



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**"Trabajo de grado previo a la obtención del Título de
Ingeniero Civil"**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Título del proyecto:

**EVALUACIÓN FUNCIONAL, PARA EL ANÁLISIS DE DOS
ALTERNATIVAS DE DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA
QUEBRADA EL BUNQUE.
RIOBAMBA - ECUADOR 2014.**

Autores: Enríquez Torres Willington Leodan.
Quintuña Lopez Sergio Mauricio.

Director: Ing. Paredes Peñaherrera Oscar Efren.

Riobamba - Ecuador

AÑO

2014



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**"Trabajo de grado previo a la obtención del Título de
Ingeniero Civil"**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Título del proyecto:

**EVALUACIÓN FUNCIONAL, PARA EL ANÁLISIS DE DOS
ALTERNATIVAS DE DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA
QUEBRADA EL BUNQUE.
RIOBAMBA - ECUADOR 2014.**

Autores: Enríquez Torres Willington Leodan.
Quintuña Lopez Sergio Mauricio.

Director: Ing. Paredes Peñaherrera Oscar Efren.

Riobamba - Ecuador

AÑO

2014

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título:

EVALUACIÓN FUNCIONAL, PARA EL ANÁLISIS DE DOS ALTERNATIVAS DE DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL BUNQUE. RIOBAMBA - ECUADOR 2014.

Presentado por:

Enríquez Torres Willington Leodan.

Quintuña Lopez Sergio Mauricio.

Y dirigida por:

Ing. Paredes Peñaherrera Oscar Efren.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Velásquez Víctor
Presidente del Tribunal

Ing. Paredes Oscar
Director del Proyecto

Ing. Martínez Alexis
Miembro del Tribunal


.....
Firma


.....
Firma


.....
Firma

AUTORIA DE LA INVESTIGACIÓN

"La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, nos corresponde exclusivamente a: Enríquez Torres Willington Leodan, Quintuña Lopez Sergio Mauricio e Ing. Paredes Peñaherrera Oscar Efren Director del Proyecto; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo."

AGRADECIMIENTO.

A Dios, que me ha
prestado aliento en
todo momento.

A la vida por
permitirme
compartir, brindar
momentos y grandes
experiencias.

A mis padres por su
grandioso ejemplo y
sacrificio.

A mis profesores que
como lumbre siempre
me supieron guiar.

A mis amigos y sus
familias que muchas
veces han sido como
mi segundo hogar.

SERGIO Q.

Al creador, que me
dio la vitalidad y
caminos para llegar
a mi objetivo.

A mis padres por la
confianza que
depositan en mí, ya
que sin ellos el
camino hubiese sido
más forzoso sin su
apoyo.

A mis profesores que
supieron dictar las
cátedras para llevar
su conocimiento a
cada uno de
nosotros.

WILLINGTON E.

DEDICATORIA.

A mi Creador.

*Con todo el inmenso
amor y cariño, dedico
este trabajo al ser que
me dio la vida Martha
Lopez.*

*A mi padre Jorge
Quintuña por confiar,
creer y encaminarme
para ser un buen ser
humano.*

SERGIO Q

A mi Dios.

*Dedico este trabajo a
mi madre Flor Torres y
mi padre Holger Mariño
por ser ejemplo y saber
inculcarme buenos
valores a través de
estos años.*

WILLINGTON E.

ÍNDICE GENERAL.

1. RESUMEN (ESPAÑOL / INGLÉS)	v
1.1 RESUMEN.....	1
1.2 SUMMARY	¡Error! Marcador no definido.
2. INTRODUCCIÓN.	3
3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.	4
3.1. Configuración de la subestructura.....	4
3.2. Erosión.	4
3.3. Sistematización del problema.	5
3.4. TABLEROS Y SISTEMAS DE PISOS PARA PUENTES DE CARRETERA:	6
3.4.1. Clasificación.....	6
3.4.1.1 Tableros con refuerzo principal paralelo al tráfico.	6
3.4.1.2 Tableros con refuerzo principal perpendicular al tráfico.	6
3.4.1.3 Tableros con refuerzo principal en dos direcciones perpendiculares.	6
3.5 NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA:	7
3.5.1 CARGAS DE DISEÑO.....	7
3.5.1.1 Carga Muerta (AASHTO Standard, sección 3.3).	7
3.5.1.2 Carga Viva.....	7
3.5.1.3. Carga Peatonal (AASHTO Standard, sección 3.14).....	8
3.6 COEFICIENTES QUE AFECTAN A LOS ESFUERZOS DE CARGA VIVA.	8
3.6.1 Coeficiente de Impacto C_i (AASHTO Standard, sección 3.8.2)	8
3.6.2 Coeficiente de Distribución DE CARGAS (AASHTO Standard, sección 3.23.1).....	8
3.7 SOLICITACIÓN DE CARGA VEHICULAR SOBRE VIGAS.....	9
3.7.1 Momento	9

3.7.2 Corte.....	9
3.8 DISEÑO DE LOSA Y VIGAS.....	10
3.8.1 Tramos intermedios	10
3.8.2 Tamos en voladizo (AASHTO Standard, sección 3.24.5).	10
3.8.3 Armadura de Repartición (AASHTO Standard, sección 3.24.10.).	11
3.8.4 Limitaciones de altura para la superestructura (AASHTO Standard, sección 8.9.2).	12
3.8.5 Ancho del ala en compresión (AASHTO Standard, sección 8.10)	12
3.8.6 Diafragmas o travesaños. (AASHTO Standard, sección 8.12).	12
3.8.7 Armadura mínima.	13
3.8.8 Corte (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.1)	13
3.8.9 Esfuerzo de corte tomado por el hormigón (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.4.1)	13
3.8.10 Área de refuerzo. (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.5.6.2)	13
3.8.11 Límites para el refuerzo de corte (ACI 99, Apéndice A Sección 7.5.5.3)	14
3.9 ESTRIBO EN VOLADIZO DE HORMIGÓN ARMADO.	14
3.9.1 Longitudes de apoyo mínimas.....	14
3.9.2 Teoría de Rankine	15
3.9.3 Pre-dimensionamiento del estribo.	17
3.9.3.1 Altura del cabezal.....	17
3.9.3.2 Altura de la zapata.	17
3.9.3.3 Altura de la pantalla.....	17
3.9.3.4 Ancho de la superficie de asiento.	18

3.9.3.5 Ancho del cabezal.....	18
3.9.3.6 Ancho de la zapata.	18
3.9.3.7 Ancho del dedo.	18
3.9.3.8 Ancho del talón.	18
3.9.3.9 Ancho del asiento de la pantalla.	19
3.10 VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD DEL PREDISEÑO.	19
3.10.1 Estados de Carga.	19
3.10.2 Factores de Seguridad.	20
3.10.3 Empuje de tierra del terraplén.	20
4 METODOLOGÍA.	21
4.1 TIPO DE ESTUDIO.	21
4.2 POBLACIÓN Y MUESTRA.....	21
4.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	22
4.4. PROCEDIMIENTOS.....	23
4.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.	24
5 RESULTADOS.	26
5.1 INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN FUNCIONAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.....	26
5.1.1 REVISIÓN DE INFORMACIÓN DEL PUENTE:	26
5.1.2 Ubicación del Puente.....	26
5.1.3 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE:	27
5.1.4 ACCIONES PREVIAS A LA INSPECCIÓN DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE:	27
5.1.5 DELEGACIÓN PARA TRABAJO DE CAMPO.	27
5.1.6 HERRAMIENTAS PARA TRABAJO DE CAMPO.	27
5.1.7 Herramientas para trabajo de campo.	28

5.1.8 INSPECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.....	29
5.1.9 Check list del tablero y accesos del Puente	29
5.1.9.1 Descripción y sustentación fotográfica.....	31
5.1.10 Check list de las vigas.	32
5.1.10.1 Descripción y sustentación fotográfica.	33
5.1.11 Check list de los estribos y taludes.....	34
5.1.11.1 Estribo Izquierdo	34
5.1.11.2 Estribo Derecho.	35
5.1.11.3 Descripción fotográfica.....	36
5.1.12 Check list de las condiciones de orilla aguas arriba y aguas abajo.	37
5.1.13 EVALUACIÓN GLOBAL DEL PUENTE:	38
5.2 ESTUDIO DEL TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA) DE LA VÍA AL BARRIO LA VICTORIA EN EL TRAMO QUE CORRESPONDE AL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.....	38
5.2.1 Aforo de Tráfico.	38
5.2.2 Sentidos de Circulación Vehicular.	38
5.2.3 Identificación de los Puntos de Aforo	38
5.2.4 Aforo del tráfico promedio diario anual.	39
5.2.5 Características para el TPDA.	40
5.2.6 Formato de Aforos Vehiculares.	41
5.2.7 VEHÍCULO DE DISEÑO:.....	42
5.2.8 Clasificación De La Vía según El M.T.O.P.	42
5.2.9 CÁLCULO DEL TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL PROYECTADO.	43
5.2.10 Datos Obtenidos del TPDA actual.	43
5.2.11 Diagramas resúmenes de los datos obtenidos del TPDA actual.	43
5.2.12 Resumen del TPDA actual de los días de aforo.....	44

5.2.13 PROYECCIÓN DEL TPDA ACTUAL A TPDA PROYECTADO.	45
5.2.14 CATEGORIZACIÓN DE LA VÍA.	47
5.2.15 Determinación del ancho de calzada.	47
5.3 ESTUDIO TOPOGRÁFICO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE. ...	47
5.3.1 INTRODUCCIÓN.	47
5.3.2 EQUIPOS PARA LEVANTAMIENTO.	47
5.3.3 PROCEDIMIENTO DE TRABAJO.	49
5.4 ESTUDIO GEOTÉCNICO DE SUELOS DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.	49
5.4.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO:	49
5.4.2 Equipo y Herramientas.	52
5.4.3 Procedimiento de granulometría por tamizado.	52
5.4.3.1 Normas.- Determinación de la granulometría.	52
5.4.3.2 Granulometría por tamizado.	52
5.4.4 Cálculo y Tabulación de resultados.	53
5.4.5 LIMITES DE ATTEMBERG:	56
5.4.5.1 Definiciones importantes.	57
5.4.5.2 Equipos y Herramientas.	57
5.4.5.3 Procedimientos Límites de Attemberg.	58
5.4.5.4 Determinación del límite plástico:	58
5.4.5.5. Determinación del límite líquido.	59
5.4.5.6 Cálculos y tabulación de resultados:	61
5.4.6 DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO:	63
5.4.6.1 Equipo y Herramientas.	63
5.4.6.2 Procedimiento del Ensayo.	63
5.4.6.3 Condición saturada superficialmente.-	64

5.4.6.4 Ensayo gravimétrico para el peso específico:	65
5.4.6.5 Cálculos y tabulación de resultados:.....	65
5.4.7 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO.	66
5.4.7.1 Equipo y Herramientas.....	67
5.4.7.2 Procedimiento.....	68
5.4.7.3 Procedimiento de perforación:.....	68
5.4.7.4 Ubicación de perforaciones.	71
5.4.7.5 Correlaciones en suelos granulares.	71
5.4.7.6 Cálculos y Tabulación de Resultados.	74
5.5 INFORME GEOLÓGICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.....	74
5.5.1 GEOLOGÍA DE LA ZONA:	74
5.5.2 Geomorfología.	75
5.5.3 Litología.	75
5.5.4 MARCO TECTÓNICO REGIONAL.....	76
5.5.5 RIESGOS NATURALES.....	78
5.6 INFORME HIDROLÓGICO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.....	79
5.6.1 ANTECEDENTES.....	79
5.6.1.1 Aspectos hidrometeorológicos de la cuenca de la Quebrada Bunque.....	79
5.6.2 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS Y CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA DE LA QUEBRADA BUNQUE.....	80
5.6.2.1 Delimitación y área de la cuenca.	80
5.6.2.2 Cota alta y baja de la cuenca.....	80
5.6.2.3 Perímetro de la cuenca y longitud del cauce.....	80

5.6.2.4 Cálculo del coeficiente de forma de Horton (K_f)	81
5.6.2.5 Cálculo del coeficiente de compacidad (K_c)	81
5.6.2.6 Cálculo del índice de alargamiento (I_A)	81
5.6.2.7 Cálculo de la pendiente de la cuenca.	82
5.6.3 DETERMINACION EL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA BUNQUE.....	83
5.6.3.1 Tipos de suelos de la cuenca de la Quebrada Bunque	83
5.6.3.2 Coeficiente de escorrentía	84
5.6.3.3 Tabla de Coeficiente de Escorrentía "C"	84
5.6.4 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE LA QUEBRADA BUNQUE.....	85
5.6.4.1 Determinación del caudal máximo.	85
5.6.4.2 Lluvia de diseño obtenido de las curvas intensidad-duración – frecuencia.....	85
5.6.4.3 Tiempo de Concentración:.....	86
5.6.4.4 Método para calcular el caudal máximo.....	86
5.6.4.5 Aplicación de la Fórmula de Bürkli-Ziegler.	86
5.6.4.6 Determinación del caudal mínimo.....	87
5.6.5 SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL AREA INUNDABLE, USANDO HEC-RAS. 87	
5.6.5.1 Datos geométricos.	88
5.6.5.2 Caudales para diferentes periodos de retorno.....	88
5.6.5.3 Secciones transversales de la Quebrada Bunque.	89
6 DISCUSIÓN.	93
6.1 RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN VISUAL Y EVALUACIÓN FUNCIONAL.....	93
6.2 RESULTADOS DEL ESTUDIO DE TRÁFICO Y PROYECCIÓN DE DATOS. 94	

6.3	RESULTADOS DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	94
6.4	RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.	94
6.4.1	Análisis Granulométrico.	94
6.5.2	Límites de Atterberg.....	94
6.5.3	Peso Específico.	95
6.5.4	Ensayo de Penetración Estándar	95
6.5	RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO.....	95
6.6	RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROLOGICO.	96
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	98
7.1.	CONCLUSIONES.....	98
7.2.	RECOMENDACIONES.	100
8	PROPUESTA.	102
8.1	TÍTULO DE LA PROPUESTA.	102
8.2	INTRODUCCIÓN.....	102
8.2.1	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA EL BUNQUE.....	102
8.2.2	ALTERNATIVA uno: PUENTE LOSA SOBRE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS CON ESTRIBOS CANTILEVER.	103
8.2.3	ALTERNATIVA dos: PUENTE LOSA SOBRE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS CON ESTRIBOS A GRAVEDAD.	103
8.2.4	GENERALIDADES DEL PUENTE.....	104
8.3	OBJETIVOS.	104
8.4	FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO – TÉCNICA.	104
8.4.1	MEOMORIA ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.....	104
8.4.2	DESARROLLO DE LAS ALTERNATIVAS UNO y dos.....	104
8.4.3	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ALTERNATIVA UNO.....	104
8.4.3.1	Diseño de barandas.....	104

8.4.3.1.1 Fuerzas de diseño para protecciones vehiculares.	105
8.4.3.1.2 Diseño de baranda.	106
8.4.3.1.3. Momento resistente a la flexión alrededor del eje vertical (Mw).	107
8.4.3.1.4. Resistencia a la flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc):.....	108
8.4.3.1.5. Longitud crítica de la línea de rotura (Lc) según el patrón de falla.	109
8.4.3.1.6. Resistencia nominal a la carga transversal R_w :.....	109
8.4.3.1.7. Transferencia de cortante entre la barrera y la losa.....	109
8.4.3.1.8. Diseño a cortante del poste de hormigón de 20x20cm.	110
8.4.3.2 Diseño de tablero.	111
8.4.3.2.1. Determinación del espesor de la losa (t):.....	112
8.4.3.2.2 Determinación del ancho de la viga (b):	112
8.4.3.2.3 Análisis de cargas:	113
8.4.3.2.4 Momentos interiores por cargas muertas:	113
8.4.3.2.5 Momentos interiores por carga viva:	113
8.4.3.2.6 Momento ultimo:	114
8.4.3.2.7 Cálculo del acero de refuerzo por flexión:	114
8.4.3.2.8 Análisis de los voladizos:	115
8.4.3.2.9 Resumen de momentos últimos y armados del tablero.	119
8.4.3.2.10. Armadura de repartición:.....	119
8.4.3.2.11 Armadura de temperatura:	120

8.4.3.3 DISEÑO DE VIGAS.	121
8.4.3.3.1 Diseño de vigas interiores.	122
8.4.3.3.2 Verificación vigas exteriores.	132
8.4.3.4 Diseño de Diafragmas.	137
8.4.3.4.1 Cálculo del Momento en Diafragma	138
8.4.3.4.2 Cálculo de la sección del acero.....	138
8.4.3.4.3 Revisión por fuerza cortante.	138
8.4.3.4.4 Armado diafragma con sección mínima.....	139
8.4.3.5 DISEÑO DE APOYOS DE ELASTOMÉRICOS.....	140
8.4.4 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA ALTERNATIVA UNO.....	148
8.4.4.1 Selección de tipo de estribo.....	149
8.4.4.2 Aspectos hidrográficos.....	149
8.4.4.3 Aspectos de riesgo sísmico.	149
8.4.4.4 Altura de estribos.....	149
8.4.4.5 Dimensionamiento del estribo derecho.	150
8.4.4.5.1 Longitudes de apoyo mínimas.....	150
8.4.4.5.2 Altura del cabezal.	151
8.4.4.5.3 Altura de la zapata.....	151
8.4.4.5.4 Altura de la pantalla.	151
8.4.4.5.5 Ancho de la superficie de asiento.	152
8.4.4.5.6 Ancho del cabezal.....	152
8.4.4.5.7 Ancho de la zapata.	152
8.4.4.5.8 Ancho del dedo.....	152

8.4.4.5.9 Ancho del talón.	153
8.4.4.5.10 Ancho del asiento de la pantalla.	153
8.4.4.5.11 Dimensiones de la geometría del estribo derecho.	153
8.4.4.6 Dimensionamiento del estribo izquierdo.	154
8.4.4.6.1 Altura del cabezal.	154
8.4.4.6.2 Altura de la zapata.	154
8.4.4.6.3 Altura de la pantalla.	155
8.4.4.6.4 Ancho de la superficie de asiento.	155
8.4.4.6.5 Ancho del cabezal.	155
8.4.4.6.6 Ancho de la zapata.	155
8.4.4.6.7 Ancho del dedo.	156
8.4.4.6.8 Ancho del talón.	156
8.4.4.6.9 Ancho del asiento de la pantalla.	156
8.4.4.6.10 Dimensiones de la geometría del estribo izquierdo.	157
8.4.4.7 Verificaciones de las condiciones de estabilidad del pre-diseño.	158
8.4.4.7.1 Estados de Carga.	158
8.4.4.7.2 Factores de Seguridad.	158
8.4.4.7.3 Empuje de tierra del terraplén.	159
8.4.4.7.4 Fuerza de frenado.	159
8.4.4.8 Verificaciones de estados de carga en el estribo derecho.	160
8.4.4.8.1 ANÁLISIS DE LOS ESTADOS DE CARGA ESTRIBO DERECHO. ...	171
8.4.4.9 Verificaciones de estados de carga en el estribo izquierdo.	181
8.4.4.9.1 ANÁLISIS DE LOS ESTADOS DE CARGA ESTRIBO IZQUIERDO.	191

8.4.4.9.2 Diseño de la zapata estribo izquierdo.	193
8.4.5 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ALTERNATIVA DOS.	201
8.4.6 DISEÑO DE LA SUBERESTRUCTURA ALTERNATIVA DOS.	201
8.4.6.1 Dimensionamiento del estribo derecho.	201
8.4.6.2 Verificaciones de estados de carga en el estribo derecho.	202
8.4.6.3 Verificaciones de estados de carga en el estribo izquierdo.	212
8.5 DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.	223
8.5.1 VOLUMENES DE OBRA.	224
8.5.1.1 Volúmenes de la Alternativa UNO.	224
8.5.1.1 Volúmenes de la Alternativa DOS.	224
8.5.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.	226
8.5.3 PRESUPUESTOS.	242
8.5.3.1 Alternativa Uno.	242
8.5.3.1 Alternativa Dos.	243
8.5.4 CRONOGRAMA CON CURVA S.	244
8.5.4.1 Programación de obra de la Alternativa Uno y Dos respectivamente.	244
8.5 DISEÑO ORGANIZACIONAL.	247
8.7 MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA.	247
8.8 SÍNTESIS DE LA PROPUESTA.	249
9 BIBLIOGRAFÍA.	251
10 APÉNDICES Y ANEXOS.	253
10.1 ANEXOS PARA ANÁLISIS DE TRÁFICO Y PROYECCIONES.	253
10.1.1. ANEXO “A”: TIPOS DE VEHÍCULOS:	253
10.1.2 ANEXO “B”: TABLA CLASE DE CARRETERAS SEGÚN EL MTO. NORMAS DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS (2003):	253

