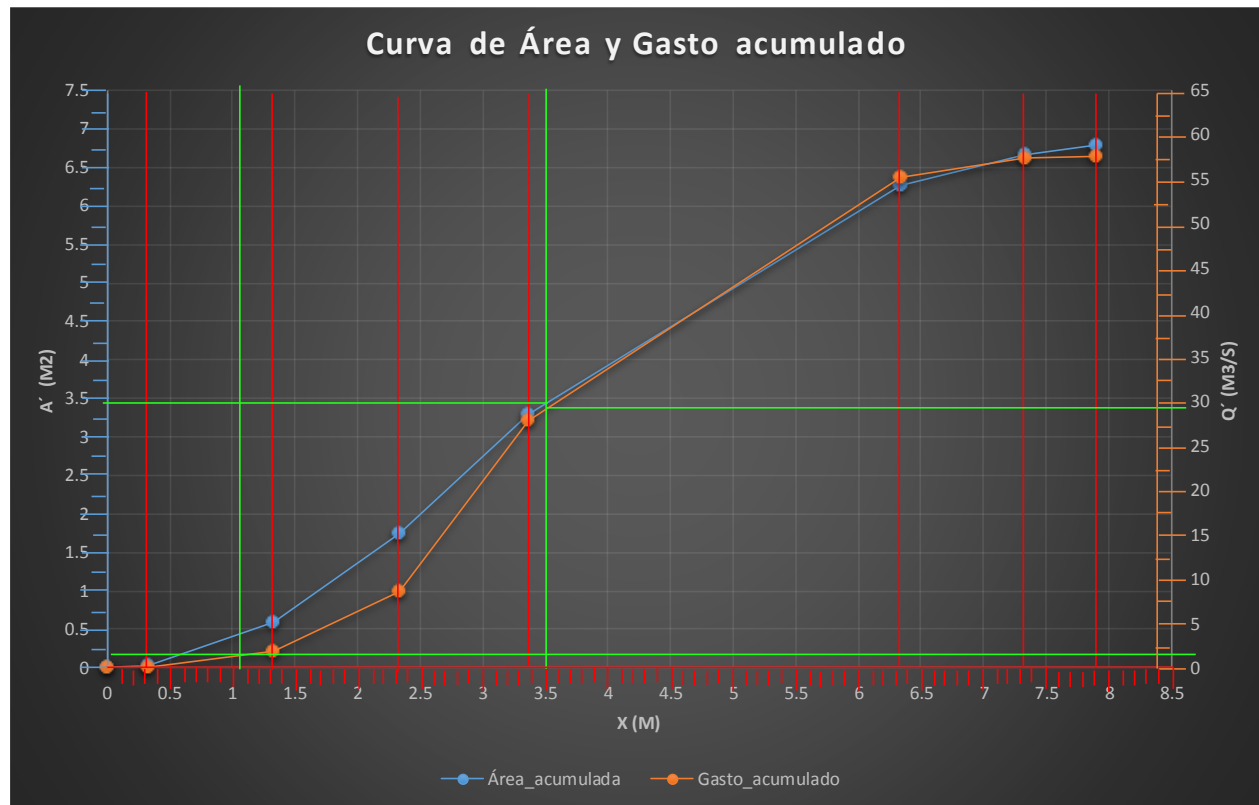


Figura 2.16 Curva de área y gasto acumulado

Velocidad media del agua para toda la sección:

$$V_m = \frac{Q}{A_t} \quad (2.29)$$

$V_m \quad 8.50 \quad \text{m/s}$

Tirante medio del agua:

$$H_m = \frac{A_t}{b_t} \quad (2.30)$$

$b_t = \text{espejo del agua}$

$$H_m = 0.86 \text{ m}$$

2.3.5 Socavación general

Es el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse un gasto o un caudal creciente, la misma es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido, que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad. (Gomez Diaz, 2012)

La erosión general puede llegar a producirse cuando el lecho del río es rocoso, con tal de que la velocidad de la corriente, sea superior a la necesaria para producirse el desgaste de la roca. La socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente, en fondos no cohesivos, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas, del tamaño de limos y arcillas; el hecho se atribuye a la disminución en este caso del grado de turbulencia del agua, por aumento de su peso específico y de su viscosidad. (Gomez Diaz, 2012)

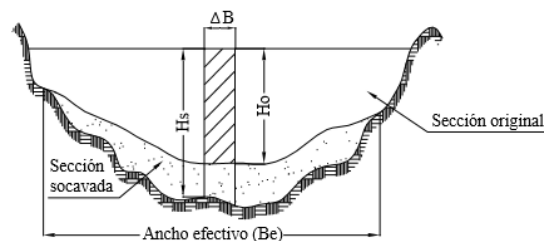


Figura 2.17 Perfil del cauce antes de la avenida

Fuente: (Gomez Diaz, 2012)

H_{oi} = Puntos antes del paso de la avenida

H_{si} = Tirantes de cada punto

Del estudio geotécnico se conoce que el suelo no es cohesivo.

Suelos no cohesivos

V_r = Velocidad media real de la corriente

Condición de material arrastrado:

$$V_r > V_m$$

La velocidad media real de la corriente está en función de:

- Las características hidráulicas del río
- La rugosidad
- Del tirante de agua

$$V_r = \frac{(\alpha \cdot (H_o)^{5/3})}{H_s} \quad (2.31)$$

Con:

$$\alpha = \frac{Q_D}{[(H_m)^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu]} \quad H_m = \frac{A_T}{B_e} \quad (2.32)$$

Donde:

μ = Coeficiente de contracción, considerando la presencia de las pilas

H_o = Tirante antes de la socavación

H_s = Tirante incluyendo socavación

H_m = Tirante medio del cause

A_T = Área total de la sección transversal

B_e = Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal

Tabla 2. 25 Valores del coeficiente de contracción

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

Fuente: (Gomez Diaz, 2012)

Tabla 2. 26 Valores del coeficiente de contracción

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

Fuente: (Gomez Diaz, 2012)

Recalquemos que las avenidas con menor probabilidad de ocurrencia tienen duración más corta.

Tabla 2.27 Probabilidad anual en (%) de que se presente el gasto de diseño Q_D

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

Fuente: (Gomez Diaz, 2012)

Condición de equilibrio

$$V_r = V_e$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{0.68 \cdot d_m^{0.28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (2.33)$$

Tabla 2.28 Tirante de agua antes de la socavación

Q_D	A_T	B_e	H_m	V	μ	α	H_{oi}
m ³ /s	m ²	M	M	m/s			m
57.66	6.79	7.9	0.86	8.49	1	9.39	1.03

Tabla 2.29 Cálculo de socavación

d_m	β	x	$1/1+x$
mm			
150	1	0.31	0.76
H_s (asumido)		2.65	m
V_r		3.74	m/s
V_e		3.74	m/s
Dif		0.00	
Socavación		1.61	m

Fuente: (Autores, 2016)

2.4 Estudio geotécnico

Para este estudio, como primer paso se realizó la extracción de muestras por medio de calicatas, identificando cada extracto en particular, de igual manera, se tomó una muestra para cada estribo del puente de aproximadamente 5 metros de profundidad, y una de 3 metros en el lecho del río, para el dimensionamiento del muro de gaviones; esto se realizó con la ayuda de una retroexcavadora.



Figura 2.18 Toma de muestras en las márgenes y lecho del río Pupucari

En cambio, en el laboratorio de suelos de la escuela de Ing. Civil de la Universidad del Azuay se realizaron los ensayos de:

- | | | |
|-------------------------------|---------------|----------------|
| • Contenido de agua. | ASTM D - 2216 | |
| • Granulometría por tamizado. | ASTM D - 422 | AASHTO T – 88 |
| • Límite líquido. | ASTM D - 423 | AASHTO T – 89 |
| • Límite plástico. | ASTM D - 424 | AASHTO T – 90 |
| • Compactación de suelos. | ASTM D - 1557 | AASHTO T – 180 |
| • CBR | ASTM D - 1883 | |



Figura 2 19 Ensayos de suelos

A continuación se detalla los resultados de los ensayos correspondientes a cada extracto

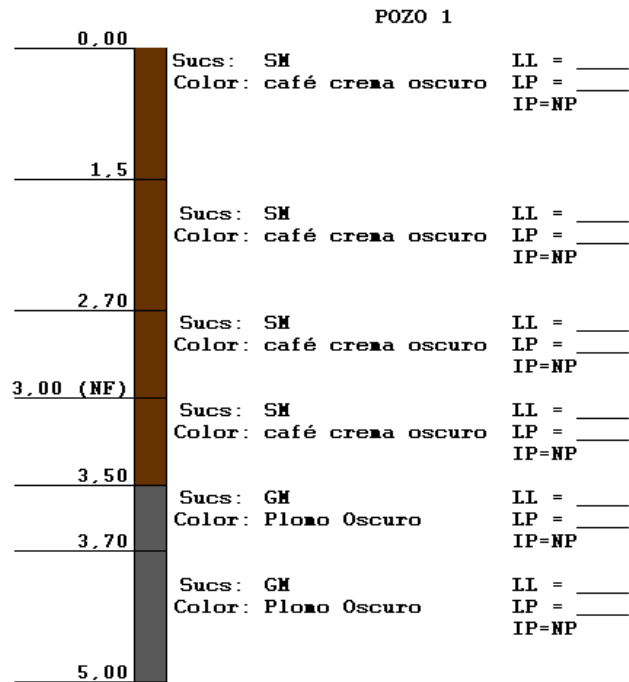


Figura 2.20 Estratigrafía del pozo 1 (margen derecho)

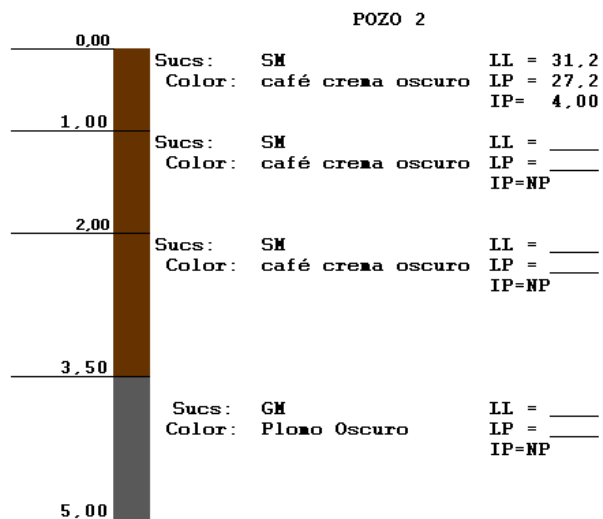


Figura 2.21 Estratigrafía del pozo 2 (margen izquierdo)

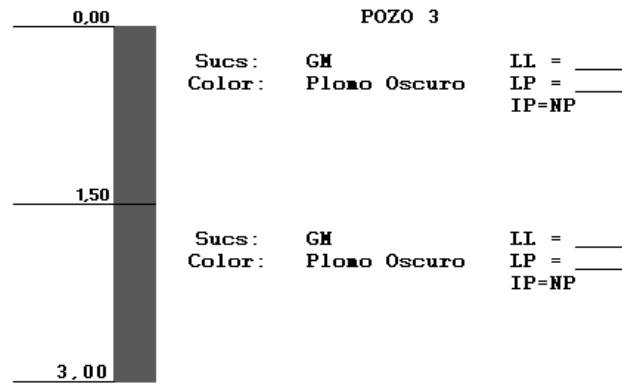


Figura 2.22 Estratigrafía del pozo 3 (lecho del río)

Por otra parte en el laboratorio de suelos R&R se realizó el ensayo de corte directo (ver anexo 6). Los resultados de estos ensayos se utilizaron para determinar las propiedades del terreno, necesarias para especificar las condiciones de cimentación de las estructuras.

Angulo de fricción interna: $\phi = 20$ grados

Cohesión: $C = 0.10 \text{ kg/cm}^2$

2.4.1 Capacidad admisible Meyerhof

Resumen de los datos del estudio geotécnico

Humedad:	hum =	1.126	
Max densidad seca:	$\gamma_d =$	1.888	kg/m^3
Densidad humedad:	$\gamma_f =$	2.126	kg/m^3
Prof desplante cimiento:	$D_f =$	4	m
Cohesión:	$C =$	0.1	kg/cm^2
Áng. de fricción Interna:	$\phi =$	20	°

Cálculo de la capacidad de carga de Meyerhof:

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.34)$$

Donde:

Áng. de fricción interna:	$\Phi =$	20
Factores de capacidad de carga:	$N_c =$	14.83
Factores de capacidad de carga:	$N_q =$	6.4
Factores de capacidad de carga:	$N_\gamma =$	5.39
Factor de forma:	$F_{cs} =$	1.23
Factor de forma:	$F_{qs} =$	1.19
Factor de forma:	$F_{\gamma s} =$	0.786667
Factor de profundidad:	$F_{cd} =$	1.40
Factor de profundidad:	$F_{qd} =$	1.32
Factor de profundidad:	$F_{\gamma d} =$	1
Factor de inclinación:	$F_{ci} =$	1
Factor de inclinación:	$F_{qi} =$	1
Factor de inclinación:	$F_{\gamma i} =$	1
$q_u =$	20.43	kg/cm^2
$q_{adm} =$	4.09	kg/cm^2

2.5 Estudio de tránsito

Este estudio de tránsito se realizó con el objeto de identificar el número de vehículos por unidad de tiempo, que se espera circulen por el puente sobre el río Pupucari.

2.5.1 Conteo manual

Para este estudio se realizó un conteo manual de vehículos que transitan por la vía San Vicente (doble sentido), de 12 horas diarias (7:00 am – 19:00 pm) durante siete días (lunes, martes, miércoles, jueves, viernes, sábado y domingo).

Se registraron datos de los volúmenes de tráfico vehicular cada 15 minutos, con una clasificación vehicular de: vehículos livianos, motos, buses, camiones de 2 ejes y

camiones de 3 ejes. Con esto se obtiene el número de vehículos que pasan por este punto en un determinado tiempo.

***Nota:** Las tablas de conteo vehicular están detalladas en el Anexo 7.

2.5.2 Tráfico horario

Tabla 2.30 Datos del tráfico horario, sábado 16 de enero del 2016

INTERVALO	livianos	motos	buses	camion 2 ejes	camion 3 ejes	Total
7:00 - 8:00	67	3	1	6	2	79
8:00 - 9:00	41	6	1	1	1	50
9:00 - 10:00	37	1	0	4	1	43
10:00 - 11:00	39	8	0	3	0	50
11:00 - 12:00	39	3	0	6	1	49
12:00 - 13:00	37	5	0	1	0	43
13:00 - 14:00	58	8	0	3	1	70
14:00 - 15:00	48	5	0	2	0	55
15:00 - 16:00	37	1	0	2	0	40
16:00 - 17:00	39	5	2	5	0	51
17:00 - 18:00	67	2	1	1	2	73
18:00 - 19:00	50	9	0	5	1	65
	559	56	5	39	9	668

Tabla 2.31 Datos del tráfico horario, domingo 17 de enero del 2016

INTERVALO	livianos	motos	buses	camion 2 ejes	camion 3 ejes	total
7:00 - 8:00	66	9	2	9	1	87
8:00 - 9:00	76	4	0	6	2	88
9:00 - 10:00	70	3	2	7	1	83
10:00 - 11:00	37	4	1	2	0	44
11:00 - 12:00	42	6	1	2	0	51
12:00 - 13:00	38	3	1	2	0	44
13:00 - 14:00	51	3	0	5	0	59
14:00 - 15:00	46	2	0	3	1	52
15:00 - 16:00	47	3	2	4	0	56
16:00 - 17:00	57	5	0	7	0	69
17:00 - 18:00	64	5	2	9	0	80
18:00 - 19:00	58	7	2	8	4	79
	652	54	13	64	9	792

Tabla 2.32 Datos del tráfico horario, lunes 18 de enero del 2016

INTERVALO	livianos	motos	buses	camion 2 ejes	camion 3 ejes	total
7:00 - 8:00	73	7	2	6	0	88
8:00 - 9:00	48	2	0	2	1	53
9:00 - 10:00	23	1	0	2	1	27
10:00 - 11:00	20	2	0	3	0	25
11:00 - 12:00	24	1	0	1	0	26
12:00 - 13:00	44	5	0	3	0	52
13:00 - 14:00	59	3	2	2	1	67
14:00 - 15:00	30	2	0	2	0	34
15:00 - 16:00	18	1	0	2	0	21
16:00 - 17:00	18	1	0	2	0	21
17:00 - 18:00	60	6	2	6	0	74
18:00 - 19:00	41	4	0	7	1	53
	458	35	6	38	4	541

Tabla 2.33 Datos del tráfico horario, martes 26 de enero del 2016

INTERVALO	livianos	motos	buses	camion 2 eje	camion 3 eje	total
7:00 - 8:00	64	8	2	4	1	79
8:00 - 9:00	50	2	0	6	0	58
9:00 - 10:00	34	2	0	2	0	38
10:00 - 11:00	29	4	0	3	1	37
11:00 - 12:00	30	1	0	1	0	32
12:00 - 13:00	48	4	0	3	0	55
13:00 - 14:00	62	1	2	3	0	68
14:00 - 15:00	33	0	0	3	0	36
15:00 - 16:00	21	1	0	3	0	25
16:00 - 17:00	22	0	0	1	0	23
17:00 - 18:00	46	5	2	1	0	54
18:00 - 19:00	38	1	0	4	0	43
	477	29	6	34	2	548

Tabla 2.34 Datos del tráfico horario, miércoles 27 de enero del 2016

INTERVALO	livianos	motos	buses	camion 2 eje	camion 3 eje	total
7:00 - 8:00	61	6	2	1	0	70
8:00 - 9:00	42	5	0	1	1	49
9:00 - 10:00	24	3	0	2	0	29
10:00 - 11:00	23	0	0	3	0	26
11:00 - 12:00	20	5	0	5	0	30
12:00 - 13:00	48	2	0	2	0	52
13:00 - 14:00	63	2	2	3	0	70
14:00 - 15:00	40	3	0	1	0	44
15:00 - 16:00	21	2	0	0	0	23
16:00 - 17:00	23	1	0	1	0	25
17:00 - 18:00	45	2	2	6	0	55
18:00 - 19:00	43	4	0	3	0	50
	453	35	6	28	1	523

Tabla 2.35 Datos del tráfico horario, jueves 28 de enero del 2016

INTERVALO	livianos	motos	buses	camion 2 eje	camion 3 eje	total
7:00 - 8:00	69	6	2	6	3	86
8:00 - 9:00	56	2	0	7	1	66
9:00 - 10:00	64	4	0	4	0	72
10:00 - 11:00	43	2	0	3	1	49
11:00 - 12:00	32	3	0	3	0	38
12:00 - 13:00	41	5	0	3	0	49
13:00 - 14:00	52	3	2	3	0	60
14:00 - 15:00	28	5	0	3	0	36
15:00 - 16:00	29	4	0	5	0	38
16:00 - 17:00	35	1	0	4	0	40
17:00 - 18:00	48	3	1	2	1	55
18:00 - 19:00	71	1	1	8	1	82
	568	39	6	51	7	671

Tabla 2.36 Datos del tráfico horario, viernes 29 de enero del 2016

INTERVALO	livianos	motos	buses	camion 2 eje	camion 3 eje	total
7:00 - 8:00	82	7	2	1	0	92
8:00 - 9:00	62	5	0	3	0	70
9:00 - 10:00	46	2	0	3	0	51
10:00 - 11:00	32	3	0	3	1	39
11:00 - 12:00	18	4	0	5	0	27
12:00 - 13:00	36	1	0	3	0	40
13:00 - 14:00	44	5	2	4	0	55
14:00 - 15:00	39	4	0	2	1	46
15:00 - 16:00	23	3	0	5	0	31
16:00 - 17:00	21	3	0	2	0	26
17:00 - 18:00	45	6	2	4	1	58
18:00 - 19:00	48	4	0	2	0	54
Total	496	47	6	37	3	589

2.5.3 Factores para el cálculo de vehículos equivalentes

Tabla 2.37 Factores para el cálculo de vehículos equivalentes.

Buses	2
Camiones 2 ejes	2,25
Camiones 3 ejes	2,5

Fuente: (Norma Ecuatoriana Vial, 2012)

Tabla 2.38 Tráfico horario total

INTERVALO	sabado 16 enero	domingo 17 enero	lunes 18 enero	martes 26 enero	miercoles 27 enero	jueves 28 enero	viernes 29 enero
7:00 - 8:00	91	102	98	88	73	100	95
8:00 - 9:00	54	99	57	66	52	76	74
9:00 - 10:00	50	95	31	41	32	77	55
10:00 - 11:00	54	48	29	42	30	54	44
11:00 - 12:00	58	55	27	33	36	42	33
12:00 - 13:00	44	48	56	59	55	53	44
13:00 - 14:00	75	65	73	74	76	66	62
14:00 - 15:00	58	57	37	40	45	40	50
15:00 - 16:00	43	63	24	29	23	44	37
16:00 - 17:00	59	78	24	24	26	45	29
17:00 - 18:00	78	93	84	57	65	60	67
18:00 - 19:00	73	97	63	48	54	95	57
TOTAL DIARIO	735	899	601	600	566	751	646

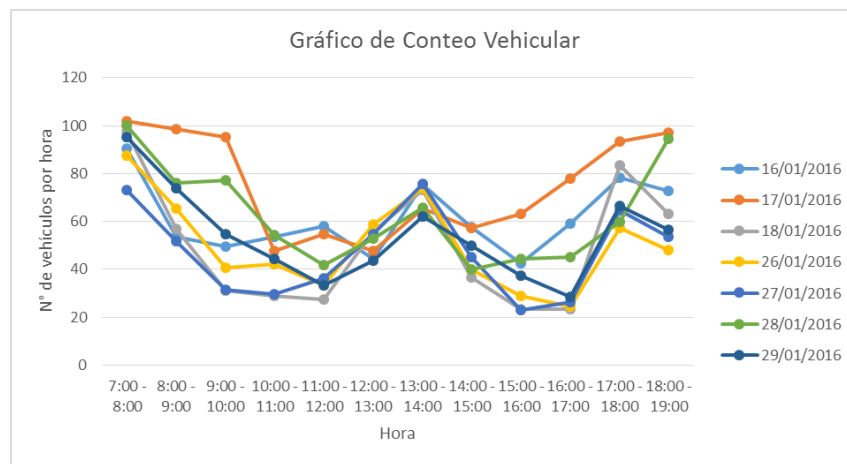


Figura 2.23 Gráfico de conteo vehicular

2.5.4 Factor de hora pico

Es un indicador de las características de flujo. Se expresa como la relación del volumen de máxima demanda y el máximo flujo, que se presenta durante un periodo dado dentro de dicha hora. (Spindola & Cardenas Grisales, 2007)

$$FHP = \frac{VHP}{N(V_{max})} \quad (2.35)$$

VHP = Volumen de hora pico.

N = Número de periodos durante la hora de máxima demanda.

V_{máx.} = volumen máximo.

Tabla 2.39 Factor de hora pico de los días de conteo

Volumen de hora pico (VHP)	91	102	98	88	76	100	95
V15max	23	26	26	22	23	27	24
Factor de hora pico (FHP)	0,98	0,98	0,94	0,99	0,82	0,93	0,99

2.5.5 Tráfico promedio diario anual

Este tráfico se estimó con base en la media muestral o transito promedio diario semanal.

$$TPDA = TPDS \pm A \quad (2.36)$$

Donde:

A = Maxima diferencia entre el TPDA y el TPDS

Para un determinado nivel de confiabilidad el valor de A es:

$$A = K \cdot E \quad (2.37)$$

Donde:

K: número de desviaciones estándar correspondientes al nivel de confiabilidad deseado.

E: Error estándar de la media

Se ha demostrado que las medias de diferentes muestras tomadas de la misma población, se distribuyen normalmente alrededor de la media poblacional con una desviación estándar equivalente al error estándar. (Spindola & Cardenas Grisales, 2007). Por lo tanto se puede decir que:

$$E = \sigma$$

σ = estimador de la desviación estándar poblacional

2.5.6 Tráfico atraído.

$$TA = TE + TAt \quad (2.38)$$

Donde:

TA: Tráfico actual

TE: Tráfico existente

TAt: Tráfico atraído

$$TA = TAt$$

$$TA = 685 \text{ vehículos}$$

2.5.7 Tráfico desarrollado.

$$TD = 0.05 (TA) \quad (2.39)$$

Donde:

TD: Tráfico desarrollado

$$TD = 34 \text{ vehículos}$$

2.5.8 Tráfico generado.

$$TG = 0.1 (TA) \quad (2.40)$$

Donde:

TG: Tráfico generado

TA: Tráfico actual

$$TG = 69 \text{ vehículos}$$

2.5.9 Tráfico promedio diario semanal (TPDS).

$$TPDS = \frac{TS}{7} \quad (2.41)$$

$$TPDS = 788 \text{ vehículos mixtos/día}$$

Desviación estándar muestral, S:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - TPDS)^2}{n-1}} \quad (2.42)$$

$$S \approx 161 \text{ vehículos mixtos/día}$$

Desviación estándar poblacional estimada, σ :

$$\hat{\sigma} = \frac{S}{\sqrt{n}} \left[\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right] \quad (2.43)$$

Donde:

n: Número de días de la semana

N: Número de días del año

$$\sigma = 61 \text{ vehículos mixtos / día}$$

Para el nivel de confiabilidad del 95% $K=1,96$ entonces:

$$TPDA = TPDS \pm K * \sigma \quad (2.44)$$

$$669 \text{ vehículos mixtos /día} \leq TPDA \leq 906 \text{ vehículos mixtos /día}$$

Para nuestro estudio tomamos el valor de 906

2.5.10 Tráfico promedio diario anual futuro.

Es el valor estimado del TPDA actual más la tasa de crecimiento vehicular del parque automotor.

$$TPDA_{\text{Futuro}} = TPDA_{\text{Actual}} * (1 + i)^n \quad (2.45)$$

Tasa de crecimiento vehicular: i

Periodo de proyección en años: n

Para proceder a calcular los índices de crecimiento vehicular se solicitó a la Agencia Nacional de Tránsito (ANT) de Girón, en el cual el 40% del total de vehículos matriculados pertenecen al cantón. (Ver anexo 8)

Con estos datos procedimos a realizar proyecciones del número de vehículos mediante una ecuación obtenida con una línea de tendencia de carácter lineal.