10.1.3 ANEXO “C”: TABLAS DE CONTEOS VEHICULARES:	254
10.1.4 ANEXO “D”: TABLA DE VALORES DE DISEÑO PARA CARRETERAS: ..	261
10.1.5 ANEXO “E”: TABLA TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR PARA CHIMBORAZO.....	262
10.2 ANEXO TOPOGRÁFICO.	263
10.2.1 ANEXO “F” LIBRETA DE CAMPO.	263
10.3 ANEXOS ESTUDIO GEOTÉCNICO DE SUELOS	270
10.3.1 ANEXOS GRANULOMETRÍA:	270
10.3.1.1 ANEXO “G”: FOTOGRAFÍAS:	270
10.3.1.2 ANEXO “I”: CLASIFICACIÓN SUCS:	271
10.3.1.3 ANEXO “J”: CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN AASHTO:	271
10.3.2 ANEXOS LÍMITES DE ATTEMBERG:	271
10.3.2.1 ANEXO “H”: FOTOGRAFÍAS:	271
10.3.3 ANEXOS PESO ESPECÍFICO:	273
10.3.3.1 ANEXO “I”: FOTOGRAFÍAS:.....	273
10.3.4 ANEXOS ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR:	273
10.3.4.1 ANEXO “J”: FOTOGRAFÍAS:.....	273
10.3.5 ANEXO “K”: RESUMEN ESTUDIO GEOTÉCNICO	275
10.4 ANEXOS ESTUDIO GEOLÓGICO.	275
10.4.1 Anexo “L”. Geología en la Provincia de Chimborazo	275
10.4.2 Anexo “M”. Esquema de límites de placas para Ecuador	275
10.4.3 Anexo “N”. Fallas y pliegues cuaternarios de Ecuador y regiones oceánicas adyacentes.....	276
10.4.4 Anexo “O”. Modelo digital de elevaciones realizado a partir de las curvas de nivel obtenidas en el levantamiento topográfico del sector del puente sobre la Quebrada Bunque.....	278
10.5 ANEXOS ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	278

10.5.1 Anexo “P”: Carta Topográfica.	278
10.5.2 Anexo “Q”: Área y Perímetro de la cuenca y Longitud del cauce.	280
10.5.3 Anexo “R”: Longitud máxima de la cuenca y Ancho máximo de la cuenca.	281
10.5.4 Anexo “S”: Cálculo pendiente de la cuenca. Intersecciones de las curvas de nivel con las líneas horizontales y verticales.	281
10.5.5 Anexo “T”: Mapa de suelos de la Ciudad de Riobamba emitidos por el MAGAP.	282
10.5 PLANOS.	283

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Alturas mínimas recomendadas para elementos de altura constante.....	12
Tabla 2: Longitudes de apoyo mínimas (N).....	14
Tabla 3: Operacionalización de Variables.....	22
Tabla 4: Asignación de elementos del puente a inspeccionar.....	27
Tabla 5. Herramientas necesarias para la inspección.	28
Tabla 6. Calificación para cada tipo de condición del puente.....	29
Tabla 7: Check list tablero y accesos del puente....	29
Tabla 8: Descripción y sustentación fotográfica tablero y accesos del puente.....	31
Tabla 9: Check List Vigas.....	32
Tabla 10: Descripción y sustentación fotográfica Vigas	33
Tabla 11. Check List Estribos Izquierdo y taludes..	34
Tabla 12. Check List Estribos Derecho y taludes....	35
Tabla 13. Descripción y sustentación fotográfica estribos.....	36
Tabla 14. Tabla resumen del tráfico de los días de aforo.....	43
Tabla 15: Estación de conteo 1. Volumen de Tráfico Diario.....	44
Tabla 16: Resumen del tráfico observado.....	45
Tabla 17: Resumen de los distintos tráficos necesarios para calcular el TPDA del proyecto.....	46
Tabla 18: Sistemas de Clasificación de Suelos.....	49
Tabla 19: Granulometría Perforación Margen Derecho..	53

Tabla 20: Coeficientes de Uniformidad y curvatura Perforación Margen Derecho.....	54
Tabla 21: Granulometría Perforación Margen Izquierdo	54
Tabla 22: Coeficientes de Uniformidad y curvatura Perforación Margen Derecho.....	55
Tabla 23: Contenido de humedad. Ensayo límite líquido. Perforación margen derecho.....	61
Tabla 24: Contenido de humedad. Ensayo límite plástico. Perforación margen derecho.....	61
Tabla 25: Número de Golpes. Límite Líquido. Perforación margen derecho.....	61
Tabla 26: Índice de Plasticidad. Perforación margen derecho.....	62
Tabla 27: Contenido de humedad. Ensayo límite líquido. Perforación margen izquierdo.....	63
Tabla 28: Peso específico Suelo Margen izquierdo....	65
Tabla 29: Peso específico Suelo Margen derecho.....	65
Tabla 30: Relación entre el grado de Compacidad, Ángulo de fricción Interna y el Número de golpes del SPT..	66
Tabla 31: Relación entre la consistencia, Resistencia a la compresión simple y el Número de golpes del SPT.	67
Tabla 32: Relación de Compacidad.....	72
Tabla 33: Ensayo SPT y Esfuerzo Admisible del Suelo. Margen Izquierdo.....	74
Tabla 34: Ensayo SPT y Esfuerzo Admisible del Suelo. Margen Derecho.....	74
Tabla 35: Intensidad de sismos en Escala de Mercalli	77
Tabla 36: Tipos de Suelos en la cuenca de la Quebrada Bunque.....	83
Tabla 37: Coeficientes de Escorrentía.....	84

Tabla 38: Intensidad de lluvia para cada período de retorno.....	86
Tabla 39: Niveles de Ensayos para las barandas de puentes.....	105
Tabla 40: Resumen de momentos últimos y armados del tablero.....	119
Tabla 41: Momentos y Cortantes producidos por la carga muerta.....	124
Tabla 42: Impacto (Factor de Mayoración $\leq 30\%$)	124
Tabla 43: Momentos últimos para diseño Vigas Interiores	125
Tabla 44: Armadura por secciones en vigas interiores.	126
Tabla 45: Cortantes para carga Muerta Vigas interiores.	127
Tabla 46: Cortantes últimas en vigas interiores....	127
Tabla 47: Cortante, análisis de retorno.....	128
Tabla 48: Momentos y Cortantes, por secciones en vigas exteriores.....	133
Tabla 49: Armadura de vigas exteriores por secciones.	134
Tabla 50: Valores de Cortantes últimas en vigas externas.....	134
Tabla 51. Predimensionamiento Apoyo elastomérico...	140
Tabla 52. Cargas Gravitatorias.....	141
Tabla 53: Módulo de deformación transversal del neopreno.....	144
Tabla 54: Factor "X" que depende de la temperatura mínima en el sector.....	147
Tabla 55: Longitud mínima de apoyo N (mm).....	150

Tabla 56: Geometría dimensiones preliminares del Estribo Derecho.....	153
Tabla 57: Geometría dimensiones preliminares del Estribo Izquierdo.....	157
Tabla 58: Peso y centro de gravedad del estribo....	162
Tabla 59: Coeficiente de sitio o de suelo.....	163
Tabla 60: Coeficientes sísmicos.....	164
Tabla 61: Tabla de resumen de Momentos y Cortante, en el talón y dedo.....	172
Tabla 62: Resumen de armadura en la pantalla.....	181
Tabla 63: Peso y centro de gravedad del estribo izquierdo.....	182
Tabla 64: Coeficiente de sitio o de suelo.....	183
Tabla 65: Coeficientes sísmicos.....	185
Tabla 66: Tabla de resumen de Momento y Cortante del dedo y talón.....	193
Tabla 67: Resumen de armado por secciones en la pantalla.....	201
Tabla 68: Peso y centros de gravedad del estribo...	203
Tabla 69: Coeficiente de sitio o de suelo.....	205
Tabla 70: Coeficientes sísmicos.....	206
Tabla 71: Peso y centros de gravedad del estribo...	214
Tabla 72: Coeficiente de sitio o de suelo.....	216
Tabla 73: Coeficientes sísmicos.....	217
Tabla 74: Cantidades de Obra; Alternativa Uno.....	224
Tabla 75: Cantidades de Obra; Alternativa Dos.....	224
Tabla 76: PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1.....	242
Tabla 77: PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2.....	243

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1. Camión Tipo HS20-44	7
Figura 2. Longitudes de apoyo mínimas N para puente de un vano.....	15
Figura 3. Presión Activa.....	16
Figura 4. Teoría de Rankine.....	17
Figura 5. Ubicación del puente sobre la quebrada Bunque	26
Figura 6. Partes constitutivas del PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.....	27
Figura 7. Giros Vehiculares Salida.....	38
Figura 8. Giros vehiculares Ingreso.....	38
Figura 9. Estación de conteo Vehicular.....	39
Figura 10. Formato de Aforos vehiculares.....	41
Figura 11. Porcentaje de Flujo vehicular diario en la vía al Barrio La Victoria.....	44
Figura 12. Horas pico del Tráfico Actual.....	44
Figura 13. Porcentaje vehicular diario.....	45
Figura 14: Personal para Levantamiento.....	48
Figura 15. GPS GARMIN, GPSMAP 60CX.....	49
Figura 16. Curva Granulométrica.....	51
Figura 17. Curva Granulométrica Perforación Margen Derecho.....	54

Figura 18. Curva Granulométrica Perforación Margen Izquierdo.....	55
Figura 19. Estado del Suelo y Límites de Attemberg..	57
Figura 20. Límite Líquido. Perforación margen derecho.	62
Figura 21. Elementos del equipo del SPT.....	68
Figura 22. Ubicación perforaciones del ensayo SPT...	71
Figura 23. Densidad Relativa - N_{SPT}	72
Figura 24. Presión Vertical - N_{SPT}	73
Figura 25. Ubicación perfiles transversales en el Levantamiento Topográfico.....	88
Figura 26. Ubicación perfiles transversales en HEC RAS.....	88
Figura 27. Altura Nivel de Agua en el Perfil Transversal Aguas Arriba con HEC-RAS, para un periodo de retorno de 50 años.....	89
Figura 28. Altura Nivel de Agua en el Perfil Transversal Aguas Abajo con HEC-RAS, para un periodo de retorno de 50 años.....	90
Figura 29. Altura Nivel de Agua en el Perfil Transversal del eje del puente con HEC-RAS, para un periodo de retorno de 50 años.....	91
Figura 30. Perfil Longitudinal Para el caudal máximo en el periodo de retorno de 50 años.....	92
Figura 31. Alternativa PUENTE LOSA SOBRE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS CON ESTRIBOS CANTILEVER.....	103
Figura 32. Alternativa PUENTE LOSA SOBRE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS CON ESTRIBOS A GRAVEDAD.....	104
Figura 33. Disposición de barandas en el puente....	107
Figura 34. Baranda Tipo.....	107

Figura 35. Baranda Tipo.....	108
Figura 36. Baranda Tipo.....	108
Figura 37. Cortante entre.....	110
Figura 38. Cortante en Poste.....	111
Figura 39. Armado final de Baranda.....	111
Figura 40. Sección transversal del tablero.....	112
Figura 41. Armado transversal del tablero.....	115
Figura 42. Diseño Tablero. Análisis Volados. Estado de Cargas 1.....	116
Figura 43. Diseño Tablero. Análisis Volados. Estado de Cargas 2.....	117
Figura 44. Armado transversal del tablero y volados	119
Figura 45. Armado longitudinal del tablero.....	120
Figura 46. Esquema transversal en corte del tablero.	122
Figura 47. Esquema de acción de carga sobre la viga.	123
Figura 48. Esquema de acción de carga viva sobre la viga.....	125
Figura 49. Esquema de acción de carga (Esfuerzo Cortante) sobre la viga (Ida/Retorno).....	129
Figura 50. Esquema para cortante crítica.....	129
Figura 51. Esquema para cortante critica a 9.029m..	130
Figura 52. Armado Longitudinal de Viga Interior....	131
Figura 53. Corte Transversal Viga Interior.....	132
Figura 54. Esquema para verificar el factor de distribución.....	132
Figura 55. Esquema para cortante crítico vigas exteriores.....	135
Figura 56. Esquema para cortante crítico a 9.054m..	135
Figura 57. Armado Longitudinal de Viga Exterior....	137
Figura 58. Corte Transversal Viga Exterior.....	137

Figura 59. Dimensiones Diafragma.....	138
Figura 60. Armado Diafragma.....	140
Figura 61. Máximo Corrimiento apoyo elastomérico... 142	
Figura 62. Deformación del espesor del neopreno....	145
Figura 63. Curvas de relación entre presión específica y deformación porcentual. DUREZA 60° SHORE.....	146
Figura 64: Dimensiones Apoyo Elastomérico.....	148
Figura 65. Longitudes de apoyo mínima N para puentes de un solo vano.....	150
Figura 66. Angulo de esviaje del apoyo.....	151
Figura 67. Dimensiones elevación lateral del estribo derecho.....	154
Figura 68. Dimensiones elevación lateral del estribo Izquierdo.....	158
Figura 69. Modelo de fuerzas que actúan sobre el estribo derecho.....	161
Figura 70. Distribución de presiones en la cimentación.	164
Figura 71. Estado de cargas incluido sismo.....	164
Figura 72. Presiones en el suelo.....	168
Figura 73. Presión de relleno.....	176
Figura 74. Modelo de fuerzas que actúan sobre el estribo izquierdo.....	181
Figura 75. Distribución de presiones en la cimentación.	184
Figura 76. Fuerza del sismo + Relleno.....	185
Figura 77. Presiones en el suelo.....	188
Figura 78. Secciones de análisis y fuerzas actuantes.	196

Figura 79. Dimensionamiento de un estribo a gravedad.	202
Figura 80. Dimensionamiento del estribo derecho....	202
Figura 81. Modelo de fuerzas que actúan sobre el estribo derecho.....	203
Figura 82. Distribución de presiones en la cimentación.	206
Figura 83. Estado de cargas incluido sismo.....	206
Figura 84. Dimensionamiento de un estribo a gravedad.	213
Figura 85. Dimensionamiento del estribo derecho....	213
Figura 86. Modelo de fuerzas que actúan sobre el estribo derecho.....	214
Figura 87. Distribución de presiones en la cimentación.	217
Figura 88. Estado de cargas incluido sismo.....	217
Figura 89. Síntesis Alternativa Uno.....	249
Figura 90. Síntesis Alternativa Dos.....	249

1. RESUMEN (ESPAÑOL / INGLÉS) .

1.1 RESUMEN .

El transporte terrestre en el Ecuador es el modo más accesible para la movilidad humana, requerida en las diversas actividades económicas. La provincia de Chimborazo no es la excepción, está cuenta con numerosos puentes, entre estos el puente sobre la quebrada El Bunque situada en la parroquia Yaruquíes del cantón Riobamba, dicho puente es de vital importancia para el transporte de producción agrícola y de muebles del sector hacia los mercados de la ciudad de Riobamba; además en los fines de semana hay una gran afluencia de vehículos por la presencia de un complejo deportivo existente en el Barrio La Victoria.

Debido que el puente presenta fallas en sus accesos y además es de un solo carril, provoca que los vehículos no puedan circular libremente. Dicho proyecto luego de realizar la evaluación funcional, para así analizar dos alternativas de diseño del puente vehicular sobre la quebrada el Bunque. Brindará seguridad a los usuarios que transitan en este sector, mejorará la movilidad de los vehículos y el desarrollo económico y social de las comunidades: La Victoria, San José de Chibunga y San José del Batán.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERIA

CENTRO DE IDIOMAS



Lic. Geovanny Armas

20 de mayo de 2014

1.2 SUMMARY

Inland transportation in Ecuador is the most accessible way for human mobility required in several economic activities. The province of Chimborazo is not an exception, it has many bridges, among them, the bridge over the "El Bunque" gorge, Yaruquíes parish, Riobamba canton, this bridge is very important for the transport of agricultural products and furniture to the markets of Riobamba; besides this, during the weekends there is a large number of cars because of the presence of a sports complex in "La Victoria" neighborhood.

Since this bridge shows failures in its accesses and has a single lane, it obstructs the free circulation of cars. This project after carrying out the functional evaluation will be useful to analyze two alternatives for the design of the car bridge over "El Bunque" gorge. It will provide safety to the users travelling in this area; it will also improve the mobility of vehicles and the economic and social development of "La Victoria", "San José del Chibunga" and "San José del Batán" communities.

CENTRO DE IDIOMAS



COORDINACION

2. INTRODUCCIÓN.

El transporte terrestre en el Ecuador es el modo más accesible para la movilidad humana, requerida en las diversas actividades económicas. La provincia de Chimborazo no es la excepción, esta cuenta con numerosos puentes, entre estos el puente sobre la quebrada El Bunque situada en la parroquia Yaruquíes del cantón Riobamba, dicho puente es de vital importancia para el transporte de producción agrícola y de muebles del sector hacia los mercados de la ciudad de Riobamba; además en los fines de semana hay una gran afluencia de vehículos por la presencia de un complejo deportivo existente en el Barrio La Victoria.

Debido que el puente presenta fallas en sus accesos y además es de un solo carril, provoca que los vehículos no puedan circular libremente. Dicho proyecto luego de realizar la evaluación funcional, para así analizar dos alternativas de diseño del puente vehicular sobre la quebrada el Bunque. Brindará seguridad a los usuarios que transitan en este sector, mejorará la movilidad de los vehículos y el desarrollo económico y social de las comunidades: La Victoria, San José de Chibunga y San José del Batán.

3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

3.1. Configuración de la subestructura.

El estribo con aleros en línea recta, se aplica generalmente en el cruce de calles, carreteras, ferrocarril, estos estribos suelen ser macizos y deben resistir grandes momentos de vuelco, solo deben usarse en terrenos firmes.

Los estribos con aleros en ángulos se usan para el cruce de ríos, generalmente las alas no se las corta a cierta altura todo dependerá del ángulo de deflexión del ala.

Las aletas oblicuas se emplean en el cruce sobre una corriente cuando esta sirva para desviar la corriente tomando en cuenta la socavación.

Los Estribos en "U" si las orillas del rio son escarpadas (tienen una rampa en el terreno), si es así, las bases de los muros pueden ir escalonados según el terreno.

Los Estribos en "T" requieren gran cantidad de mampostería, se usa cuando existe la necesidad de construir estribos de gran altura, y especialmente cuando se apoya en un talud de roca.

3.2. Erosión.

Los estribos y pilares ubicados en el curso del río o en las llanuras de inundación están expuestos a la

erosión. Desafortunadamente, este efecto es extremadamente complejo de predecir y calcular lo que lo convierte en el causante de la gran mayoría de los colapsos de puentes.

Se pueden distinguir tres tipos de erosión.

- I. El primer tipo de erosión ocurre en el fondo del río durante periodos de avenidas o inundación. En estos periodos, las altas velocidades son capaces de mover grandes cantidades de materiales, reduciendo el nivel del fondo. Este efecto se ve incrementado cauces angostos. Para condiciones típicas, se puede decir que la erosión es proporcional al incremento del nivel de agua.
- II. El segundo tipo de erosión ocurre en las curvas de ríos. La erosión se presenta en las riveras exteriores de las curvas debido a las mayores velocidades del flujo. En cambio, las riveras interiores serán sedimentadas producto de las bajas velocidades. Los estribos ubicados en los estribos exteriores de las curvas deberán ser protegidos contra la socavación colocando mallas geotécnicas o protecciones de concreto o cimentando los estribos a una profundidad mayor de la máxima erosión posible.
- III. El tercer tipo de erosión es producto de la obstrucción de los pilares. Esta erosión localizada depende de muchos factores como la configuración de los pilares, el ángulo de inclinación entre el flujo y el pilar, la contracción del cauce y los escombros depositados en el fondo.

3.3. Sistematización del problema.

Evaluar una estructura, y la forma en que se está desempeñando funcionalmente frente los requerimientos

básicos de diseño, así como a los fenómenos naturales que puedan sobrevenir, implica la conexión hacia un análisis en diversas circunstancias en que se presenten a lo largo de la vida útil de cada proyecto, diferenciado e identificando parámetros mínimos que requieren ser implementados y cuidadosamente manejados, evitando circunstancias que afecten al usuario.

3.4. TABLEROS Y SISTEMAS DE PISOS PARA PUENTES DE CARRETERA:

3.4.1. Clasificación.

Para el diseño de tableros de hormigón monolítico, según las especificaciones AASHTO se pueden aplicar varios procedimientos y entre ellos los más simples son el método de diseño empírico para losas de hormigón y el método de los factores de distribución de carga.

Se distinguen tres tipos de tableros de hormigón armado:

- Tableros con refuerzo principal paralelo al tráfico.
- Tableros con refuerzo principal perpendicular al tráfico.
- Tableros con refuerzo principal en dos direcciones perpendiculares (apoyados en los cuatro lados).

3.4.1.1 Tableros con refuerzo principal paralelo al tráfico.

Estos tableros generalmente corresponden al caso de los puentes-losa, utilizados frecuentemente para cubrir luces pequeñas.

Para su diseño se toma una franja del tablero en la dirección paralela al tráfico y de ancho especificado en las normas.

3.4.1.2 Tableros con refuerzo principal perpendicular al tráfico.

Este tipo de tablero es generalmente el que se utiliza en puentes con elementos principales longitudinales como vigas, pórticos, arcos, otros. Para su diseño se toma una franja del tablero de ancho especificado en la dirección perpendicular a los elementos principales del puente.

3.4.1.3 Tableros con refuerzo principal en dos direcciones perpendiculares.

Este tipo de tableros se presenta en los casos en que el apoyo es perimetral, en los cuatro lados. Para su diseño se considera un reparto simultáneo de las solicitaciones en las direcciones paralela y perpendicular al tráfico y por tanto se analiza una franja de tablero en cada una de las dos direcciones.

3.5 NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA:

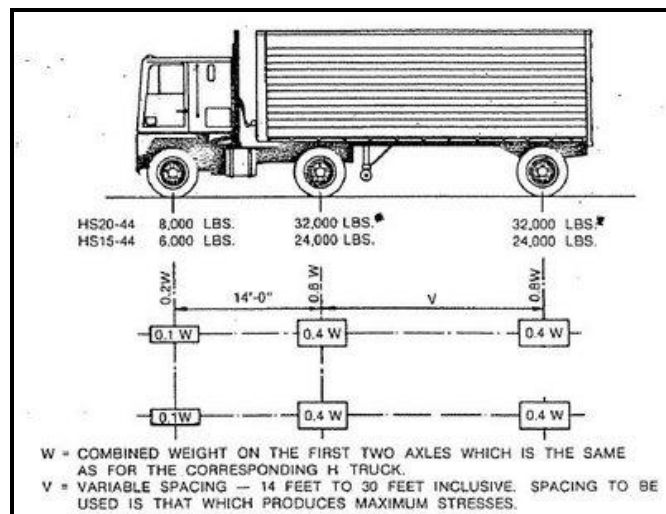
3.5.1 CARGAS DE DISEÑO

3.5.1.1 Carga Muerta (AASHTO Standard, sección 3.3).

La carga muerta consiste en el peso propio de la superestructura completa. Incluye el tablero, pasillos, carpeta de rodado, y accesorios tales como tuberías, cables, etc. Para este caso se considera el peso del Hormigón como 2400kg/m^3 y como peso del acero 7850kg/m^3 .

3.5.1.2 Carga Viva

Para determinar las cargas vivas, se emplea el camión HS20-44, el cual se presenta a continuación.



Figural1. Camión Tipo HS20-44

Además, estas cargas deben ser amplificadas por los siguientes factores:

- Coeficiente de Impacto (CI)
- Coeficiente de Reducción (CR)
- Coeficiente de Distribución (CD)
- Coeficiente de Mayoración (CM)

3.5.1.3. Carga Peatonal (AASHTO Standard, sección 3.14)

La carga móvil peatonal sobre las veredas y sus apoyos adyacentes, consiste en una carga viva de $415(kg/m^2)$.

Para puentes con luces superiores a $30,50(m)$, la carga peatonal está dada por:

$$P = (146.47 + \frac{4464.47}{L}) \cdot (1.1 - \frac{W}{15.24})$$

Dónde:

P = Carga viva peatonal $\leq 293 (kg/m^2)$

L = Longitud cargada de la vereda (m)

W = Ancho de la vereda (m)

3.6 COEFICIENTES QUE AFECTAN A LOS ESFUERZOS DE CARGA VIVA.

3.6.1 Coeficiente de Impacto C_I (AASHTO Standard, sección 3.8.2)

Los esfuerzos provocados por la carga viva vehicular, deben ser incrementados para incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto.

Este aumento debe ser aplicado en el diseño de la superestructura, pilares y cepas (Grupo A, indicado en el apartado 3.8.1.1 de la norma AASHTO Standard), no así en el diseño de estribos, fundaciones, estructuras de madera y carga peatonal (Grupo B).

El coeficiente de impacto, se calcula como uno más el porcentaje de impacto.

$$C_I = 1 + \frac{15.24}{L + 38} \leq 1.3$$

Dónde:

L = Longitud en metros de la porción de luz que es cargada para producir la máxima tensión en el elemento. Esta depende del miembro y sollicitación a analizar.

3.6.2 Coeficiente de Distribución DE CARGAS (AASHTO Standard, sección 3.23.1)

El coeficiente de distribución es un factor que se obtiene de un análisis teórico complejo y trata de interpretar la distribución de las cargas de rueda del camión sobre las vigas longitudinales.

-Vigas interiores

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga interior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda, que depende del tipo de calzada, el tipo de viga y el número de vías de tránsito.

La fracción de la carga de rueda, llamada también coeficiente de distribución, está determinada por la Tabla 3.23.1 de la norma AASHTO Standard.

Para calzada y vigas T de hormigón armado, el coeficiente de distribución que entrega la norma es:

$$C_D = \frac{S}{1.829}$$

Dónde:

S = Separación entre ejes de vigas (m)

- Vigas Exteriores

La carga muerta sobre las vigas exteriores del puente, debe ser aquella porción de calzada sostenida por estas. Veredas, barandas y pavimento, si se instalaron después de que la losa haya fraguado, pueden ser distribuidos equitativamente sobre las vigas.

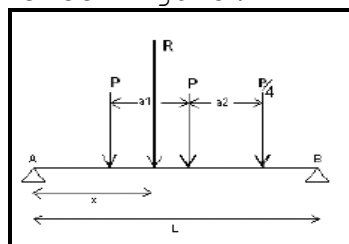
El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga exterior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda. Esta fracción será la reacción de cada viga debido a la carga del eje más pesado del camión HS 20-44, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre vigas.

En el caso de que el coeficiente para la viga exterior sea menor que el coeficiente para la viga interior, debe ser asumido este último coeficiente para la viga exterior.

3.7 SOLICITACIÓN DE CARGA VEHICULAR SOBRE VIGAS.

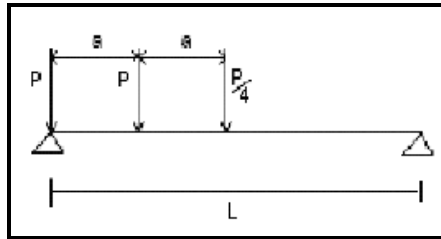
3.7.1 Momento

El momento máximo para la carga de camión HS 20-44, se determina mediante líneas de influencia, tal como se observa en la siguiente figura:



3.7.2 Corte

El esfuerzo de corte máximo se obtiene colocando una de las cargas P del camión HS 20-44 sobre uno de los apoyos.



3.8 DISEÑO DE LOSA Y VIGAS.

El momento de flexión por carga viva vehicular por metro de ancho de losa deberá ser calculado de acuerdo a los siguientes métodos, a no ser que otros más exactos sean utilizados.

3.8.1 Tramos intermedios

El momento de flexión por metro de ancho de losa debe ser calculado acorde con los casos A o B, dados en la sección 3.24.3.1 y 3.24.3.2 de la norma AASHTO Standard. En este trabajo se usará el caso A.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito (AASHTO Standard, sección 3.24.3.1)

El momento de flexión (por metro de ancho de losa) causado por las cargas vehiculares se determina mediante la siguiente fórmula:

$$M^{(±)}_{LL} = \left(\frac{S + 0.61}{9.74} \right) * P \quad \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

Dónde:

S = Longitud de luz efectiva de la losa (m)

$P = 7,27(T)$ para camión HS 20-44.

Este momento se verá afectado por los coeficientes de impacto, mayoración y continuidad.

Para losas continuas sobre tres o más vigas, un factor por continuidad de 0.8 debe aplicarse a la fórmula anterior.

3.8.2 Tamos en voladizo (AASHTO Standard, sección 3.24.5).

La fórmula para el cálculo de momento debido a carga vehicular sobre losas en voladizo, toma en cuenta que estos toman las cargas en forma independiente de los efectos del refuerzo de borde que se coloque a lo largo de sus extremos.

En el diseño, la carga de rueda deberá ubicarse a 0.305 (m) de la cara del guardarruedas. Si no se usan pasillos, la carga de rueda deberá estar a 0.305(m) del borde interior de la baranda o defensa.

En el diseño de los pasillos y losas, una carga de rueda debe localizarse sobre el pasillo y debe estar a 0.305(m) del borde interno de la baranda. Esto, en el "caso eventual" de que el camión suba sobre él. Para este caso, se indica que las tensiones admisibles, tanto del hormigón como del acero, pueden ser aumentadas en un 50%.

De igual manera que para la sección anterior, se utilizara el caso A de la norma para el cálculo de los esfuerzos.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito:
Cada carga de rueda deberá ser distribuida sobre un ancho de losa de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E = 0.8X + 1.143 \quad (m)$$

X = Distancia en metros desde el punto de aplicación de la carga hasta el punto de soporte del voladizo (m)

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda (m)

El momento por metro de ancho de losa será evaluado por la expresión:

$$M^{(-)}_{ll} = \frac{P}{E} \cdot X$$

Dónde:

P = 7.27 (T). Carga de rueda del camión HS 20-44.

3.8.3 Armadura de Repartición (AASHTO Standard, sección 3.24.10.)

El refuerzo de repartición debe ubicarse ortogonal y entre el refuerzo principal de la losa.

La cantidad de refuerzo de repartición será un porcentaje del refuerzo requerido para tomar el momento positivo. Si el refuerzo principal es perpendicular al tránsito:

$$P = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Dónde:

P = Porcentaje de la armadura principal que corresponde a la de repartición

S = Separación entre ejes de vigas (m)

Cuando se use la armadura principal perpendicular al tránsito, la cantidad especificada como armadura de distribución debe ubicarse en la parte central de la losa, y ha de usarse al menos el 50% de dicha armadura en los otros 2 dos cuartos de la losa.

3.8.4 Limitaciones de altura para la superestructura (AASHTO Standard, sección 8.9.2).

Las alturas mínimas estipuladas en la tabla 1 son recomendadas, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que alturas menores pueden ser usadas sin efectos adversos.

Tabla 1. Alturas mínimas recomendadas para elementos de altura constante.

<u>Elemento</u>	<u>Luces simples (m)</u>	<u>Luces continuas (m)</u>
Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico.	$1.2 \cdot \frac{(S + 3.05)}{30}$	$\frac{S + 3.05}{30} \geq 16.5 \text{ (cm)}$
Vigas T	$0.07 \cdot S$	$0.065 \cdot S$
Vigas cajón	$0.06 \cdot S$	$0.055 \cdot S$

Dónde:
 S = Longitud de luz (Efectiva).

Fuente: ASSHTO Standard [2].

3.8.5 Ancho del ala en compresión (AASHTO Standard, sección 8.10)

Vigas T:

El ancho efectivo total de la losa como ala de viga T no deberá exceder un cuarto de la luz efectiva de la viga. El ancho efectivo del ala que sobresale a cada lado del alma no deberá exceder seis veces el espesor de la losa o la mitad de la distancia libre a la próxima alma (Distancia entre bordes de almas de vigas consecutivas).

3.8.6 Diafragmas o travesaños. (AASHTO Standard, sección 8.12).

La norma indica, que se deben usar diafragmas en los extremos de las vigas T y vigas cajón, a menos que se usen otros métodos para resistir las fuerzas laterales y mantener la sección geométrica del tablero. Los diafragmas podrán omitirse solo si un detallado

análisis estructural demuestra un adecuado comportamiento de la estructura.

Según la norma AASHTO Standard, un travesaño intermedio es recomendado en la sección de máximo momento positivo para luces mayores a 12(m).

3.8.7 Armadura mínima.

La armadura mínima a utilizar para el diseño por tensiones admisibles será:

Dónde:

b_w = Ancho de alma

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción.

f_y = Resistencia de fluencia del acero.

$$A_M = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

3.8.8 Corte (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.1)

La tensión de diseño para corte, v , debe ser calculada por:

$$v = \frac{V}{b_w \cdot d}$$

Dónde:

V = Fuerza de corte de diseño en la sección considerada.

b = Ancho de alma

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción.

3.8.9 Esfuerzo de corte tomado por el hormigón (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.4.1)

Para miembros sujetos solo a corte y flexión, el esfuerzo de corte soportado por el hormigón, v_c , puede ser tomado como: $0.53 \cdot f'_c$ (kg/cm²).

3.8.10 Área de refuerzo. (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.5.6.2)

Cuando la tensión de corte de diseño, v , exceda la tensión de corte soportada por el hormigón, v_c , deberá proveerse refuerzo de acero.

Si el refuerzo de acero es perpendicular al eje del elemento, el área usada será:

$$A_v = \frac{(v - v_c) \cdot b_w \cdot s}{f_s}$$

Dónde:

s = Espaciamiento de la armadura de corte.

f_s = Tensión admisible del acero de refuerzo.

3.8.11 Límites para el refuerzo de corte (ACI 99, Apéndice A Sección 7.5.5.3)

- Refuerzo mínimo para esfuerzo de corte

Una mínima área de refuerzo debe ser proporcionada en todos los miembros a flexión, excepto losas y zapatas, donde la tensión de corte de diseño, v , exceda la mitad de la tensión admisible de corte soportada por el concreto, vc . Cuando refuerzo de corte sea requerido, el área proporcionada no deberá ser menor que:

$$A_v = \frac{b_w \cdot S}{3 \cdot f_y}$$

Dónde:

b_w = Ancho del alma

f_y = Resistencia de fluencia del acero

S = Espaciamiento entre refuerzo

El espaciado del refuerzo de corte colocado perpendicular al eje del elemento no debe exceder $d/2$ ó 0.6 (m) (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.5.4.1).

3.9 ESTRIBO EN VOLADIZO DE HORMIGÓN ARMADO.

3.9.1 Longitudes de apoyo mínimas.

Después de un evento sísmico los apoyos de la superestructura con la subestructura sufren desplazamientos longitudinales y laterales. Estos desplazamientos pueden ser grandes y podrían ocasionar un colapso de la superestructura, para ello las Especificaciones AASHTO ESTANDAR establecen longitudes de apoyo mínimas que se muestran a continuación.

Tabla 2: Longitudes de apoyo mínimas (N).

Categoría de Comportamiento Sísmico	Mínima longitud de Apoyo N (mm)
A y B	$N_{A,B} = (203 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H)(1 + 0.000125S^2)$
C y D	$N_{C,D} = (305 + 2.5 \cdot L + 10 \cdot H)(1 + 0.000125S^2)$

Fuente: AASHTO Standard [2].

Dónde:

- L = Longitud medida en el tablero en metros a la siguiente junta de expansión o al extremo del tablero del puente. Para articulaciones entre luces, L debe ser la suma de $L_1 + L_2$, correspondiente a las distancias a ambos lados de la junta. Para puentes de una sola luz, L es igual a la longitud del tablero.
- H = Altura de la subestructura en metros. Para estribos, H es la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas o pilas, H es la altura de la pila o de la columna. Para juntas dentro de un tramo, H es la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes. Para puentes simplemente apoyados, $H = 0$ m.
- S = Angulo de esviaje de apoyo en grados ($^{\circ}$), medido desde la línea normal al tramo.

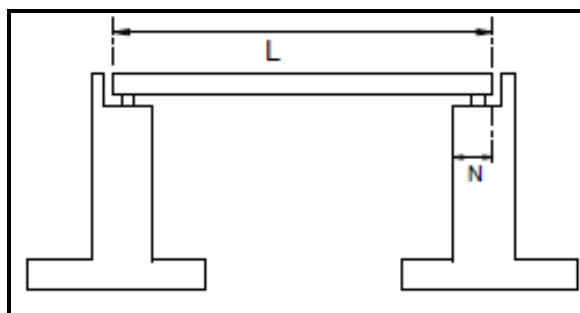


Figura2. Longitudes de apoyo mínimas N para puente de un vano.

3.9.2 Teoría de Rankine

Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica,
2. No existe fricción entre el suelo y el muro,
3. La cara interna del muro es vertical ($\beta = 90^{\circ}$),
4. La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura, y

5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo α con la horizontal.

El coeficiente K_a según Rankine es:

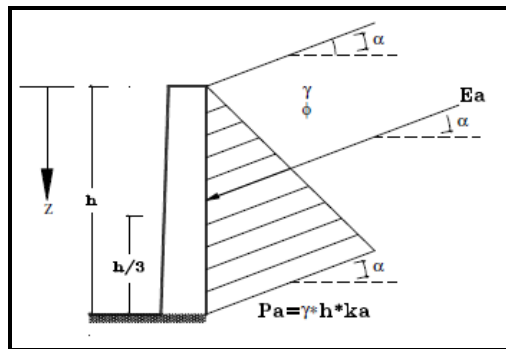
$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

Dónde:

K_a = Coeficiente de presión activa de tierras (adimensional),

α = Ángulo de inclinación del suelo detrás del muro, y

ϕ = Ángulo de fricción interna del material de relleno.



Fuente: VELA Víctor. Diseño de estribos para puentes vehiculares aplicando criterios de las especificaciones AASHTO por el método elástico y de los estados límite.

Figura3. Presión Activa.

Si en la expresión anterior la inclinación del terreno es nula ($\alpha = 0^\circ$), se obtiene una expresión similar a la de Coulomb para el caso particular que ($\delta = \alpha = 0^\circ$; $\beta = 90^\circ$), ambas teorías coinciden:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

La teoría de Rankine establece, al considerar un ancho unitario del elemento de retención, que las presiones varían linealmente con la profundidad, por lo cual la máxima presión activa obedece a la expresión:

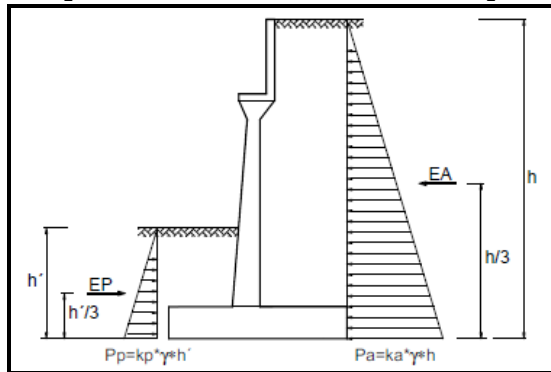
$$P_a = k_a \cdot \gamma \cdot h$$

Y la máxima presión pasiva obedece a la expresión.

$$P_p = k_p \cdot \gamma \cdot h$$

Para efectos de revisar la estabilidad del estribo, el volumen de presiones puede considerarse sustituido por fuerzas concentradas equivalentes, cuya magnitud dada por E_a (empuje activo) y E_p (empuje pasivo), se obtiene

de integrar los productos de la presión activa o pasiva, según el caso, por las respectivas superficies de contacto. Por otro lado, dada la distribución lineal que para ambas presiones se tienen en la teoría de Rankine, se sigue que el punto de aplicación de tales fuerzas se encuentra a un tercio de la altura del relleno medida desde la base, y que su dirección es paralela a la superficie de acceso al puente:



Fuente: VELA Víctor. Diseño de estribos para puentes vehiculares aplicando criterios de las especificaciones AASHTO por el método elástico y de los estados límite.