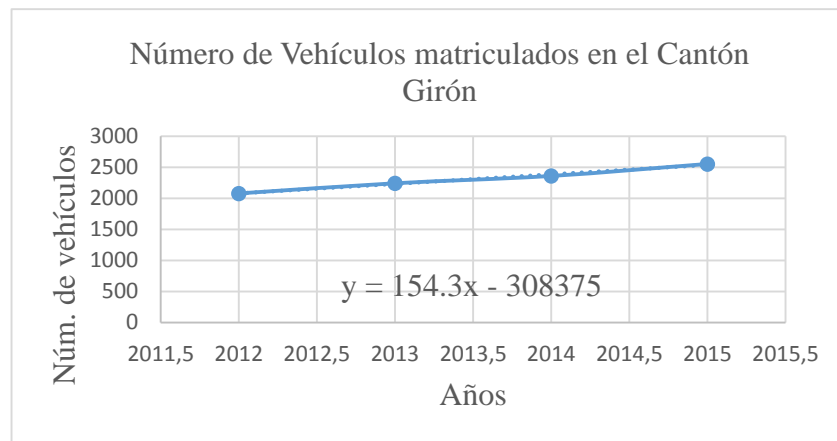


Figura 2.24 Ecuación de crecimiento vehicular

Tabla 2.40 Proyección de número de vehículos en el cantón Girón

Año	# de Vehículos
2014	2360
2015	2553
2020	3311
2025	4083
2030	4854
2035	5626
2040	6397
2045	7169
2050	7940
2055	8712
2060	9483

2065	10255
2066	10409

Los índices de crecimiento se obtuvieron con la siguiente formula:

$$i = \frac{\text{TraficoActual} - \text{Traficoanterior}}{\text{Trafico anterior}} \quad (2.46)$$

Tabla 2.41 Índices de crecimiento

Taza de crecimiento vehicular	
Año	i
2014	5.26
2015	8.18
2020	4.89
2025	3.93
2030	3.28
2035	2.82
2040	2.47
2045	2.2
2050	1.98
2055	1.8
2060	1.65
2065	1.53
2066	1.5

$$TPDA_{2066} = 906 * (1 + 1,5/100)^{50} \quad (2.47)$$

$$TPDA_{2066} = 1907 \text{ vehículos mixtos/día}$$

2.5.11 Clasificación funcional de las vías en base al TPDA_d.

Con este dato del TPDA futuro, se procedió a realizar la clasificación funcional de la vía según el MOPT.

Tabla 2.42 Clasificación funcional de las vías en base al TPDA_d

Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA _d			
Descripción	Clasificación Funcional	Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA _d) al año de horizonte	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Fuente: (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

Como se pudo observar nuestra obra cae en la capacidad funcional C1 que equivale a una carretera de mediana capacidad.

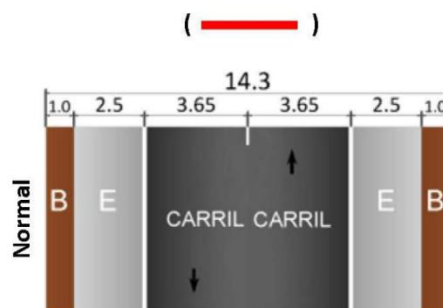


Figura 2.25 Carretera de media capacidad

Fuentes: (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

***Nota:** Puesto que, este estudio se realizó con el conteo vehicular de la vía principal Girón – San Vicente, ya que la vía de acceso al puente no es transitable actualmente, por lo que, la Municipalidad del Cantón Girón pide que el ancho del puente a diseñar sea de 7.5 m. Comprendido un total de 1.5 m para veredas y 6.00 m para circulación vehicular. Finalmente, estas dimensiones son consideradas para el diseño estructural.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

3.1 Análisis de las estructuras

3.1.1 Normas y reglamentos

El proceso del diseño estructural de la superestructura, subestructura y muro de gaviones se realizó de acuerdo al código del Instituto Americano del Concreto (ACI), al manual de diseño del Instituto de Concreto Prefabricado (PCI), a los estándares de la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM), a las especificaciones de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes para el diseño de Puentes por el método del Diseño Factores de Carga y Resistencia (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012), y la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC).

3.1.2 Cargas permanentes

Son cargas que se mantienen constantes en magnitud y posición durante la vida de la estructura. Estas incluyen el peso propio de la estructura más la de los elementos permanentes.

- DC = Peso propio de los componentes estructurales y elementos no estructurales.
- DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones en general.
- EH = Empuje horizontal del suelo.
- EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

3.1.3 Cargas transitorias

- BR = Fuerza de frenado de los vehículos
- LS = Sobre carga viva
- LL = Sobrecarga vehicular
- PL = Sobrecarga peatonal.
- IM = Incremento por carga vehicular dinámica.

3.1.4 Carga viva vehicular de diseño

La carga viva vehicular HL-93, se considera como una combinación entre el camión de diseño con la carga de carril de diseño, o la combinación del camión de diseño con el tándem de diseño. A continuación podemos ver los pesos y separaciones entre los ejes y las ruedas del camión, tándem y carril de diseño respectivamente.

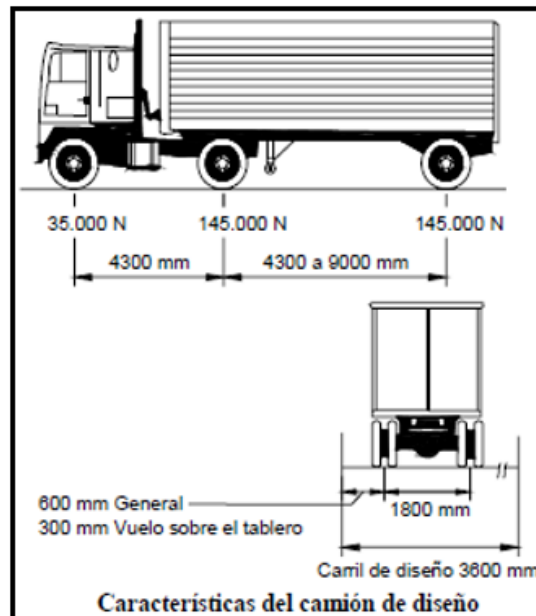


Figura 3.1 Camión de diseño HL-93

Fuente: (AASHTO, 2012)

Tándem de diseño

Consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800mm. Se debe considerar un efecto por carga dinámica según lo especificado en el artículo 3.6.2 de la AASHTO.

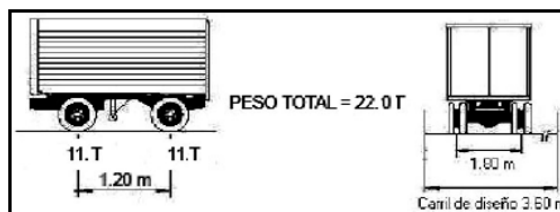


Figura 3.2 Tándem de diseño

Fuente: (AASHTO, 2012)

Carga de carril de diseño

Consiste en una carga uniformemente distribuida de 9.3 N/mm longitudinalmente y transversalmente, a llenar tantos carriles de circulación tenga la viga.

Incremento por carga dinámica: IM

Se debe considerar un efecto por carga dinámica según lo especificado en el artículo 3.6.2 de la AASHTO LRFD.

Tabla 3.1 Factor de impacto

Factor de Impacto		
Componente	IM	
Juntas de tablero	75	%
Límite de fatiga y fractura	15	%
Otros estados límites	33	%

Fuente: (AASHTO, 2012)

El factor que se aplicará a la carga estática será del $IM = 33\%$, de tal manera se obtiene una carga vehicular más el factor de impacto igual a $LL + IM = 1.33\%$

La fuerza de frenado, según el artículo 3.6.4 de la AASHTO deberá tomarse como el mayor de los siguientes valores:

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño
- 5 % del camión de diseño más la carga del carril o 5 % del tándem de diseño más la carga del carril.

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de calzada.

3.1.5 Carga sísmica

Estas cargas son fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante de basal de diseño en toda la estructura. (NEC, 2011)

El espectro de respuesta para diseño

Este representa la respuesta de la estructura ante un evento sísmico mediante un espectro basado en condiciones geológicas, tectónicas y sismológicas, o en un espectro construido basándose en una norma. (NEC, 2011)

Mapa de zonificación sísmica

Este mapa proviene del estudio del peligro sísmico del Ecuador. Después de haber determinado nuestra zona sísmica, que representa la aceleración máxima en roca para el sismo de diseño; $Z = 0.25$, este valor esta expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

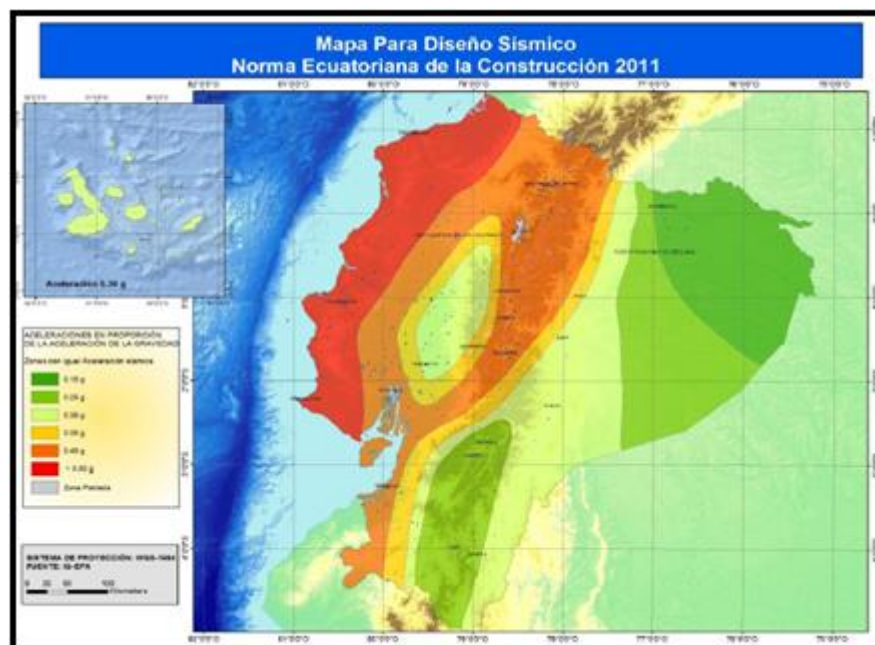


Figura 3.3 Mapa de zonificación sísmica del Ecuador

Fuente: (NEC, 2011)

Tabla 3.2 Factor “Z” según la zona sísmica :

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC, 2011)

3.1.6 Combinación de cargas

Estados límites:

RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas que presenta el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II - Combinación básica de cargas que presenta el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de situación restringida o ambos, sin viento.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluyen sismos.

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye cargas de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida, diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos CT.

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal de un puente con un viento de 90km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales. (AASHTO, 2012)

Tabla 3.3 Combinaciones y factores de carga

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

Fuente: (AASHTO, 2012) .

Tabla 3.4 Factores de carga permanente

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

Fuente: (AASHTO, 2012)

3.2 Diseño estructural

3.2.1 Criterios de diseño

Las soluciones estructurales que se dan a continuación resultarán convenientes para el área de estudio, bajo un criterio técnico y económico.

Por petición del GAD Municipal del Cantón Girón se estableció un ancho total del puente de 7.5 m; en donde, el ancho de veredas es de 0.75 m de cada lado y 3.00 m cada carril, siguiendo lo establecido por la NEVI 2012.

Según los estudios realizados anteriormente se concluyó que la luz del puente será de 14.6 m, cabe mencionar que el ensamble de cada estribo estará retirado a 3.5 m del margen del río, con el fin de resguardar a las estructuras de la socavación.

Las vigas de hormigón de pretensado no estarán separadas, por lo tanto, se colocará 6 vigas con un ancho de 1.25 m cada una para cubrir el ancho total.

3.2.2 Materiales

Es de vital importancia conocer las principales características de los materiales presentes en el diseño de las estructuras, por lo que a continuación se detalla cada uno de ellos.

Se ha considerado un diseño de: losa de hormigón, vigas de hormigón pretensado y estribos de hormigón armado con las siguientes características:

Tabla 3.5 Características mecánicas del hormigón

Resistencia a compresión de la viga	$f'c_{\text{viga}}$	350	kg/cm ²
Resistencia a compresión de la losa	$f'c_{\text{losa}}$	300	kg/cm ²
Modulo elasticidad viga	$E_{c \text{ viga}}$	282495.13	kg/cm ²
Modulo elasticidad losa	$E_{c \text{ losa}}$	252671.33	kg/cm ²
Resistencia a compresión de los estribos	$f'c_{\text{estribo}}$	240	kg/cm ²

Tabla 3.6 Características mecánicas del acero de refuerzo

Acero de Refuerzo (corrugado tradicional)		
f_y	4200	kg/cm^2
f_{y_v}	4200	kg/cm^2
f_{y_f}	5000	kg/cm^2
E_s	2000000	kg/cm^2

Tabla 3.7 Características mecánicas del acero de presfuerzo

f_{pu}	19000	kg/cm^2
f_{py}	17000	kg/cm^2
f_{pi}	14250	kg/cm^2
Pérdidas	23	%
f_{pe}	10972.5	kg/cm^2
E_p	2000000	kg/cm^2

3.2.3 Diseño de la superestructura

3.2.3.1 Dimensiones y propiedades de la sección

Se diseñó una viga pretensada doble T (VTT) con una sección estándar.

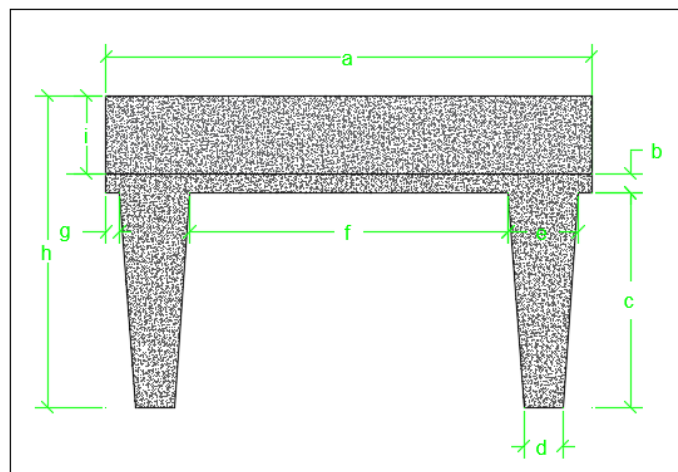


Figura 3.4 Sección estándar de la VTT-60

Tabla 3.8 Geometría del elemento de hormigón pretensado

Dimensiones		
a	125	cm
b	5	cm
c	55	cm
d	10	cm
e	18	cm
f	82	cm
g	3.5	cm
h	80	cm
i	20	cm
L	14.6	m
L cálculo	14.6	m

Tabla 3.9 Propiedades mecánicas de la sección

Área	A	2165	cm ²
Centro de gravedad desde el borde inferior	Cg _{bot}	38.02	cm
Centro de gravedad desde el borde superior	Cg _{top}	21.98	cm
Módulo de sección desde el borde inferior	S _{bot}	18731.36	cm ³
Módulo de sección desde el borde superior	S _{top}	32409.61	cm ³
Radio de giro	r	18.14	cm
Radio de giro al cuadrado	r ²	328.98	cm ²
Inercia	I	712250.47	cm ⁴

Relación entre módulos de elasticidad viga y losa	N	1.12	
Parámetro de rigidez longitudinal	K	3271320.9	cm ⁴
Espesor de losa del puente	ts	20	cm

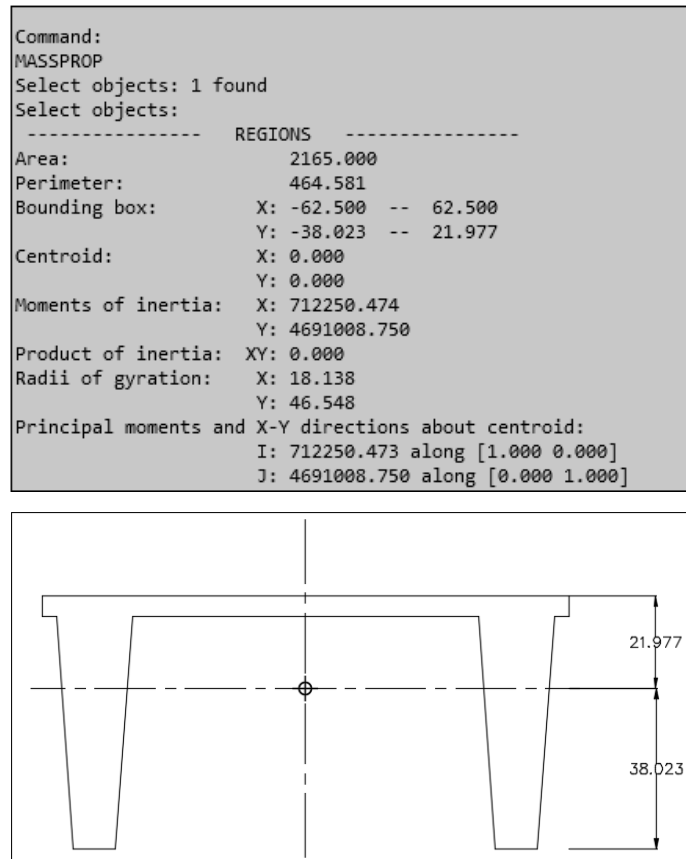


Figura 3.5 Propiedades de la sección estándar de la VTT-60

3.2.3.2 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Se realizó el diseño de las vigas interiores ya que estas son las más desfavorables, de ahí el uso exclusivo del factor de distribución “ $DF_{M(int)}$ ”.

Longitud de la viga	L	ft
Espaciamiento centro a centro de vigas	S	ft
Espesor de losa	t_s	in
Área de sección de la viga	A	in ²
Momento de inercia de la viga	I	in ²
Razón Modular (girder E / slab E)	n	
Distancia entre c.g. de viga y tablero	e_g	in
Parámetro de rigidez longitudinal	k_g	

(3.1)

$$K_g = n(I + A \cdot e_g^2)$$

Tabla 3.10 Propiedades geométricas de la sección VTT

L	14.6	m	47.90	ft
S	1.25	m	4.10	ft
t_s	0.2	m	7.87	in
A	2165	cm ²	335.58	in ²
I	712250.47	cm ⁴	17111.89	in ⁴
n	1.12		1.12	
e_g	31.98	cm	12.59	in
		K_g	78606.74	

Usando las fracciones por carril especificadas, en donde el factor de distribución está dado por el mayor de los dos casos:

Caso I:

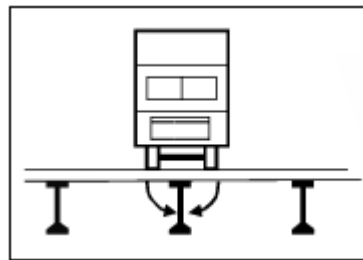


Figura 3.6 El “ $DF_{M(int)}$ ” para el diseño de un carril cargado incluye el factor de presencia múltiple “m” de 1.2

Fuente: (AASHTO, 2012)

Caso II:

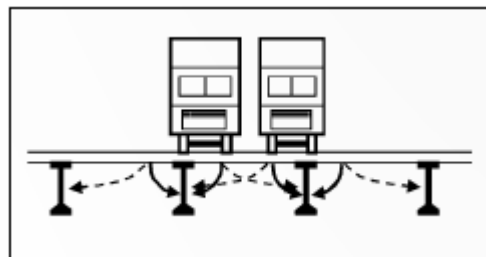


Figura 3.7 Condición de referencia del “ $DF_{M(int)}$ ” para el diseño de dos o más carriles cargados incluye el factor de presencia múltiple “m” de 1

Fuente: (AASHTO, 2012)

Tabla 3.11 Distribución de carga viva 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, 1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuestos con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de 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: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_r}{L_r}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_r}{L_r}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq L \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_r \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: (AASHTO, 2012)

Resultando el mayor valor:

$$\begin{array}{rcl}
 0.40 & > & 0.32 \\
 DF_{M \text{ (int)}} & = & 0.40
 \end{array}$$

3.2.3.3 Distribución de sobrecargas por carril para cortante en vigas interiores

Para vigas interiores el factor de distribución por cortante está dado por el mayor de los dos casos indicados en la tabla 3.12

Tabla 3.12 Distribución de carga viva para cortante en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
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 de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3400} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,9}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73\,000$ $110 \leq t_f \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{1,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{1,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73\,000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_e \geq 3$

Fuente: (AASHTO, 2012)

$$\begin{aligned}
 0.53 &> 0.52 \\
 DF_{V (int)} &= 0.528025
 \end{aligned}$$

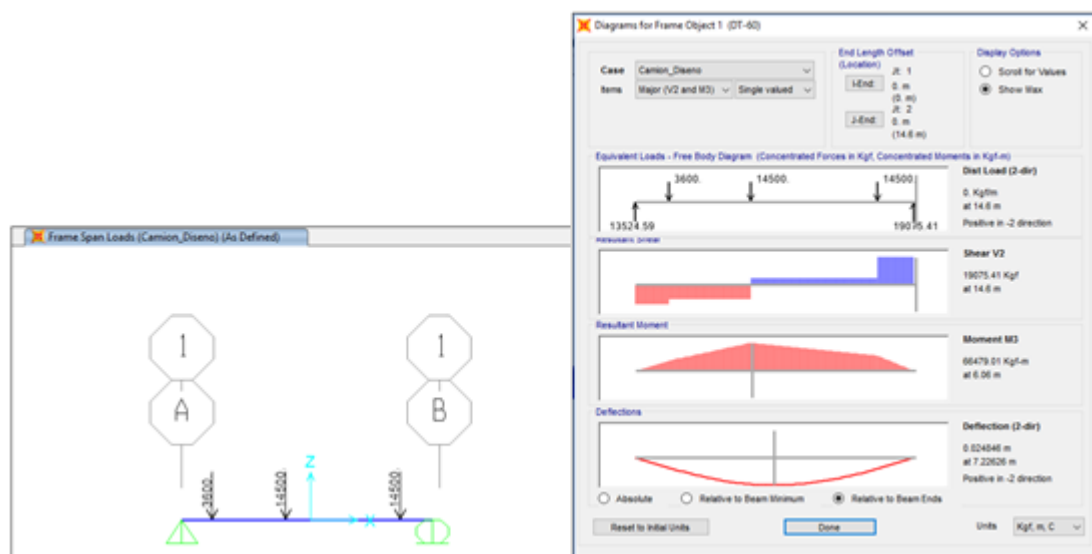
3.2.3.4 Análisis de cargas

Se busca las mayores solicitaciones del camión de diseño

1^{ra} Hipótesis: Camión de diseñoFigura 3.8 Diagramas de cortante y momento del vehículo de diseño a $x = 1.44$ m

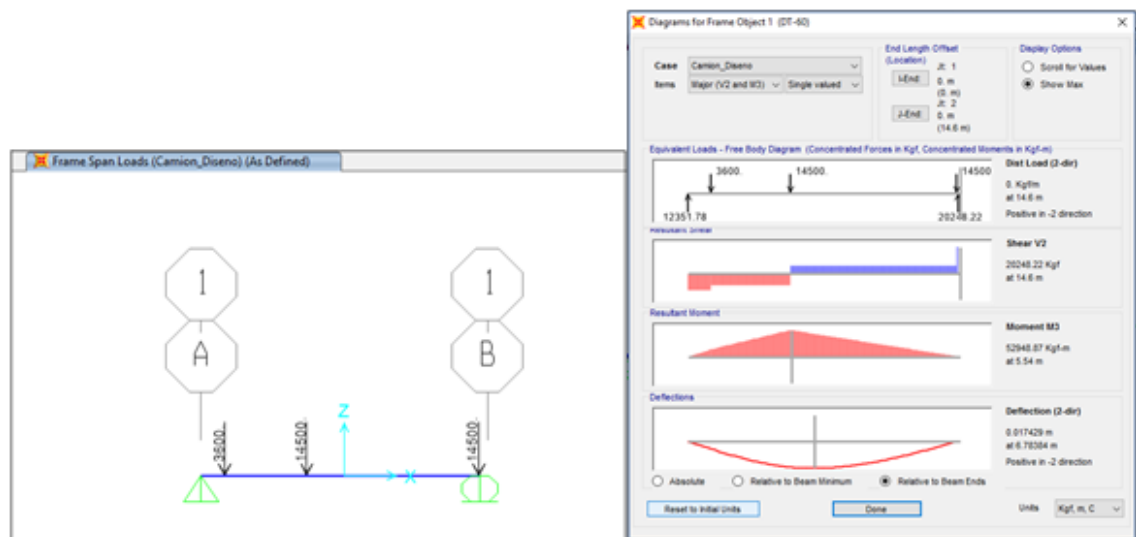
Tabla 3.13 Reacciones de la carga de diseño a $x = 1.44$ m

x	1.44	m	Distancia entre la resultante y la carga central
L_x	6.58	m	Abscisa de máximo momento
x_1	2.28	m	Distancia a la 1ra carga
x_2	6.58	m	Distancia a la 2da carga
x_3	10.88	m	Distancia a la 3ra carga
R_i	14697.4	kg	Reacción apoyo izquierdo
R_d	17902.6	kg	Reacción apoyo derecho
M_x	81228.87	kg·m	Momento máximo (en L_x)
R_{IZ}	6391.1	kg	Reac. apoyo izq. (camión sobre un apoyo)
R_{DE}	26208.9	kg	Reac. apoyo der. (camión sobre un apoyo)

Figura 3.9 Diagramas de cortante y momento del vehículo de diseño a $x = 2.48$ mTabla 3.14 Reacciones de la carga de diseño a $x = 2.48$ m

x	2.48	M	Distancia entre la resultante y la carga central
L_x	6.06	M	Abscisa de máximo momento
x_1	1.76	M	Distancia a la 1ra carga
x_2	6.06	M	Distancia a la 2da carga

x_3	12.71	M	Distancia a la 3ra carga
R_i	13524.59	kg	Reacción apoyo izquierdo
R_d	19075.41	kg	Reacción apoyo derecho
M_x	66479.01	kg·m	Momento máximo (en L_x)
R_{IZ}	9304.45	kg	Reac. apoyo izq. (camión sobre un apoyo)
R_{DE}	23295.55	kg	Reac. apoyo der. (camión sobre un apoyo)

Figura 3.10 Diagramas de cortante y momento del vehículo de diseño a $x = 3.53$ mTabla 3.15 Reacciones de la carga de diseño a $x = 3.53$ m

x	3.53	M	Distancia entre la resultante y la carga central
L_x	5.54	M	Abscisa de máximo momento
x_1	1.24	M	Distancia a la 1ra carga
x_2	5.54	M	Distancia a la 2da carga
x_3	14.54	M	Distancia a la 3ra carga
R_i	12351.78	kg	Reacción apoyo izquierdo
R_d	20248.22	kg	Reacción apoyo derecho
M_x	52948.87	kg·m	Momento máximo (en L_x)
R_{IZ}	12217.81	kg	Reac. apoyo izq. (camión sobre un apoyo)
R_{DE}	20382.19	kg	Reac. apoyo der. (camión sobre un apoyo)

Momento y cortante más desfavorable de la 1^{ra} hipótesis:

$$M = 81228.87 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V = 26208.9 \text{ Kg}$$

Total:

$$M_{LL+IM} = 108034.40 \text{ kg}\cdot\text{m} \text{ Momento en 3 m de ancho}$$

$$M_{LL+IM} = 43251.46 \text{ kg}\cdot\text{m} \text{ Momento en cada viga interior}$$

$$V_{LL+IM} = 34857.837 \text{ kg} \text{ Cortante en 3 m de ancho}$$

$$V_{LL+IM} = 18405.80 \text{ kg} \text{ Cortante en cada viga interior}$$

2^{da} Hipótesis: Carga del carril

Carga de carril (carga distribuida)

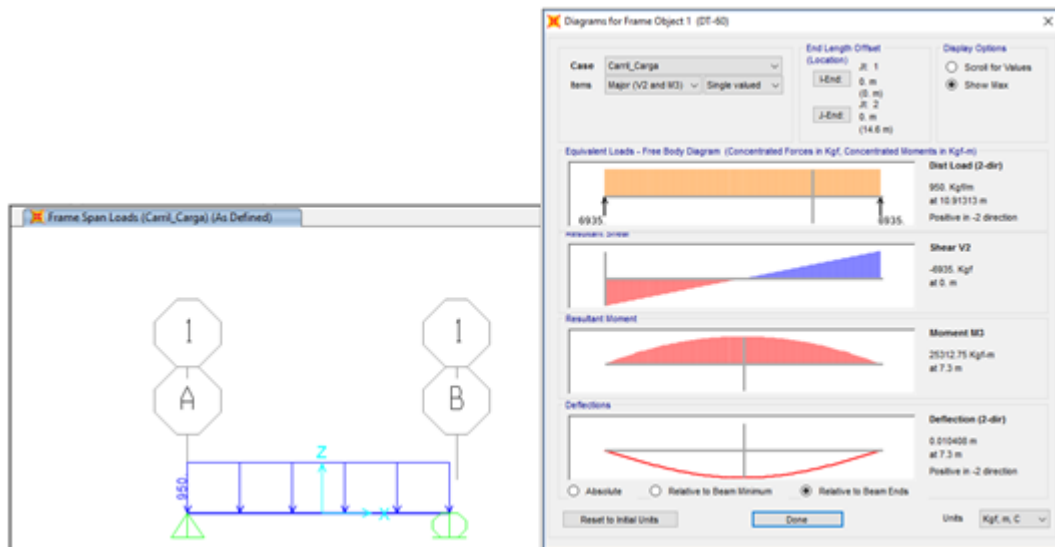


Figura 3.11 Diagramas de cortante y momento de la carga distribuida

$$M_1 = 25312.75 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_1 = 6935 \text{ Kg}$$

Carga puntual

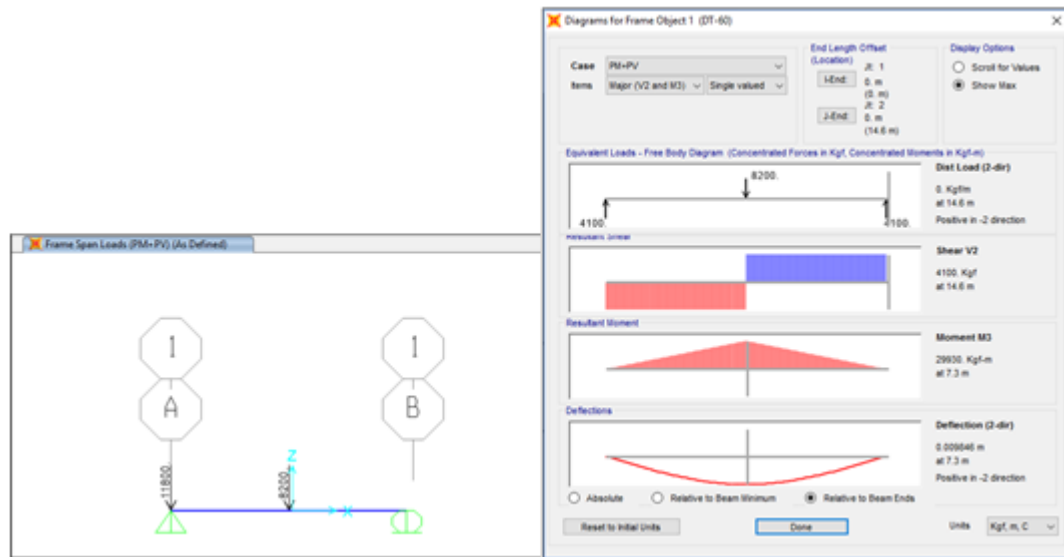


Figura 3.12 Diagramas de cortante y momento de la carga puntual

$$M_1 = 29930 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$V_1 = 11800 \text{ Kg}$$

Total:

$$M_{LL+IM} = 65119.65 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{Momento en 3 m de ancho}$$

$$M_{LL+IM} = 41249.40 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{Momento en cada viga interior}$$

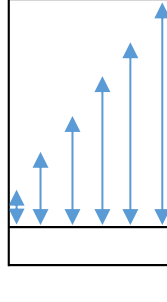
$$V_{LL+IM} = 22629 \text{ Kg} \quad \text{Cortante en 3 m de ancho}$$

$$V_{LL+IM} = 15221.82 \text{ Kg} \quad \text{Cortante en cada viga interior}$$

3.2.3.5 Acero de presfuerzo

El diseño presenta en la sección transversal 8 torones de $\varnothing = \frac{1}{2}$ ", y 4 torones de $\varnothing = \frac{7}{16}$ "; en la cual el área de cada torón estará afectado por un 23% en el acero de presfuerzo.

Tabla 3.16 Distribución del acero de presfuerzo en los dos nervios de la VTT-60

y cm	A (cm ²)	1.27	0.97	0.71	
	A _{p i} (cm ²)	0.9754	0.7468	0.5487	
	ø	1/2	7/16	3/8	Σ A _p
		(")	(")	(")	cm ²
	115				0.0000
	25				0.0000
	20				0.0000
	15		4		2.9872
	10	4			3.9016
	5	4			3.9016
	#	8	4		12
	# forrados	4	4		

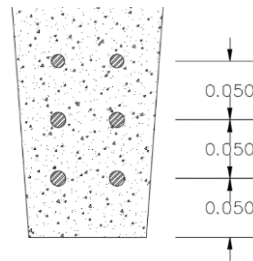


Figura 3.13 Acero pretensado o torones en un nervio de la VTT-60

Es necesario calcular el centro de presiones de los aceros de presfuerzo para encontrar la excentricidad de la fuerza efectiva de tensado.

Tabla 3.17 Centro de presiones “y” de los aceros de presfuerzo

Nº	Area cm ²	A _{i tot} cm ²	f _{p i} kg/cm ²	F kg	brazo cm	M kg·cm
4	0.7468	2.99	14250	42567.58	15	638513.77
4	0.9754	3.90	14250	55598.48	10	555984.78
4	0.9754	3.90	14250	55598.48	5	277992.39
Σ A _{i tot}		10.79	cm ²		C _{p bot} 9.58 cm	

Área del acero del presfuerzo:	A_p	=	10.79	cm^2
Centro de presiones acero presf:	$C_{p \text{ bot}}$	=	9.58	cm
F de tensado inicial del acero presf:	P_i	=	153764.54	Kg
F efectiva de tensado:	P_e	=	118398.7	Kg

Cálculo de la excentricidad:

$$e = C_g - C_{p \text{ bot}} \quad (3.2)$$

$$e = 28.44 \text{ cm}$$

3.2.3.6 Diseño de destensado

El hormigón con $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ al momento de cortar los cables alcanza una resistencia de $f'_{ci \text{ aproximado}} = 286.56 \text{ kg/cm}^2$ a la edad de los 7 días.

La resistencia del hormigón para el diseño se toma el valor de $f'_{ci} = 290 \text{ kg/cm}^2$, de ahí que, calculamos el módulo de elasticidad inicial:

$$E_{c_i} = 15100 \cdot \sqrt{f'_{c_i}} \quad (3.3)$$

$$E_{c_i} = 257143.73 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3.18 Requisitos de diseño para el funcionamiento de elementos sometidos a flexión

Comportamiento supuesto	Preesforzado			No preesforzado
	Clase U No fisurado	Clase T Transición entre no fisurado y fisurado	Clase C Fisurado	Fisurado
Propiedades de la sección para calcular esfuerzos bajo cargas de servicio	Sección bruta 18.3.4	Sección bruta 18.3.4	Sección fisurada 18.3.4	Sin requisitos
Esfuerzo admisible en transferencia	18.4.1	18.4.1	18.4.1	Sin requisitos
Esfuerzo de compresión admisible basado en sección no fisurada	18.4.2	18.4.2	Sin requisitos	Sin requisitos
Esfuerzo a tracción, bajo cargas de servicio 18.3.3	$\leq 0.62\sqrt{f'_c}$	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	Sin requisitos	Sin requisitos
Base para el cálculo de las deflexiones	9.5.4.1 Sección bruta	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.2, 9.5.3 Momento efectivo de inercia
Control de agrietamiento	Sin requisitos	Sin requisitos	10.6.4 modificado por 18.4.4.1	10.6.4
Cálculo de Δf_{ps} ó f_s para el control de fisuración	---	---	Análisis de sección fisurada	$M/(A_s \times \text{brazo de palanca})$ ó $0.6f_y$
Refuerzo de superficie	Sin requisitos	Sin requisitos	10.6.7	10.6.7

Fuente: (ACI 318-08)

3.2.4.6.1 Análisis en los extremos del elemento:

Esfuerzo máximo en tracción, en los extremos del elemento:

$$\sigma_{\text{top max}} = 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} = 27.25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{TRACCIÓN}$$

Norma ACI-318-08

Esfuerzo máximo en compresión, en los extremos del elemento:

$$\sigma_{\text{bot max}} = 0.7 \cdot f'_c = -203.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{COMPRESIÓN}$$

Norma ACI-318-08

Tabla 3.19 Fuerza de pretensado inicial, antes de pérdidas en los extremos

\emptyset	Área del terrón	Nº de Forros / Nervio	Nº Terrones / Nervio	Nº de Nervios	f_{p_i}	P
Inch	cm ²				kg/cm ²	kg
7/16"	0.7468	2	0	2	14250	0
1/2"	0.9754	0	2	2	14250	55598.48
1/2"	0.9754	2	0	2	14250	0

$$P_i = 55598.48 \text{ kg}$$

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \cdot \left(1 - \frac{e \cdot cg_{top}}{r^2}\right) \quad (3.4)$$

$$\sigma_{top} \quad f^t \quad 23.11 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{TRACCIÓN}$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{e \cdot cg_{bot}}{r^2}\right) \quad (3.5)$$

$$\sigma_{bot} \quad f_b \quad -110.08 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{COMPRESIÓN}$$

$$\sigma_{top} \quad 27.25 \quad > \quad 23.11 \quad \text{CUMPLE} \quad \text{TRACCIÓN}$$

$$\sigma_{bot} \quad -203.00 \quad > \quad -110.08 \quad \text{CUMPLE} \quad \text{COMPRESIÓN}$$

3.2.4.6.2 Análisis en el centro del elemento:

Esfuerzo máximo en tracción, en el centro del elemento:

Norma ACI-318-08

$$0.8 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \quad \sigma_{top \max} \quad 13.62 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{TRACCIÓN}$$

Esfuerzo máximo en compresión, en el del elemento:

Norma ACI-318-08

$$0.6 \cdot f'_{ci} \quad \sigma_{bot \max} \quad -174.00 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{COMPRESIÓN}$$

Tabla 3.20 Fuerza de pretensado inicial, antes de pérdidas en el centro del elemento

\emptyset	Área del terrón	Nº de Forros / Nervio	Nº Terrones / Nervio	Nº de Nervios	f_{p_i}	P
inch	cm ²				kg/cm ²	kg
7/16"	0.7468	0	2	2	14250	42567.58
1/2"	0.9754	0	2	2	14250	55598.48
1/2"	0.9754	0	2	2	14250	55598.48

$$P_i = 153764.54 \text{ kg}$$

Cálculo de momento por peso propio:

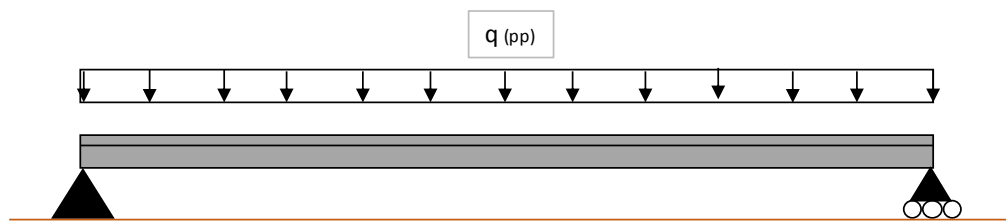


Figura 3.14 Viga simplemente apoyada con una carga distribuida

Con:

$$q = 519.6 \quad \text{kg/m}$$

$$L = 14.6 \quad \text{M}$$

$$M_{PP} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (3.6)$$

$$M_{PP} = 13844.74 \quad \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \cdot \left(1 - \frac{e \cdot cg_{top}}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S^t} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{top} \quad f^t \quad 21.20 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{TRACCIÓN}$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{e \cdot cg_{bot}}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S^b} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{bot} \quad f_b \quad -230.52 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{COMPRESIÓN}$$

3.2.3.7 Diseño ultima resistencia a flexión

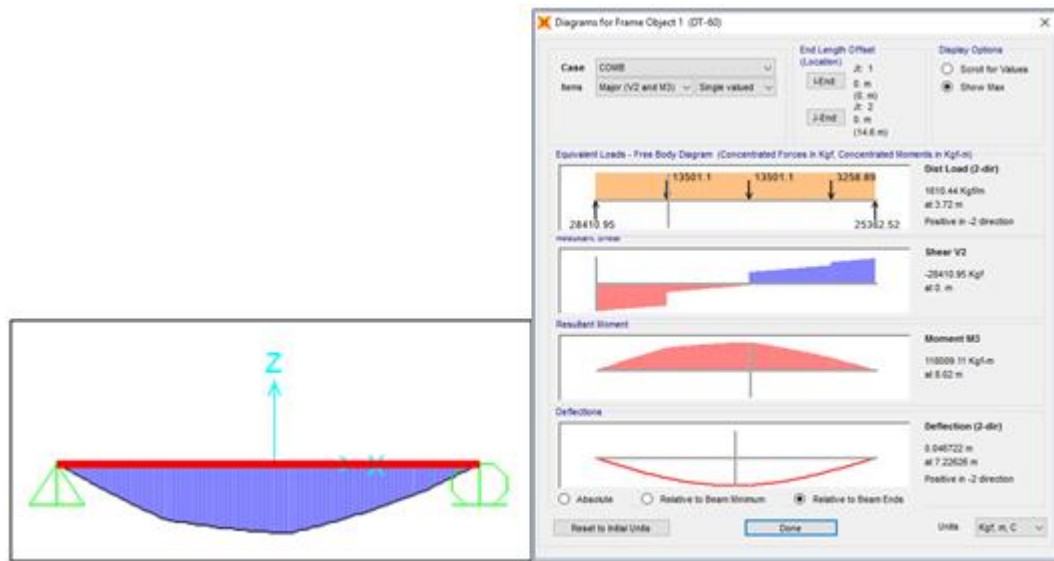


Figura 3.15 Diagrama de momento flector máximo

Diagrama de momento flector (COMB):

$$M_u = 118009.11 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Esfuerzo de tracción nominal, en flexión, en el acero de presfuerzo (fps):

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot (\omega - \omega') \right] \right) \quad (3.9)$$

γ_p = Factor que toma en cuenta las propiedades del acero de presfuerzo:

γ_p	=	0.55	$\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80$	0.89	NO_CUMPLE
γ_p	=	0.4	$\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$	0.89	CUMPLE
γ_p	=	0.28	$\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.9$	0.89	NO_CUMPLE

β_1 = Factor que depende de la resistencia del hormigón:

Tabla 3.21 Factor β

β_1	f'_c kg/cm ²
0.85	170
0.85	200
0.85	230
0.85	260
0.85	280
0.8	350
0.75	420
0.7	490
0.65	560

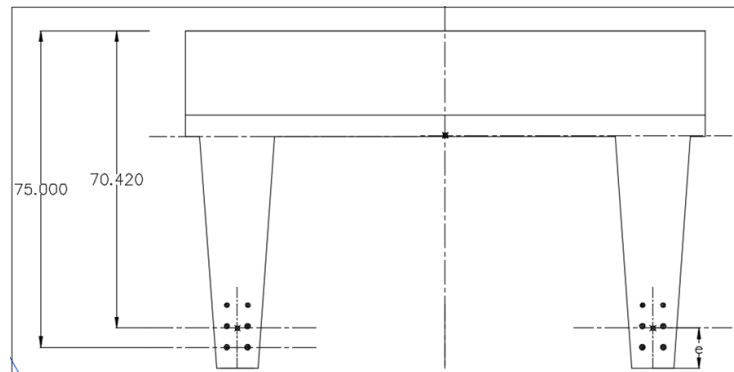


Figura 3.16 Losa más VTT-60 forman un solo elemento, ya fundido resulta un cuerpo más rígido.

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$d_p = 70.42 \text{ cm}$$

$$b = 125 \text{ cm}$$

ρ_p = Cuantía del acero de presfuerzo

$$\rho_p = \frac{A_p}{b \cdot d_p(3.10)}$$

$$\rho_p = 0.0012$$

Con:

$$\omega = \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \quad (3.11)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0 \quad \text{cm}^2 \\ \rho &= 0 \\ \omega &= 0 \end{aligned}$$

Y:

$$\omega' = \rho' \cdot \frac{f_y}{f'_c} \quad (3.13)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned} A'_s &= 0 \quad \text{cm}^2 \\ \rho' &= 0 \\ \omega' &= 0 \end{aligned}$$

Resultando:

$$f_{ps} = 18367.81 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$h_f = 20 \quad \text{cm}$$

Con el siguiente factor controlamos que el eje neutro no sea muy poco profundo:

$$\left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot (\omega - \omega') \right] = 0.17$$

$$0.17 \geq 0.17$$

Cumple

Con:

$$f'_c = 280 \text{ cm}$$

$$b_{\text{comp}} = 125 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_p \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.15)$$

$$a = 6.66 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.16)$$

$$c = 8.33 \text{ cm}$$

Tabla 3.22 Momento nominal

#	Ø	di viga sola	di viga compuesta	As o AP	ε _{si}	fs o fps	Fs o Fps	brazo	Mn
Id	inch	cm	cm	cm ²	mm/mm	kg/cm ²	kg	cm	kg·m
-	-	-55	-35	0	-0.016	18367.81	0.000	-38.33	0.00
-	-	35	55	0	0.017	18367.81	0.000	51.67	0.00
-	-	40	60	0	0.019	18367.81	0.000	56.67	0.00
4	3/8	45	65	2.99	0.020	18367.81	54868.32	61.67	33836.71
4	1/2	50	70	3.90	0.022	18367.81	71664.74	66.67	47778.13
4	1/2	55	75	3.90	0.024	18367.81	71664.74	71.67	51361.36
						Cc (kg)	198197.80	Mn	132976.20
						Σ = 0	0.00		

El factor de reducción a la resistencia para la flexión es $\phi_M = 0.9$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$119678.5796 \geq 118009.11$$

\therefore Cumple

3.2.3.8 Diseño ultima resistencia a cortante

El cortante será absorbido únicamente por los nervios de la VTT, por lo que se desprecia el aporte de la sección restante y de la losa hormigonada in situ.

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.17)$$

$$V_c = 14006.48 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot V_c = 10504.86 \text{ kg}$$

$$V_c = \left(0.16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 49 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.18)$$

$$V_c = 35148.34 \text{ kg}$$

$$0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq V_c \leq 1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.19)$$

\therefore Cumple

$$\phi \cdot V_c = 26361.26 \text{ kg}$$

$$V_c = 1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 35148.34 \text{ kg}$$

El mayor de las tres condiciones es el cortante absorbido por el hormigón.

El factor de reducción a la resistencia para cortante es $\phi_v = 0.75$, por lo que:

$$\phi \cdot V_c = 26361.26 \text{ kg}$$

$$V_\mu > 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$$

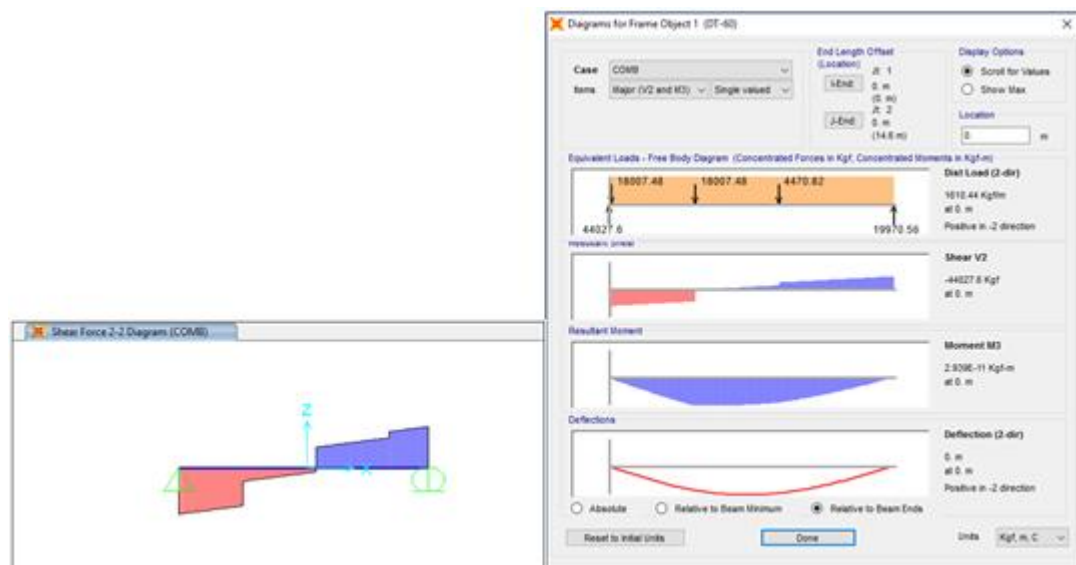


Figura 3.17 El cortante último a una distancia de la viga $x = 0 \text{ m}$

$$V_\mu \quad 44027.6 \quad \text{kg}$$

$$M_\mu \quad 2.939\text{E-}11 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

Con:

$$d \quad 50.45 \quad \text{cm}$$

$$d_p \quad 60.00 \quad \text{cm}$$

$$b_w \quad 28 \quad \text{cm}$$

$$\lambda \quad 1$$

$$f_{yt} \quad 4200 \quad \text{kg/cm}^2$$

El mayor de las tres condiciones es el cortante absorbido por el hormigón.

El factor de reducción a la resistencia para cortante es $\phi_v = 0.75$, por lo que:

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 14006.48 \quad \text{kg}$$

$$\phi \cdot V_c = 10504.86 \quad \text{kg}$$

$$V_c = \left(0.16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 49 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 1.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 35148.34 \quad \text{kg}$$

$$\phi \cdot V_c = 26361.26 \quad \text{kg}$$

Para fuerza cortante última “ V_u ” debe garantizarse por lo menos el refuerzo mínimo:

$$V_u > 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_u = 44027.6 \quad \text{kg}$$

$$0.5 \cdot \phi \cdot V_c = 13180.63 \quad \text{kg}$$

\therefore Necesita acero para cortante

Al usar acero perpendicular con respecto al eje del elemento, la resistencia del acero es (ACI, 2008):

$$V_s = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} \quad (3.20)$$

$$V_s = 23555.12 \text{ kg}$$

Área total de refuerzo por cortante A_v :

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \quad (3.21)$$

Sujetándose a las condiciones de:

$$A_{v_{min}} = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \quad (3.22)$$

$$A_{v_{min}} \geq \frac{3.5 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}} \quad (3.23)$$

$$A_{v_{min}} \geq \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} \cdot s}{80 \cdot f_{yt} \cdot d} \cdot \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (3.24)$$

Donde se permite una separación máxima de:

$$s_{m\acute{a}x} = 0.75 \cdot h$$

$$s_{m\acute{a}x} = 45.00 \text{ cm}$$

Tabla 3.23 Cálculo de aceros transversales a una distancia $x=0$ del apoyo, con $s = 8$ cm y $\emptyset = 8$ mm

x	V_μ	V_c	V_s	s
m	kg	kg	kg	cm
0	44027.6	35148.34	23555.12	8

$A_{v, \min}$	$A_{v, \min}$	$A_{v, \min}$	$A_{v, \min}$	A_v	# ramas	$A_{v \emptyset}$	\emptyset
cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	(1-2)	cm ²	mm
0.20	0.19	0.13	0.20	0.89	2	0.44	8

A_\emptyset	$V_{s \min}$	V_s	$V_{s \max}$	
cm ²	kg	Kg	kg	

0.5027	29070.06	26626.88	58140.12	NO_CUMPLE
--------	----------	----------	----------	-----------

Tabla 3.24 Cálculo de aceros transversales a una distancia $x=0$ del apoyo, con $s = 10$ cm y $\varnothing = 10$ mm

x	V_{μ}	V_c	V_s	s
m	kg	kg	kg	cm
0	44027.6	35148.34	23555.12	10

$A_{V, \min}$	$A_{V, \min}$	$A_{V, \min}$	$A_{V, \min}$	A_v	# ramas	$A_{v \varnothing}$	\varnothing
cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	(1-2)	cm ²	mm
0.25	0.23	0.16	0.25	1.11	2	0.56	10

A_{\varnothing}	$V_s \min$	V_s	$V_s \max$	
cm ²	kg	kg	kg	
0.7854	29070.06	33283.60	58140.12	CUMPLE

De manera semejante se calcula para distancias $x = 2.43$ m y $x = 4.87$ m.

Tabla 3.25 Resumen del cálculo de aceros transversales en la VTT

Sección	long	V_{μ}	V_c	V_s	A_s	s	# ramas 1-2	\varnothing	V_s
	m	kg	kg	Kg	cm ²	cm		cm	kg
0-1	0.0	44027.60	35148.34	23555.12	0.56	10.0	2	10	33283.60
1-2	2.4	22220.14	19539.53	10087.32	0.30	12.5	2	10	26626.883
2-3	4.9	412.68	14006.48	-13456.24	0.79	25.0	2	10	13313.44
3-4	9.7	412.68	14006.48	-13456.24	0.79	25.0	2	10	13313.441
4-5	12.2	22220.14	19539.53	10087.32	0.30	12.5	2	10	26626.883
5-6	14.6	44027.60	35148.34	23555.12	0.56	10.0	2	10	33283.603

3.2.3.9 Deflexiones

El diseño de un elemento estructural, además de la resistencia se contempla el cálculo de las deflexiones.