Figura 4. Teoría de Rankine.

$$Ea = \frac{1}{2} ka * \gamma * h^2 \quad \text{Se encuentra a } h/3 \text{ de la base del relleno.}$$

$$Ep = \frac{1}{2} kp * \gamma * h'^2 \quad \text{Se encuentra a } h'/3 \text{ de la base del relleno.}$$

3.9.3 Pre-dimensionamiento del estribo.

3.9.3.1 Altura del cabezal.

La altura del cabezal se determina con la expresión:

Hc= Altura estructural (losa + viga + aparatos de apoyo).

3.9.3.2 Altura de la zapata.

La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$Hz = \frac{H}{10} \text{ ó } \frac{H}{12}$$

3.9.3.3 Altura de la pantalla.

La altura de la pantalla se determina con la expresión:

$$Hp = H - Hz - Hc$$

Dónde:

Hp= Altura de la pantalla del estribo en m;

H= Altura del estribo;
Hz= Altura de la zapata del estribo;
Hc= Altura del cabezal del estribo.

3.9.3.4 Ancho de la superficie de asiento.

El ancho de la superficie de asiento se determina con la expresión:

$$b = N + j$$

Dónde:

b= Ancho superficie de asiento en m;

N= Longitud mínima de asiento por consideraciones sísmicas;

j= Ancho mínimo de la junta de dilatación.

3.9.3.5 Ancho del cabezal.

El ancho del cabezal está comprendido entre los valores siguientes:

$$tbw = 0.20 \text{ ó } 0.30m$$

3.9.3.6 Ancho de la zapata.

El ancho de la zapata por lo general se selecciona entre los valores de:

$$B = 0.40H \text{ ó } 0.70H$$

Dónde:

B= Ancho de la zapata del estribo en m;

H= Altura del estribo.

3.9.3.7 Ancho del dedo.

El ancho del dedo se determina con la expresión:

$$td = \frac{B}{3}$$

Dónde:

td= Ancho del dedo del estribo en m;

B= Ancho de la zapata del estribo.

3.9.3.8 Ancho del talón.

El ancho del talón se determina con la expresión:

$$tt = B - td - tbw - b$$

Dónde:

tt= Ancho del talón del estribo en m;

td= Ancho del dedo del estribo;

B= Ancho de la zapata del estribo;

tbw= Ancho del cabezal del estribo;

b= Ancho de la superficie del asiento.

3.9.3.9 Ancho del asiento de la pantalla.

La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$tp = \frac{H}{12} \text{ ó } \frac{H}{10}$$

Dónde:

tp= Ancho del asiento de la pantalla del estribo en m.H
= Altura del estribo.

3.10 VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD DEL PREDISEÑO.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

Los principios que rigen el análisis de estabilidad y resistencia de los estribos son comunes a los que gobiernan el análisis de los muros de contención en voladizo.

En general, el análisis de un estribo se efectúa tanto en el sentido transversal como longitudinal al eje del puente. Sin embargo, por ser tan grande la rigidez del estribo en el sentido transversal a la dirección del flujo del tránsito, los efectos producidos por las cargas en este sentido son comúnmente menos desfavorables, por lo cual es frecuente limitar el análisis al sentido longitudinal del estribo.

3.10.1 Estados de Carga.

a. MURO SOLO:

1. Peso (Estribo + relleno) + Empuje de Tierras.
2. Estado 1 + Sismo.

b. MURO Y PUENTE

3. Estado 1 + Reacción de Carga Viva y Muerta del puente.
4. Estado 1 + Reacción de Carga Muerta y Sismo (Puente y Muro).
5. Estado 1 + Reacción de Carga Muerta y Carga Viva en el terraplén.

3.10.2 Factores de Seguridad.

Los factores de seguridad son los siguientes mediante los criterios establecidos:

- Factor de seguridad asumido al deslizamiento $FSD = 1.50$.
- Factor de seguridad asumido al volcamiento $FSV = 2.00$.
- Esfuerzo admisible $T_{\text{suelo}} \leq T_{\text{diseño}} = T_{\text{adm}}/3$.

3.10.3 Empuje de tierra del terraplén.

Se le conoce también como empuje de suelo, ya que todo volumen de tierra en contacto lateral con una estructura ejerce sobre ella cierta acción denominada Presión de Tierras.

En el análisis de estribos, el problema consiste generalmente en estimar el empuje activo de terreno sobre el estribo y diseñarlo de tal manera que sea seguro ante las siguientes solicitaciones:

- a. Volcamiento, respecto al pie de la fundación del estribo,
- b. Deslizamiento de la base del estribo sobre el suelo de fundación,
- c. Aplastamiento del material de fundación o sobrecarga de pilotes en el punto de máxima presión, y
- d. Esfuerzos máximos de corte y flexión generados en las secciones críticas del estribo.

Las Especificaciones AASHTO Estándar, establecen que las estructuras que retienen rellenos se diseñan para soportar las presiones calculadas por la ecuación de Rankine. Sin embargo, estas estructuras, se deben diseñar para una presión de fluido equivalente (masa) de al menos 30 lb/pie^3 , la teoría de Rankine se fundamenta en un caso particular de material no cohesivo y para el cual la teoría puede considerarse como exacta. Sin embargo para otro tipo de material la teoría puede utilizarse, aunque es solo aproximada.

4 METODOLOGÍA.

4.1 TIPO DE ESTUDIO.

El proyecto de investigación propuesto se basa en una investigación de campo, ya que se necesita la recolección de datos como el TPDA, Topografía del lugar, ensayos, análisis funcional del puente, etc.

Se usará además la investigación aplicada ya que se utilizará los conocimientos adquiridos en clases para desarrollar las diferentes etapas necesarias para la evaluación y alternativas de diseño del proyecto.

4.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

Yaruquíes tiene una población cercana a los 2800 habitantes (Datos aproximados según INEC en el Censo del 2010).

Cálculo del tamaño de la muestra:

$$n = \frac{N * Z_{\alpha}^2 * p * q}{d^2 * (N - 1) + Z_{\alpha}^2 * p * q}$$

Dónde:

N= Total habitantes = 2800
Z_α= Nivel de Confianza = 1.962
p= Probabilidad de éxito = 0.05
q= Probabilidad de fracaso = 0.95
d= Error máximo admisible = 0.03

$$n = \frac{2800 * 1.962^2 * 0.05 * 0.95}{0.03^2 * (2800 - 1) + 1.962^2 * 0.05 * 0.95} = 190 \text{ habitantes}$$

4.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

Tabla 3: Operacionalización de Variables.

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	INDICE	TÉCNICAS	INSTRUMENTO
La condición actual de la superestructura y subestructura del puente vehicular sobre la quebrada el Bunque (Pedregal –La Victoria) Yaruquies-Riobamba.	Evaluación Funcional de Estribos.	Elementos o síntomas de Deterioro	Número de Elementos edificados en Hormigón Armado.	Observación	Ficha de Campo
	Evaluación Funcional de Elementos de Apoyo.	Deformaciones Admisibles.	Número de Elementos edificados en Hormigón Ciclopeo.	Observación	Ficha de Campo
	Evaluación Funcional de Vigas y Tableo.	Fisuramientos en Extremos por Cortante y en el centro del Vano.	Número de Elementos o componentes específicos en Acero.	Observación	Ficha de Campo
	Evaluación Funcional de capa de Rodadura y Accesos.	Fallas Estructurales o Funcionales y Accesibilidad.	Severidad de las Fallas y Eficiencia para absorber tráfico.	Observación	Ficha de Campo
	Evaluación Funcional de Barandas y Sistema de Drenaje.	Tipo de Material y Mantenimiento.	Fisuras en Barandas e Infiltraciones y Capacidad del sistema de Drenaje.		
Funcionalidad de la estructura.	Seguridad.	Accidentabilidad Vehicular.	Alta probabilidad de Accidentes.	Observación	Check List y Guía de Evaluación para Puentes.
	Nivel de Servicio.	Capacidad de Flujo Vehicular.	Velocidad de circulación y Confort del Usuario.	Observación	
	Valoración Individual de elementos.	Condición Individual.	Calificación de Elementos.	Observación	
	Valoración General de la Estructura.	Condición General.	Calificación General.	Observación	
Características Geométricas y Materiales.	Clasificación de carretera, para ancho de calzada.	Conteo y Clasificación Vehicular.	TPDA proyectado.	Cálculo y Diseño.	Especificaciones Estándar de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras y Transporte (AASHTO-Standard Specifications for Highway Bridges, 16° Edit.- 2002) [2].
	Profundidad de Cimentación.	Capacidad Portante del estrato.	Ensayos de Suelos en laboratorio.		
	Nivel de Máximo Avenida.	Galibo mínimo en Puentes.	Estudio Hidrológico.		
	Luz del Puente.	Características Topográficas.	Zonas de Implantación de los Estribos.		
	Tipo y Resistencia de Materiales.	Elementos que conforman la superestructura y subestructura.	Según su capacidad y Accesibilidad.		

Fuente: Propia.

4.4. PROCEDIMIENTOS.

- Se ubicará y se recopilara información de la zona de estudio.
- Se realizará una inspección visual del Puente.
- Se realizará tabulaciones para conocer el tráfico promedio en donde estará implantado el proyecto.
- Se realizará un levantamiento topográfico de la zona de estudio con estación total, para su posterior análisis y obtención de planos tanto del lugar como perfiles del cauce y de la vía.
- Se realizará un estudio hidrológico para obtener datos de avenidas máximas y el comportamiento de la cuenca del proyecto.
- Se realizará el estudio geotécnico de la zona en que se emplazara el proyecto.
- Se realizará el estudio geológico en cada uno de lados de la quebrada Bunque, esto se realizará con ensayos de suelos.
- Se desarrollará dos alternativas de diseño del puente, para escoger a la alternativa más óptima.
- Se realizará el análisis estructural de las dos alternativas con el método AASHTO 2002, en esta etapa se realizará la memoria estructural, planos estructurales, planos de detalles de encofrado, planos de señalización, etc.
- Se evaluará económicamente el proyecto, en esta etapa también se desarrollará la programación del proyecto para posteriormente emitir conclusiones y recomendaciones del proyecto.
- Se realizará con todos los datos obtenidos el informe final (Tesis) para su posterior aprobación.

4.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.

De la investigación en campo de las actuales condiciones, la inspección visual de la estructura y accesos, la calificación individual en base a su función, la valoración Global del puente. Las condiciones en campo establecerán el tipo de estructura, para un Análisis Estructural del Puente bajo las diversas Combinaciones de Fuerzas y Fenómenos.

5 RESULTADOS.

5.1 INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN FUNCIONAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.1.1 REVISIÓN DE INFORMACIÓN DEL PUENTE:

En este ítem se recolectara información técnica acerca del puente.

5.1.2 Ubicación del Puente.

El Puente se encuentra ubicado en un tramo de la vía al barrio La Victoria de la parroquia Yaruquíes del Cantón Riobamba, provincia de Chimborazo-Ecuador, atravesando una Quebrada intermitente denominada Bunque.

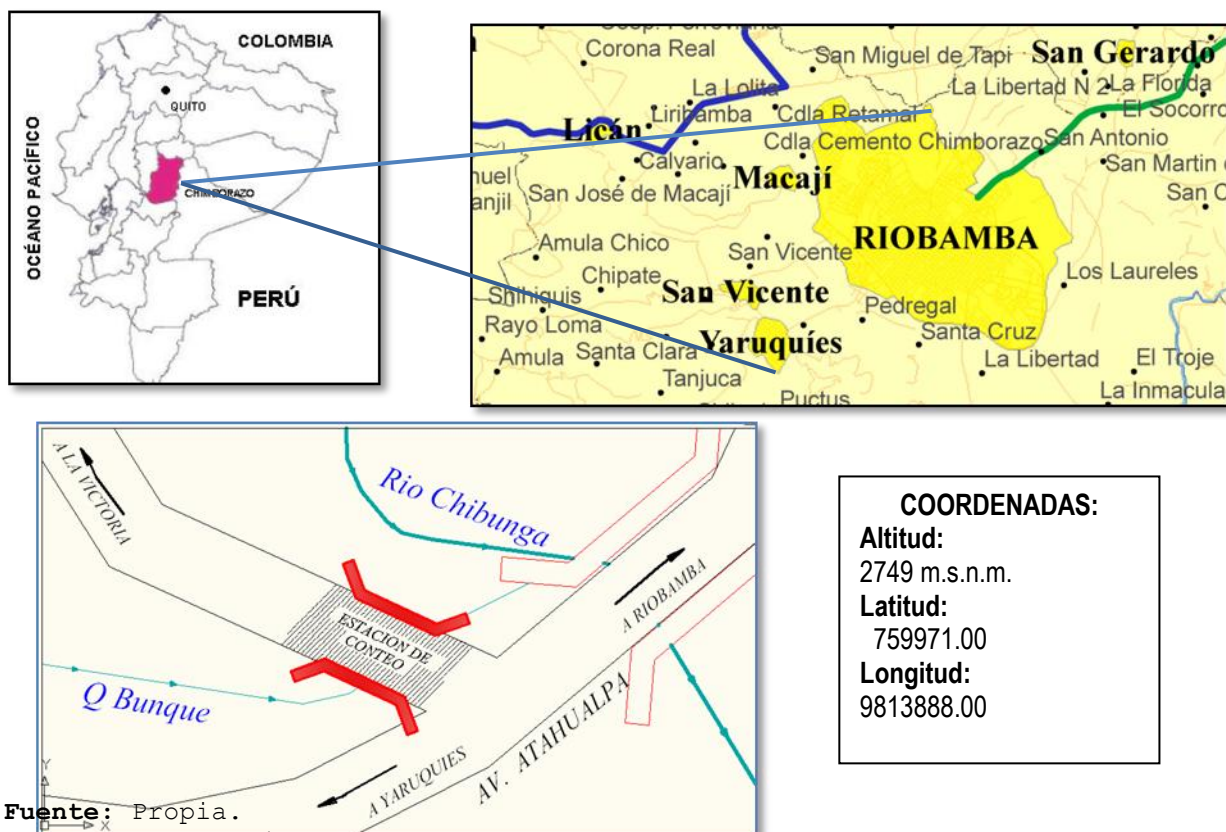


Figura5. Ubicación del puente sobre la quebrada Bunque

5.1.3 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE:

Las estructuras del puente han cumplido 30 años aproximadamente de vida útil, el cual es de hormigón con 3 vigas rectangulares, 2 estribos tipo a gravedad, tablero y capa de rodadura de hormigón.

El puente tiene las siguientes características:

Longitud: 9.40 m; **Ancho:** 4.75 m.

-La superestructura está compuesta de un tablero de hormigón armado, sobre 3 vigas de hormigón. Mientras que la estructura está compuesta de un solo tramo. Cuenta además con dos estribos, sin elementos de apoyo, no existe sistemas de drenaje. El tránsito promedio vehicular sobre el mismo es de 444 vehículos diarios.



Figura 6. Partes constitutivas del PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.1.4 ACCIONES PREVIAS A LA INSPECCIÓN DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE:

5.1.5 DELEGACIÓN PARA TRABAJO DE CAMPO.

Para que la inspección en el campo se lleve de una forma sistemática y ordenada, para mejorar la eficacia del trabajo se optó por delegar elementos del puente a los integrantes del grupo los cuales se encargaran de llevar dicha inspección en sutotalidad.

La siguiente tabla describe la responsabilidad de cada integrante.

Tabla 4: Asignación de elementos del puente a inspeccionar.

NOMBRE	RESPONSABILIDAD
Quintuña Sergio	Inspección de Estribos, apoyos en estribos, Vigas y muros de Contención.
Enríquez Willington	Inspección de Tablero, Cauce y Accesos.

Fuente: Propia.

5.1.6 HERRAMIENTAS PARA TRABAJO DE CAMPO.

Por la importancia de realizar una observación e inspección detallada es necesario contar con herramientas que nos permitan efectuarlas. Además se

debe cuidar la integridad y seguridad de los inspectores los cuales deben contar con un equipo de seguridad el cual constara con los mencionados en la tabla de equipo para la inspección.

La siguiente tabla describe las herramientas que se utilizarán.

Tabla 5. Herramientas necesarias para la inspección

NOMBRE	Herramientas			
Quintuña	-Vernier	-Combo	-Flexometro	
Sergio	-Walky-Takies	-Tiza	-Nivel	
Enríquez	-Filmadora	-Cinta	-GPS	- Cámara
Willington	Fotográfica	- Plomada-	Destornillador	

Fuente: Propia.

Los equipos obligatorios que deben contar los inspectores son:

- ✓ Casco.
- ✓ Chaleco reflectante.
- ✓ Botas.
- ✓ Gafas.

5.1.7 Herramientas para trabajo de campo.

Para llevar a cabo la inspección se realizara los siguientes pasos.

- a) Verificar la ubicación y nombre del puente programado para su inspección.
- b) Revisar medidas de seguridad necesarias.
- c) Iniciar la inspección tomando una foto de identificación del puente.
- d) Tomar una fotografía del acceso al Puente.
- e) Se debe inspeccionar y calificar la condición de cada uno de los componentes del puente (estribos, tablero, losas, vigas, junta de expansión, superficie de rodadura, aceras, barandas, señalización, accesos, taludes, y cauce.
- f) Inspeccionar y calificar taludes y obras de protección en los extremos del puente.
- g) Tomar fotografías en los estribos.

h) Revisar y calificar la parte de la superestructura y subestructura.

j) Calificar la condición del puente en general.

5.1.8 INSPECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

Tabla 6. Calificación para cada tipo de condición del puente.

Calificación	Descripción de la Condición
0	Muy bueno: No se observa problemas
1	Bueno: Hay problemas menores. Algunos elementos muestran deterioros sin importancia.
2	Regular: Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran deterioro, algo de pérdida de sección, grietas, descascamientos o socavación pérdida de sección avanzada.
3	Malo: La pérdida de sección, deterioro o socavación afectan seriamente a los elementos estructurales primarios. Hay posibilidad de fracturas locales, pueden presentarse rajaduras en el concreto o fatiga en el acero.
4	Muy Malo: Avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. -Grietas de fatiga en acero o grietas de corte en el concreto. -La socavación comprende el apoyo que debe dar la infraestructura. -Conviene cerrar el puente a menos que este monitoreado.
5	Pésimo: Gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos. -Desplazamientos horizontales o verticales afectan la estabilidad de la estructura. -El puente se cierre al tráfico pero con acciones correctivas se puede restablecer el tránsito de unidades ligeras.

Fuente: "Guía para inspección de puentes" MTC-Perú/14 Pg 35.

5.1.9 Check list del tablero y accesos del Puente

Tabla 7: Check list tablero y accesos del puente

Nombre Del Puente: Puente sobre la Quebrada Bunque.

Tipo De Puente: Hormigón Armado

Provincia: Chimborazo

Longitud Total: 9.40 m

Cantón: Riobamba

Ancho De Calzada: 4.75 m

DESCRIPCIÓN	CALIFICACIÓN						OBSERVACIONES (03/01/ 2014)
	0	1	2	3	4	5	
Acceso al puente					X		-Desmoronamiento de la vía (adoquinada) debido

Lado izquierdo del puente						a que la sección del puente (4.75 m) no satisface la sección de la vía (8.30 m). -Desnivel entre el tablero del puente y la vía lo que ocasiona que se produzca golpeteo al cruzar los vehículos, pero este golpeteo no se evidencia en las vigas debido a que los vehículos deben frenar totalmente para poder pasar o ingresar al puente. -La pendiente de la vía esta fuera de los límites que nos recomienda las normas (9 %) ya que tiene una pendiente de 11.30%.
Acceso al puente. Lado derecho del puente				X		-Desmoronamiento de la vía (adoquinada) debido a que la sección del puente (4.75 m) no satisface la sección de la vía (8.30 m). -No existen señales de tránsito en ninguno de los dos accesos.
Capa de rodadura					X	-Disgregación severa en el 75% de la capa de rodadura. -A los lados del tablero se ha picado el mismo para soldar varillas que sirvan de soporte a un alcantarillado y a una tubería de agua potable, dejando estas varillas a la intemperie y por ende se encuentran oxidadas. -El tablero es de un

							espesor de 20 cm.
Veredas						X	-Inexistencia de veredas de concreto pese a que este puente es usado por un gran número de personas que circulan a pie.
Barandas						X	-Inexistencia de barandas lo que ocasiona un peligro constante a los estudiantes y personas que usan este puente y lo cruzan a pie, existiendo una altura del puente hasta la quebrada de 4.00 m

Fuente: Propia.