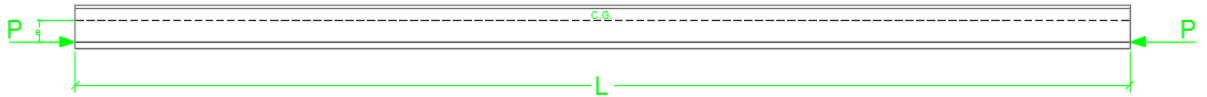


Figura 3.18 Posición de las fuerzas de pretensar “P”

Fuente: (Carrasco Castro, 2010)

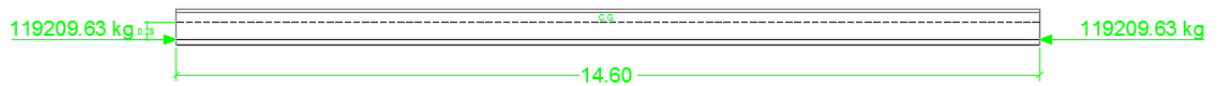


Figura 3.19 Posición de las fuerzas de pretensar en la VTT-60

Camber + \uparrow (Carrasco Castro, 2010)

(3.25)

$$\Delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I}$$

Donde:

P: Fuerza efectiva de tensado (luego de pérdidas)

e: excentricidad

L: longitud del cable de presfuerzo

E: módulo de elasticidad

I: momento de inercia

$$\Delta + \uparrow = 5 \text{ cm}$$

Contra flecha - \downarrow

Para el cálculo de la “contra flecha” se determinará con las cargas de servicio, es decir cargas sin mayorar. Utilizando el programa SAP2000 v18, se determinó la deformación en la que si se debe considerar el incremento de impacto

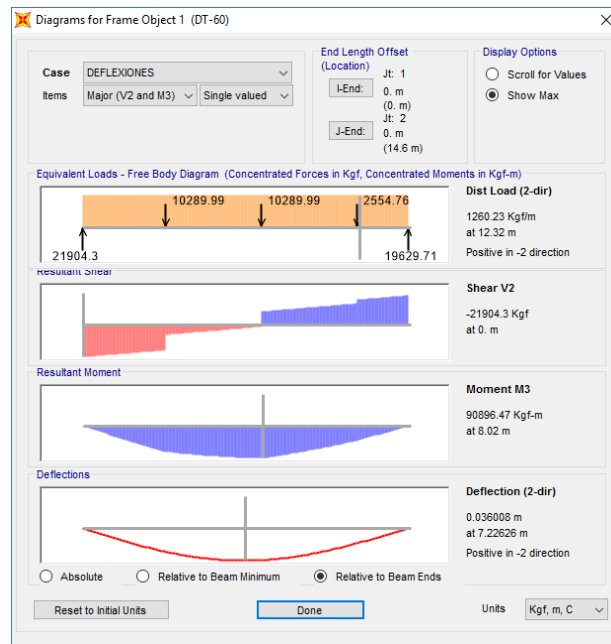


Figura 3.20 Deflexión - ↓ de la VTT-60

$$\Delta - \downarrow = 3.6 \text{ cm}$$

La deformación total en la VTT es igual a la diferencia de la contraflecha (Camber) y flecha:

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{tot}} &= \Delta \uparrow - \Delta \downarrow \\ \Delta_{\text{tot}} &= 1.4 \text{ cm}\end{aligned}$$

Las deflexiones permitidas se puede elegir con criterio, ya que con cargas vehiculares es la más exigente, por lo que la AASHTO LRFD indica una deflexión máxima de):

(3.20)

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{máx}} &= \frac{L}{800} \\ \Delta_{\text{máx}} &= \frac{L}{800} = \frac{1460}{800} \\ \Delta_{\text{máx.}} &= 1.83 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\Delta_{\text{tot}} < \Delta_{\text{máx.}}$$

∴ Cumple la deformación de la VTT-60

3.2.3.10 Diseño de la losa

Para el diseño de la losa armada, se ha considerado las condiciones de diseño del art. 9.7.2.4 de la normativa AASHTO LRFD.

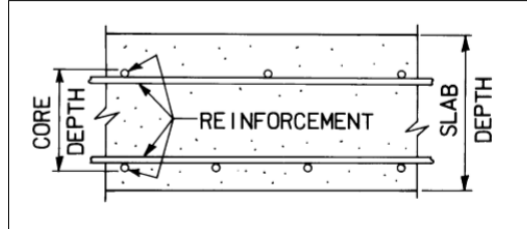


Figura 3.21 Núcleo de una losa de hormigón

Fuente: (AASHTO, 2012)

El acero principal de la losa será en sentido perpendicular al tránsito.

Para el acero principal del tramo interior se tiene un momento por peso propio (M_D):

Tabla 3.26 Momento por peso propio de la losa

	t	b	γ material	W
	m	m	kg/m ³	Tn/m
Capa de rodadura (Asfalto)	0.05	1	2250	0.11
Peso propio	0.2	1	2400	0.48
			W_D	0.59

Momento en los apoyos

$$M_D = \frac{W_D \cdot S^2}{10} \quad (3.21)$$

$$M_D = 0.06 \quad \text{Tn} \cdot \text{m}$$

Momento por sobrecarga (LL)

$$M_{LL} = \frac{(S + 0.61) \cdot \frac{W_{eye} \cdot (3.22)}{2}}{9.74}$$

$$M_{LL} = 1.20 \quad \text{Tn} \cdot \text{m}$$

Factores de continuidad entre viga y losa

$$M^{(+)} = 0.8$$

$$M^{(-)} = 0.9$$

$$M_{LL}^{(+)} = 0.959 \quad \text{Tn}\cdot\text{m}$$

$$M_{LL}^{(-)} = 1.079 \quad \text{Tn}\cdot\text{m}$$

Momento por impacto (IM):

$$I_{\text{máx}} = 30 \quad \%$$

$$MIM^{(+)} = 0.288 \quad \text{Tn}\cdot\text{m}$$

$$MIM^{(-)} = 0.324 \quad \text{Tn}\cdot\text{m}$$

Diseño por servicio o esfuerzos de trabajo

Verificación del peralte:

Mom. por Servicio

$$M = M_D + M_{LL} + M_{IM}$$

$$M^{(+)} = 1.306 \quad \text{Tn}\cdot\text{m}$$

$$M^{(-)} = 1.461 \quad \text{Tn}\cdot\text{m}$$

Peralte mínimo:

$$d = \sqrt{\frac{2 \cdot M}{F_c \cdot K \cdot J \cdot b}} \quad (3.23)$$

$$F_c = 0.4 \cdot f'_c \quad (3.24)$$

$$F_c = 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 0.4 \cdot f_y \quad (3.25)$$

$$F_s = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = F_s / F_c \quad (3.26)$$

$$r = 14$$

$$E_c = 15000 \cdot f'_c{}^{1/2} \quad (3.27)$$

$$E_c = 259807.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s / E_c \quad (3.28)$$

$$n = 8.08$$

$$k = n / (n+r) \quad (3.29)$$

$$k = 0.37$$

$$J = 1 - K/3 \quad (3.30)$$

$$J = 0.88$$

Resultando:

$$d = 8.23 \text{ cm}$$

$$d < t$$

\therefore Cumple

$$d = t - \varnothing/2 - r \quad (3.31)$$

Con:

$$\varnothing = 5/8 \text{ inch}$$

$$\varnothing = 1.59 \text{ cm}$$

$$r = 5.08 \text{ cm}$$

$$d = 14.13 \text{ cm}$$

$$d_{\text{asumido diseño}} = 14 \text{ cm}$$

Diseño por rotura:

Momento último resistente (flexión $\varnothing=0.9$)

$$M_u = 1.3 \cdot [M_D + 1.67 \cdot (M_{LL} + M_{IM})] \quad (3.32)$$

$$M_u^{(+)} = 2.78 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$M_u^{(-)} = 3.12 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left[d - \frac{(A_s \cdot f_y)}{(1.7 \cdot f'_c \cdot b)} \right] \quad (3.33)$$

$$A_s = \frac{(f'_c \cdot b \cdot d)}{f_y} \cdot \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left[0.85 \cdot \sqrt{\frac{0.7225 - 1.7 \cdot M_u}{(\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2)}} \right]$$

$$A_s^{(+)} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{(-)} = 6.12 \text{ cm}^2$$

Cantidad mínima por cuantía:

$$A_{s \text{ mín}} = 14/f_y \cdot b \cdot d \quad (3.34)$$

$$A_{s \text{ mín}} = 4.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 4.67 \text{ cm}^2$$

Cumple

Cumple

$$s = \frac{A_v \cdot b}{A_s} \quad (3.35)$$

$$s = 36.63$$

Acero positivo

Acero negativo

Ø 5/8 @ 37

Ø 5/8 @ 33

Acero de repartición:

$$\% A_{sr} = (121 / (L^{0.5})) \% \cdot A_s \quad (3.36)$$

$$67\% \cdot A_s$$

$$\% A_{sr} = 1.48$$

$$67\% \cdot A_s = 3.13$$

$$\% A_{sr} < 67\% \cdot A_s$$

\therefore Cumple

$$A_{sr} = 3.14 \text{ cm}$$

$$s = \frac{A_v \cdot b}{A_s}$$

$$s = 40.6 \text{ cm}$$

$$\emptyset 1/2'' @ 41 \text{ cm}$$

Acero de temperatura:

$$A_{st} = 0.0018 \cdot b \cdot t \quad (3.37)$$

$$A_{st} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 2.64$$

\therefore Cumple

$$s = \frac{A_v \cdot b}{A_s}$$

$$s = 19.72 \text{ cm}$$

$$\emptyset 3/8 @ 20 \text{ cm}$$

3.2.4 Diseño de la subestructura

Los estribos, la cimentación y aparatos de apoyo forman parte de la subestructura. Por su parte, los estribos al ser estructuras de soporte que además de las cargas propias del elemento estructural resisten cargas provenientes de la superestructura. El diseño que se presenta está basado en la AASHTO LRFD.

3.2.4.1 Geometría del estribo

Altura del estribo

$$H = 6 \text{ m}$$

Altura del cimientto

$$D = 0.1 \cdot H$$

$$D = 0.6 \text{ m}$$

$$D_{\text{diseño}} = 1.1 \text{ m}$$

Ancho del cimient

$$B = \frac{H}{2} \quad B = \frac{2 \cdot H}{3} \quad (3.38)$$

$$B_i = 3 \quad 4$$

$$B_{\text{diseño}} = 7 \text{ m}$$

Longitud de la punta

$$L_{\text{punta}} = \frac{B}{3} \quad (3.39)$$

$$L_{\text{punta}} = 2.33 \text{ m}$$

$$L_{\text{punta}} = 1.6 \text{ m}$$

Longitud de talón:

$$L_{\text{talón}} = \frac{B}{3}$$

$$L_{\text{talón}} = 2.33 \text{ m}$$

$$L_{\text{talón}} = 4.4 \text{ m}$$

Espesor menor de pantalla:

$$t_{\text{sup}} = \frac{H}{24} \quad (3.40)$$

$$t_{\text{sup}} = 0.25 \text{ m}$$

$$t_{\text{sup}} = 0.8 \text{ m}$$

Espesor mayor de pantalla:

$$t_{\text{inf}} = 0.1 \cdot H \quad (3.41)$$

$$t_{\text{inf}} = 0.6 \text{ m}$$

$$t_{\text{inf}} = 1 \text{ m}$$

Longitud mínima de cajuela:

$$(3.42) \quad N_{\text{mín}} = (200 + 0.0017 \cdot L + 0.0067 \cdot H) \cdot (1 + 0.000125 \cdot S^2)$$

$$L = 20000 \text{ mm}$$

$$H' = 0 \text{ mm}$$

$$S^\circ = 3.81^\circ$$

$$N_{\min} = 0.23 \quad \text{m}$$

$$N = 0.60 \quad \text{m}$$

Base y altura del parapeto:

$$b_{\text{parapeto}} = 0.7 \quad \text{m}$$

$$h_{\text{parapeto}} = 1 \quad \text{m}$$

$$e_1 = 0.3 \quad \text{m}$$

$$e_2 = 0.6 \quad \text{m}$$

$$t_1 = 0.5 \quad \text{m}$$

$$t_2 = 0 \quad \text{m}$$

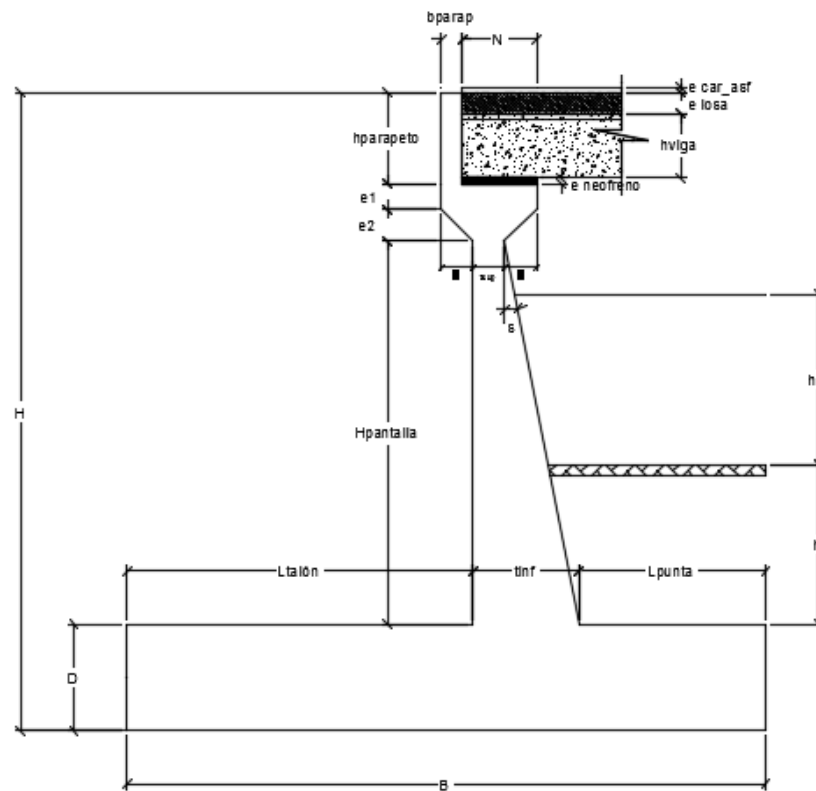


Figura 3.22 Dimensiones del estribo

3.2.4.2 Cargas que actúan sobre los estribos

Las cargas verticales y horizontales se han de considerar en franjas de un metro de longitud de estribo para el diseño

Cargas verticales

Cargas DC: Peso propio del estribo de concreto armado

Tabla 3.27 Peso y momentos por peso propio

Elemento	h	b	L	Volumen	DC	x_A	y_A	$x_A \cdot DC$	$y_A \cdot DC$
id	m	m	m	m ³	Ton/m	m	m	Tn · m/m	Tn · m/m
1	1	0.7	1	0.700	1.680	2.250	5.500	3.78	9.24
2	0.3	1.30	1	0.390	0.936	1.950	4.850	1.83	4.54
3	0.6	0	1	0.000	0.000	2.600	4.500	0.00	0.00
4	3.6	0.80	1	2.880	6.912	2.200	2.900	15.21	20.04
5	0.6	0.5	1	0.150	0.360	1.63	4.500	0.59	1.62
6	3	0.20	1	0.300	0.720	1.733	2.100	1.25	1.51
7	1.1	7	1	7.700	18.480	3.500	0.550	64.68	10.16
				Σ	29.088	Tn/m		87.33	47.12

Resultando:

DC	29.088	Tn/m
x_A	3.002	m
y_B	1.620	m

Peso propio de la superestructura:

P_{DC}	12.75	Tn/m
x_A	1.6	m

Cargas DW: Peso del asfalto en la superestructura:

P_{DW}	1.65	Tn/m
x_A	1.6	m

Cargas EV: Peso del terreno

Tabla 3.28 Peso y momentos del terreno

Elemento	h	b	L	Volumen	EV	x_A	y_A	$x_A \cdot EV$	$y_A \cdot EV$
id	m	m	m	m^3	Ton/m	m	m	Tn · m/m	Tn · m/m
8	4.9	4.4	1	21.560	40.705	4.8	3.550	195.39	144.50
9	0.6	0	1	0.000	0.000	2.600	4.300	0.00	0.00
10	3	0	1	0.000	0.000	2.6	2.600	0.00	0.00
11	1.9	0.13	1	0.120	0.227	1.642	2.367	0.37	0.54
12	1.9	1.6	1	3.040	5.740	0.8	2.05	4.59	11.77
				Σ	46.672	Tn/m		200.35	156.81

EV 46.672 Tn/m

x_A 4.293 m

y_B 3.360 m

Cargas LL+IM: Carga viva e impacto desde la superestructura

P_{LL+IM} 11.1 Tn/m

x_A 1.6 m

Cargas LS: Sobrecarga por carga viva en el terreno

LS_y 4.865 Tn/m

x_A 4.800 m

Tabla 3.29 Resumen de cargas verticales

Carga	Tipo	V	X_A	M_V
id	id	Tn/m	m	Tn·m / m
DC	DC	29.09	3.002	87.33

P _{DC}	DC	12.75	1.600	20.40
P _{DW}	DW	1.65	1.600	2.64
EV	EV	46.67	4.293	200.35
P _{LL+IM}	LL+IM	11.10	1.600	17.76
LS _y	LS	4.87	4.800	23.35
	Σ	106.125	Tn/m	351.83

Cargas horizontales

Cálculo del empuje activo (k_a) con los datos obtenidos del estudio de suelos:

Ángulo de fricción interna	$\phi =$	20
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	$\delta =$	0
Ángulo del material del suelo con la horizontal	$\beta =$	0
Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno	$\theta =$	90

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.43)$$

$$k_a = 0.490$$

Cargas actuantes:

Cargas LS: Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva en el terreno

$$p'' = k_a \cdot h' \cdot \gamma_t \quad (3.44)$$

p''	0.532	Tn/m ²
LS _x	3.190	Tn/m
Y _A	3	m

Cargas EH: Presión lateral del terreno

$$p = k_a \cdot H \cdot \gamma_t$$

p	5.554	Tn/m ²
EH	16.66	Tn/m
Y _A	2.000	m

Cargas EQ: Acción sísmica

La acción sísmica del terreno (EQ_{terreno}) es calculada con el método de Mononobe-Okabe, señalado en el apéndice A11 correspondiente al diseño sísmico de estructuras de contención de la AASHTO LRFD.

Ángulo de fricción interna	$\phi = 20^\circ$
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	$\delta = 0^\circ$
Ángulo del material del suelo con la horizontal	$i = 0^\circ$
Ángulo de inclinación del muro con la vertical	$\beta = 0^\circ$
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal	$A = 0.25$
Coeficiente de aceleración horizontal	$K_h = 0.125$
Coeficiente de aceleración vertical	$K_v = 0$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (3.45)$$

$$\theta = 7.13^\circ \quad (3.46)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2(\beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[\frac{1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}}{0.592} \right]^2}$$

$$EQ_{\text{terreno}} = \frac{1}{2} \cdot (K_{AE} - K_a) \cdot H^2 \cdot \gamma_t \quad (3.47)$$

$$Eq_{\text{terreno}} = 3.45 \text{ Tn/m}$$

$$Y_A = 3 \text{ m}$$

 P_{EQ} : Carga sísmica por superestructura

El artículo 3.10.9.1 AASHTO LRFD, establece para los puentes de un solo tramo independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, una sollicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura, no menor al

producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria, es decir (Rodríguez Serquén, 2012):

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} \cdot A \cdot S \quad (3.48)$$

$$P_{EQ} = 4.32 \text{ Tn/m}$$

$$Y_A = 5.50 \text{ m}$$

EQ estribo: Fuerza inercial del estribo

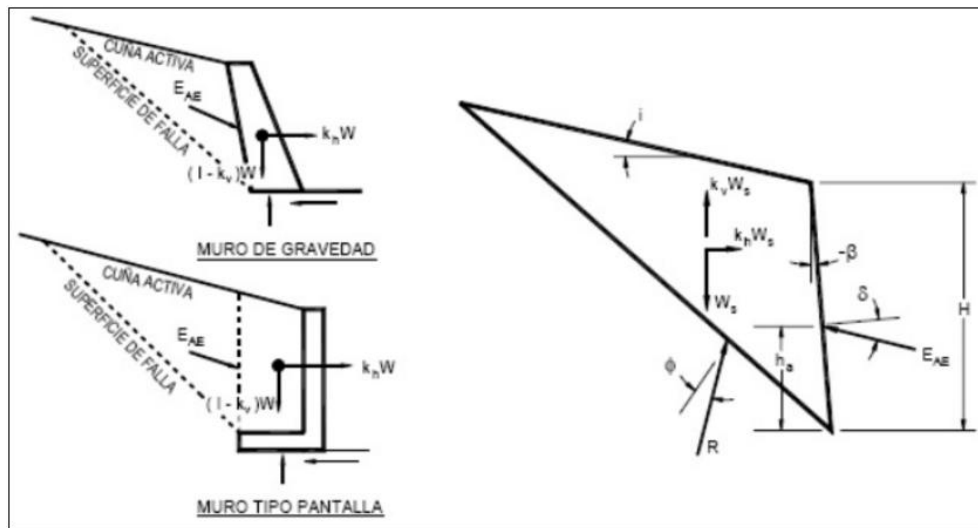


Figura 3.23 Fuerzas de la cuña activa en un muro tipo pantalla

Fuente: (AASHTO, 2012)

Peso muerto:

$$W_{DC+EV} = DC + EV \quad (3.49)$$

Donde:

Peso del terreno y peso tributario: W_{DC+EV}

C. G. del estribo y terreno tributario: $Y_{A(DC+EV)}$

$$W_{DC+EV} = 75.76 \text{ Tn/m}$$

$$Y_{A_{DC+EV}} = \frac{DC \cdot Y_{A_{DC}} + EV \cdot Y_{A_{EV}}}{W_{DC+EV}} \quad (3.50)$$

$$Y_{A(DC+EV)} = 2.692 \text{ m}$$

$$k_h = 0.5 \cdot A \quad (3.51)$$

$$K_h = 0.125$$

$$EQ_{estribo} = k_h \cdot W_{DC+EV} \quad (3.52)$$

$$EQ_{estribo} = 9.47 \quad \text{Tn/m}$$

$$Y_A = 2.69 \quad \text{m}$$

Cargas BR: Frenado

$$BR = 2.32 \quad \text{Tn/m}$$

$$Y_A = 7.80 \quad \text{M}$$

Tabla 3.30 Resumen de cargas horizontales

Carga	Tipo	H	Y_A	M_H
id	Id	Tn/m	m	Tn·m / m
LS_x	LS	3.19	3.000	9.57
EH	EH	16.66	2.000	33.32
EQ_{terreno}	EQ	3.45	3.000	10.34
P_{EQ}	EQ	4.32	5.500	23.76
EQ_{estribo}	EQ	9.47	2.692	25.49
BR	BR	2.32	7.800	18.10
	Σ	39.41	Tn/m	120.59

3.2.4.3 Primera hipótesis: Estribo con la superestructura

Estados límites y combinaciones de cargas:

Tabla 3.31 Cargas verticales V_u (1^{ra} hipótesis)

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
CARGA	DC	P_{DC}	P_{DW}	EV	P_{LL+IM}	LS_V	V_u (Tn)
V (Tn)	29.09	12.75	1.65	46.67	11.10	4.87	106.13

Resistencia Ia	0.9	0.9	0.65	1	0	1.75	93.91
	26.18	11.48	1.07	46.67	0.00	8.51	
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	145.72
	36.36	15.94	2.48	63.01	19.43	8.51	
Evento extremo Ia	0.9	0.9	0.65	1	0	0.5	87.83
	26.18	11.48	1.07	46.67	0.00	2.43	
Evento extremo Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5	125.76
	36.36	15.94	2.48	63.01	5.55	2.43	
Servicio I	1	1	1	1	1	1	106.13
	29.09	12.75	1.65	46.67	11.10	4.87	

Tabla 3.32 Momento estabilizador por cargas verticales M_{VU} (1^{ra} hipótesis)

TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _V	M_{Vu} (Tn·m)
M_V (Tn·m)	87.33	20.40	2.64	200.35	17.76	23.35	351.83
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.65	1	0	1.75	339.89
	78.59	18.36	1.72	200.35	0.00	40.87	
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	481.04
	109.16	25.50	3.96	270.47	31.08	40.87	
Evento extremo Ia	0.9	0.9	0.65	1	0	0.5	310.70
	78.59	18.36	1.72	200.35	0.00	11.68	
Evento extremo Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5	429.65
	109.16	25.50	3.96	270.47	8.88	11.68	
Servicio I	1	1	1	1	1	1	351.83
	87.33	20.40	2.64	200.35	17.76	23.35	

Tabla 3.33 Cargas horizontales H_u (1^{ra} hipótesis)

TIPO	LS	EH	EQ			BR	Σ
CARGA	(LS) $\cos\delta$	(EH) $\cos\delta$	(EQ _{terr}) $\cos\delta$	P _{EQ}	EQ estribo	BR	H_u (Tn)
H (Tn)	3.19	16.66	3.45	4.32	9.47	2.32	39.41
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	0	0	1.75	34.64
	5.58	24.99	0.00	0.00	0.00	4.06	
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	0	0	1.75	34.64
	5.58	24.99	0.00	0.00	0.00	4.06	
Evento extremo Ia	0.5	1.5	1	1	1	0.5	44.99
	1.60	24.99	3.45	4.32	9.47	1.16	
Evento extremo Ib	0.5	1.5	1	1	1	0.5	44.99
	1.60	24.99	3.45	4.32	9.47	1.16	
Servicio I	1	1	0	0	0	1	22.17
	3.19	16.66	0.00	0.00	0.00	2.32	

Tabla 3.34 Momentos de vuelco por cargas horizontales M_{Hu} (1^{ra} hipótesis)

TIPO	LS	EH	EQ			BR	Σ
CARGA	(LS) $\cos\delta$	(EH) $\cos\delta$	(EQ _{terr}) $\cos\delta$	P _{EQ}	EQ estribo	BR	M_{Hu} (Tn·m)
M_H (Tn·m)	9.57	33.32	10.34	23.76	25.49	18.10	120.59
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	0	0	1.75	98.40
	16.75	49.99	0.00	0.00	0.00	31.67	
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	0	0	1.75	98.40
	16.75	49.99	0.00	0.00	0.00	31.67	
Evento extremo Ia	0.5	1.5	1	1	1	0.5	123.41
	4.79	49.99	10.34	23.76	25.49	9.05	
Evento extremo Ib	0.5	1.5	1	1	1	0.5	123.41
	4.79	49.99	10.34	23.76	25.49	9.05	
Servicio I	1	1	0	0	0	1	60.99
	9.57	33.32	0.00	0.00	0.00	18.10	

Análisis de estabilidad y esfuerzos:

Para el cálculo de $e_{\text{máx}}$ en estado límite de resistencia la AASHTO en su art. 11.6.3.3 indica:

$$e \leq \frac{B}{4} \quad (3.53)$$

$$e_{\text{máx}} = 1.75 \text{ m}$$

Y la excentricidad para el estado límite de evento extremo la AASHTO en el artículo 11.6.5 señala:

$$\begin{aligned} \Upsilon_{\text{EQ}} = 0 & \quad \Upsilon_{\text{EQ}} = 1 \\ e \leq \frac{1}{3} \cdot B & \quad e \leq \frac{2}{5} \cdot B \end{aligned} \quad (3.54)$$

Para valores intermedios entre 0 y 1 interpolamos

Tabla 3.35 Excentricidad máxima para el estado límite de evento extremo

Υ_{EQ}	$e_{\text{máx}} <$
0	1/3
0.1	17/50
0.2	26/75
0.3	53/150
0.4	9/25
0.5	11/30
0.6	28/75
0.7	19/50
0.8	29/75
0.9	59/150
1	2/5

Donde:

$$e_{\text{máx}} = (11/30) \cdot B \quad \text{m.}$$

$$e_{\text{máx}} = 2.57 \quad \text{m.}$$

Tabla 3.36 Excentricidad máxima para el estado límite de evento extremo.