5.1.9.1 Descripción y sustentación fotográfica.

Tabla 8: Descripción y sustentación fotográfica tablero y accesos del puente.

N° FOTO	FOTO	DESCRIPCIÓN
1		Cambio de sección entre la vía y el puente. Desmoronamiento de la vía. La vía del acceso izquierdo tiene una pendiente del 11.30%.
2		Desnivel entre el tablero del puente y la vía.

3		Desmoronamiento de la vía. Cambio de sección entre la vía y el puente. No existen señales de tránsito en ninguno de los dos accesos.
4		Puente sirve de soporte a un alcantarillado y a una tubería de agua potable.
5		Puente sirve de soporte a un alcantarillado y a una tubería de agua potable. Disgregación en la capa de rodadura.

Fuente: Propia.

5.1.10 Check list de las vigas.

Tabla 9: Check List Vigas

Nombre Del Puente: Puente sobre la Quebrada Bunque

Tipo De Puente: Hormigón Armado

Provincia: Chimborazo

Longitud Total: 9.40 m

Cantón: Riobamba

Ancho De Calzada: 4.75 m

DESCRIPCIÓN	CALIFICACIÓN						OBSERVACIONES (03/01/ 2014)
	0	1	2	3	4	5	
Apoyos en vigas							-Las vigas no cuenta con

						X	ningún tipo de apoyos en sus estribos. Las vigas son empotradas.
Condición de las vigas		X					-Las vigas no presentan ningún tipo de fisuras. -En las vigas se evidencia un mal proceso constructivo ya que en partes de las vigas se nota el hormigón disgregado. -El puente consta de tres vigas de 35x50 cm separadas a cada 1.36 m dejando a sus extremos un ancho de 0.52m
Condición de las Diafragmas		X					-Los diafragmas no presentan ningún tipo de fisuras. -En los diafragmas se evidencia un mal proceso constructivo ya que en estos elementos se nota la disgregación del material. -El puente consta de tres diafragmas, uno en la mitad y los dos encima de los estribos.

Fuente: Propia.

5.1.10.1 Descripción y sustentación fotográfica.

Tabla 10: Descripción y sustentación fotográfica Vigas

N° FOTO	FOTO	DESCRIPCIÓN
1		Vigas empotradas. Disgregación del hormigón. Vigas en buen estado.

2		Disgregación del hormigón en el diafragma central. Diafragmas en buen estado.
---	---	---

Fuente: Propia.

5.1.11 Check list de los estribos y taludes

5.1.11.1 Estribo Izquierdo

Tabla 11. Check List Estribos Izquierdo y taludes

SUBESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RIO BUNQUE.								
Elevación / Tipo : Estribos tipo a gravedad								
Elevación / Material :Hormigón armado								
Cimentación / Tipo :Zapata corrida								
Cimentación / Material :Hormigón armado								
INSPECCIÓN DEL ESTRIBO IZQUIERDO.								
DESCRIPCIÓN	CALIFICACIÓN						OBSERVACIONES (03/01/ 2014)	
	0	1	2	3	4	5		
Condición de Talud				X			Los Taludes en el ingreso izquierdo, muestran una inclinación vertical, con Desprendimientos.	
Conformación y estratigrafía del Talud.		X					En el talud se puede observar un tipo de suelo suelto con desprendimientos leves.	
Deslizamientos en el Talud.							Existen Deslizamientos en dirección perpendicular al cauce de la quebrada.	
Sistema de Drenaje.						X	El Sistema de Drenaje evacua el agua hacia los costados del tablero es por simple escurrimiento.	
Condición del Estribo		X					El estribo se encuentra como un cuerpo monolítico. Entre tablero, estribos y diafragmas. Presencia de humedad en	

						el estribo y disgregación del hormigón.
Obra de Protección de Hormigón Armado, para el talud bajo el Estribo.			X			No existen obras de protección para crecidas o avenidas fuertes.

Fuente: Propia.

5.1.11.2 Estribo Derecho.

Tabla 12. Check List Estribos Derecho y taludes.

SUBESTRUCTURA DEL PUENTE SOBRE EL RIO BUNQUE.						
Elevación / Tipo : Estribos tipo a gravedad						
Elevación / Material :Hormigón armado						
Cimentación / Tipo :Zapata corrida						
Cimentación / Material :Hormigón armado						
INSPECCIÓN DEL ESTRIBO IZQUIERDO.						
DESCRIPCIÓN	CALIFICACIÓN					
	0	1	2	3	4	5
Condición de Taludes.				X		
Conformación y estratigrafía del Talud.		X				
Deslizamientos en el Talud.			X			
Sistema de Drenaje.					X	
Fisuras en el cabezal del estribo, y asentamientos.						

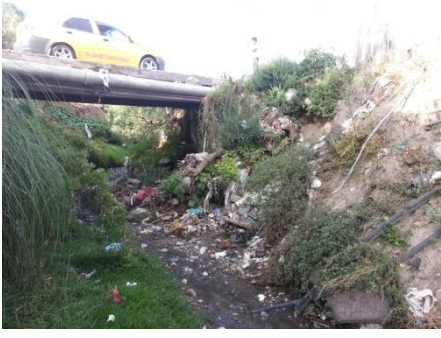
							diafragmas. Presencia de humedad en el estribo y disgregación del hormigón.
Obra de Protección de Hormigón Armado, para el talud bajo el Estribo.			X				No existen obras de protección para crecidas o avenidas fuertes.
OBSERVACIONES: El estribo está unido al diafragma en toda la longitud de apoyo.							

Fuente: Propia.

5.1.11.3 Descripciónfotográfica.

Tabla 13. Descripción y sustentación fotográfica estribos

TN° FOTO	FOTO	DESCRIPCIÓN
1		Desprendimiento en el talud Izquierdo.
2		Desprendimiento en el talud Derecho.

3		Ausencia de Sistemas de Drenaje. El agua evacua directamente al talud.
4		Cuerpo monolítico entre los estribos y diafragmas. Presencia de humedad en el estribo y disgregación del hormigón. Esta condición se presencia en los dos estribos.
5		Inexistencia de obras de protección para crecidas o avenidas fuertes. Esta condición se presencia en los dos estribos.

Fuente: Propia.

5.1.12 Check list de las condiciones de orilla aguas arriba y aguas abajo.

Las condiciones de las orillas aguas arriba y aguas abajo es similar a la condición de taludes antes descritos por lo que no se describirán en este ítem.

Además el análisis del cauce no se pudo realizar ya que es una quebrada intermitente. Pero se preguntó a moradores del sector y supieron manifestar que en este puente en época de invierno el agua llega a un nivel de 0.50m. Otra situación que se pudo evidenciar fue cantidad de basura que altera la sección de la quebrada.

5.1.13 EVALUACIÓN GLOBAL DEL PUENTE:

De la evaluación de los elementos del puente se le da una calificación de 3, esta calificación básicamente es debido al deterioro de la capa de rodadura, condición de accesos, tablero y taludes. Cabe recalcar que los elementos como las vigas, diafragmas y los estribos se encuentran en buenas condiciones.

5.2 ESTUDIO DEL TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA) DE LA VÍA AL BARRIO LA VICTORIA EN EL TRAMO QUE CORRESPONDE AL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.2.1 Aforo de Tráfico.

Procedimiento de conteo que permite determinar la cantidad de vehículos que circula por una determinada sección de la vía en un periodo de tiempo definido.

5.2.2 Sentidos de Circulación Vehicular.

Se determina de forma general las direcciones a tomarse en cuenta el momento del aforamiento. Y poder cuantificar de acuerdo a los destinos que tiene cada usuario en el sentido que transita. Para nuestro caso los giros que se han considerado son 4 los cuales son:



Figura7. Giros Vehiculares Salida del Puente Bunque.

Figura8. Giros vehiculares Ingreso del Puente Bunque.

5.2.3 Identificación de los Puntos

Para los proyectos de estudios de identificación de estaciones de cuenta los siguientes criterios.

- Magnitud del proyecto.
- Tomando en cuenta la red vial principal.

Giro 1 [G1]= Vehículos que se dirigen desde el barrio La Victoria hacia Yaruquies.

Giro 2 [G2]= Vehículos

Giro 3 [G3]= Vehículos que se dirigen desde Yaruquies hacia el barrio La Victoria.

Giro 4 [G4]= Vehículos que se dirigen desde Riobamba hacia el barrio La Victoria.

- El tramo de mayores accesos de avenidas o calles circundantes al proyecto.
- Realizar en días más representativos en horas de mayor afluencia vehicular.

La estación de conteo se realizará en el puente de la quebrada Bunque, el cual se encuentra emplazado en la vía al barrio La Victoria, esta vía se interseca al sur con la Avenida Atahualpa.

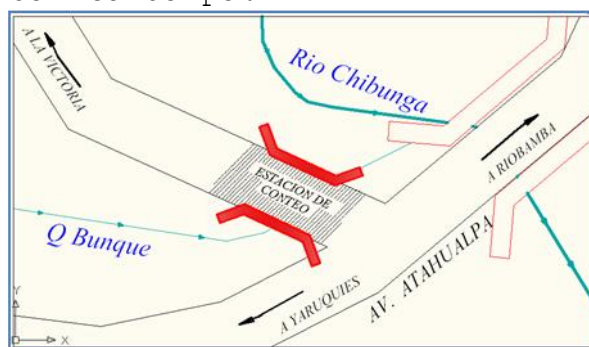


Figura9. Estación de conteo Vehicular.

5.2.4Aforo del tráfico promedio diario anual.

La unidad de medida en el tráfico de una carretera es el volumen del tráfico promedio diario anual cuya abreviación es el PDA.

- Para el cálculo del TPDA se debe tomar en cuenta lo siguiente:
 - En vías de un solo sentido de circulación, el tráfico será el contado en ese sentido.
 - En vías de dos sentidos de circulación, se tomará el volumen de tráfico en las dos direcciones. Normalmente para este tipo de vías, el número de vehículos al final del día es semejante en los dos sentidos de circulación.
 - Para el caso de Autopistas, generalmente se calcula el TPDA para cada sentido de circulación, ya que en ellas interviene lo que se conoce como FLUJO DIRECCIONAL que es el % de vehículos en cada sentido de la vía: esto,

determina composiciones y volúmenes de tráfico diferentes en un mismo período.

Para las proyecciones del tráfico utilizaremos las siguientes consideraciones.

- **TPDA futuro.**-Es el TPDA actual proyectado en el número de años de la vida útil de la vía y dependerá de la tasa de crecimiento o índice de crecimiento vehicular.

$$TPDA_{futuro} = TPDA_{actual} * (1 + i)^n$$

i: Tasa de crecimiento vehicular
n: Periodo de proyección (años)

- **Tráfico desviado.**- Equivale al 10% del TPDA actual.

$$T_{DESVIADO} = TPDA_{actual} * 10\%$$

- **Tráfico generado.**- Número de viajes que generaría la vía por influencia; de ninguna manera es mayor al 20% del TPDA.

$$T_{GENERADO} = TPDA_{actual} * 20\%$$

- **Tráfico de desarrollo.**- se produce por la incorporación de nuevas áreas de producción; Es igual a (5%-7%)*#vehículos pesados que salen actualmente cargados.

$$T_{DESARROLLO} = (5 - 7)\% * \#vehículos pesados$$

- **Tráfico Promedio Diario Anual Proyectado.**- Considerado tráfico del proyecto ya que es este tráfico el que se usará para los diseños.

$$TPDA_{PROYECTADO} = TPDA_{FUTURO} + T_{ATRAIDO} + T_{GENERADO} + T_{DESARROLLO}$$

5.2.5 Características para el TPDA.

Para establecer el TPDA del proyecto, se realizó el conteo de tráfico durante 7 días, los cuales fueron los días: lunes, martes, miércoles, jueves, viernes sábado

y domingo (13, 14, 15, 16, 17, 18 y 19 de enero del 2014 respectivamente), con los siguientes horarios.

En los días ya mencionados se aforó los vehículos de 6:00 a 20:00 horas.

5.2.6 Formato de Aforos Vehiculares.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO --- DATOS DE CONTEO VEHICULAR.									
PROVINCIA:				FECHA:				DISEÑO DE PUENTES Y VIADUCTOS	
CIUDAD:				INTERSECCION:					
PARRQUIA:				RESPONSABLES:					
 UNACH.		 SALIDA DEL PUENTE.			 INGRESO AL PUENTE PUENTE.			 ING. CIVIL	
INTERVALO	LIVIANOS GIROS EN EL TRAMO:				PESADOS (DOS EJES) GIROS EN EL TRAMO:				
	Giro1 (G1)	Giro2 (G2)	Giro3 (G3)	Giro4 (G4)	Giro1 (G1)	Giro2 (G2)	Giro3 (G3)	Giro4 (G4)	
06:00-07:00									
07:00-08:00									
08:00-09:00									
09:00-10:00									
10:00-11:00									
11:00-12:00									
12:00-13:00									
13:00-14:00									
14:00-15:00									
15:00-16:00									
16:00-17:00									
17:00-18:00									
18:00-19:00									
19:00-20:00									
	TOTAL=	TOTAL=	TOTAL=	TOTAL=	TOTAL=	TOTAL=	TOTAL=	TOTAL=	

Fuente: Propia.

Figura 10. Formato de Aforos vehiculares

5.2.7 VEHÍCULO DE DISEÑO:

Entre las clasificaciones de vehículos se tiene a la clasificación de la AASHTO, la cual está en base a la distribución del tránsito por tipos de vehículos predominantes en la mayor parte de los Estados Unidos, por lo que no es muy apropiado utilizarlo en nuestro medio.

Para nuestro país Ecuador el Ministerio de Obras Públicas, clasifica los vehículos de la siguiente manera:

a) Vehículos livianos o ligeros, de pasajeros y de carga.

b) Vehículos pesados, de pasajeros y de carga.

Los vehículos pesados de carga, se clasifican por su número total de ejes en:

- "C2" Camión de dos ejes.
- "C3" Camión de tres ejes.
- "T2-S1" Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje.
- "T2-S2" Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes.
- "T3-S1" Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje.
- "T3-S2" Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes, y especiales.

Existen más tipos de vehículos pero estos son los más comunes.

5.2.8 Clasificación De La Vía según El M.T.O.P.

Para el diseño de carreteras en el país, se recomienda la clasificación en función del pronóstico de tráfico que se muestra en la tabla 4 basada en el cuadro III - I del libro de normas y diseño geométrico de carreteras emitido por el MTOP 2003. (Ver Anexo B).

5.2.9 CÁLCULO DEL TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL PROYECTADO.

5.2.10 Datos Obtenidos del TPDA actual.

Los datos obtenidos en el conteo vehicular se presentan a continuación. (Ver Anexo C).

Tabla 14. Tabla resumen del tráfico de los días de aforo.

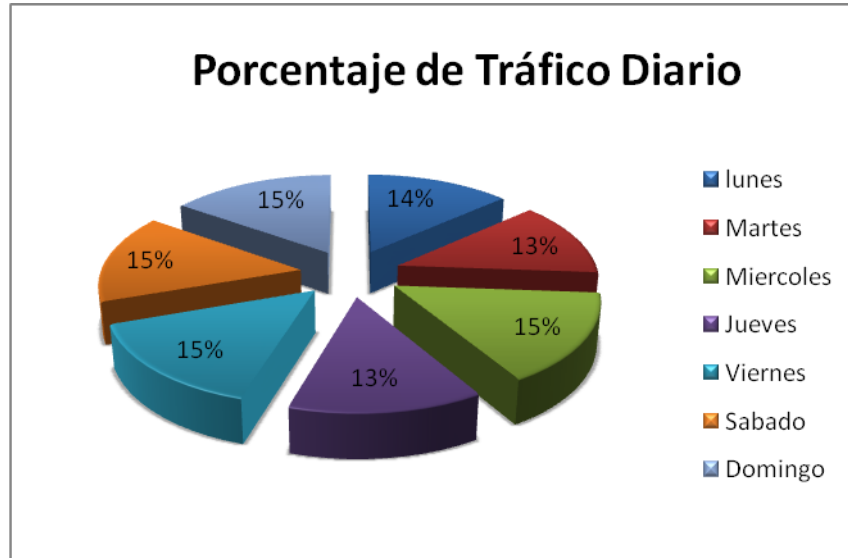
HORAS	DÍAS DE CONTEO VEHICULAR							TOTALES
	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO	VEH/HORA
06:00-07:00	32	30	31	36	43	46	38	256
07:00-08:00	43	42	40	41	49	53	50	318
08:00-09:00	40	39	37	40	38	34	41	269
09:00-10:00	24	25	19	35	34	24	27	188
10:00-11:00	33	29	30	28	34	32	33	219
11:00-12:00	32	30	29	29	35	40	37	232
12:00-13:00	32	33	34	34	39	42	42	256
13:00-14:00	36	35	38	34	38	37	32	250
14:00-15:00	18	19	17	18	21	17	20	130
15:00-16:00	23	24	25	24	27	26	23	172
16:00-17:00	32	29	31	29	30	28	31	210
17:00-18:00	31	33	31	35	35	34	30	229
18:00-19:00	25	24	22	35	34	24	27	191
19:00-20:00	28	26	24	30	27	20	30	185
%	13.82%	13.46%	13.14%	14.43%	15.59%	14.72%	14.85%	100%
Num. Vehículos	429	418	408	448	484	457	461	
TOTAL TRAFICO PROMEDIO DIARIO:								444

Fuente: Propia.

Se determina que en la actualidad la vía al Barrio La Victoria, en el tramo que corresponde al puente sobre la quebrada Bunque, tiene un flujo vehicular de 444 vehículos/día.

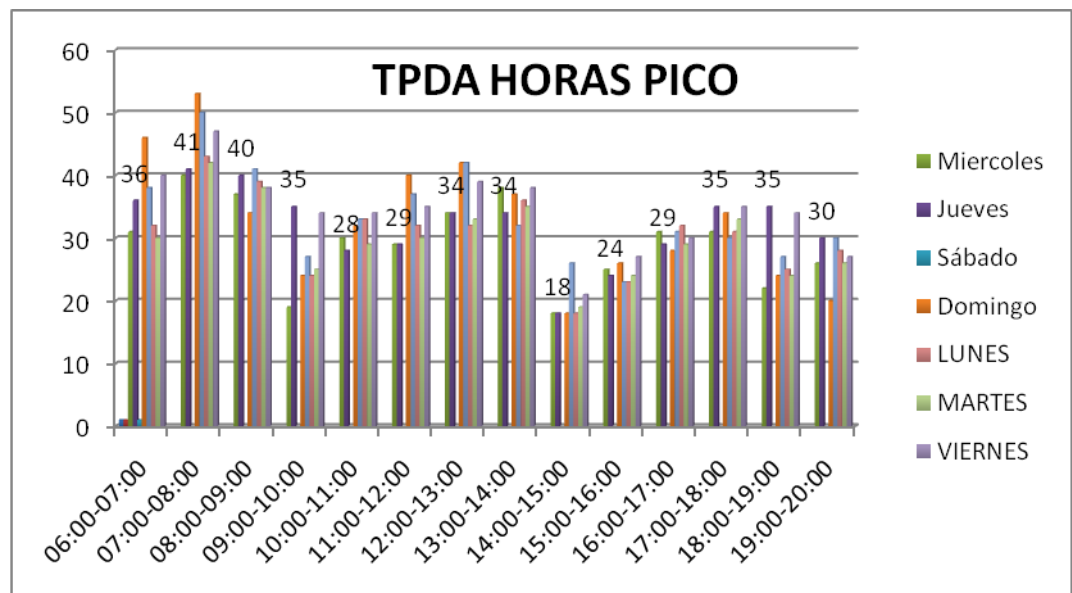
5.2.11 Diagramas resúmenes de los datos obtenidos del TPDA actual.

Según los datos obtenidos son los días: Miércoles, Viernes, Sábados y domingos; son donde se desarrolla el mayor flujo vehicular, todos estos días mencionados tienen un 15 % del tráfico vehicular total.



Fuente: Propia.

Figura11. Porcentaje de Flujo vehicular diario en la vía al Barrio La Victoria.



Fuente: Propia.

Figura12. Horas pico del Tráfico Actual.

Según los datos obtenidos son los días sábados y domingos en las horas de 7:00 - 8:00 am y 12:00 - 13:00 pm en donde se desarrolla el mayor flujo vehicular.

5.2.12 Resumen del TPDA actual de los días de aforo.

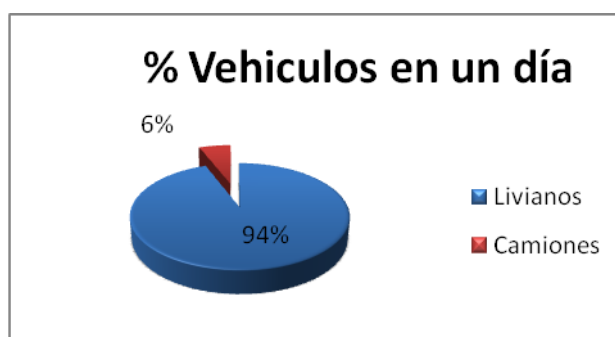
Tabla 15: Estación de conteo 1. Volumen de Tráfico Diario.

Tráfico acumulado en un día

Vía al Barrio La Victoria		
Livianos: (L-1, L-2, L-3, B-1)	418.0	94.14 %
Camiones: (2D - A , 2D - A)	26.0	5.86 %
T.P.D.A actual acumulado	444.0	100.00 %

Fuente: Propia.

La mayor representatividad de vehículos que actualmente circulan por la vía son los livianos con un 94% y los camiones con un 6% del tráfico vehicular diario.



Fuente: Propia.

Figura13. Porcentaje vehicular diario

5.2.13 PROYECCIÓN DEL TPDA ACTUAL A TPDA PROYECTADO.

Conviene realizar las proyecciones de tráfico relacionando el tráfico vehicular con otros factores como por ejemplo, la población, la producción, etc. Para el valor de la tasa de crecimiento, el MOPT ha realizado estudios, en los que ha determinado que para todo el Ecuador dicha tasa varía entre el 5% y 7%. Utilizaremos las tasas de crecimiento, para la provincia de Chimborazo, las cuales fueron obtenidas de estudios similares al actual y son las más desfavorables de los antes mencionados. (Ver anexo E)

Tabla 16: Resumen del tráfico observado.

Tráfico Futuro Vía al Barrio La Victoria			
TIPO DE VEHÍCULO	TPDA Promedio Observado	UNIDAD	Índice de Crecimiento MOP
Livianos (L-1, L-2, L-3, B-1)	418.00	Vehículo/Día	3.87
Pesados	26.00	Vehículo/Día	3.27
Tráfico observado Total	444.00		

Fuente: Propia.

Tabla 17: Resumen de los distintos tráficos necesarios para calcular el TPDA del proyecto.

TIPO DE VEHÍCULO	TPDA Promedio Observado	Tráfico Desviado	Tráfico Generado	Trafico Desarrollo	TPDA futuro
Livianos (L-1,L-2,L-3,B-1)	418.00	42	84	21	2791
Pesados	26.00	3	5	1	130
Tráfico observadoTotal	444.00	45	89	22	2921

Fuente: Propia.

Los datos de la tabla anterior se obtuvo siguiendo los siguientes cálculos tipos:

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

$$TPDA_{Futuro\ livianos} = 418 * (1 + 0.0387)^{50}$$

$$TPDA_{Futuro} = 2791 \text{ vehículos livianos/día}$$

Calculo similar para camiones. (Índices de crecimiento vehicular)

$$TPDA_{Futuro\ pesados} = 130 \text{ Camiones/día}$$

$$TPDA_{Futuro} = 2791 + 130$$

$$TPDA_{Futuro} = 2921 \text{ veh/día}$$

Para calcular el tráfico futuro es necesario conocer la tasa de crecimiento vehicular. (Ver Anexo "E")

Los cálculos para conocer el tráfico desviado y generado se realiza en función del TPDA observado se detallan a continuación.

➤ **El tráfico desviado:**

$$T_{DESVIADO} = 444 * 0.10$$

$$T_{DESVIADO} = 45 \text{ vehículos /día}$$

➤ **El tráfico Generado:**

$$T_{GENERADO} = 444 * 0.20$$

$$T_{GENERADO} = 89 \text{ vehículos /día}$$

➤ **El tráfico de desarrollo:**

$$T_{DESARROLLO} = 444 * 0.05$$

$$T_{DESARROLLO} = 22 \text{ vehículos /día}$$

$$TPDA_{\text{proyecto}} = TPDA_{\text{FUTURO}} + Td + TG + TD$$

$$TPDA_{\text{proyecto}} = 2921 + 45 + 89 + 22$$

TPDA *proyecto* = **3077** vehículos/día (tráfico de diseño para un periodo de 50 años)

5.2.14 CATEGORIZACIÓN DE LA VÍA.

La clasificación de la carretera se hace en función del tráfico proyectado de acuerdo al siguiente cuadro de las normas de diseño geométrico de carreteras del M.T.O.P. Del cuadro de clasificación de carreteras se puede observar que este caso corresponde a una carretera tipo I. (Ver anexo D).

5.2.15 DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE CALZADA.

Según los valores de diseño recomendados para carreteras de dos carriles y caminos vecinales del MTOP para una vía de I orden y topografía ondulada se recomienda un ancho de pavimento de 7.30 con un ancho de espaldones de 2.00 m, es decir un ancho total de 9.30 m. (Ver anexo D).

5.3 ESTUDIO TOPOGRÁFICO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.3.1 INTRODUCCIÓN.

En el diseño de cualquier puente, la topografía del terreno constituye un factor determinante en la selección de la luz de cálculo y de la estructura del mismo.

El estudio topográfico se concentra en una franja topográfica de un largo de 60 m a cada lado del eje de la vía.

5.3.2 EQUIPOS PARA LEVANTAMIENTO.

- Estación Total SOKKIA, SET 610:

▪ Características:

- ✓ PRECISION ANGULAR: 6"
- ✓ PRISMA: 2.60 METROS (3 EN TOTAL).
- ✓ MEMORIA INTERNA: 10,000
- ✓ AUMENTO DE LENTE: 26x
- ✓ TECLADO: AFLANUMERICO
- ✓ PLOMADA: OPTICA



Fuente: Propia.

Figura14: Personal para Levantamiento.

- GPS GARMIN, GPSMAP 60CX:

▪ Características:

- ✓ **SiRF Star III**, chipset de alta sensibilidad que soporta **WAAS/EGNOS**.
- ✓ Antena integrada de gran capacidad, tipo **cuadrifilar helicoidal**, con opción de antena externa tipo **MCX**.
- ✓ Diseño de gran robustez (Norma de estanqueidad **IPX7**).
- ✓ Gran display de color **TFT de 256 colores (160 x 240 pixels)**.
- ✓ Peso: 212 g (con pilas, no incluidas).
- ✓ Dimensión: (6.1 x 15.4 x 3.3 cm).
- ✓ Display: (38mm x 56mm).
- ✓ Resistencia al agua: estándar **IPX-Sumergible a 1 metro durante 30 minutos**.



Figura15. GPS GARMIN, GPSMAP 60CX.

5.3.3 PROCEDIMIENTO DE TRABAJO.

Luego de definido el área del estudio, se colocaron las Estaciones del Polígono Básico, señaladas como: Est 1, Est 2, Est 3, hasta Est5. Estas estaciones han sido colocadas a los lados de la vía existente, estructuras existentes, mediante clavos de acero y estacas de madera. Se colocaron además 4 puntos de referencia con clavos de acero como referencias, de tal manera que haya una fácil reposición del Polígono Básico. (Ver anexo F).

5.4 ESTUDIO GEOTÉCNICO DE SUELOS DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.4.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO:

Proceso para determinar la proporción en que participan los granos del suelo, en función de sus tamaños. Esa proporción se llama gradación del suelo.

Se denomina clasificación granulométrica o granulometría, a la medición y gradación que se lleva a cabo de los granos de los suelos, con fines de análisis.

El análisis granulométrico al cuál se somete un suelo es de mucha ayuda para la construcción de proyectos, tanto estructuras como carreteras.

Tabla 18: Sistemas de Clasificación de Suelos.

La fracción gruesa tendrá denominaciones, según el sistema:					4: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos 3: American Society for Testing and Materials 2: American Association of State Highway and Transportation Officials 1: B S - 5930: 1981
	BRITÁNICO ₁	AASHTO ₂	ASTM ₃	SUCS ₄	
	φ (mm)	φ (mm)	φ (mm)	φ (mm)	
Grava	60 - 2	75 - 2	> 2	75 - 4,75	
Arena	2 - 0,06	2 - 0,05	2 - 0,075	4,75 - 0,075	
Limo	0,06 - 0,002	0,05 - 0,002	0,075 - 0,005	< 0,075 FINOS	
Arcilla	< 0,002	< 0,002	< 0,005		

Fuente: DUQUE Gonzalo, ESCOBAR ENRIQUE. Mecánica de los Suelos.
Cap3. Pg 29.

Método del tamizado.

Una vez se pasa el suelo por la estufa y se pulverice, se hace pasar por una serie organizada de tamices, de agujeros con tamaños decrecientes y conocidos, desde arriba hacia abajo. El primer tamiz, es el de mayor tamaño y es donde inicia el tamizado. Se tapa con el fin de evitar pérdidas de finos; el último tamiz está abajo y descansa sobre un recipiente de forma igual a uno de los tamices, y recibe el material más fino no retenido por ningún tamiz.

Con sacudidas horizontales y golpes verticales, mecánicos o manuales, se hace pasar el suelo por la serie de tamices, de arriba abajo, para luego pesar por separado el suelo retenido en cada malla.

Representación de la distribución granulométrica (Curva granulométrica).

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren al porcentaje en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo, un suelo constituido por partículas de granulometría uniforme que corresponde generalmente a la arenas está representado por una línea casi vertical.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad, se utiliza para evaluar la uniformidad del tamaño de las partículas de un suelo. En realidad la relación es un coeficiente de no uniformidad pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta.

Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$

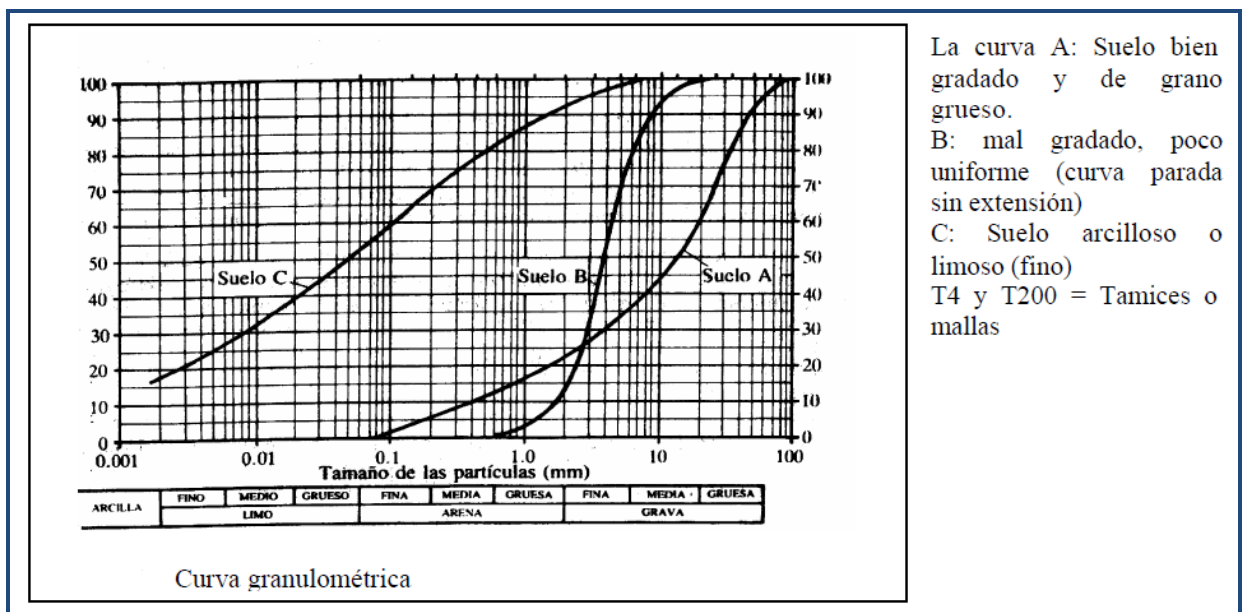
$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

Como dato complementario necesario para definir la uniformidad se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$Cc = (D_{30}^2) / (D_{60} * D_{10})$$

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}; Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \Rightarrow \text{bien gradado cuando } \begin{cases} Cu > 4 \text{ a } 6 \\ 1 < Cc < 3 \end{cases}$$

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.



Fuente: DUQUE Gonzalo, ESCOBAR ENRIQUE. Mecánica de los Suelos. Cap3. Pg 29.

Figura16.Curva Granulométrica

- Descripción de la gradación.

La forma de la curva de distribución de tamaños de partículas, indica si los tamaños varían en un rango amplio (curva C) o estrecho (curva B); si el rango tiende a los tamaños mayores del suelo grueso (A) o a los menores del suelo fino (C). Si todos los tamaños tienen proporciones en peso relativamente iguales, el rango es amplio y la curva suave, el suelo así será bien gradado (A y C). La mala gradación puede ser por falta de extensión (B) o por discontinuidad.

Esta clasificación es necesaria en geotecnia, pero no suficiente. Se complementa siempre la granulometría con

el ensayo de Límites de Attemberg, que caracterizan la plasticidad y consistencia de los finos en función del contenido de humedad.

5.4.2 Equipo y Herramientas.

- Horno.
- Bandejas.
- Tamizador Mecánico.
- Serie de Tamices con tapa y bandeja: #4, #8, #16, #30, #40, #100, #200, bandeja.
- Balanza.

5.4.3 Procedimiento de granulometría por tamizado.

5.4.3.1 Normas.- Determinación de la granulometría.

Este método, describe el procedimiento para determinar cuantitativamente la distribución del tamaño de las partículas de suelo.

- **AASHTO T-88.**
- **ASTM D 422.**

5.4.3.2 Granulometría por tamizado.

- La muestra obtenida del ensayo SPT pesar en una bandeja cualquiera.
- Secar la muestra
- De la muestra ya sacada pesar en la bandeja antes mencionada.
- Seleccionamos los tamices antes mencionados.
- Ordenamos los tamices en forma decreciente.
- Poner la respectiva bandeja para el material que pasa el #200.
- Tapar el tamiz de #4 para que no salgan los finos y colocar en la tamizadora mecánica por un periodo de 5 minutos.
- Se determina el peso de la muestra en cada tamiz y se registra.
- Tabular los resultados.

- Dibujar la curva granulométrica para su respectivo análisis.

5.4.4 Cálculo y Tabulación de resultados

- Perforación Margen Derecho.

Tabla 19: Granulometría Perforación Margen Derecho

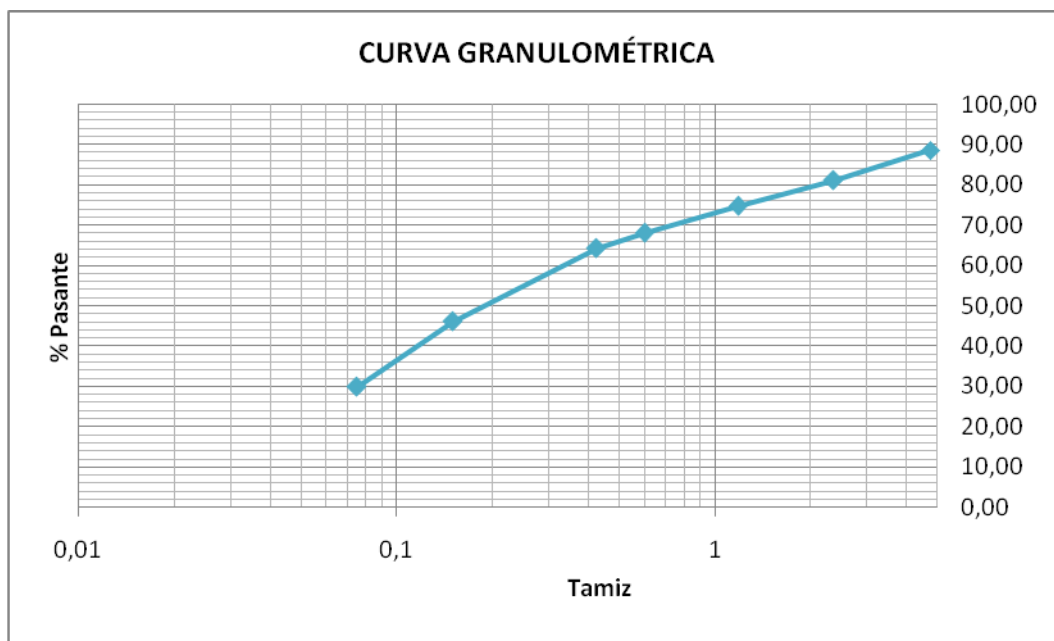
Peso de la Bandeja (gr)=	494
Peso de la Bandeja +Muestra (gr) =	1008
Peso de Muestra (gr) =	514

Tamiz	Peso Retenido Parcial (gr)	Peso Retenido Acumulado (gr)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje que Pasa (%)
# 4	58	58	11.37	88.63
# 8	38	96	18.82	81.18
# 16	33	129	25.29	74.71
# 30	34	163	31.96	68.04
#40	19	182	35.69	64.31
#100	93	275	53.92	46.08
#200	83	358	70.20	29.80
Bandeja	152	510	100.00	0.00
Total (gr) =	510			
Material perdido (%)=	0.78			

Fuente

: Propia.

Si el porcentaje que se perdió mediante el ensayo es menor al 1% entonces se acepta el ensayo, como 0.78 es menor a 1 se acepta el ensayo. (Ver anexo H).



Fuente: Propia.

Figura 17. Curva Granulométrica Perforación Margen Derecho

Tabla 20: Coeficientes de Uniformidad y curvatura Perforación Margen Derecho

D60=	0.35	OBSERVACIÓN SUELO FINO, VER LÍMITES
D10=	0.00	
D30=	0.075	
Cu=	NO PROCEDE	
Cc=	NO PROCEDE	

Fuente: Propia.

CLASIFICACION SUCS= ARENA CON FINOS SM (ARENA LIMOSA), Ya que más del 50% pasa el tamiz #4 y más del 12% pasa el tamiz #200, además en los ensayos de límites de Attemberg nos indica que es no plástico . (Ver anexo I)

CLASIFICACION AASHTO= GRAVA Y ARENAS LIMOSAS A-2, ya que menos del 35% pasa el tamiz #200, además en los ensayos de límites de Attemberg nos indica que es no plástico . (Ver anexo J).