Estado	V_u	M_{vu}	M_{Hu}	x_o	e	$e_{m\acute{a}x}$
	Tn/m	Tn·m / m	Tn·m / m	m	m	m
Resistencia Ia	93.91	339.89	98.40	2.57	0.93	CUMPLE
Resistencia Ib	145.72	481.04	98.40	2.63	0.87	CUMPLE
Evento extremo Ia	87.83	310.70	123.41	2.13	1.37	CUMPLE
Evento extremo Ib	125.76	429.65	123.41	2.44	1.06	CUMPLE

Deslizamiento en base del estribo:

$$u = \tan \phi \quad (3.55)$$

$$u = 0.364$$

Estado límite de resistencia $\phi_r = 0.8$

Estado de Evento extremo $\phi_r = 1$

Tabla 3.37 Esfuerzos en los estados límites de resistencia y evento extremo

Estado	V_u	Resistente	Actuante	
	Tn/m	Tn / m	Tn / m	
Resistencia Ia	93.91	27.35	34.64	NO_CUMPLE
Resistencia Ib	145.72	42.43	34.64	CUMPLE
Evento extremo Ia	87.83	31.97	44.99	NO_CUMPLE
Evento extremo Ib	125.76	45.77	44.99	CUMPLE

No cumplen todos los estados límites de resistencia y de evento extremo por lo que es necesario implementar un dentellón en la base con la siguiente geometría:

$$b'' = 1.1 \text{ m}$$

$$h'' = 1.2 \text{ m}$$

El coeficiente pasivo:

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.56)$$

$$k_p = 2.040$$

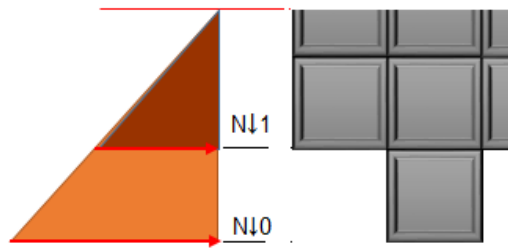


Figura 3.24 Presiones a nivel del dentellón

$$\begin{array}{llll} N \downarrow 1 & k_p & 11.52 & Tn \\ N \downarrow 0 & k_p & 16.13 & Tn \end{array}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot (E_1 + E_2) \cdot h'' \quad (3.57)$$

$$E_p = 16.59 \text{ Tn}$$

Al considerar el dentellón el estado límite de resistencia I_a según lo indicado por la AASHTO en el artículo 10.6.3.3-1 resulta:

$$Q_R = \phi_\tau \cdot Q_\tau + \phi_{ep} \cdot Q_{ep} \quad (3.58)$$

Con:

$$\begin{aligned} \phi_\tau Q_\tau &= 27.35 \text{ Tn} \\ \phi_{ep} &= 0.5 \quad (\text{AASHTO LRFD, Art. 11.6.5}) \\ \phi_{ep} &= 16.59 \text{ Tn} \\ Q_R &= 35.64 \text{ Tn} \\ &= \\ &\therefore \text{Cumple} \end{aligned}$$

Al considerar el dentellón el estado límite de evento extremo I_a según lo indicado por la AASHTO en el artículo 10.6.3.3-1 resulta:

$$Q_R = \phi_\tau \cdot Q_\tau + \phi_{ep} \cdot Q_{ep}$$

Con:

$$\begin{aligned} \phi_\tau Q_\tau &= 31.97 \text{ Tn} \\ \phi_{ep} &= 1 \quad (\text{AASHTO LRFD, Art. 11.6.5}) \end{aligned}$$

$$Q_{ep} = 16.59 \text{ Tn}$$

$$Q_R = 48.56 \text{ Tn}$$

∴ Cumple

Presiones en la base del estribo:

En el estado límite de resistencia castigamos la capacidad de carga del terreno con el factor correspondiente a la siguiente tabla:

Tabla 3.38 Factores para los estados límites de resistencia

Método / Suelo Condición			Factor de resistencia
Resistencia al aplastamiento	ϕ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en la arcilla	0.5
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.5
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Método semi empírico (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas en roca	0.45
		Prueba de carga de placa	0.55
Deslizamiento	ϕ_t	Prefabricados de hormigón colocados en arena	0.90
		Fundida en sitio de hormigón sobre arena	0.80
		Fundida en sitio o hormigón prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{ep}	Componente de presión de tierra de la resistencia pasiva de deslizamiento	0.50

Fuente: (AASHTO, 2012)

Con: $\phi_b = 0.45$

$$q_R = \phi_b \cdot q_n \quad (3.59)$$

$$q_R = \phi_b \cdot (FS \cdot q_{adm})$$

$$q_R = 5.52 \text{ kg/cm}^2$$

Para el caso del estado límite de evento extremo en el art. 11.6.5 de la AASHTO tenemos un factor de $\phi_b = 1$

$$q_R = \phi_b \cdot q_n$$

$$q_R = \phi_b \cdot (FS \cdot q_{adm})$$

$$q_R = 12.27 \text{ kg/cm}^2$$

Y para el estado límite de servicio tenemos:

$$q_{adm} = 4.09 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3.39 Resumen de los esfuerzos en los estados límites de resistencia para la 1^{ra} hipótesis

Estado	V_u	M_{vu}	M_{Hu}	x_o	e	q	q	
	Tn/m	Tn·m / m	Tn·m / m	M	m	kg/cm ²	kg/cm ²	
Resistencia Ia	93.91	339.89	98.40	2.57	0.93	1.83	5.52	CUMPLE
Resistencia Ib	145.72	481.04	98.40	2.63	0.87	2.77	5.52	CUMPLE
Evento extremo Ia	87.83	310.70	123.41	2.13	1.37	2.06	12.27	CUMPLE
Evento extremo Ib	125.76	429.65	123.41	2.44	1.06	2.58	12.27	CUMPLE
Servicio I	106.13	351.83	60.99	2.74	0.76	1.94	4.09	CUMPLE

3.2.4.4 Segunda hipótesis: Estribo sin la superestructura

Cálculo con estados límites aplicables y combinaciones de carga:

Tabla 3.40 Cargas verticales V_u (2^{da} hipótesis)

TIPO	DC	EV	LS	Σ
CARGA	DC	EV	LS _v	V_u (Tn)
V (Tn)	29.09	46.67	4.87	80.63
Resistencia Ia	0.9	1	1.75	81.37
	26.18	46.67	8.51	
Resistencia Ib	1.25	1.35	1.75	107.88
	36.36	63.01	8.51	
Evento extremo Ia	0.9	1	0.5	75.28
	26.18	46.67	2.43	
Evento extremo Ib	1.25	1.35	0.5	101.80
	36.36	63.01	2.43	
Servicio I	1	1	1	80.63
	29.09	46.67	4.87	

Tabla 3.41 Momento estabilizador por cargas verticales M_{vu} (2^{da} hipótesis)

TIPO	DC	EV	LS	Σ
CARGA	DC	EV	LS _v	M_{vu} (Tn·m)
M_v (Tn·m)	87.33	200.35	23.35	311.03
Resistencia Ia	0.9	1	1.75	319.81
	78.59	200.35	40.87	
Resistencia Ib	1.25	1.35	1.75	420.50
	109.16	270.47	40.87	
Evento extremo Ia	0.9	1	0.5	290.62
	78.59	200.35	11.68	
Evento extremo Ib	1.25	1.35	0.5	391.31
	109.16	270.47	11.68	
Servicio I	1	1	1	311.03
	87.33	200.35	23.35	

Tabla 3.42 Cargas horizontales H_u (2^{da} hipótesis)

TIPO	LS	EH	EQ		Σ
CARGA	(LS) $\cos\delta$	(EH) $\cos\delta$	(EQ _{terr}) $\cos\delta$	EQ estribo	H_u (Tn)
H (Tn)	3.19	16.66	3.45	9.47	32.77
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	0	30.58
	5.58	24.99	0.00	0.00	
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	0	30.58
	5.58	24.99	0.00	0.00	
Evento extremo Ia	0.5	1.5	1	1	39.51
	1.60	24.99	3.45	9.47	
Evento extremo Ib	0.5	1.5	1	1	39.51
	1.60	24.99	3.45	9.47	
Servicio I	1	1	0	0	19.85
	3.19	16.66	0.00	0.00	

Tabla 3.43 Momentos de vuelco por cargas horizontales M_{Hu} (2^{da} hipótesis)

TIPO	LS	EH	EQ		Σ
CARGA	(LS) $\cos\delta$	(EH) $\cos\delta$	(EQ _{terr}) $\cos\delta$	EQ estribo	M_{Hu} (Tn·m)
M_H (Tn·m)	9.57	33.32	10.34	25.49	78.73
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	0	66.73
	16.75	49.99	0.00	0.00	
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	0	66.73
	16.75	49.99	0.00	0.00	
Evento extremo Ia	0.5	1.5	1	1	90.61
	4.79	49.99	10.34	25.49	
Evento extremo Ib	0.5	1.5	1	1	90.61
	4.79	49.99	10.34	25.49	
Servicio I	1	1	0	0	42.89
	9.57	33.32	0.00	0.00	

Tabla 3.44 Chequeo de estabilidad y esfuerzos (2^{da} hipótesis)

Estado	V_u	M_{vu}	M_{Hu}	x_o	e	$e_{\max} = B/4$	$e_{\max} = B/4$
	Tn/m	Tn·m / m	Tn·m / m	M	m	m	m
Resistencia Ia	81.37	319.81	66.73	3.11	0.39	1.75	CUMPLE
Resistencia Ib	107.88	420.50	66.73	3.28	0.22	1.75	CUMPLE
Evento extremo Ia	75.28	290.62	90.61	2.66	0.84	2.57	CUMPLE
Evento extremo Ib	101.80	391.31	90.61	2.95	0.55	2.57	CUMPLE

Deslizamiento en base del estribo

$$u = \tan \phi$$

$$u = 0.364$$

Estado límite de resistencia $\phi_r = 0.8$

Estado de evento extremo $\phi_r = 1$

Tabla 3.45 Chequeo de estabilidad y esfuerzos (2^{da} hipótesis)

Estado	V_u	Resistente	Actuante	
	Tn/m	Tn / m	Tn / m	
Resistencia Ia	81.37	23.69	30.58	NO_CUMPLE
Resistencia Ib	107.88	31.41	30.58	CUMPLE
Evento extremo Ia	75.28	27.40	39.51	NO_CUMPLE
Evento extremo Ib	101.80	37.05	39.51	NO_CUMPLE

El estado límite de resistencia I_a y los eventos extremos I_a y I_b , no satisfacen solo con el estribo para esta hipótesis, por lo que es necesario el dentellón, el cual este presenta una resistencia pasiva de:

$$N \downarrow 1 \quad k_p = 11.52 \quad T_n$$

$$N \downarrow 0 \quad k_p = 16.13 \quad T_n$$

$$E_p = 15.21 \text{ Tn}$$

El estado límite de evento extremo I_a según lo indicado por la AASHTO en el artículo 10.6.3.3-1 resulta:

$$Q_R = \phi_\tau \cdot Q_\tau + \phi_{ep} \cdot Q_{ep}$$

Con:

$$\phi_\tau Q_\tau = 23.69 \text{ Tn}$$

$$Q_{ep} = 15.21 \text{ Tn}$$

$$Q_R = 31.30 \text{ Tn}$$

∴ Cumple

Al considerar el dentellón el estado límite de evento extremo I_a y I_b según lo indicado por la AASHTO en el artículo 10.6.3.3-1 resulta:

$$Q_R = \phi_\tau \cdot Q_\tau + \phi_{ep} \cdot Q_{ep}$$

Con:

$$\phi_\tau Q_\tau = 27.40 \text{ Tn}$$

$$Q_{ep} = 15.21 \text{ Tn}$$

$$Q_R = 42.61 \text{ Tn}$$

∴ Cumple

$$Q_R = \phi_\tau \cdot Q_\tau + \phi_{ep} \cdot Q_{ep}$$

Con:

$$\phi_\tau Q_\tau = 37.05 \text{ Tn}$$

$$Q_{ep} = 15.21 \text{ Tn}$$

$$Q_R = 52.26 \text{ Tn}$$

∴ Cumple

Presiones actuantes en la base del estribo, capacidad de carga mayorada del terreno (q_R) con sus respectivos factores:

Estado límite de resistencia:

$$q_R = \phi_b \cdot q_n$$

$$q_R = 5.52 \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de evento extremo:

$$q_R = \phi_b \cdot q_n$$

$$q_R = 12.27 \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de servicio:

$$q_{adm} = 4.09 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3.46 Resumen de los esfuerzos en los estados límites de resistencia para la 2^{da} hipótesis

Estado	V_u	M_{vu}	M_{Hu}	x_o	e	q
	Tn/m	Tn·m / m	Tn·m / m	m	m	kg/cm ²
Resistencia Ia	81.37	319.81	66.73	3.11	0.39	CUMPLE
Resistencia Ib	107.88	420.50	66.73	3.28	0.22	CUMPLE
Evento extremo Ia	75.28	290.62	90.61	2.66	0.84	CUMPLE
Evento extremo Ib	101.80	391.31	90.61	2.95	0.55	CUMPLE
Servicio I	80.63	311.03	42.89	3.33	0.17	CUMPLE

3.2.4.5 Cálculo de aceros

Diseño de la pantalla:

Considerando las cargas horizontales, la pantalla se diseña semejante a una losa en voladizo y con un recubrimiento del acero principal de cara al trasdós según lo señalado en la AASHTO LRFD:

Tabla 3.47 Recubrimiento para el acero de refuerzo principal

Situación	Recubrimiento (in)
La exposición directa al agua salada	4.0
Fundido contra la tierra	3.0
Costanero	3.0
Exposición a sales de deshielo	2.5
Exterior distinto de los anteriores	2.0
Interior distinto de los anteriores	
• Varilla No. 11	1.5
• Varilla No. 14 y No. 18	2.0
Parte inferior de las losas colgadas en sitio	
• Varilla No. 11	1.0
• Varilla No. 14 y No. 18	2.0
Los paneles de formato intradós prefabricados	0.8
Pilotes prefabricados reforzada	
• Ambientes corrosivos	2.0
• Ambientes no corrosivos	3.0
Pilotes prefabricados pretensados	2.0
Pilas colocadas en sitio	
• Ambientes corrosivos	2.0
• Ambientes no corrosivos	
- General	
- Protección	3.0
• Revestimiento	3.0
• Construcciones en lodo	2.0
	3.0

Fuente: (AASHTO, 2012)

Cálculo de cargas en base de pantalla:

$$Y_{A_{DC+EV}} = \frac{DC \cdot Y_{A_{DC}} + EV \cdot Y_{A_{EV}}}{W_{DC+EV}}$$

Donde:

Peso del terreno y peso tributario: W_{DC+EV}

C. G. del estribo y terreno tributario: Y_A
(DC+EV)

Con:

DC = 10.61 Ton/m y DC = 3.5 m

EV = 40.71 Ton/m y EV = 3.6 m

$$W_{DC+EV} = DC + EV$$

$$W_{DC+EV} = 51.31 \text{ Tn/m}$$

$$Y_{A(DC+EV)} = 3.5 \text{ m}$$

Coefficiente aceleración sísmica horizontal:

$$k_h = 0.5 \cdot A$$

$$K_h = 0.125$$

$$EQ_{estribo} = k_h \cdot W_{DC+EV}$$

$$EQ_{estribo} = 6.41 \text{ Tn/m}$$

$$Y_A = 2.44 \text{ m}$$

Tabla 3.48 Cargas actuantes en la pantalla:

Carga	Carga Distribuida	Carga	Y_p	M
id	Tn/m	Tn	m	Tn·m
LS _x	0.532	2.61	2.45	6.38
EH	4.536	11.11	1.63	18.15
EQ _{terr}	0.469	2.30	2.45	5.63
PEQ	-	4.32	4.4	19.01

EQ _{estri}	-	6.41	2.44	15.63
BR	-	2.32	6.7	15.54

Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla, estado límite de resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = n \cdot [1.75 \cdot M_{LS} + 1.5 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR}] \quad (3.60)$$

Resultando:

$$M_u = 78.46 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

Con:

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 1 \text{ "}$$

$$A_{\varnothing} = 5.1 \text{ cm}^2$$

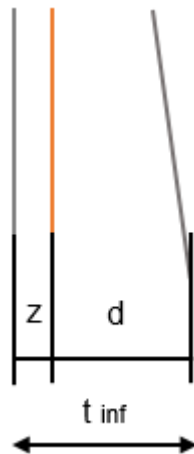


Figura 3.25 Distancias entre los paramentos de la pantalla y el acero principal

Fuente: (Serquén, 2012)

$$z = r + \frac{\varnothing}{2} \quad (3.61)$$

$$z = 8.77 \text{ cm}$$

$$d = t_{inf} - z \quad (3.62)$$

$$d = 91.23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 3.44 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = 20.87 \text{ cm}^2$$

$$S_{\phi 1''} = \frac{A_{\phi}}{A_s}$$

$$S_{\phi 1''} = 0.24 \text{ m}$$

Cálculo de acero máximo ($A_{s \text{ máx}}$)

La condición que debe satisfacer para una sección no sobre reforzada cumple con lo inecuación expuesta en el artículo 5.7.3.3.1 de la AASHTO LRDF:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (3.63)$$

Con:

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

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 4.04$$

$$d_e = 91.23 \text{ cm}$$

\therefore Cumple

Acero mínimo ($A_{s \text{ min}}$), la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de: $1.2 \cdot M_{cr}$ y $1.33 \cdot M_u$

Donde:

$$1.2 \cdot M_{cr} = 1.2 \cdot (f_r \cdot S) \quad (3.64)$$

$$f_r = 2.01 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$\begin{aligned} f_r &= 34.81 \text{ kg/cm}^2 \\ &= \end{aligned}$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (3.65)$$

$$S = 166666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2 \cdot M_{cr} = 69.63 \frac{\text{Tn} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$1.33 \cdot M_u = 104.35 \frac{\text{Tn} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

El menor valor es 69.63 Tn·m y la cantidad de acero calculada 20.87 cm², el cual resiste:

$$M_u = 78.46 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

∴ Cumple

Usar Ø 1''@ 0.24

Acero de temperatura ($A_{s_{temp}}$):

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 \cdot A_g \quad (3.66)$$

$$t_{promedio} = 0.9 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

$$A_{s_{temp}} = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{temp}} = 9 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

Utilizando varillas Ø = 5/8", con separación s = 0.22 m

Debiendo cumplir con la condición de separación máxima de la especificación de la AASHTO LRDF en su artículo 5.10.8.

$$s_{m\acute{a}x} = 0.45 \text{ m}$$

∴ Cumple

Usar Ø 5/8''@ 0.22 m

Revisión de figuración por distribución de armadura:

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{1/3}} \leq 0.6 \cdot f_y \quad (3.67)$$

Con acero principal:

$$d_c = r + \frac{\emptyset}{2} \quad (3.68)$$

Con la especificación del art. 5.7.3.4, tenemos: $r \leq 5$ cm

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 1 \text{ "}$$

$$d_c = 6.27 \text{ cm}$$

Espaciamiento del acero $b_s = 24$ Cm

Número de varillas $n_v = 1$

$$A = \frac{(2 \cdot d_c) \cdot b}{n_v} \quad (3.69)$$

$$\begin{aligned} A \\ = \end{aligned} 304.47 \text{ cm}^2$$

Considerando un valor de exposición moderada: $Z = 30312$ kg/cm

$$f_{sa} = 2468 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6 \cdot f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

\therefore Cumple

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s \cdot c}{I} \cdot n \quad (3.70)$$

Para el diseño por estado límite de servicio I, con $n = n_{DNRNI} = 1$

$$M_s = n \cdot [1 \cdot M_{LS} + 1 \cdot M_{EH} + 1 \cdot M_{BR}] \quad (3.71)$$

$$M_s = 40.08 \text{ Tn}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Para un ancho tributario de 0.24 m

$$M_s = 9.73 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$E_s = 2040816.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15344 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.72)$$

$$E_c = 265766 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 7.7$$

$$A_{s_T} = n \cdot A_s$$

$$A_{s_T} = 38.9 \text{ cm}^2$$

Calculamos:

$$I_T = A_{s_T} \cdot c^2 + \frac{b \cdot y^3}{3} \quad (3.73)$$

Con:

$$c = 75.66 \text{ cm}$$

$$y = 15.57 \text{ cm}$$

$$I_T = 253286 \text{ cm}^4$$

$$f_s = 2231.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s < f_{sa}$$

\therefore Cumple

Revisión por corte, revisamos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal.

El cortante actúa en la base de la pantalla para el estado límite de resistencia I, con $n = n_{DNRI} = 1$

$$V_u = n \cdot [1.75 \cdot V_{LS} + 1.5 \cdot V_{EH} + 1.75 \cdot V_{BR}] \quad (3.74)$$

$$V_u = 25.29 \text{ Tn}$$

El cortante actúa en la base de la pantalla para el estado límite de evento extremo I, con $n = n_{DNRI} = 1$

$$V_u = 32.17 \text{ Tn}$$

De ahí que se calcula con el mayor valor de V_u

Mientras tanto el cortante resistente del concreto es:

$$\begin{aligned} V_r &= \phi V_n \quad \text{con } \phi = 1 \\ V_n &= V_c + V_s + V_p \\ V_n &= 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p \end{aligned} \quad (3.75)$$

Para V_c tenemos un ancho de diseño de pantalla $b_p=1$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

Con:

$$\begin{aligned} b_p &= 1 \text{ m} \\ d_e &= 91.23 \text{ cm} \\ a &= 6.27 \text{ cm} \\ b_v &= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$

Obtenemos el peralte de corte efectivo:

$$\begin{aligned} d_v &= d_e - \frac{a}{2} \\ d_v &= 88.10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Cumpliendo con las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} d_v &\geq 0.9 \cdot d_e & d_v &\geq 0.72 \cdot h \\ 0.9 \cdot d_e &= 82.11 \text{ cm} & 0.72 \cdot h &= 72.00 \text{ Cm} \end{aligned}$$

Con valor máximo de $d_v = 82.11$

\therefore Cumple

Ahora, con $V_s = 0$ y $V_p = 0$, resulta la expresión $V_n = V_c$

$$V_n = 80.87 \text{ Tn}$$

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_n = 660.71 \text{ Tn}$$

Prevalece el menor de los V_n , por lo que la resistencia del concreto al cortante es V_r
 $= \phi V_n$

$$V_r = 80.87 \text{ Tn}$$

$$V_r > V_u$$

\therefore Cumple

Diseño de la cimentación:

Acero parte superior de zapata

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de resistencia I_b , con $n = n_{DNRI} = 1$, para estar del lado de la seguridad se desprecia la reacción del suelo.

Tabla 3.49 Momentos en la zapata

Elemento	h	b	L	Volumen	γ Hormigón	DC	x_A	$x_A \cdot DC$
Id	m	m	m	m ³	kg/m ³	Tn	m	Tn · m/m
Zapata	1.1	4.4	1	4.84	0.300	1.45	2.20	3.19
Elemento						EV	x_A	$x_A \cdot EV$
						Tn	m	Tn · m/m
Peso Terreno						46.67	2.7	126.35
Elemento	h	b	L	Volumen	γ Suelo	LS _y	x_A	$x_A \cdot LS_y$
Id	m	m	m	m ³	kg/m ³	Tn	m	Tn · m/m
Sobrecarga	0.6	4.4	1	2.53	1.888	4.77	2.20	10.50

$$M_u = n \cdot [1.25 \cdot M_{DC} + 1.35 \cdot M_{EV} + 1.75 \cdot M_{LS}] \quad (3.76)$$

$$M_u = 192.94 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Omitimos el estado de evento extremo I, pues no es crítico en este caso

Con un $\emptyset = 1''$ y el recubrimiento de $r = 7.5 \text{ cm}$, calculamos:

$$z = r + \frac{\emptyset}{2}$$

$$z = 8.77 \text{ cm}$$

$$d = D - z$$

$$d = 101.23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 8.68 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = 52.68 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de $\emptyset = 1''$

$$A_{\emptyset} = 5.07 \text{ cm}^2$$

=

Con una separación de:

$$S_{\emptyset 1''} = \frac{A_{\emptyset}}{A_s}$$

$$S_{\emptyset 1''} = 0.10 \text{ m}$$

Para el acero máximo ($A_{s\text{máx}}$), satisfacemos la condición de sección no sobre reforzada:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Con:

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

$$c = 10.21 \text{ cm}$$

$$d_e = 101.23 \text{ cm}$$

∴ Cumple

Para el caso del Acero mínimo ($A_{s \text{ min}}$) la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

$$1.2 \cdot M_{cr} \quad \text{Y} \quad 1.33 \cdot M_u$$

$$1.2 \cdot M_{cr} = 1.2 \cdot (f_r \cdot S)$$

Con:

$$f_r = 2.01 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 34.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$S = 201667 \text{ cm}^3$$

Resultando:

$$1.2 \cdot M_{cr} = 84.25 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$1.33 \cdot M_u = 256.61 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

El menor valor es $84.25 \text{ Tn} \cdot \text{m}$ y la cantidad de acero calculada 52.68 cm^2 resiste $M_u = 192.94 \text{ Tn} \cdot \text{m}$

∴ Cumple

Usar Ø 1''@ 0.10 m

Acero de temperatura ($A_{s \text{ temp}}$)

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0015 \cdot A_g$$

$$A_{s \text{ temp}} = 16.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = 8.25 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

Utilizando varillas Ø = 5/8" la separación será 0.24 m

$$S_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$$

∴ Cumple

Usar $\emptyset 5/8'' @ 0.24 \text{ m}$

Revisión del talón por corte:

El cortante actúa en el talón para el estado límite de resistencia I, con $n = n_{DNRI} = 1$

$$V_u = n \cdot [1.25 \cdot V_{DC} + 1.35 \cdot V_{EV} + 1.75 \cdot V_{LS}] \quad (3.77)$$

$$V_u = 73.17 \text{ Tn}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \emptyset V_n \quad \text{Con } \emptyset = 0.9$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

El peralte de corte efectivo está dado por el mayor de las siguientes condiciones:

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 96.89 \text{ cm}$$

$$d_v \geq 0.9 \cdot d_e$$

$$d_v \geq 0.72 \cdot h$$

$$0.9 \cdot d_e = 91.11 \text{ cm}$$

$$0.72 \cdot h = 79.20 \text{ cm}$$

$$96.86 > 91.11$$

\therefore Cumple

Ahora con $V_s = 0$ y $V_p = 0$ se obtiene $V_n = V_c$

$$V_n = 88.95 \text{ Tn}$$

Y con:

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_n = 726.69 \text{ Tn}$$

El cortante nominal está dado por el menor de las dos condiciones

$$V_n = 88.95 \text{ Tn}$$

De ahí, que resulta la resistencia del concreto al cortante:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 80.05 \text{ Tn}$$

$$V_r > V_u$$

\therefore Cumple

Cálculo para el acero de la parte inferior de la zapata, para el estado límite de evento extremo I_a , se tiene:

$$q_u = 2.06 \text{ kg/cm}^2$$

Despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante en cara de pantalla es:

$$M_u = 26.36 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

El cual, utilizando un $\phi = \frac{3}{4}$ " y con una separación de 15 cm obtenemos un área:

$$A_\phi = 2.9 \text{ cm}^2$$

Por lo que resulta un área de acero:

$$A_s = \frac{A_\phi}{S_{\phi \frac{5}{8}''_s}}$$

$$A_s = 19.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Los espaciamientos entre la cara inferior de la zapata y el refuerzo con un recubrimiento $r = 7.5 \text{ cm}$ son:

$$z = r + \frac{\phi}{2}$$

$$z = 8.5 \text{ cm}$$

$$d = D - z$$

$$d = 101.5 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 3.13 \text{ cm}$$

$$M_u = A_s \cdot \phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_u = 79.79 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$79.79 \text{ Tn} \cdot \text{m} > 26.36 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

\therefore Cumple

El acero máximo ($A_{s\text{máx}}$) está condicionado por la siguiente ecuación el cual garantiza una sección no sobrerreforzada:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Con:

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 3.68 \text{ cm}$$

$$d_e = 101.5 \text{ cm}$$

\therefore Cumple

De acuerdo a lo establecido en las especificaciones de la AASHTO LRFD en su artículo 5.7.3.3.2, menciona que para el acero mínimo ($A_{s\text{min}}$) la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor:

$$1.2 \cdot M_{cr} \quad \text{y} \quad 1.33 \cdot M_u$$

$$1.2 \cdot M_{cr} = 84.25 \text{ Tn} \cdot \text{m} \quad 1.33 \cdot M_u = 35.06 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Sobresale el menor valor de las dos condiciones, y la cantidad de acero calculada $A_s = 19 \text{ cm}^2$ resiste un $M_u = 79.79 \text{ Tn} \cdot \text{m}$

$$79.79 \text{ Tn} \cdot \text{m} > 35.06 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

∴ Cumple

Usar Ø 3/4'' @ 0.15 m

El peralte de corte efectivo para la revisión de cortante en la punta, resulta la mayor de las siguientes condiciones:

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 99.98 \text{ cm}$$

$$d_v \geq 0.9 \cdot d_e$$

$$d_v \geq 0.72 \cdot h$$

$$0.9 \cdot d_e = 91.39 \text{ cm}$$

$$0.72 \cdot h = 79.20 \text{ cm}$$

$$99.98 \text{ cm} > 91.39 \text{ cm}$$

∴ Cumple

Considerando que la sección crítica del cortante se encuentra a una distancia d_v de la cara de la pantalla, el cortante que resulta es:

$$V_u = q_u \cdot (L_{\text{punta}} - d_e)$$

$$V_u = 12.04 \text{ Tn} / \text{m}$$

Teniendo por cortante resistente del concreto con el coeficiente $\phi = 1$ señalado por el artículo 11.6.5 de la AASHTO LRFD:

$$V_r = \phi V_n$$

Para las ecuaciones del cortante nominal del artículo 5.3.3-1 y 5.3.3-2 de la AASHTO LRFD, es considerado el menor valor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Con $V_s = 0$ y $V_p = 0$ resulta $V_n = V_c$:

$$V_c = 91782.78 \text{ Kg}$$

$$V_n = 91.78 \text{ Tn}$$

Y:

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p$$

$$V_n = 749.87 \text{ Tn}$$

Resultando una resistencia al cortante en el hormigón de:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 91.78 \text{ Tn}$$

$$V_r > V_u$$

∴ Cumple

3.3 Diseño de muro de gaviones

3.3.1 Datos generales

Del estudio geotécnico, hidráulico, normas y especificaciones técnicas (NEC 2011) y demás ensayos de campo se derivan los siguientes datos:

Peso específico del suelo de rivera:	γ_s	=	1888	kg/m ³
Peso específico de suelo saturado:	γ_{ss}	=	2126	kg/m ³
Peso específico de piedra de cantera:	$\gamma_{\text{gavión}}$	=	2600	kg/m ³
Cohesión:	C'	=	0	kg/cm ²
Angulo de fricción interna del suelo:	Φ	=	20	gra
Capacidad de compactación del suelo	q_u	=	20.43	Kg/cm ²

3.3.2 Geometría

Altura: $H = 3 \text{ m}$

Profundidad: $B = 3 \text{ m}$

Los muros de gaviones cubrirán una longitud total de 20 metros aguas arriba del puente, y 5 metros aguas abajo para protección de los estribos del puente.

Cada nivel del muro está constituido por hileras de 5.00 x 1.00 x 1.00 m y en función de su profundidad.

3.3.3 Empujes

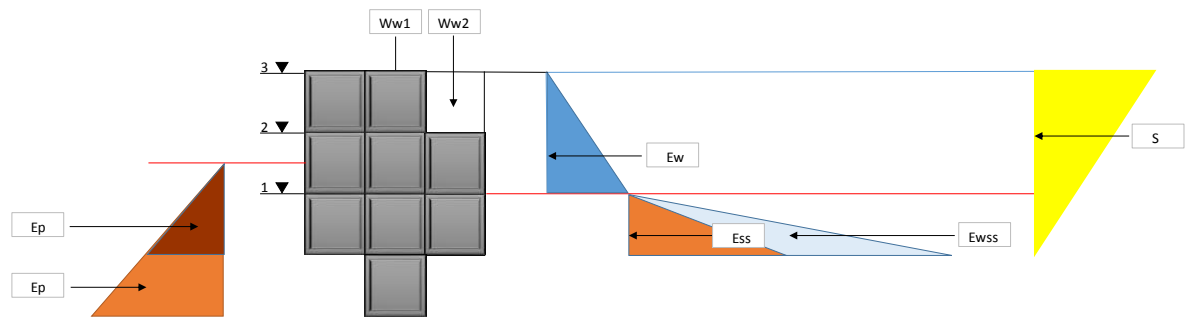


Figura 3.26 Empujes actuantes en la estructura de contención

Coefficiente activo

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad (3.78)$$

$$K_a = 0.490$$

Coefficiente pasivo

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (3.79)$$

$$K_p = 2.040$$

Empuje pasivo

$$E_p = k_p \cdot \frac{\gamma_s \cdot h^2}{2} \quad (3.80)$$

$$E_p = 4332.12 \text{ kg/m}$$

Empuje de la presión del agua del cauce: E_{wc}

$$E_{wc} = \frac{\gamma_{wc} \cdot h^2}{2} \quad (3.81)$$

$$E_{wc} = 2000.00 \text{ kg/m}$$

Empuje activo debido al suelo saturado: E_{ss}

$$\gamma' = \gamma_{ss} - \gamma_w \quad (3.82)$$

$$\gamma' = 1126 \text{ kg/m}^3$$

$$E_{ss} = k_a \cdot \frac{\gamma' \cdot h^2}{2} \quad (3.83)$$

$$E_{ss} = 276.03 \text{ kg/m}$$

Empuje activo debido a la presión hidrostática:

$$E_w = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2}$$

$$E_{wss} = 500.00 \text{ kg/m}$$

Empuje activo total: $E_{a \text{ tot}}$

$$E_{a \text{ tot}} = E_{wc} + E_{ss} + E_{wss}$$

$$E_{a \text{ tot}} = 2776.03 \text{ kg/m}$$

Factor $Z=0,25g$

Coefficiente sísmico horizontal “Csh”

$$Csh = 0,5 * Z \quad (3.84)$$

$$Csh = 0,125$$

Coefficiente sísmico vertical “Csv”

$$Csv = 0,7 * Csh \quad (3.85)$$

$$Csv = 0,0875$$

Fuerza sísmica por peso propio "fspp"

$$fspp = Csh * pp \quad (3.86)$$

$$pp = 11475 \text{ kg/m}$$

$$fspp = 0,0875$$

Coefficiente de presión dinámica activa "kas"

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\theta + \varphi + \varepsilon)}{\cos \varepsilon \cdot \sin^2(\theta) \cdot \sin(\theta - \varphi - \varepsilon) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \mu) \cdot \sin(\varphi - \beta - \varepsilon)}{\sin(\varphi - \mu - \varepsilon) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta = 90$$

$$\beta = 0$$

$$\phi = 20$$

Donde:

θ = Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno

B = Ángulo del material del suelo con la horizontal

Φ = Ángulo fricción interna

μ = Ángulo de fricción relleno - muro

$$\varepsilon = \tan^{-1} \left(\frac{Csh}{1 - Csv} \right) \quad (3.87)$$

$$\mu = \frac{2}{3} * \phi \quad (3.88)$$

$$\varepsilon = 0,78$$

$$\mu = 13,33$$

$$Kas = 0,565$$

$$Ka = 0,490$$

Incremento dinámico del empuje activo

$$\Delta DE_a = \frac{1}{2} * \gamma_s * h^2 * (Kas - ka) * (1 - Csv) \quad (3.89)$$

$$\gamma_s = 1888 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$\Delta DE_a = 578,11 \text{ kg}$$

$$\text{Aplicado } a = \frac{2}{3} * h$$

Empuje activo

$$Ea = k_a \cdot \frac{\gamma_s \cdot h^2}{2} \quad (3.90)$$

$$E_a = 4165,51 \text{ kg/m}$$

Empuje total

$$E_{\Delta} + a = Ea + \Delta DE_a + Fspp \quad (3.91)$$

$$E_{\Delta} + a = 6178 \text{ kg}$$

3.3.4 Estabilidades

3.3.4.1 Estabilidad al volcamiento

1^{ra} Hipótesis: Empujes de agua

Cálculos de momentos estabilizantes:

Tabla 3.50 Fuerzas verticales y momentos estabilizantes

W Bloques de Gavión

Nivel	L	B	H	Volumen	Fuerza V	Brazo "x"	Mom. Est
	m	m	m	m ³	kg	m	kg · m
1	3	1	1	3	7800	1.5	11700
2	3	1	1	3	7800	1.5	11700
3	2	1	1	2	5200	1	5200
Dentellón	1	1	1	1	2600	0.5	1300
				ΣF_V	20800	ΣM_{EST}	29900

W Bloques de Agua

W _{W1}	1	1	0	0	0	1.5	0
W _{W2}	1	1	1	1	1000	2.5	2500
				ΣF_{VT}	21800	$\Sigma M_{EST.T}$	32400

Cálculo de momentos de volcamiento:

Tabla 3.51 Momentos de volcamiento

Empuje	Fuerza H	Brazo "y"	Mom. Volc
	kg	m	kg · m
Emp. Pasivo	4332.12	0.5	2166.06
Emp. del Agua del cauce	2000.00	0.67	1333.33
Emp. S.S	276.03	0.33	92.01
Emp. Agua S.S	500.00	0.33	166.67
ΣF_{HT}	7108.16	ΣM_{VT}	3758.07

Tabla 3.52 Resumen de fuerzas y momentos horizontales y verticales

ΣF_{VT}	21800	kg
$\Sigma M_{EST.T}$	32400	kg · m
ΣF_{HT}	7108.16	kg
$\Sigma M_{V.T}$	3758.07	kg · m

Disponiendo de la NEC 2011, el cual estable un factor de seguridad al volcamiento de:

$$FS_v \geq 3 \quad (3.92)$$

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v}$$

$$FS_v = 8.621$$

∴ Cumple

2^{da} Hipótesis: Sismo

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v}$$

$$FS_v = 4.53$$

$$FS_v \geq 3$$

∴ Cumple

3.3.4.2 Estabilidad al deslizamiento

1^{ra} Hipótesis: Empujes de agua

Disponiendo de la NEC 2011, el cual estable un factor de seguridad al deslizamiento de:

$$FS_D \geq 1.6 \quad (3.93)$$

$$FS_D = \frac{Fr}{F_H}$$

Siendo

$$Fr = f' \cdot (F_v + E_v) + C + E_p \quad (3.94)$$

Con:

$$f' = \tan (2/3 \cdot \phi) \quad (3.95)$$

$$f' = 0.237$$

$$Fr = 9498.82$$

$$FS_D = 1.34$$

∴ No Cumple

Siendo necesario apostar por un dentellón, el cual origina un empuje pasivo. Cabe recalcar que el empuje activo que se genera es nulo en relación a la magnitud del empuje pasivo.

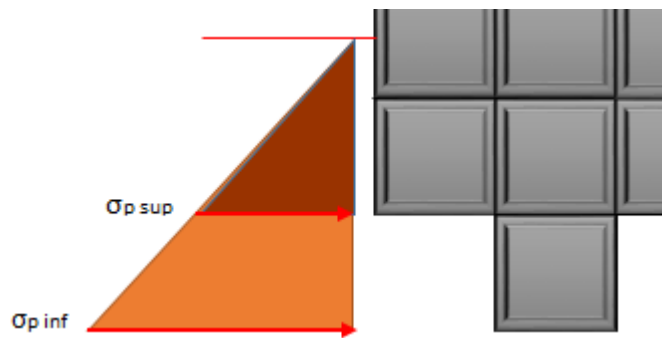


Figura 3.27 Presión pasiva inferior y superior

Presión pasiva superior: $\sigma_{p \text{ sup}}$

$$\sigma_{p \text{ sup}} = \gamma_s \cdot h_p \cdot k_p$$

$$\sigma_{p \text{ sup}} = 5776.17 \text{ kg/m}^2$$

Presión pasiva inferior: $\sigma_{p \text{ inf}}$

$$\sigma_{p \text{ inf}} = \gamma_s \cdot (h_p + h_d) \cdot k_p$$

$$\sigma_{p \text{ inf}} = 9626.94 \text{ kg/m}^2$$

Empuje pasivo:

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{p \text{ sup}} + \sigma_{p \text{ inf}}}{2} \cdot h^2 \right) \cdot 1 \quad (3.96)$$

$$E_p = 7701.56 \text{ kg/m}$$

Obteniendo una fuerza de rozamiento:

$$F_r = 17200.37$$

$$FS_D = 2.42$$

∴ Cumple

2^{da} Hipótesis: Sismo

$$FS_D = \frac{F_r}{F_H}$$

$$FS_D = 2.78$$

$$FS_D \geq 1.6$$

∴ Cumple

3.3.4.3 Estabilidad al hundimiento

Garantizamos que el suelo está a compresión si:

$$e_{max} = \frac{B}{6} \quad (3.97)$$

$$e_{max} = 0.5 \text{ m}$$

Si y solo si:

$$e_x \leq e_{max}$$

$$x_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \quad (3.98)$$

$$x_r = 1.31 \text{ m}$$

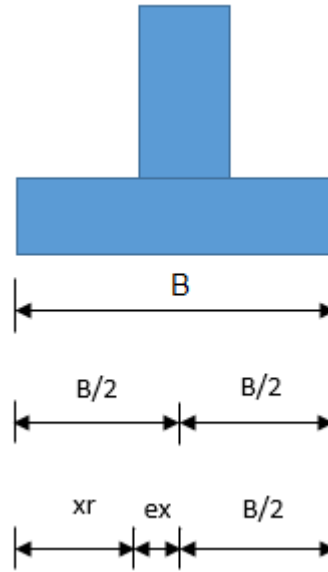


Figura 3.28 Excentricidad en la base

$$e_x = \frac{B}{2} - x_r \quad (3.99)$$

$$e_x = 0.186 \text{ m}$$

$$e_x \leq e_{\max}$$

$$0.186 \leq 0.5$$

Esfuerzos máximos:

$$\sigma_{\max} = \frac{R_V}{B \cdot 1} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B}\right) \quad (3.100)$$

$$\sigma_{\max} = 9972.05 \text{ kg/m}^2$$

Esfuerzos mínimos:

$$\sigma_{\min} = \frac{R_V}{B \cdot 1} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B}\right) \quad (3.101)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\min} &= 4561.28 \text{ kg/m}^2 \\ &= \end{aligned}$$

Sujeto a la condición de:

$$\sigma_{\text{adm}} \geq \sigma_{\max}$$

Con esfuerzo admisible:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{q_u}{FS_{\text{Presiones_Contacto}}} \quad (3.102)$$

$$\sigma_{adm} = 68112.23 \text{ kg/m}^2$$

$$68112.23 \text{ kg/m}^2 \geq 9972.05 \text{ kg/m}^2$$

\therefore Cumple

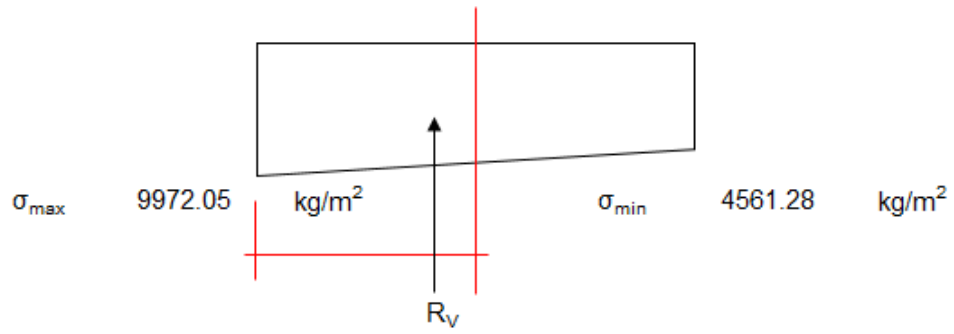


Figura 3.29 Distribución de las presiones de contacto

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS ECONÓMICO

4.1 Especificaciones técnicas

4.1.1 Excavación.

Previo a la excavación para las estructuras, cimentación del puente y gaviones, se realizará el desbroce y limpieza del área de influencia. Conjuntamente se contemplará las excavaciones para el control y evacuación de agua, y demás actividades tales como apuntalamiento, arrostramiento y otras instalaciones necesarias para la ejecución de la obra.

La excavación seguirá los lineamientos señalados en los planos o por fiscalización.

El fiscalizador deberá ser notificado, con previo aviso de la excavación que realizará el contratista, con el objetivo de levantar información para determinar las cantidades de obra correspondientes.

El contratista será el responsable de la protección de los taludes de excavación y asumirá los costos que demande esta actividad, con el fin de garantizar la seguridad de la construcción de las cimentaciones y obras complementarias bajo este escenario. Además el contratista deberá proteger y evitar daños y perjuicios en las propiedades colindantes con los límites de la obra.

Al finalizar cada excavación, se deberá notificar al fiscalizador, para que apruebe el trabajo realizado. La profundidad de excavación indicada en los planos será una profundidad aproximada, ya que el fiscalizador podrá ordenar por escrito el cambio de profundidad de cimentación si el caso lo requiere.

En el extracto aprobado para la cimentación directa se limpiará y removerá hasta obtener una superficie firme (horizontal o escalonada). En el caso de presentarse

alguna grieta en el extracto rocoso, se limpiará y se cubrirá con lechada de cemento según sea el caso.

Al presentarse un extracto de cimentación no rocoso, se tomará todas las precauciones para evitar la alteración del material a nivel de cimentación. Se podría remover ese material no rocoso y remplazarlo por un material seleccionado y bien compactado, o tomar lo sugerido por el fiscalizador; los costos que generen estas precauciones serán costeadas por el contratista. (Norma Ecuatoriana Vial, 2012)

Cuando se tiene suelos de cimentación muy permeables, es necesario la construcción de ataguías que no superen la altura de la base de cimentación. Además se requiere de bombeo del agua dentro de la ataguía, garantizando que no se produzca ningún arrastre de hormigón. (Norma Ecuatoriana Vial, 2012)

4.1.2 Desalojo de material

Todo el material producto de la excavación y desgrose, será desalojado al botadero más cercano del área de trabajo, y aprobado por la fiscalización.

Para el volumen del material de desalojo se considerara un esponjamiento adicional del 20% del volumen total. (MOPT, Norma para estudio y diseños viales, 2013)

4.1.3 Encofrados

Previo al uso de los encofrados, el Constructor deberá disponer de la aprobación del fiscalizador.

Los moldes deben ser impermeables y rígidos con el fin de evitar la fuga de la lechada y sean lo suficientemente resistentes a las presiones del colado y vibrado del hormigón.

Al retirar el encofrado se deberá evitar el desconchamiento de las caras del hormigón.

4.1.4 Agregado fino

Deberá ser perfectamente limpia, dura, angulosa y áspera al tacto. Se prohíbe el empleo de arenas arcillosas, suaves o disgregables, y no podrá contener materia vegetal u otro

material inadecuado.

Estos agregados serán de graduación uniforme y deberán cumplir con los siguientes requisitos:

Tabla 4.1 Pasante en tamices

Tamiz	% Acumulado que pasa
3/8"	100
# 4	95 - 100
# 8	80 - 100
# 16	50 - 85
# 30	25 - 60
# 50	16 - 30
# 100	2 - 10

Fuente: (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

4.1.5 Agregado grueso

Estos estarán formados de gravas o piedras trituradas (ripio), los cuales se formarán de partículas o fragmentos resistentes y duros, libres de materia vegetal, exceso de partículas alargadas, así como de materia mineral cubierto de arcilla u otro material inconveniente.

Los agregados gruesos tendrán una graduación uniforme entre los siguientes límites especificados:

Tabla 4.2 Pasante de agregado grueso máximo

Tamiz	% Acumulado que pasa Agregado máximo de			
	50 mm	38 mm	25 mm	20 mm
2"	100			
1 1/2"	95 - 100	100		
1"			100	
3/4"	35 - 70	35 - 70	35 - 70	100
1/2"				35 - 60
3/8"	10 - 30	10 - 30	10 - 30	
# 4	0 - 5	0 - 5	0 - 5	0 - 10
# 8				0 - 5

Fuente: (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

Deben ser de caras planas, duras, limpias, de resistencia adecuada y sin superficies excesivamente redondeadas, estas deberán proceder de canteras. Además, toda piedra alterada por la acción de la intemperie o que se encuentre meteorizada, será rechazada. (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

4.1.6 Cemento

Se utilizará cemento Portland Tipo 1, el mismo que deberá cumplir con las especificaciones ASTM C-150. “Especificaciones Standard para el Cemento Portland”, en la misma que se especifica: análisis químico, finura, tiempo de fraguado, resistencias a tracción y compresión, etc.

Se podrá aceptar el cemento a base de certificados de cumplimiento que satisfagan los requerimientos de la norma ASTM C-150. (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

4.1.7 Agua

El agua que se utilizará para el curado de hormigones y lavado de agregados, deberá ser libre de toda sustancia que pueda interferir en el proceso normal de hidratación del cemento. Se rechazará agua que contenga sustancias como aceites, grasas, sales, materia orgánica etc.

Las aguas potables serán consideradas satisfactorias para el empleo en hormigones, en caso de que el agua no sea potable el constructor deberá presentar al fiscalizador el resultado de los análisis físico-químicos. (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

4.1.8 Hormigón

Para el vaciado del hormigón el constructor pedirá autorización al fiscalizador por lo menos con 24 horas de anticipación, este proceso se realizará en presencia de fiscalización, para este proceso, se seguirán las normas del ACI 3 18-95, cap. 5.

Bajo condiciones lluviosas evitar la preparación de mezcla, ya que en este caso se suspenderá el hormigonado, a menos que el constructor proporcione una protección adecuada.

Las superficies en donde se va a colocar el hormigón, deberán estar exentas de agua, lodos, aceites o residuos de cualquier material.

El hormigón debe ser compactado al máximo de densidad, debe estar libre de acumulaciones de agregado grueso o aire atrapado y óptimamente acomodado a las formas del encofrado y de los elementos embebidos.

Los equipos de compactación estarán sujetos a la aprobación del fiscalizador. Los vibradores pueden ser del tipo eléctrico o neumático, de inmersión o de superficie, etc. Los vibradores de inmersión serán operados en posición vertical, para lograr una mejor homogeneidad de todo el hormigón. El efecto de vibración no deberá ser utilizado para desplazar el hormigón a lo largo del encofrado.

El tiempo y espaciamiento aproximado para las inmersiones, dependerá entre otras cosas de la consistencia del hormigón y de la frecuencia de operación de los vibradores; y podrá variar entre 5 y 20 segundos y entre 30 y 50 cm., respectivamente. En todo caso, las experiencias en sitio proporcionarán la información suficiente para optimizar este trabajo.

Todas las superficies de hormigón y encofrados deberán permanecer húmedos por lo menos 7 días luego de su fundición, o hasta que el hormigón ha alcanzado mínimo el 70% de la resistencia de cálculo.

El curado debe iniciarse inmediatamente después del fraguado inicial. Sin embargo se debe evitar rociar agua fría en superficies de hormigón que aún estén calientes, por la hidratación del cemento. En general, los primeros días se debe proteger el hormigón de cambios bruscos de temperatura.

El fiscalizador tiene derecho de pedir probetas de hormigón curadas en las mismas condiciones del curado en obra, para comprobar con las curadas en laboratorio y de esta manera aceptar o modificar el procedimiento del curado en obra. (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

4.1.9 Acero de refuerzo

El refuerzo del hormigón armado será del tipo corrugado, laminadas en caliente o retorcidas en frío, las cuales deben satisfacer las normas INEN 101, 103.

Los detalles constructivos (traslapes, soldaduras, etc.) estarán detallados en los planos correspondientes.

El acero estructural usado debe cumplir con las especificaciones ASTM A36, el mismo que tiene un límite de fluencia de 2536 kg/cm², y una resistencia a la tracción de 4086 a 5636 kg/cm². El acero de temperatura se colocará en ambos sentidos, por el motivo de no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla, y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno. (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

4.1.10 Pretensado

Para la fabricación, transporte, manejo e izado de las vigas prefabricadas VTT-60 de este tipo de elementos, estarán apegados a los documentos contractuales y al fiscalizador.

Previo al vaciado del hormigón en las VTT-60, el contratista deberá tener la aprobación del fiscalizador de todo lo que representa este proceso (método, materiales y equipos).

El fabricante deberá proveer todo el equipo necesario para la construcción y la pre compresión de las VTT-60, todo esto con la aprobación del fiscalizador.

Durante la ejecución de la obra se deberá tener asistencia técnica en hormigón pre comprimido, quien brindara asesoría e instrucciones para garantizar los resultados deseados.

El hormigón a utilizarse será el que indique los planos correspondientes. Cabe complementar con lo señalado en el art. 502 del MOP – 001 – F 2002. (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

4.1.11 Laboratorios

Se realizarán todos los ensayos que el fiscalizador crea necesarios, para efectuar un control adecuado de los trabajos, los mismos que serán realizados por la fiscalización en los laboratorios de las instituciones de Educación Superior del país. Las directrices para dichos controles serán las especificaciones de la ASTM, AASHTTO y del ACI 318-95.

Los resultados de laboratorios serán considerados como definitivos, y constituirán evidencia suficiente para aprobar o rechazar el material o procedimiento de trabajo. El constructor puede pedir una copia de los resultados de todos los ensayos realizados.

El costo de los ensayos de laboratorio será asumido por el constructor, el mismo que deberá ser tomado en cuenta dentro de los costos indirectos en el análisis de los precios unitarios, para elaborar la respectiva propuesta. (MOPT, Norma para Estudio y Diseños Viales, 2013)

4.1.12 Barandas

Deberá colocarse en las barandas peatonales de acuerdo a los planos, la tubería será de hierro galvanizado de 3 pulgadas de diámetro.

4.1.13 Drenaje

Se tendrá que colocar de acuerdo a los planos, la tubería será de PVC de 4” de diámetro.