- **Perforación Margen Izquierdo.**

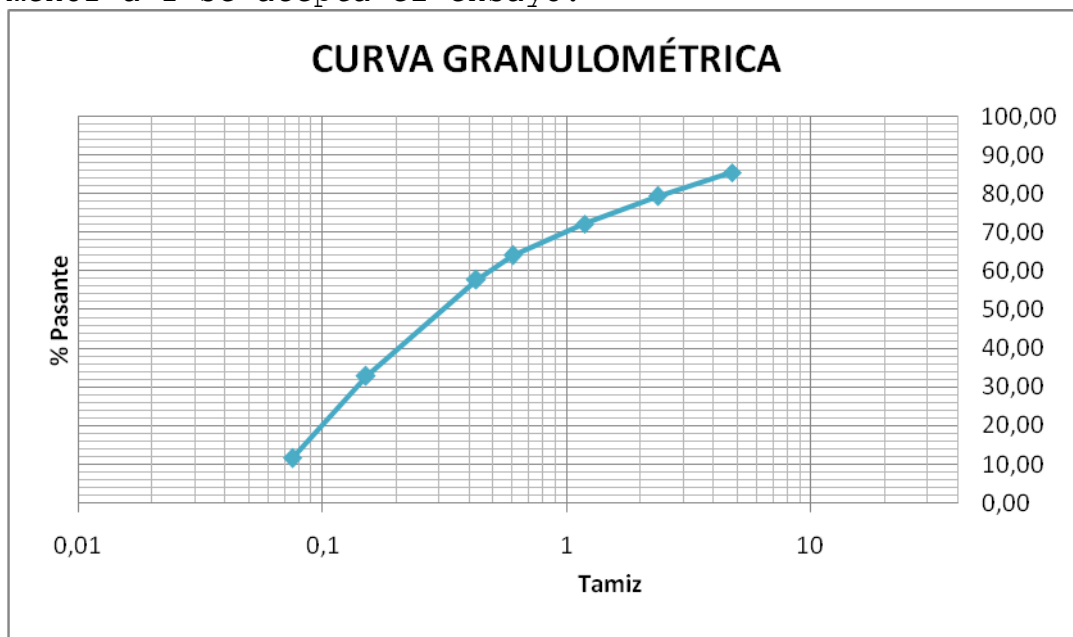
Tabla 21: Granulometría Perforación Margen Izquierdo

Peso de la Bandeja (gr)=	330
Peso de la Bandeja +Muestra (gr) =	685
Peso de Muestra (gr) =	355

Tamiz	Peso Retenido Parcial (gr)	Peso Retenido Acumulado (gr)	Porcentaje Retenido (%)	Porcentaje que Pasa (%)
# 4	51	51	14.45	85.55
# 8	22	73	20.68	79.32
# 16	25	98	27.76	72.24
# 30	29	127	35.98	64.02
#40	22	149	42.21	57.79
#100	88	237	67.14	32.86
#200	75	312	88.39	11.61
Pasante del #200	41	353	100.00	0.00
Suma total =	353			
Material Perdido (%)=	0.56			

Fuente: Propia.

Si el porcentaje que se perdió mediante el ensayo es menor al 1% entonces se acepta el ensayo, como 0.78 es menor a 1 se acepta el ensayo.



Fuente: Propia.

Figura 18. Curva Granulométrica Perforación Margen Izquierdo

Tabla 22: Coeficientes de Uniformidad y curvatura Perforación Margen Derecho

D60=	0.50
D10=	0.075
D30=	0.14

Cu=	6.67
Cc=	0.52

Fuente: Propia.

CLASIFICACION SUCS=ARENA LIMPIA Y CON FINOS SP-SM (ARENA MAL GRADUADA CON LIMO) , ya que más del 50% pasa el tamiz #4 y lo que pasa el tamiz #200 está dentro del 5%-12%; además en los ensayos de límites de Attemberg nos indica que es no plástico . (Ver anexo I)

CLASIFICACION AASHTO=GRAVA Y ARENAS LIMOSAS A-2, ya que menos del 35% pasa el tamiz #200, además en los ensayos de límites de Attemberg nos indica que es no plástico. (Ver anexo J).

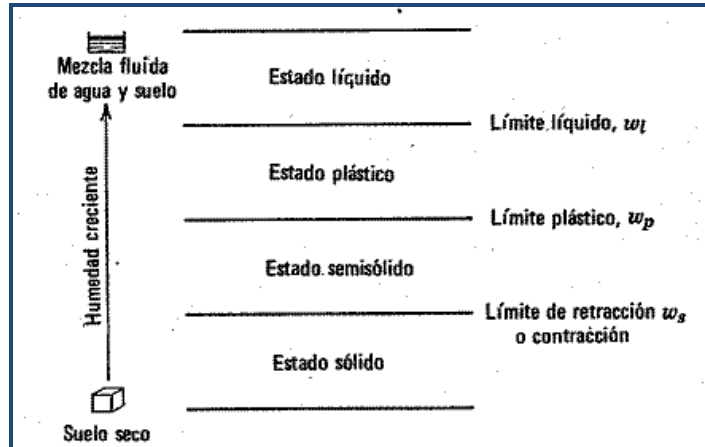
5.4.5 LIMITES DE ATTEMBERG:

Los límites de Attemberg fueron originalmente ideados por un sueco de nombre Attemberg especialista en agronomía y posteriormente redefinidos por Casagrande para fines de mecánica de suelos de la manera que hoy se conocen.

Los suelos que poseen algo de cohesión, según su naturaleza y cantidad de agua, pueden presentar propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semi-sólido, plástico o semi-líquido. El contenido de agua o humedad límite al que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro.

El ensayo en laboratorio de estos límites de Atterberg o también llamados límites de consistencia nos permiten determinar los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos, es posible clasificar el suelo en la clasificación Unificada de Suelos (Unified Soil Classification System, SUCS).

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo.



Fuente: Muelas Ángel. Manual de Mecánica del suelo y cimentaciones. Cap1. Pg 11.

Figura19. Estado del Suelo y Límites de Atterberg

5.4.5.1 Definiciones importantes.

a) Contenido de humedad (w): Razón entre peso del agua y peso del suelo seco de una muestra. Se expresa en porcentaje:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

Dónde:

WW: peso agua y WS: peso suelo seco

b) Límite Líquido (LL): Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre el estado semi-líquido y plástico.

c) Límite Plástico (LP): Es el contenido de humedad del suelo en el límite entre los estados semi-sólido y plástico.

d) Índice de Plasticidad (IP): es la diferencia entre los límites líquido y plástico, es decir, el rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene plástico:

$$IP = L_L - L_P$$

5.4.5.2 Equipos y Herramientas.

- Límite Líquido.-

- Dispositivo mecánico (Copa de Casagrande).
- Acanalador.
- Plato o fuente de mezclado
- Espátula.
- Calibrador.
- Recipientes herméticos.
- Recipiente con agua destilada.

- Límite Plástico.-

- Plato o fuente de mezclado
- Espátula.
- Placa de rolado. Puede ser de vidrio, mármol o de cualquier material que tenga una superficie lisa absorbente, de alrededor de 15 x 20 cm.
- Recipiente con agua destilada.
- Varilla de calibración e 3 mm de diámetro y más o menos 10 mm de largo.

5.4.5.3 Procedimientos Límites de Attemberg.

- Normas.

- **INEN 692- AASHTO T 90- ASTM D 4318.-
DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO**
- **INEN 691- AASHTO T 89- ASTM D 4318 DETERMINACIÓN
DEL LÍMITE LÍQUIDO. METODO DE CASA GRANDE**

5.4.5.4 Determinación del límite plástico:

- Tomar una muestra de alrededor de 100 g de la porción del material que pase el tamiz de 425 mm (No. 40).
- A esta muestra se la añade agua destilada y se la mezcla completamente en el plato o fuente, usando la espátula hasta obtener una pasta de suelo homogénea y plástica, en cantidad suficiente como para moldearla con los dedos como una bola.
- Cuando el límite plástico se determina conjuntamente con el límite líquido, se toma al iniciar el ensayo del límite líquido una muestra de aproximadamente 30 gr, la cual debe ser suficientemente homogénea y plástica para que

pueda formarse con facilidad una bola, sin que se adhiera a los dedos al comprimirla.

- Tomar aproximadamente 10 gr de la muestra preparada anteriormente moldearla entre los dedos, en una bola, luego amasar y rodar la bola entre las palmas de las manos hasta que aparezcan en su superficie pequeñas fisuras, con lo cual se asegura que el suelo tenga un suficiente secado.
- Si el rollo de suelo se desmenuza antes de alcanzar los 3 mm de diámetro, añadir agua destilada a toda la masa de suelo. Volver a mezclarlo en el plato o fuente, amasarlo completamente.
- Si el rollo llega a los 3 mm de diámetro sin presentar fisuras o signos de desmenuzamiento, recoger el rollo y moldearlo nuevamente entre los dedos en una bola y repetir el proceso hasta cuando el rollo al llegar a los 3 mm de diámetro se corte, tanto longitudinalmente como transversalmente, o se desmenuce.
- Recoger las porciones desmenuzadas de los rollos de suelo en un recipiente hermético y determinar el contenido de agua.

5.4.5.5.Determinación del límite líquido.

- Colocar una porción de la pasta anteriormente preparada en la copa, sobre la parte que descansa en la base, extendiéndola rápida y cuidadosamente con la espátula, cuidando que no queden atrapadas burbujas de aire.
- Nivelar el suelo con la espátula paralelamente a la base, de tal manera que tenga una profundidad

de 10 mm en la sección de espesor máximo; el suelo sobrante debe regresar al plato o fuente de mezclado.

- Con el acanalador adecuado, realizar un canal en el muestra, evitando despegarla de la copa, de manera que su plano de simetría sea perpendicular a la articulación de la copa, y procurando, además, que el acanalador se mantenga normal a la superficie de la copa.
- Para evitar la rotura de los lados del canal o el deslizamiento de la muestra de suelo en la copa, se permiten hasta seis recorridos del acanalador, desde atrás hacia adelante o desde adelante hacia atrás; la profundidad del canal se incrementa con cada recorrido y sólo el último debe tocar el fondo de la copa.
- Colocar la copa en su dispositivo mecánico, cuidando que la superficie inferior de la copa y la superficie de la base se encuentren libres de suelo o agua, girar el manubrio a una velocidad de 2 revoluciones por segundo, contar los golpes necesarios para que las dos mitades de la muestra se pongan en contacto al fondo del canal, en una distancia continua de alrededor de 10 mm, por la fluencia del suelo y no por deslizamiento entre el suelo y la copa; anotar el número de golpes necesarios para que esto ocurra.
- Regresar la muestra de la copa al plato o fuente de mezclado, mezclar completamente, limpiar y secar la copa y el acanalador y repetir las operaciones.
- Del lugar donde se juntan los bordes del canal, tomar con la espátula una porción de suelo de

alrededor de 10 g, colocarla en un recipiente adecuado y determinar el contenido de agua de acuerdo con la Norma INEN 690.

- Realizar las operaciones por lo menos cuatro veces, usando la misma muestra con nuevos incrementos de agua destilada, los cuales deben hacerse de tal manera que el número de golpes necesario para cerrar el canal varíe de 45 a 5, de modo que dos ensayos estén bajo los 25 golpes y dos sobre los 25 golpes, mezclando cada incremento de agua por lo menos durante 5 minutos.

5.4.5.6 Cálculos y tabulación de resultados:

• PERFORACIÓN MARGEN DERECHO.

Tabla 23: Contenido de humedad. Ensayo límite líquido. Perforación margen derecho.

ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO									
PERFORACIÓN ORILLA DERECHA					PESO DE LA MUESTRA			150.00	g
RANGO	GOLPES	PESO TARA (gr)		PESO MUESTRA + TARA (gr)	PESO SECO (gr)	PESO AL NATURAL (g)	PESO SECO (g)	CONT. HUMEDAD %	PROMEDIO CONTENIDO DE HUMEDAD %
		A		B	C	D=B-A	E=C-A	$\frac{D-E}{E} \times 100$	
5-15	7.00	CH	17.70	35.10	31.50	17.40	13.80	26.09	26.09
		T*	17.20	24.20	22.8	7	5.6	25.00	
15-25	17.00	H*	14.60	20.40	19.30	5.8	4.7	23.40	24.20
		1P	18.40	25.70	24.40	7.3	6	21.67	
25-35	28.00	24	14.60	21.80	20.60	7.2	6	20.00	20.83
35-45	42.00	J'	18.00	31.30	29.20	13.3	11.2	18.75	18.75

Fuente: Propia.

Tabla 24: Contenido de humedad. Ensayo límite plástico. Perforación margen derecho

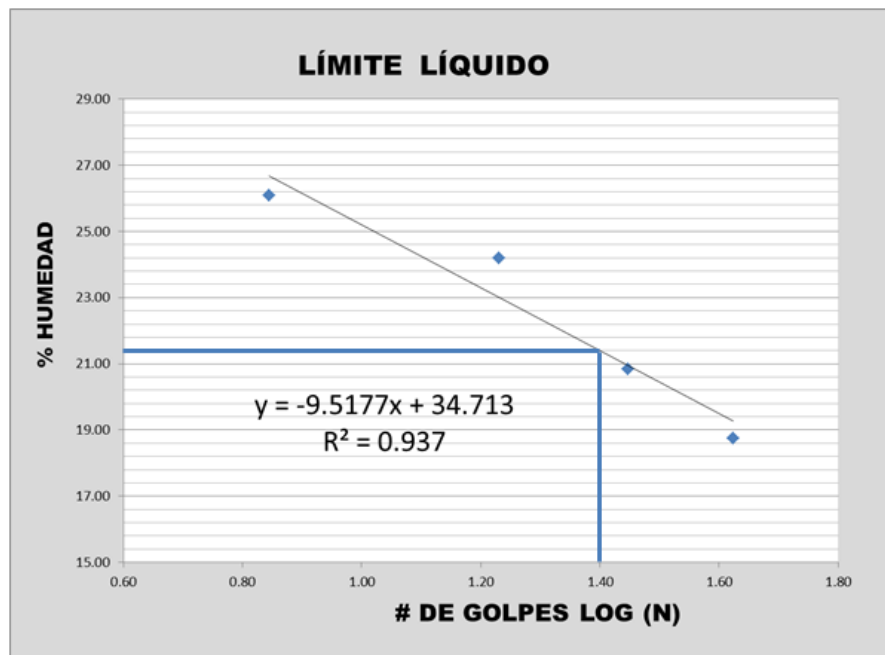
LÍMITE PLÁSTICO							
PESO TARA (gr)		PESO MUESTRA + TARA (gr)		PESO AL NATURAL (g)		CONT. HUMEDAD %	PROM CONT. HUMEDAD %
A		B		D=B-A		$\frac{D-E}{E} \times 100$	
5A	18.20	19.30	19.00	1.10	0.80	37.50	40.18
11	14.50	15.00	14.85	0.50	0.35	42.86	

Fuente: Propia.

Tabla 25: Número de Golpes. Límite Líquido. Perforación margen derecho

LÍMITE LÍQUIDO		
LOG (N)	No GOLFES	% HUMEDAD
0.85	7.00	26.09
1.23	17.00	24.20
1.45	28.00	20.83
1.62	42.00	18.75

Fuente: Propia.



Fuente: Propia.

Figura 20. Límite Líquido. Perforación margen derecho.

Tabla 26: Índice de Plasticidad. Perforación margen derecho.

LÍMITE LÍQUIDO		
LOG (N)	No GOLFES	% HUMEDAD
0.85	7.00	26.09
1.23	17.00	24.20
1.45	28.00	20.83
1.62	42.00	18.75
1.40	25.00	21.41
IP	-18.77	NP

Fuente: Propia.

Cuando no pueda determinarse uno de los dos límites (IP ó IL) o la diferencia es negativo, informar el índice de plasticidad como **NP** (no plástico).

- **PERFORACIÓN MARGEN IZQUIERDO.**

Tabla 27: Contenido de humedad. Ensayo límite líquido. Perforación margen izquierdo.

ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO								
PERFORACIÓN ORILLA DERECHA				PESO DE LA MUESTRA			150.00	g
RANGO	GOLPES	PESO TARA (gr)		PESO MUESTRA + TARA (gr)	PESO SECO (gr)	PESO AL NATURAL (g)	PESO SECO (g)	PROMEDIO CONTENIDO DE HUMEDAD %
		A		B	C	D=B-A	E=C-A	$\frac{D-E}{E} \times 100$
5-15	8.00	P8	18.30	30.50	28.40	12.20	10.10	20.79

Fuente: Propia.

Cuando no pueda determinarse uno de los dos límites (IP ó IL) o la diferencia es negativo, informar el índice de plasticidad como **NP** (no plástico).

5.4.6 DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO:

El peso específico de una sustancia es el peso de la unidad de volumen.

Se obtiene dividiendo un peso conocido de la sustancia entre el volumen que ocupa. $P_c = p/v$

Saturado superficialmente seco SSS: Condición en la cual los poros permeables de las partículas del árido se llenan con agua al sumergirlos por un determinado periodo de tiempo, pero sin agua libre en la superficie de las partículas.

5.4.6.1 Equipo y Herramientas.

- Horno.
- Bandejas.
- Picnómetro.
- Molde Truncocónico.
- Agua.
- Balanza.

5.4.6.2 Procedimiento del Ensayo.

-Normas.-

Esta norma establece el método de ensayo para determinar: la densidad, la densidad relativa y la absorción del árido.

- ASTM C-128.
- NTE INEN 856:2010.

5.4.6.3 Condición saturada superficialmente.-

- La muestra obtenida del ensayo SPT pesar en una bandeja cualquiera.
- Sobresaturar la muestra de árido fino llenando el recipiente con agua durante 24 ± 4 horas, etiquetar las muestras.
- Luego de transcurrido el período de saturación, retirar el agua contenida en el recipiente, con la precaución de evitar la pérdida de finos.
- Secar la muestra esparciéndola sobre una superficie plana, no absorbente, revolviéndola continuamente para obtener un secado uniforme.
- Tomar el molde troncocónico y asentarlo en una superficie lisa no absorbente, llenarlo en su totalidad con una parte del árido fino parcialmente seco para finalmente apisonar 25 veces con el compactador, cada caída debe iniciar aproximadamente 5mm sobre la superficie del árido.
- Levantar el molde en forma lenta y vertical: si conserva la forma del molde significa que la muestra todavía contiene humedad superficial. Caso contrario continuamos revolviendo la muestra hasta que el árido se desmorone un poco al retirar el molde, obteniendo así su estado de superficie saturado seco (SSS).

5.4.6.4 Ensayo gravimétrico para el peso específico:

- Pesar el picnómetro vacío.
- Tomar cierta cantidad de la muestra en SSS e introducirla inmediatamente en el picnómetro; registrar el peso del picnómetro más árido en SSS.
- Llenar con agua el picnómetro hasta un 90% de su capacidad.
- Agitar el picnómetro con movimientos lentos circulares para eliminar las burbujas de aire.
- Completar el nivel de agua hasta su aforamiento.
- Pesar y registrar el conjunto picnómetro, agua y muestra.
- Vaciar el picnómetro, limpiarlo y secarlo.
- Tabular la masa del picnómetro calibrado.
- Calcular y tabular Masa del árido en SSS, Volumen Desalojado y finalmente el Peso Específico.

5.4.6.5 Cálculos y tabulación de resultados:

Tabla 28: Peso específico Suelo Margen izquierdo.

PESO ESPECIFICO PROFUNDIDAD 2,50 (Margen izquierdo)			
A	Masa Picnómetro vacío	496,00	Unidad
B	Masa Picnómetro + árido en SSS	741,00	g.
C	Masa Picnómetro + árido en SSS + agua	1501,00	g.
D	Masa Picnómetro + agua (Calibrado)	1389,00	g.
E = B - A	Masa árido en SSS	245,00	g.
F = D + E - C	Volumen desalojado	133,00	g/cm ³
G = E / F	Peso Específico	1,84	g/cm³

Fuente: Propia.

Tabla 29: Peso específico Suelo Margen derecho.

PESO ESPECIFICO PROFUNDIDAD 3,50 (Margen Derecho)			
A	Masa Picnómetro vacío	496,00	Unidad
B	Masa Picnómetro + árido en SSS	796,00	g.
C	Masa Picnómetro + árido en SSS + agua	1529,00	g.
D	Masa Picnómetro + agua (Calibrado)	1386,00	g.
E = B-A	Masa árido en SSS	300,00	g.
F = D + E - C	Volumen desalojado	157,00	g/cm ³
G = E / F	Peso Específico	1,91	g/cm³

Fuente: Propia.

5.4.7 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO.

El método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

La capacidad de carga admisible puede calcularse a partir de "N", utilizando cualquiera de las teorías plenamente estudiadas o bien por formulas empíricas, también para efectuar el cálculo se debe considerar el tipo de suelo encontrado en la exploración.