4.2 Presupuesto

Tabla 4.3 Presupuesto

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		OBRAS PRELIMINARES				128.31
1.001	500001	Replanteo y nivelación de vías	ml	39	3.29	128.31
2		ESTRIBOS				135756.361
2.001	500027	Demolición de estructuras existentes	m3	26	6.48	168.48
2.002	500004	Excavación retroexcavadora, zanja 0-2 m, material sin clasificar, cuchara 40 cm	m3	45.5	3.04	138.32
2.003	500028	Desvío del cauce(río/quebrada)	ml	39	5.29	206.31
2.004	500018	Replanteo de piedra e = 20 cm	m2	208	5.64	1173.12
2.005	500029	Hormigón Simple f'c = 300 kg/cm2	m3	299	152.35	45552.65
2.006	500005	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	24489.66	2.15	52652.769
2.007	500030	Tubería PVC d=110 mm (sanitario)	ml	19.5	5.78	112.71
2.008	500017	Encofrado de madera recto (2 usos)	m2	563.29	9.8	5520.242
2.009	500019	Piedra, incluye colocación en muro de Gavión.	m3	630.5	22.34	14085.37
2.01	500020	Malla para Gavión (1x1x2 m), enrejado triple torsión.	unidad	370.5	43.58	16146.39
3		LOSA PUENTE				48563.78
3.001	500029	Hormigón Simple f'c = 300 kg/cm2	m3	35.75	152.35	5446.5125
3.002	500005	Acero de refuerzo, fy=4200Kg/cm2	kg	12287.6	2.15	26418.34
3.003	500025	Curado de superficie con aditivo químico	m2	178.1	0.71	126.451
3.004	500015	Corte y sellado de juntas con poliuretano, incluye cordón e	ml	22.1	3.86	85.306
3.005	500016	Barandales metálicos de hierro galvanizado	m	29.25	107.6	3147.3
3.006	500017	Placa de neopreno	m	555.828	24	13339.872
4		IMPACTOS AMBIENTALES				282.62
4.001	500008	Señalización con cinta	ml	26	0.25	6.5
4.002	500009	Cobertura de plástico (5 usos)	m2	32.5	1.5	48.75
4.003	500010	Pasos peatonales de tabla	u	6.5	18	117
4.004	500011	Parante con base de hormigón, 20 usos	u	19.5	5.66	110.37
5		VIGAS DOBLE T PRETENSADAS				18396
		Vigas doble T pretensadas	u	6	3066	18396
SUBTOTAL						203127.07
IVA					14.00%	28437.79
TOTAL						231564.86

El presupuesto para el Puente sobre el río Pupucari son de:

Doscientos treinta y un mil quinientos sesenta y cuatro con 86/100.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Se realizó el diseño a nivel de anteproyecto del puente y muro de gaviones sobre el río Pupucari basado en los estudios topográficos, hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos, estructurales y económicos.
- El diseño del puente se fundamentó en el método de los factores de carga y resistencia de la AASHTO; y el método de los esfuerzos admisibles o estado límites de servicio, corrobora el diseño de estabilidad del muro de gaviones.
- A lo largo de los estudios de ingeniería para el diseño del puente y muro de gaviones se obtuvo el lugar tentativo para el emplazamiento del puente con luz de 14.6 m. Por otro lado se obtuvo el comportamiento hidráulico del río con un caudal máximo de diseño de $57.2 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual alcanza un tirante de agua de 1.6 m. Además, se obtuvo características geológicas muy buenas con un valor de capacidad admisible de 4.09 kg/cm^2 . Por su parte el diseño estructural de las vigas fue concebido con hormigón pretensado, ya que es un método de construcción que está en apogeo en nuestro medio, garantizando una mejor calidad del elemento estructural y optimiza el tiempo de construcción. Mientras que para la protección de los márgenes del río aguas arriba del puente se diseñó muros de gaviones, ya que estos son más económicos con respecto a otros tipos de muros de contención, al mismo tiempo el GAD de Girón sugirió este tipo de muro.
- Para el puente se fijó un ancho de 7.5 m. que consta de seis vigas pretensadas de sección doble T, con dimensiones estandarizadas por la fábrica RFV, peralte de 0.6 m y ancho de 1.25 m. cada una. Por otra parte, el muro de gaviones es de 3 m. de ancho, 3 m. de alto y 20 m. de longitud.
- El costo total del puente y muro de gaviones de acuerdo al presupuesto realizado son: doscientos treinta y un mil quinientos sesenta y cuatro con 86/100.

Recomendaciones:

- Reconocer un lugar idóneo para el emplazamiento del puente, teniendo en cuenta los siguientes parámetros: luz más corta, tramo de flujo de agua recto para disminuir los efectos de socavación, emplazamiento con vías existentes.
- Diseñar los miembros estructurales siguiendo las especificaciones que exige la ley.
- Colocar los estribos a 3 m. de cada orilla, ya que existe problemas de socavación.
- Al realizar la toma de muestras para el estudio de suelo, percatarse que esta muestra sea representativa y tomada del extracto que corresponde.
- Los trabajos de hormigonado en lo posible deben realizarse en época de verano.
- Para la construcción del puente sobre el río Pupucari se recomienda utilizar materiales de minas cercanas, para este caso las minas que se encuentran en el cantón Santa Isabel, siempre y cuando los materiales extraídos de estas cumplan con las condiciones que exige la norma.
- Si se pretende utilizar elementos prefabricados para la construcción de un puente asegurarse que exista vías de acceso para el transporte de los elementos y suficiente espacio para el izado de los mismos.
- Colocar en el lecho del río un colchón anti socavación formado de piedra gruesa para contrarrestar los efectos producidos por la velocidad del caudal.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.
- ACI. (2008). *Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural*. Farmington Hills : American Concrete Institute.
- Barros, A. J. (2010). Historia de los cantones de la provincia del azuay. *Giron: "Cuna de la nacionalidad ecuatoriana"*. Cuenca, Azuay, Ecuador.
- Cal, R., Reyes Spíndola, M., & Cárdenas Grisales, J. (2007). *Ingeniería de Tránsito*. Mexico D. F.: alfaomega.
- Calavera, J. (1987). *Muros de Contención y Muros de Sotano*. Madrid.
- Carrasco Castro, F. (2010). *Hormigón Pretensado*. Cuenca: Monsalve Moreno Cia. Ltda.
- Chow, e. (1988). *Hidrología*.
- Construcciones, C. R. (2016). Cotización de la Viga Doble T Pretensada. Cuenca.
- Gaber, N., & A Hoel, L. (2002). *Ingeniería de Tránsito y Carreteras*. Mexico D. F.
- Gomez Diaz, J. (2012). *Puentes*. Habana-Cuba: Pueblo y Educación.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* (Tercera Edición ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Lima, I. E., Bissio, J. F., & Hernández Balat, V. (s.f.). *HORMIGON ARMADO: NOTAS SOBRE SU EVOLUCION Y LA DE SU TEORÍA*. Obtenido de Facultad de Ingeniería | Universidad Nacional de la Plata : <http://www.ing.unlp.edu.ar/construcciones/hormigon/ejercicios/Sem-ha-1.pdf>
- McCormac, J. C. (2005). *Diseño de CONCRETO REFORZADO*. Mexico: ©2005 ALFAOMEGA GRUPO EDITOR, S.A. de C.V. Recuperado el 18 de 12 de 2015
- MOPT. (2013). *Norma para estudio y diseños viales* (Vol. 2). Quito.
- Mora, J. A. (2010). Historia de los Cantones de la Provincia del Azuay. *Girón: "Cuna de la Nacionalidad Ecuatoriana"*. Cuenca, Azuay, Ecuador.
- NEC. (2011). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana Vial. (2012). *NEVI-12*. Ecuador.
- Serquén, A. R. (2012). *Puentes Con AASHTO-LRFD 2010* (Fifth Edition ed.). Perú.

- Spindola, R. C., & Cardenas Grisales, J. (2007). *Ingenieria de transito*. Mexico DF: alfaomega.
- STANDAR, A. (2002). *Standar Specifications for Highway Bridge*. Washigton D. C.: American Asociation of State Highway and Transportation Officials, Inc.
- Valdes Abellana, E., & Taylor Hernández, G. (1987). *Puentes I* (Vol. 1). La Habana, Cuba: Pueblo y Educación.
- Vide, J. P. (2003). *Ingeniería Fluvial*. Bogota, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

ANEXOS

Anexo 1. Acta de Recepción

(SENAGUA DHS)

Precipitaciones máximas anuales en 24 horas (mm)

		DATOS DE ESTACION PLUVIOMETRICA													
		Estacion	Girón		Corordenadas UTM m			x		y		Cota			
		Denominacion	M419												
		DATOS MENSUALES DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)													
N	Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Máximo	
1	1964	3.7	17.1	13.1	28.1	10.4	4.7	2	5.1	4	18.6	9.6	26.3	28.1	Abril
2	1965	28.1	7.4	18.4	20.8	26.9	1.2	1.8	3	8.8	18.9	15.9	20.4	28.1	Enero
3	1966	7.7	16.1	83.5	14.6	5.1	3.3	1.5	0.7	2.2	9.5	35.2	8.1	83.5	Marzo
4	1967	8.6	32.6	10.5	36.4	6.7	9.5	5.7	0.4	3.7	10.7	5.2	4.5	36.4	Abril
5	1968	17	10.5	30	45.4	9.9	4.9	7.2	4.3	15.8	9.4	6.4	21.1	45.4	Abril
6	1969	17.4	25.3	29.5	46.2	27.1	48.8	1.2	2.7	15.5	7	25.6	18.3	48.8	Junio
7	1970	64.2	29.1	14.3	26	32.5	6	3.6	3.2	3.9	14.5	9.3	11.5	64.2	Enero
8	1971	29.3	34.3	28.8	34.4	8.4	8.1	2	4.4	6.2	11.9	5.7	15.9	34.4	Abril
9	1972	17.5	24.7	31.1	41.8	17.6	8	3.1	2.4	2.7	8.1	19.9	16.5	41.8	Abril
10	1973	9.6	40.7	35.3	29	9.5	14.5	5.5	15.7	7.5	8.2	16.1	7.9	40.7	Febrero
11	1974	19.8	22.9	28.3	28.4	15.1	8.3	4.6	4.6	8.6	11.9	13.5	16.6	28.4	Abril
12	1975	33.4	22.9	15.8	23.3	10.5	19.8	5.6	26.3	1.4	26.2	9.8	14.8	33.4	Enero
13	1976	40.2	20.5	37.4	19	14.2	3.2	3.5	4.1	8.6	1.3	16.3	12.4	40.2	Enero
14	1977	22.6	12.3	14.1	27.7	7.4	8	3.7	4.4	28	6.1	3.2	9.4	28	Septiembre
15	1978	15	12	50.6	26.5	20.1	4.2	7.5	0.2	5.9	0.3	3.6	18	50.6	Marzo
16	1979	12.2	41.3	32.6	35.4	18.2	2.7	3.7	8.5	11.8	3.5	2.7	3.8	41.3	Febrero
17	1980	19.4	23.4	14.4	42.9	19.6	1.1	1.9	1.6	3.6	23.3	12.5	10.5	42.9	Abril
18	1981	17.5	17.7	26.3	28.7	6.7	8.8	3.6	1.9	8.6	16.8	7.9	17.3	28.7	Abril
19	1982	14.3	20.4	15.1	22.9	32	8.4	1.2	4.6	9.7	11	34.6	34.6	34.6	Noviembre
20	1983	26.4	30.4	37.1	17	42.8	6.7	5.9	5.2	3.3	9.9	8.8	24.5	42.8	Mayo
21	1984	9.9	23.5	28.9	24.4	13.8	3.7	6.3	5.3	9.5	12.8	10.6	15.7	28.9	Marzo
22	1985	14.6	16.5	19.4	24.5	17.4	5.7	0.1	9.3	9.6	20.7	10.8	13.3	24.5	Abril
23	1986	16.3	18.8	12.3	25.3	10.2	8.6	4.6	2.9	5.8	7.8	16.6	5.7	25.3	Abril
24	1987	16.7	20.2	45.2	22.9	20.6	1.7	7.5	8.1	6	10.1	21.2	9.1	45.2	Marzo
25	1988	15.1	26	6.1	31	7.5	6.3	2.1	4.6	11.4	18.5	10.9	12	31	Abril
26	1989	22.2	18.9	20.6	13.7	0.8	4.6	3.7	0.8	7.5	9.7	8.6	9.6	22.2	Enero
27	1990	14.3	23.5	17.4	19.4	13.7	10.6	4.6	0.5	8.6	39.4	11.4	11.9	39.4	Octubre
28	1991	17.7	11	21.7	30.7	11	18.4	4	3.2	7.2	8.5	10.6	22.3	30.7	Abril
29	1992	18.5	24.6	50.7	13.6	11.2	1.4	4.6	1.2	15.6	11.5	9.9	10.5	50.7	Marzo
30	1993	10.3	40.7	25.5	51.2	11.6	0.8	4.7	3.9	6.9	10.9	10.5	19.8	51.2	Abril
31	1994	19.5	12.5	30.9	28.3	10.6	4	4.2	5.1	2.7	6.2	6.7	41.3	41.3	Diciembre
32	1995	61.6	10.4	26.4	10.5	12.6	0.4	4.5	4.6	6.6	8.3	14.8	19.3	61.6	Enero
33	1996	12.2	18	28.1	25.6	12.5	6.5	0.5	4.6	4.2	12.3	11.1	0.1	28.1	Marzo
34	1997	11.9	20.3	31.2	16.6	5.7	26.6	3.2	4.6	21.3	19.3	40.4	15.5	40.4	Noviembre
35	1998	10.8	10.3	17.1	36.4	7.1	0.7	0.8	4.2	0.4	15.6	6.2	7.2	36.4	Abril
36	1999	21.3	40.9	21.8	14.2	10.5	18.9	4.3	0.7	6.6	0.8	13.5	18.5	40.9	Febrero
37	2000	10.3	26.1	39.5	31.3	12.7	0.6	4.6	0.7	22.7	0.8	0.6	13.3	39.5	Marzo
38	2001	20.23	28.7	30.5	25.3	19.6	0.8	0.7	4.6	4.2	11.9	30.6	10.6	30.6	Noviembre
39	2002	9.8	6.4	20.9	31.1	20.8	8.4	4.6	4.6	8.6	10.5	19.2	12.1	31.1	Abril
40	2003	17.7	23.2	28.3	32.4	30.2	16.4	5.4	4.6	9.3	11.9	13.5	50.7	50.7	Diciembre
41	2004	26.1	40.9	15.7	88.6	37.9	8.4	8.5	4.6	40.1	21.3	8.9	14.4	88.6	Abril
42	2005	6.8	26.8	33.1	17.5	9.8	2.7	4.6	4.6	5.2	4.5	9.3	21.8	33.1	Marzo
43	2006	16.6	61.4	36.1	47.3	10.5	7.5	2.3	5.4	2.5	15	12	36.4	61.4	Febrero
44	2007	28.2	15.2	39.7	28.4	22	9.9	4	1.8	2.1	10	13.2	15.3	39.7	Marzo
45	2008	12.8	18.7	50.8	5.8	13.4	14.5	4.6	5.2	4.5	18.1	17.7	13.7	50.8	Marzo
46	2009	16.8	17.9	21.8	16.8	11.5	3.2	4.6	3.8	8.6	11.9	13.5	20.1	21.8	Marzo
47	2010	35.7	16.3	48.8	10.1	17.3	19.3	30.7	5.4	8.6	11.9	22.2	30.9	48.8	Marzo
48	2011	31.8	18.7	21.5	46.7	2.5	10.3	11.7	9.4	8.6475	5.2	11.9	11	46.7	Abril
	MAX	64.2	61.4	83.5	88.6	42.8	48.8	30.7	26.3	40.1	39.4	40.4	50.7		88.6

		DATOS DE ESTACION PLUVIOMETRICA														
		Estacion	Nabón		Corordenadas UTM m			x						Cota		
		Denominacion	M420						y							
		DATOS MENSUALES DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)														
N	Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Máximo		
1	1964	1.4	4.9	21.6	19.3	13.3	9.3	4.1	10.3	6.4	10.2	7.4	12.4	21.6	Marzo	
2	1965	9.4	8.2	20.4	27.5	14.9	0.8	6.6	6.9	8.1	24.9	19.3	5.7	27.5	Abril	
3	1966	5.2	0.8	12.5	20.7	13.3	9.3	4.1	4.2	10.4	6.3	14.9	3.6	20.7	Abril	
4	1967	9.5	17	16.3	21.1	12.8	19.7	19	10.6	12.8	18.8	21.4	4.4	21.4	Noviembre	
5	1968	8.4	2.1	15.9	9.2	7.8	8.4	16.6	6.3	8.2	13.6	3.4	25.6	25.6	Diciembre	
6	1969	18.8	16.8	12.8	11.8	8.3	12.8	2.1	0.9	1.7	16.2	16.4	14.0	18.8	Enero	
7	1970	13.3	25.7	12.3	13.5	25.5	15	4.5	10	8	16.7	16.7	10.2	25.7	Febrero	
8	1971	13.3	18.4	21.6	19.3	13.3	9.3	6.6	6.9	21	50	16.4	14.0	50	Octubre	
9	1972	15.7	44	27.7	14.5	4	1.8	3.5	0.5	10.6	16.2	24.5	10.2	44	Febrero	
10	1973	18	40.4	40	13.2	6.3	19.4	5.6	15	15	5.4	5	15.4	40.4	Febrero	
11	1974	13.3	18.4	21.6	19.3	13.3	9.3	6.6	6.9	10.6	16.2	16.4	14.0	21.6	Marzo	
12	1975	6.5	31.5	40.8	28.5	16.2	12.6	9.6	22	18.7	23.2	8.2	12.1	40.8	Marzo	
13	1976	12.6	15.3	16.1	17.1	17.6	16.3	7.3	11.5	5.3	6.5	15.5	18.6	18.6	Diciembre	
14	1977	14.2	15.9	25.3	19.5	14.4	8.9	8.3	6.1	15.7	12	11	10.1	25.3	Marzo	
15	1978	7	11.4	15.6	19.4	16.5	10.4	3.2	2.3	9	7	8.9	11.2	19.4	Abril	
16	1979	10.5	12.3	24.6	11.2	15	10.2	2.2	12.5	9.8	8.8	10.8	9.7	24.6	Marzo	
17	1980	15.5	14.1	12.2	19.1	11	8.1	5.5	3.5	5.2	16.2	16.4	30.6	30.6	Diciembre	
18	1981	12.1	12.2	20.1	12	12.2	9.9	9.9	8.8	1.3	11.5	12.1	12.5	20.1	Marzo	
19	1982	14.1	10.1	11.2	31.8	16.4	3.2	10.3	3.1	8.8	15.2	15.3	19.6	31.8	Abril	
20	1983	18.5	14.8	19.8	16.4	17.1	11	2.3	8.8	16.2	9.1	14.7	18.8	19.8	Marzo	
21	1984	14.7	28.7	15.4	80	11	4.5	6.6	9	11.6	16.1	24.7	13.5	80	Abril	
22	1985	20.1	10.8	12.8	6.3	12.7	11	8.2	8.3	10.6	18.8	25.3	12.7	25.3	Noviembre	
23	1986	22.2	16.5	14.1	19.3	13.3	5.8	10.1	5.4	8.2	16.1	19	14.0	22.2	Enero	
24	1987	16.2	10.9	10.7	15	18.1	8.1	6.6	6.9	10.5	14.4	20.8	19.1	20.8	Noviembre	
25	1988	18.2	10.2	10.8	10.6	19.6	8.8	10.8	6.9	9.8	14.2	10.2	10.8	19.6	Mayo	
26	1989	10.8	65	89	9.8	8.3	5.8	5.3	5.4	8.8	32	8	6.3	89	Marzo	
27	1990	10.6	8.8	10.2	16.2	10.2	6	10.5	9	10.2	10.5	10.6	10.8	16.2	Abril	
28	1991	13.3	10.9	10.8	10.9	13.3	8.2	9.7	9	8.6	9.1	10.9	11.3	13.3	Mayo	
29	1992	12.2	10.5	16.1	12.5	11.8	8	8.5	8.1	10	18.7	13.9	16.3	18.7	Octubre	
30	1993	16.6	19.7	14	17.1	14.1	0.6	0.5	6.9	22.7	12.3	25.9	16.4	25.9	Noviembre	
31	1994	10.2	18.6	33.2	16.7	15.5	8.2	5.5	9	6.4	2.7	14.8	6.7	33.2	Marzo	
32	1995	13.3	18.4	23.4	17.9	5.2	9.3	16.5	6.4	10.6	3.3	1	19.4	23.4	Marzo	
33	1996	10.1	15.7	10.4	22.1	9.9	14.9	0.7	6.9	13.1	23.2	18.7	7.3	23.2	Octubre	
34	1997	26.4	4.8	22.9	19.3	0.9	0.6	4.3	5.6	3.6	11.3	25.7	10.8	26.4	Enero	
35	1998	4	8.8	38.8	19.3	13.3	0.4	3.9	3.7	10.6	12.7	3.1	9.5	38.8	Marzo	
36	1999	9.3	18	21.9	19.3	13.3	9.3	6.6	6.9	10.6	14.8	16.4	14.0	21.9	Marzo	
37	2000	13.3	18.4	21.6	19.3	13.3	9.3	6.6	6.9	10.6	16.2	16.4	14.0	21.6	Marzo	
38	2001	13.3	18.4	21.6	9.2	21.2	24	1	3	6.8	11.3	22.9	12.3	24	Junio	
39	2002	24.4	13	19.7	6.4	19.1	5.7	5.7	6.3	5.4	39.2	32.2	15.1	39.2	Octubre	
40	2003	5.3	20.7	29.4	34.4	8.6	10.3	7.4	1.5	16.7	30.4	29.2	13.6	34.4	Abril	
41	2004	18.3	7.3	9.9	23.4	10.6	10.2	3.6	1	19	13.6	24.3	13.2	24.3	Noviembre	
42	2005	8.8	19.5	16.8	10.7	3.5	5.4	2.3	4.8	30	18.9	10	20.9	30	Septiembre	
43	2006	18.3	28	19.8	34.2	3.7	11.8	1.2	2.1	3.1	15	23.1	27.8	34.2	Abril	
44	2007	1.3	40.7	15.5	15.1	18	17	10.4	13.6	7.5	17.3	16.5	20	40.7	Febrero	
45	2008	15.8	32.5	25	32.8	14.2	9.8	6.6	7.9	10.1	21.6	45.9	9.3	45.9	Noviembre	
46	2009	17.7	14.1	19.2	15	25.7	5	0.5	1.9	0.3	21.5	5.2	25	25.7	Mayo	
47	2010	18	18.4	16.4	23.8	16.2	22	13.5	8.6	8.5	22.6	16.4	18.7	23.8	Abril	
48	2011	18.5	41	60.8	24.5	26.3	2.5	4	3.1	22.6	15.2	22.6	11.6	60.8	Marzo	
	MAX	26.4	65	89	80	26.3	24	19	22	30	50	45.9	30.6		89	

		DATOS DE ESTACION PLUVIOMETRICA														
		Estacion		San Fernando		Corordenadas UTM m			x				Cota			
		Denominacion		M421					y							
		DATOS MENSUALES DE PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)														
N	Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Máximo		
1	1964	3.6	19.1	40.7	15.8	8.8	10	1.3	9.8	11.4	14.6	12	19	40.7	Marzo	
2	1965	11	16.5	14	13.8	17	13.9	7.3	20	14	14	7.6	12.7	20	Agosto	
3	1966	9	21.2	32.1	10.4	5.6	2.5	2.3	10.7	8	7.5	16.4	4	32.1	Marzo	
4	1967	17	17.6	9.9	9.5	6.8	9	8.3	8.4	7.6	11.4	11.4	0.7	17.6	Febrero	
5	1968	15.1	5.5	30.5	10	6	13.5	3	7.3	11.7	13.6	20.2	3.4	30.5	Marzo	
6	1969	13.5	21	53	24.5	17.6	7.5	6	7.7	10.1	34	20.8	6.5	53	Marzo	
7	1970	8.7	21	10.5	13.2	26	18	5.5	9.6	6.7	15	7.1	15.6	26	Mayo	
8	1971	20.1	25.5	36.5	10.5	4	6.5	5.8	9.6	18.9	0	11.7	29	36.5	Marzo	
9	1972	12.5	16.8	23.5	8.2	14	6	3.5	1.8	5	4	8.8	6	23.5	Marzo	
10	1973	10.8	12.5	10.2	12.3	6	11.2	5.8	13.5	7.5	12.5	7.5	10.5	13.5	Agosto	
11	1974	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0	Enero	
12	1975	1.3	30	22	0	30	21	13.5	30	6	16	9.3	7.8	30	Febrero	
13	1976	11.5	10.2	31	12	5.5	5	6	4.8	6.2	2	6	4	31	Marzo	
14	1977	3.5	14.5	18	27	0.5	8.5	0	3	8.5	1.8	0.4	3	27	Abril	
15	1978	5.3	1.2	22.1	21	30	1.8	1.6	2	18.5	2.6	1	3	30	Mayo	
16	1979	9.5	29.5	16	7.6	7	0	1.7	4.2	7.8	6.5	7.3	0.1	29.5	Febrero	
17	1980	6	21.3	8.5	20.5	9.5	4.5	7	1.1	18.5	15.5	13	9.5	21.3	Febrero	
18	1981	11.5	14	10.2	30	10	7	5.5	6	0.1	15	4	15.5	30	Abril	
19	1982	15	10	12	16	15	3.4	4	0.5	4	15	14	35	35	Diciembre	
20	1983	15	5	18	49	31.3	4.1	1.1	4	7	10	10	13	49	Abril	
21	1984	4	37	30	5	10.5	6.5	5.2	5.2	9.5	13.9	17	23	37	Febrero	
22	1985	12.2	4.7	8.1	13	15	6	5	7	15	5	26	22.4	26	Noviembre	
23	1986	10	19.6	16.8	23.4	11	2.5	9	12.6	31.6	15	6.3	10	31.6	Septiembre	
24	1987	15.8	15.3	15.2	20.1	5	0	5.7	5	5	24	3.5	5	24	Octubre	
25	1988	13	26.5	11.7	35.5	14.1	3	25.5	2.9	15.8	2.9	4.9	7	35.5	Abril	
26	1989	34	26.2	21.2	4.1	0.5	10.3	2.3	0.7	0.9	10	2	8	34	Enero	
27	1990	9	8	7.8	16	0	11.4	2.2	1.8	1.3	14	7	7.4	16	Abril	
28	1991	5.4	8.5	10.8	5.8	5.3	4.9	2.9	7.2	10.3	4.6	6	6.3	10.8	Marzo	
29	1992	2.1	8.7	9.4	4.4	9.4	14.3	3.7	9.4	8.2	7	7.1	3.4	14.3	Junio	
30	1993	12.6	20	16.9	19.4	9.1	1.1	1.1	2.1	18.4	8	16.6	19.9	20	Febrero	
31	1994	23.6	14	17.9	8.6	0	10.4	9.1	15.5	1.8	1.6	8.6	32.4	32.4	Diciembre	
32	1995	2.4	32.4	13.1	19.1	6.3	7.2	8.8	5.7	3.6	1	14.6	17.9	32.4	Febrero	
33	1996	53.1	20.1	16.4	11.3	11	4.2	11.6	10.6	14.6	10.8	10	11.9	53.1	Enero	
34	1997	10.7	0	31.7	14	8	22.5	11.3	6	8.9	15.8	0	0	31.7	Marzo	
35	1998	10.3	18.6	12.4	14.1	11.5	0	11.9	8.2	5.7	15.7	20	22.8	22.8	Diciembre	
36	1999	16.4	12.1	13	19.2	17.6	17.1	12	17.6	12.4	0	0	24.8	24.8	Diciembre	
37	2000	28.9	24.6	35.5	12.4	7.5	21.3	6.6	21	11.6	8.7	0.8	6.5	35.5	Marzo	
38	2001	16.3	10.6	18.2	3.9	10.4	10	8.5	9	10.3	9.4	11.7	11.5	18.2	Marzo	
39	2002	2.9	15	10.6	11.2	8.1	12.6	1.4	10.1	8.8	1.4	4.7	10.2	15	Febrero	
40	2003	3.4	0	9.8	10.1	13.5	5.3	7.3	2	9.3	0.6	21.2	3.5	21.2	Noviembre	
41	2004	2.6	2.8	2.6	10.6	10.7	2.3	2	0.7	3	2.7	1.8	0.9	10.7	Mayo	
42	2005	0.9	1.8	2.3	2.4	0.8	1.3	0.6	0.5	0.1	3.6	1.3	4.4	4.4	Diciembre	
43	2006	2.8	1.3	1.9	1.5	2.9	2.4	1.3	0	5.2	15.7	21.2	18.5	21.2	Noviembre	
44	2007	44.2	6.2	12.5	30.7	7.8	9.4	2.1	19.1	0	0	0	0	44.2	Enero	
45	2008															
46	2009															
47	2010															
48	2011															
	MAX	53.1	37	53	49	31.3	22.5	25.5	30	31.6	34	26	35		53.1	

Anexo 2. Precipitaciones máximas anuales en 24 h (mm)

(SENAGUA DHS)

[illegible]

El Suscrito, DIRECTOR DE OBRAS PÚBLICAS del GADM de Girón, conociendo el trabajo de realizar las mejoras para las arterias viales del cantón, en este caso el sector de Pucucari se procede a notificar que se realizará los estudios necesarios del área de influencia, por tal motivo dentro de ello consta la extracción de material para su posterior análisis del suelo y concepción del proyecto.




Atentamente.
Ing. Franklin Guillen.
Director de OO.PP.

Anexo 4. Permiso de excavación

(GAD Municipal de Girón)

Uso del Lab. de la UDA

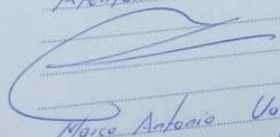

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Cuenca, 04 de marzo

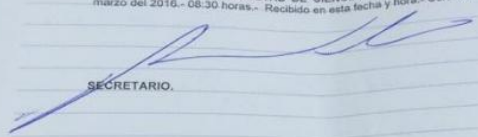
Ingeniero
Guillermo Zuriga
Decano de la facultad de Ciencia y Tecnología
En despacho

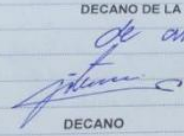
Yo, Marco Antonio Vázquez Romero, con cédula 49600,
estudiante de la escuela de Ingeniería Civil de la facultad
de Ciencia y Tecnología, solicito a ud, que se me permita
el uso del laboratorio de Ingeniería Civil con el propósito de
realizar los ensayos correspondientes a la tesis, de antemano
gracias por la ayuda que se me va a dar a lo presente.

Atentamente


Marco Antonio Vázquez Romero
Cédula 49600

SECRETARIA DE LA FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA - Cuenca, 04 de
marzo del 2016.- 08:30 horas.- Recibido en esta fecha y hora.- Certifico.


SECRETARIO.

DECANO DE LA FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA DE LA UNIVERSIDAD
de ordena 
DEL AZUAY
DECANO

Anexo 5. Aprobación del uso del Lab. de Suelos de la UDA

(UDA)

Cohesión y Ángulo de fricción interna

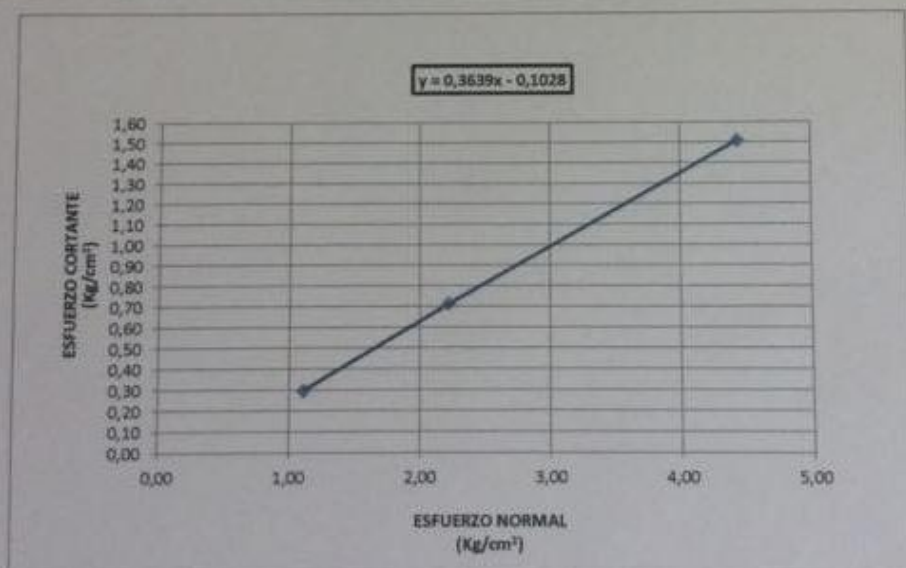
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO:	TESIS DE GRADUACION "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE RIO PUPUCARI"
ALUMNOS:	FRANCISCO BOLIVAR SOLANO CORONEL; MARCO ANTONIO VAZQUEZ ROMERO
UBICACIÓN:	GIRON
MATERIAL:	DE SITIO - POZO 1 ESTRATO 6
FECHA:	10 DE MARZO DE 2016

ESTADO DE LA MUESTRA COMPACTADA		CARACTERISTICAS FISICAS DEL SUELO	
CONTENIDO DE AGUA PROMEDIO (%)	12,60	LIMITE LIQUIDO (%)	N.P.
DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	1,888	LIMITE PLASTICO (%)	N.P.
DENSIDAD HUMEDA (gr/cm ³)	2,126	INDICE DE PLASTICIDAD (%)	N.P.
SATURACIÓN (%)	82,73	PASA EL TAMIZ # 200 (%)	10,00
		CLASIFICACIÓN SUCS	GM

RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO RAPIDO EN LA FALLA

ESFUERZO NORMAL (Kg/cm ²)	1,11	2,22	4,44
ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)	0,30	0,71	1,51



COHESION (Kg/cm ²)	0,10
ANGULO FRICCIÓN INTERNA (Grados)	20,00

Anexo 6. Ensayo de Corte Directo

(Laboratorio de Suelos R&R)

Tablas de Conteo Vehicular

UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
TABLA DE CONTEO VEHICULAR						
Vía San Vicente (doble sentido)						
Fecha:	sabdo 16 enero 2016					
HORA	Liviano	Motos	Buses	Camion 2 ejes	Camion 3 ejes	Total
7:00 - 7:15	19			1		20
7:15 - 7:30	18	1	1	2	1	23
7:30 - 7:45	18	1		3		22
7:45 - 8:00	12	1			1	14
8:00 - 8:15	10	2	1			13
8:15 - 8:30	14	2				16
8:30 - 8:45	10			1	1	12
8:45 - 9:00	7	2				9
9:00 - 9:15	9			2		11
9:15 - 9:30	11	1				12
9:30 - 9:45	9				1	10
9:45 - 10:00	8			2		10
10:00 - 10:15	10	3				13
10:15 - 10:30	11	3		1		15
10:30 - 10:45	11	1				12
10:45 - 11:00	7	1		2		10
11:00 - 11:15	9	2		3		14
11:15 - 11:30	12			1	1	14
11:30 - 11:45	9	1		2		12
11:45 - 12:00	9					9
12:00 - 12:15	8	2				10
12:15 - 12:30	10					10
12:30 - 12:45	9	3		1		13
12:45 - 13:00	10					10
13:00 - 13:15	12	2		1		15
13:15 - 13:30	11	3		2	1	17
13:30 - 13:45	16	1				17
13:45 - 14:00	19	2				21
14:00 - 14:15	12	1				13
14:15 - 14:30	11	3		2		16
14:30 - 14:45	11	1				12
14:45 - 15:00	14					14
15:00 - 15:15	8					8
15:15 - 15:30	10	1		1		12
15:30 - 15:45	11					11
15:45 - 16:00	8			1		9
16:00 - 16:15	9	1	1	2		13
16:15 - 16:30	10	2				12
16:30 - 16:45	12	1		1		14
16:45 - 17:00	8	1	1	2		12
17:00 - 17:15	13	1		1	1	16
17:15 - 17:30	18	1			1	20
17:30 - 17:45	21					21
17:45 - 18:00	15		1			16
18:00 - 18:15	14	1		2		17
18:15 - 18:30	10	3		1	1	15
18:30 - 18:45	17	2				19
18:45 - 19:00	9	3		2		14
TOTAL	559	56	5	39	9	668

UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
TABLA DE CONTEO VEHICULAR						
Vía San Vicente (doble sentido)						
Fecha:	Domingo 17 enero 2016					
HORA	Liviano	Motos	Buses	Camion 2 ejes	Camion 3 ejes	Total
7:00 - 7:15	20	3	1	2		26
7:15 - 7:30	16	2		3		21
7:30 - 7:45	14	2	1	1	1	19
7:45 - 8:00	16	2		3		21
8:00 - 8:15	19	1		1		21
8:15 - 8:30	21			2	2	25
8:30 - 8:45	19	2		2		23
8:45 - 9:00	17	1		1		19
9:00 - 9:15	16	2	1	1	1	21
9:15 - 9:30	20			3		23
9:30 - 9:45	19		1			20
9:45 - 10:00	15	1		3		19
10:00 - 10:15	9		1	1		11
10:15 - 10:30	11			1		12
10:30 - 10:45	8	2				10
10:45 - 11:00	9	2				11
11:00 - 11:15	12					12
11:15 - 11:30	9	2	1	2		14
11:30 - 11:45	9	2				11
11:45 - 12:00	12	2				14
12:00 - 12:15	8		1			9
12:15 - 12:30	9	1		2		12
12:30 - 12:45	11					11
12:45 - 13:00	10	2				12
13:00 - 13:15	10					10
13:15 - 13:30	14			3		17
13:30 - 13:45	10			2		12
13:45 - 14:00	17	3				20
14:00 - 14:15	13			2	1	16
14:15 - 14:30	12					12
14:30 - 14:45	14	2				16
14:45 - 15:00	7			1		8
15:00 - 15:15	10	2	1	1		14
15:15 - 15:30	10	1		1		12
15:30 - 15:45	13					13
15:45 - 16:00	14		1	2		17
16:00 - 16:15	16	1		3		20
16:15 - 16:30	10	2		1		13
16:30 - 16:45	15	2		2		19
16:45 - 17:00	16			1		17
17:00 - 17:15	14		1	3		18
17:15 - 17:30	16	3		2		21
17:30 - 17:45	17	1	1	1		20
17:45 - 18:00	17	1		3		21
18:00 - 18:15	19	2	1	3	1	26
18:15 - 18:30	17	1		2	2	22
18:30 - 18:45	12	3		1	1	17
18:45 - 19:00	10	1	1	2		14
TOTAL	652	54	13	64	9	792

UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
TABLA DE CONTEO VEHICULAR						
Vía San Vicente (doble sentido)						
Fecha: lunes 18 de enero 2016						
HORA	Liviano	Motos	Buses	Camion 2 ejes	Camion 3 ejes	Total
7:00 - 7:15	19	2	1	3		25
7:15 - 7:30	21	4		1		26
7:30 - 7:45	18	1	1			20
7:45 - 8:00	15			2		17
8:00 - 8:15	11	1				12
8:15 - 8:30	13	1		1		15
8:30 - 8:45	15				1	16
8:45 - 9:00	9			1		10
9:00 - 9:15	6	1		1		8
9:15 - 9:30	5				1	6
9:30 - 9:45	8					8
9:45 - 10:00	4			1		5
10:00 - 10:15	7					7
10:15 - 10:30	5			2		7
10:30 - 10:45	5					5
10:45 - 11:00	3	2		1		6
11:00 - 11:15	6					6
11:15 - 11:30	4	1				5
11:30 - 11:45	5			1		6
11:45 - 12:00	9					9
12:00 - 12:15	8	1				9
12:15 - 12:30	10			1		11
12:30 - 12:45	14	1		2		17
12:45 - 13:00	12	3				15
13:00 - 13:15	15	1	1	1		18
13:15 - 13:30	16				1	17
13:30 - 13:45	13	2	1	1		17
13:45 - 14:00	15					15
14:00 - 14:15	7	1		1		9
14:15 - 14:30	9			1		10
14:30 - 14:45	7					7
14:45 - 15:00	7	1				8
15:00 - 15:15	6			1		7
15:15 - 15:30	4			1		5
15:30 - 15:45	5					5
15:45 - 16:00	3	1				4
16:00 - 16:15	4					4
16:15 - 16:30	5					5
16:30 - 16:45	3	1		1		5
16:45 - 17:00	6			1		7
17:00 - 17:15	13	2	1			16
17:15 - 17:30	16			3		19
17:30 - 17:45	17	3		2		22
17:45 - 18:00	14	1	1	1		17
18:00 - 18:15	8	2		3		13
18:15 - 18:30	12			2	1	15
18:30 - 18:45	12	1				13
18:45 - 19:00	9	1		2		12
TOTAL	458	35	6	38	4	541

UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
TABLA DE CONTEO VEHICULAR						
Vía San Vicente (doble sentido)						
Fecha:	martes 26 de enero 2016					
HORA	Liviano	Motos	Buses	Camion 2 eje	Camion 3 eje	Total
7:00 - 7:15	16	3	1	1	1	22
7:15 - 7:30	15	3	1	1		20
7:30 - 7:45	17			2		19
7:45 - 8:00	16	2				18
8:00 - 8:15	9	1		1		11
8:15 - 8:30	15			3		18
8:30 - 8:45	15					15
8:45 - 9:00	11	1		2		14
9:00 - 9:15	10					10
9:15 - 9:30	7			1		8
9:30 - 9:45	11			1		12
9:45 - 10:00	6	2				8
10:00 - 10:15	10			1		11
10:15 - 10:30	4	4		1		9
10:30 - 10:45	7			1		8
10:45 - 11:00	8				1	9
11:00 - 11:15	4					4
11:15 - 11:30	6	1		1		8
11:30 - 11:45	9					9
11:45 - 12:00	11					11
12:00 - 12:15	9			1		10
12:15 - 12:30	12	2		2		16
12:30 - 12:45	12	1				13
12:45 - 13:00	15	1				16
13:00 - 13:15	18	1	1	2		22
13:15 - 13:30	14					14
13:30 - 13:45	14		1	1		16
13:45 - 14:00	16					16
14:00 - 14:15	9			2		11
14:15 - 14:30	6					6
14:30 - 14:45	8					8
14:45 - 15:00	10			1		11
15:00 - 15:15	2	1				3
15:15 - 15:30	5			1		6
15:30 - 15:45	7					7
15:45 - 16:00	7			2		9
16:00 - 16:15	5					5
16:15 - 16:30	2					2
16:30 - 16:45	6					6
16:45 - 17:00	9			1		10
17:00 - 17:15	8	1	1			10
17:15 - 17:30	11	2				13
17:30 - 17:45	13	2	1	1		17
17:45 - 18:00	14					14
18:00 - 18:15	10			2		12
18:15 - 18:30	9	1		2		12
18:30 - 18:45	13					13
18:45 - 19:00	6					6
TOTAL	477	29	6	34	2	548

UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
TABLA DE CONTEO VEHICULAR						
Vía San Vicente (doble sentido)						
Fecha:	miercoles 27 enero 2016					
HORA	Liviano	Motos	Buses	Camion 2 eje	Camion 3 eje	Total
7:00 - 7:15	18		1			19
7:15 - 7:30	14	2				16
7:30 - 7:45	13	1	1	1		16
7:45 - 8:00	16	3				19
8:00 - 8:15	9	1		1	1	12
8:15 - 8:30	11	1				12
8:30 - 8:45	14	3				17
8:45 - 9:00	8					8
9:00 - 9:15	9			1		10
9:15 - 9:30	3					3
9:30 - 9:45	6	2				8
9:45 - 10:00	6	1		1		8
10:00 - 10:15	3					3
10:15 - 10:30	4			1		5
10:30 - 10:45	7			2		9
10:45 - 11:00	9					9
11:00 - 11:15	4	3		2		9
11:15 - 11:30	5	2				7
11:30 - 11:45	4			2		6
11:45 - 12:00	7			1		8
12:00 - 12:15	7					7
12:15 - 12:30	14	1		2		17
12:30 - 12:45	16	1				17
12:45 - 13:00	11					11
13:00 - 13:15	18	2	1	2		23
13:15 - 13:30	13					13
13:30 - 13:45	15			1		16
13:45 - 14:00	17		1			18
14:00 - 14:15	11	1				12
14:15 - 14:30	13					13
14:30 - 14:45	10	1		1		12
14:45 - 15:00	6	1				7
15:00 - 15:15	2					2
15:15 - 15:30	9	2				11
15:30 - 15:45	4					4
15:45 - 16:00	6					6
16:00 - 16:15	8					8
16:15 - 16:30	7	1				8
16:30 - 16:45	3			1		4
16:45 - 17:00	5					5
17:00 - 17:15	9	2	1			12
17:15 - 17:30	11			3		14
17:30 - 17:45	13			2		15
17:45 - 18:00	12		1	1		14
18:00 - 18:15	16	2				18
18:15 - 18:30	14			2		16
18:30 - 18:45	7	1				8
18:45 - 19:00	6	1		1		8
TOTAL	453	35	6	28	1	523

UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
TABLA DE CONTEO VEHICULAR						
Vía San Vicente (doble sentido)						
Fecha:	jueves 28 enero 2016					
HORA	Liviano	Motos	Buses	Camion 2 eje	Camion 3 eje	Total
7:00 - 7:15	19	1	1	1	2	24
7:15 - 7:30	23	2		2		27
7:30 - 7:45	15	1	1	2	1	20
7:45 - 8:00	12	2		1		15
8:00 - 8:15	11			2		13
8:15 - 8:30	14	1		3		18
8:30 - 8:45	10				1	11
8:45 - 9:00	21	1		2		24
9:00 - 9:15	14					14
9:15 - 9:30	20	1				21
9:30 - 9:45	14	2		1		17
9:45 - 10:00	16	1		3		20
10:00 - 10:15	11			1		12
10:15 - 10:30	14	2				16
10:30 - 10:45	11					11
10:45 - 11:00	7			2	1	10
11:00 - 11:15	8			2		10
11:15 - 11:30	11	2				13
11:30 - 11:45	4					4
11:45 - 12:00	9	1		1		11
12:00 - 12:15	12	1				13
12:15 - 12:30	12	2		1		15
12:30 - 12:45	8			2		10
12:45 - 13:00	9	2				11
13:00 - 13:15	14	3				17
13:15 - 13:30	16		1			17
13:30 - 13:45	9		1	1		11
13:45 - 14:00	13			2		15
14:00 - 14:15	10	3				13
14:15 - 14:30	8			2		10
14:30 - 14:45	7					7
14:45 - 15:00	3	2		1		6
15:00 - 15:15	6	1				7
15:15 - 15:30	8			3		11
15:30 - 15:45	10	3		2		15
15:45 - 16:00	5					5
16:00 - 16:15	6					6
16:15 - 16:30	11	1		3		15
16:30 - 16:45	7					7
16:45 - 17:00	11			1		12
17:00 - 17:15	8	1	1		1	11
17:15 - 17:30	15					15
17:30 - 17:45	14	2		2		18
17:45 - 18:00	11					11
18:00 - 18:15	18		1	3	1	23
18:15 - 18:30	13	1		2		16
18:30 - 18:45	21			3		24
18:45 - 19:00	19					19
TOTAL	568	39	6	51	7	671

UNIVERSIDAD DEL AZUAY						
TABLA DE CONTEO VEHICULAR						
Vía San Vicente (doble sentido)						
Fecha:	viernes 29 enero 2016					
HORA	Liviano	Motos	Buses	Camion 2 eje	Camion 3 eje	Total
7:00 - 7:15	21	2	1			24
7:15 - 7:30	22	1				23
7:30 - 7:45	19	3	1	1		24
7:45 - 8:00	20	1				21
8:00 - 8:15	15			2		17
8:15 - 8:30	16	2				18
8:30 - 8:45	18			1		19
8:45 - 9:00	13	3				16
9:00 - 9:15	15	1				16
9:15 - 9:30	10			1		11
9:30 - 9:45	9	1				10
9:45 - 10:00	12			2		14
10:00 - 10:15	11	2			1	14
10:15 - 10:30	9					9
10:30 - 10:45	7	1		2		10
10:45 - 11:00	5			1		6
11:00 - 11:15	4	1		2		7
11:15 - 11:30	3					3
11:30 - 11:45	5	1		3		9
11:45 - 12:00	6	2				8
12:00 - 12:15	4			1		5
12:15 - 12:30	13	1				14
12:30 - 12:45	8			2		10
12:45 - 13:00	11					11
13:00 - 13:15	9	1	1	3		14
13:15 - 13:30	14					14
13:30 - 13:45	12	1	1			14
13:45 - 14:00	9	3		1		13
14:00 - 14:15	11					11
14:15 - 14:30	7			1	1	9
14:30 - 14:45	10	3		1		14
14:45 - 15:00	11	1				12
15:00 - 15:15	8	2		3		13
15:15 - 15:30	5					5
15:30 - 15:45	4			1		5
15:45 - 16:00	6	1		1		8
16:00 - 16:15	3	1				4
16:15 - 16:30	4			1		5
16:30 - 16:45	8	1				9
16:45 - 17:00	6	1		1		8
17:00 - 17:15	8	1	1			10
17:15 - 17:30	14	3		3		20
17:30 - 17:45	9			1		10
17:45 - 18:00	14	2	1		1	18
18:00 - 18:15	7	1		1		9
18:15 - 18:30	13	2				15
18:30 - 18:45	15	1		1		17
18:45 - 19:00	13					13
TOTAL	496	47	6	37	3	589

Anexo 7. Tablas de Conteo Vehicular

(Autores, 2016)

Número de Vehículos matriculados en el cantón Girón


Listado de Trámites de Matriculación
 Fecha Inicio: 14-07-2015 Fecha Fin: 15-07-2016

TRÁMITE	PROCESO	USUARIO	ESTADO	IDENTIFICACION	NOMBRE	FECHA SOLICITUD	FECHA FINALIZACION	PLACA	ESPECIE
217542	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	015480115	FRANCO MUÑOZ EVA MARIA	10/11/15 14:38	10/11/15 14:40	AJ00859	81
211349	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	015171360	POLO BERRANO EURO ESTALIN	01/11/15 12:58	01/11/15 13:03	PON0410	9
217887	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	015451458	VIVAR MOROCHO CRISTIAN MARGEL	10/11/15 14:40	10/11/15 15:03	AAP0634	90
217362	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	015173732	PACHACAMA PACHACAMA NICOLAY EDU	10/11/15 15:40	10/11/15 15:58	AGG0515	91
2052737	RENOVACION DE MATRICULA Y REVISION TECNICA VEHICULAR	JAPESANTEZ	EN PENDING	010914621	PATINO PATINO CARLOS ANDRES	29/10/15 10:13	09/11/15 17:42	ACP0129	92
2173758	CAMBIO DE CARACTERISTICAS	JAPESANTEZ	FINALIZADO	140827814	COELLO GOMEZ VERONICA KATHERINE	10/11/15 16:16	10/11/15 16:24	PXA0012	93
2173276	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	010572875	COELLO GOMEZ VERONICA KATHERINE	10/11/15 16:11	10/11/15 16:23	PXA0012	93
2173987	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	115335882	CECILIO ASTUDILLO RUPERTO ANDRES	10/11/15 16:29	10/11/15 16:44	LCA0968	94
2047218	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	010238173	AVILA MARQUEZ ALTHA YOLANDA DE LOS DOLORES	28/10/15 9:28	11/11/15 8:48	TOM0519	95
2169357	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	200804428	GUZMAN CASTRO BLANCA LUDWILA	11/11/15 16:13	11/11/15 16:20	PBX3172	96
2168195	RENOVACION DE MATRICULA Y REVISION TECNICA VEHICULAR	JAPESANTEZ	FINALIZADO	0101940162	AGUIRRE RANCIER EDUAR VICENTE	11/11/15 16:04	11/11/15 16:13	ABV0330	97
6091468	RENOVACION DE MATRICULA Y REVISION TECNICA VEHICULAR	JAPESANTEZ	FINALIZADO	0021481965	TOMALA HOLGUIN CARLOS MAURICIO	18/02/16 10:45	18/02/16 10:53	HV7630	97
2163379	TRANSFERENCIA DE DOMINIO	JAPESANTEZ	FINALIZADO	1102774889	MIRANDA WENZEL GEOVANNY PATRICIO	11/11/15 14:27	11/11/15 14:35	LAG0216	98
2162104	RENOVACION DE MATRICULA Y REVISION TECNICA VEHICULAR	JAPESANTEZ	FINALIZADO	609168854	AGUIRRE ALVAREZ JOSE ALBERTO	11/11/15 15:56	11/11/15 16:08	UCA0708	99

Total Reg: 6383

Anexo 8. Número de Vehículos matriculados

(ANT, 2016)

 **Carrasco RFV Construcciones Cia. Ltda.**

Cuenca 10 de Junio de 2016
Oficina P.O. Box 1008 P.O. Box San Vicente 010-2011

Señores
Francisco Solano C.
Marco Vázquez R.
Estudiantes de la Universidad del Azuay
Cuenca

De mi consideración:

De acuerdo con la solicitud y planos recibidos, a continuación les damos a conocer la oferta para fabricación, transporte y colocación de losas doble T prefabricadas de hormigón pretensado para la construcción de un puente cuya luz es 14.60 m, ubicado en la parroquia San Vicente, Cantón Girón de la provincia del Azuay.

Costo:
USD 168.00 por cada m2 de elemento
Con un área total de 109.5 m2 lo que significa un costo total de USD 18,396.00

Los precios incluyen fabricación transporte e instalación, sin embargo los rubros de transporte e instalación deben ser confirmados luego de una visita a la obra con el operador y transportista.

Tiempo de fabricación, transporte y colocación:
12 días a partir de la recepción del anticipo

Forma de pago:
50% de anticipo, el restante contra entrega de los elementos

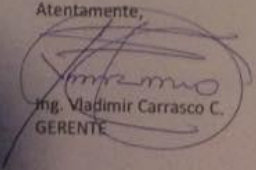
No está incluido:

- IVA
- Obras en campo tales como hormigonado de capa superior
- Neoprenos

El contratante debe proporcionar:

- Acceso y área adecuada para realizar los trabajos

Sin otro particular y gustoso de poder colaborar en este proyecto, suscribo.

Atentamente,

Ing. Vladimir Carrasco C.
GERENTE

Av. Remigio Tamariz 3-137 – Telefax 2812-231
e-mail: rfvconstru@gmail.com – Cuenca Ecuador

Anexo 9. Cotización viga VTT-60 pretensada

(Construcciones, 2016)