Además de la capacidad de carga admisible (presión admisible del suelo), la información de campo, los resultados de laboratorio y los cálculos que se realizan, nos permiten definir el tipo de cimentación y el nivel de desplante de la cimentación.

Otro parámetro que se puede determinar a partir del N obtenido y de la clasificación posterior del suelo, es el Grado de Compacidad en caso de suelos arenosos y la Consistencia en caso de suelos arcillosos, esto mediante tablas que relacionan los mencionados valores:

Tabla 30: Relación entre el grado de Compacidad, Ángulo de fricción Interna y el Número de golpes del SPT.

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	ϕ
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Fuente: ASTM D 1586.

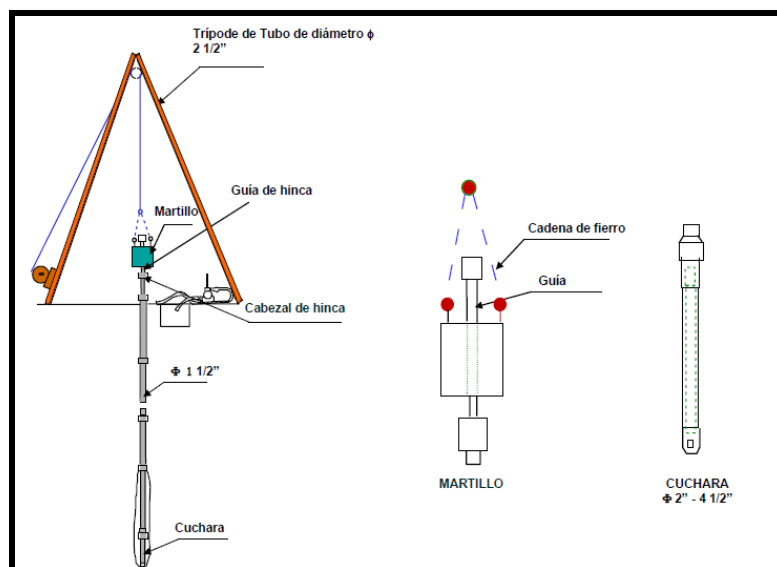
Tabla 31: Relación entre la consistencia, Resistencia a la compresión simple y el Número de golpes del SPT.

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm ²) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

Fuente: ASTM D 1586.

5.4.7.1 Equipo y Herramientas.

- Trípode
- Polea
- Motor
- Cuerda
- Martinete
- Barrenos
- Muestreador o cuchara partida con las siguientes características.
Largo: 50 cm
Diámetro exterior: 51 mm
Diámetro interior 35 mm
Peso total 70 N - 16 lb
- Llaves
- Fundas plásticas
- Flexómetro



Fuente: Propia.

Figura21. Elementos del equipo del SPT

5.4.7.2 Procedimiento.

Normas.- **ASTM D 586.**

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

5.4.7.3 Procedimiento de perforación:

- Deberá hacerse avanzar la perforación por incrementos, de manera que permita una toma de muestras intermitente o continua, los intervalos y profundidades de 0.15 m en estratos homogéneos, con su muestreo o en cada variación de los estratos.
- Se aceptará cualquier procedimiento de perforación que proporcione un agujero limpio y estable, antes de insertar el "muestreador" y que garantice que el ensayo de penetración se efectúa sobre suelos esencialmente inalterados.
- Después que haya avanzado la perforación hasta la profundidad deseada y que se hayan limpiado los sobrantes de la excavación se prepara el muestreo con la secuencia de operaciones siguientes:
 - Conéctese la cuchara partida a la tubería de perforación, dejándolo caer suavemente, sin

permitir que se introduzca dentro el suelo que va a ser muestreado.

- Colóquese el martillo en posición e instálase el yunque en la parte superior de la tubería de perforación.
- Déjese en reposo el peso muerto del "muestreador", tubería y cabezote, sobre el fondo del hueco y aplíquese un golpe de asentamiento. Si se hallan sobrantes excesivos en el fondo del hueco, extraíga-se el "muestreador" y la tubería para eliminar los sobrantes.
- Márquese el extremo superior de la tubería de perforación en tres incrementos sucesivos de 0.15 m de manera que el avance del "muestreador" bajo el impacto del martillo, pueda ser observado fácilmente para cada incremento de 0.15 m (6").
- Hínquese el "muestreador" con golpes del martillo de 63.5 kg (140 lb), con caída de 0.76 m (30"), cuéntese el número de golpes aplicados a cada incremento de 0.15 m, hasta cuando ocurra una de las siguientes condiciones.
 - Que se haya aplicado un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 0.15 m vistos en el numeral.
 - Que se haya aplicado un total de 100 golpes para 0.30 m (12").
 - Que no se observe avance del "muestreador" mediante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.

- Regístrese el número de golpes-requeridos para efectuar cada 0.15 m (6") de penetración o de la fracción correspondiente. Se considera que los primeros 0.15 m (6") son para una penetración de asentamiento. La suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer avance de 0.15m de penetración, se llama la "resistencia a la penetración normal" o valor "N".
 - Si el "muestreador" se introduce menos de 0.45 m (18"), el número de golpes para completar cada incremento de 0.15 m (6") y para cada incremento parcial deberá anotarse en el registro de la perforación.
 - Para incrementos parciales, la penetración deberá informarse con aproximación a 25 mm (1"), en adición al número de golpes. Si avanza el "muestreador" por debajo del fondo del hueco bajo el peso estático de la tubería de perforación o bajo el peso de ésta más el peso estático del martillo, deberá anotarse esta información en el registro de la perforación.
- La elevación y caída del martillo de 63.5 kilogramos (140 libras), deberá obtenerse empleando cualquiera de los siguientes métodos. Empleando para la caída del martillo un sistema semiautomático o automático que levante los 63.5 kilogramos (140 libras) del martillo y los deje caer sin ningún obstáculo en $0.76 \text{ m} \pm 25 \text{ mm}$ (30 $\pm$ 1.0").
- Extraer el "muestreador" a la superficie y abra. Regístrese el porcentaje de recuperación o longitud de la

muestra recobrada. Describese la muestra de suelo recuperado en cuanto a su composición, color, estratificación y condición; colóquense luego una o más partes representativas de la muestra en frascos o recipientes sellados para el ensayo de humedad, sin que se compacte o distorsione cualquier estratificación aparente.

- Séllese cada recipiente para evitar la evaporación de la humedad del suelo. Pónganse etiquetas a los recipientes con el nombre de la obra, el número de la perforación, la profundidad, la cuenta de golpes para cada incremento de 15 mm (6") y la descripción del material. Protéjanse las muestras contra cambios extremos de temperatura.

5.4.7.4 Ubicación de perforaciones.



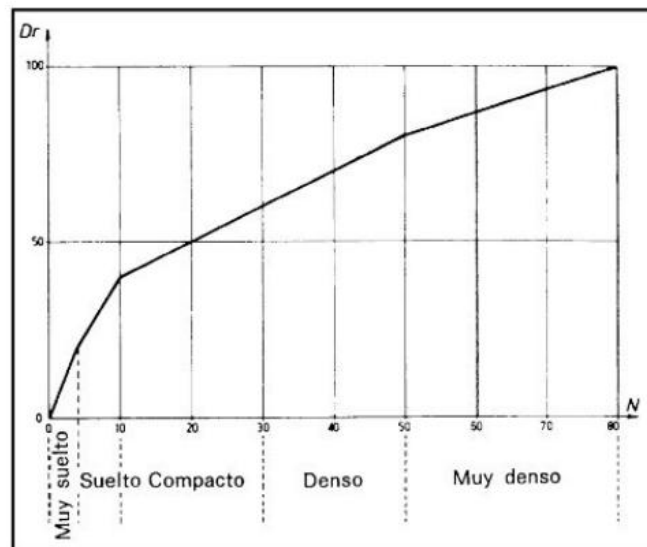
Fuente: Propia.

Figura22. Ubicación perforaciones del ensayo SPT.

5.4.7.5 Correlaciones en suelos granulares.

- Densidad Relativa

Terzaghi y Peck (1948) publicaron la primera correlación entre N_{SPT} y la Densidad Relativa ($DR\%$), válida para arenas cuarzosas (ver figura adjunta).



Fuente: Muelas Ángel, Manual de Mecánica del suelo y cimentaciones.

Figura 23. Densidad Relativa - N_{SPT} .

En base a los valores de la $DR\%$, Terzaghi y Peck establecieron lo que hoy es un clásico sistema de clasificación de las arenas según su compactación. El índice N_{SPT} está relacionado con la compactación de las arenas. Terzaghi y Peck propusieron la siguiente relación:

Tabla 32: Relación de Compactación.

N_{SPT}	Compactación
0-4	Muy floja
5-10	Floja
11-30	Media
31-50	Densa
>50	Muy densa

Fuente: Muelas Ángel, Manual de Mecánica del suelo y cimentaciones.

-Ángulo de Fricción Interna

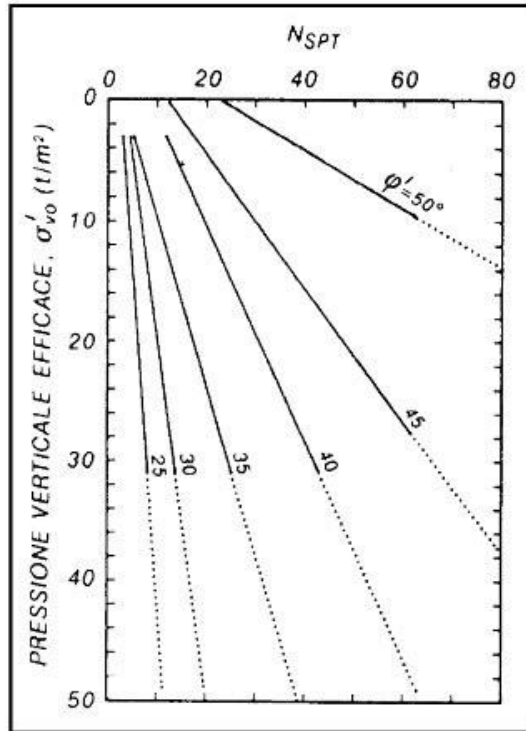
Los datos que se obtienen

del ensayo SPT permiten estimar el ángulo de fricción interna de los materiales granulares, bien indirectamente, deducido

de los valores estimados de la densidad relativa, bien directamente a partir del valor N_{SPT} (tendencia actual).

Existen otras correlaciones

directas entre el valor de N_{SPT} y el ángulo de fricción interna. En la figura siguiente se presenta la correlación de De Mello (1971):



Fuente: Muelas Ángel, Manual de Mecánica del suelo y cimentaciones.
Figura 24. Presión Vertical - N_{SPT} .

Existe una correlación evidente entre el ángulo de fricción de los suelos granulares y el índice $N(SPT)$. La mayoría de las relaciones propuestas se basan en la definición de Schmertmann que puede aproximarse con la siguiente expresión analítica:

$$\tan \phi = \frac{N_{SPT}}{12.2 + 20.3 \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$$

Dónde:

ϕ = Ángulo de rozamiento.

N_{SPT} = Índice del ensayo SPT.

σ'_{v0} = Presión vertical efectiva al nivel del ensayo.

P_a = Presión de referencia (1 bar = 100 kPa).

- Cálculo para el ángulo de fricción interna.

Para el margen Izquierdo se reemplazan los datos:

$$\tan \phi = \frac{48}{12.2 + 20.3 \frac{18.00 \text{ T/m}}{10.197 \text{ T/m}}} \therefore \phi = 44.98 \cong 45^\circ$$

Para el margen Derecho se reemplazan los datos así:

$$\tan \phi = \frac{48}{12.2 + 20.3 \frac{17.00 \text{ T/m}}{10.197 \text{ T/m}}} \therefore \phi = 44.34 \cong 44^\circ$$

5.4.7.6 Cálculos y Tabulación de Resultados.

Tabla 33: Ensayo SPT y Esfuerzo Admisible del Suelo. Margen Izquierdo

PERFORACIÓN MARGEN IZQUIERDO											
Z (m)	N (SPT)	10	20	30	40	50	N PROMEDIO ESTRATO	GRADO DE COMPACIDAD	RP (Kg/ cm2)	q adm (kg/cm2)	TIPO DE SUELO
0.4	9						12	0.42	36	0.90	SP-SM
0.9	15								60	1.50	SP-SM
1.4	32						35	0.65	128	3.20	SP-SM
1.9	38								152	3.80	SP-SM
2.4	47						48	0.78	188	4.70	SP-SM
2.9	48								192	4.80	SP-SM

Fuente: Propia.

Tabla 34: Ensayo SPT y Esfuerzo Admisible del Suelo. Margen Derecho

PERFORACIÓN MARGEN DERECHO											
Z (m)	N (SPT)	10	20	30	40	50	N PROMEDIO ESTRATO	GRADO DE COMPACIDAD	RP (Kg/ cm2)	q adm (kg/cm2)	TIPO DE SUELO
1.3	8						11	0.41	32	0.8	SM
1.8	13								52	1.3	SM
2.3	28						33	0.63	112	2.8	SM
2.8	32								128	3.2	SM
3.3	38						44	0.74	152	3.8	SM
3.8	42								168	4.2	SM
4.3	44								176	4.4	SM
4.8	45								180	4.5	SM

Fuente: Propia.

Dónde:

Resistencia a la penetración (Rp) = $N \cdot 4$.

Presión admisible del suelo q adm= $N/10$.

N= número de golpes.

5.5 INFORME GEOLÓGICO PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.5.1 GEOLOGÍA DE LA ZONA:

Los suelos tienen origen volcánico, predominan los entisol y mollisol, en esta área el suelo está relacionado con la actividad volcánica del cuaternario reciente de los volcanes localizados en esta área como por ejemplo el Chimborazo.

- Los suelos de tipo entisol.- son productos de la desintegración de depósitos volcánicos piroclásticos de grano fino a medio-arena-limoso,

de color café claro a oscuro, conocidos como podsoles.

- Los suelos de tipo molisol.- se localizan en zonas de pastizales, contienen materia orgánica, su color es café oscuro a negro, grano medio a fino-limo arenoso-arcilloso, con contenido de humus. por húmedo están relacionados con los andosoles.

5.5.2 Geomorfología.

Regionalmente esta zona corresponde a la denominada depresión Interactiva, rasgo morfológico con que se denomina a un hundimiento tectónico limitado por fallas longitudinales de dirección general N-S, que posteriormente ha sido afectada por diferentes episodios volcánicos, originando fases acumulativas para luego ser disecadas por la erosión fluvial.

La altiplanicie de Tapi, que va desde los 2500 a 3000 m.s.n.m, donde se encuentra asentada la ciudad de Riobamba, presenta un predominio de pequeñas colinas con cimas redondeadas y zonas planas, y su morfogénesis está relacionada con las diferentes fases de relleno y depósitos de materiales detríticos en su basamento, los cuales fueron posteriormente cubiertos por potentes depósitos volcánicos provenientes del Chimborazo, de tipo nube ardiente, laharíticos y flujos de lava, uno de los cuales llegó inclusive cerca de la localidad de Guano. A su vez, estos materiales fueron fosilizados por depósitos piroclásticos predominantemente constituidos por ceniza volcánica. Hacia el Norte, el río Guano y su conjunto de formas aluviales delimitan la planicie de Tapi, mientras que hacia el Sur limita esta planicie un sistema de terrazas originada por la actividad volcánica y acción fluvial predominante del río Chambo.

5.5.3 Litología.

La geología de la zona está representada por depósitos de origen volcánico y fluvio-lacustre del cuaternario de la formación de Riobamba de la edad pleistocénica, cubierta por estratos, la ceniza y pómez (piroclastos) de diferente espesor.

a). Metamórficos (orogenia laramídica)

Constituida por esquistos, cuarcitas y metavolcánicos, en la parte oriental predominan los esquistos serecíticos con abundancia de laminillas de muscovita, aflorando también gneis altamente meteorizado. Por las características petrográficas y la ubicación de la

cordillera Real, las rocas metamórficas de la zona se consideran como pertenecientes a la serie Paute, y se le atribuye al mesozoico, pues pertenece al metamorfismo ocasionado de la orogenia laramídica.

b). Formación Yaruquíes

Consiste de areniscas finas y gruesas amarillas-rojizas intercaladas con conglomerados. Los cantos de los conglomerados son de andesitas y cuarcitas. No se tienen edades en esta formación, pero por correlaciones estratigráficas se cree es del Plioceno.

c). Aluviales (holoceno)

Su génesis puede estar asociado a los deslizamientos en masa, pues cada deslizamiento ha formado una represa natural en el río y, al ser embalsadas temporalmente las aguas, se han acumulado los materiales de arrastre para formar terrazas que ahora aparecen a muy distintos niveles sobre el cauce actual del río Chambo. El material que integra las terrazas es de características muy similares en todas ellas: gravas con cantos bien rodados de naturaleza volcánica y metamórfica, con niveles arenosos y ocasionalmente piroclásticos.

d). Cangahua

La Cangahua corresponde a tobas meteorizadas de color café amarillento. Es muy común en la serranía norte y centro, hasta Alausí, desde donde más al Sur ya no se la encuentra.

Se halla cubriendo gran parte de la zona de Riobamba, resulta difícil establecer la potencia, pero se estima un espesor de hasta 60 m, su edad es Pleistoceno Tardío (PLAN DE DESARROLLO DE LA PROVINCIA DEL CHIMBORAZO). (Ver Anexo L).

5.5.4 MARCO TECTÓNICO REGIONAL.

El Ecuador se encuentra localizado en una zona límite de placas de convergencia que involucra un proceso de subducción.

La Placa Nazca se forma a partir de la cordillera submarina del Pacífico Oriental y es empujada hacia el este, frente a las costas sudamericanas se crea la cordillera Centro - Oceánica Submarina del Atlántico medio y es empujada hacia el oeste con una velocidad de alrededor de 3 cm/año. El área de Riobamba está conformada por material volcánico proveniente de los volcanes Chimborazo 6310 m.s.n.m. y Carihuairazo 5102 m.s.n.m. Su relieve responde a la acción volcánica, glacial y sedimentos durante la época del pleistoceno. Los afloramientos entre Riobamba y Guamote están relacionados con el levantamiento de la depresión en dirección sur, limitándose los rellenos a las pequeñas

fosas tectónicas locales de la falla Guamote - Palmira. La zona de intervención del proyecto se encuentra asociada con la gran falla de Pallatanga.

Los principales accidentes tectónicos regionales de edad cenozoica presentes en el país y que podrían tener influencia sobre la zona de intervención son los siguientes.

El sistema de fallas de empuje del frente andino oriental, el cual absorbe la deformación compresiva este -oeste del bloque norandino respecto al continente sudamericano.

El sistema de fallamiento Chingual - Pallatanga - Guayaquil, de sentido transcurrente dextral, relacionado con el movimiento hacia al noreste del bloque norandino.

El fallamiento inverso de sentido norte - sur reconocido en el Callejón Interandino considerado como resultado de la interacción de los sistemas anteriores.

a) Falla Pallatanga

Tiene su inicio en el Golfo de Guayaquil, continuando por Naranjal y Pallatanga, atraviesa la Cordillera Oriental en la zona de Pisayambo, donde toma un rumbo norte - sur hasta la falla Chingual y continúa en Colombia. El segmento ubicado a lo largo del río Pangor, entre Pallatanga y Cajabamba, es uno de los más activos y con mejor expresión morfológica en el Ecuador.

b) Fallas de Guamote Palmira

Un sistema de falla con claras evidencias morfológicas de movimiento transcurrete dextral, se proyecta desde Guamote hacia el sur, siguiendo el valle de Palmira y luego hacia Tixán. Su prolongación más hacia el sur no es muy clara ya que se enmascara con los grandes deslizamientos presentes en la zona de Alausí. Muy cerca hacia el norte, en el Sector de Columbe y el río Gaushi se encuentran evidencias de transcurrencia dextral y de algunas zonas de extensión, Aunque proyectan este sistema hacia el norte de Guamote hasta la ciudad de Riobamba.

c) Fuentes de sismos ocurridos

En la tabla se detalla los mayores eventos producidos para nuestra área geográfica.

Tabla 35: Intensidad de sismos en Escala de Mercalli

Nº	FECHA	EPICENTRO		INTENSIDAD MÁXIMA	PROVINCIAS AFECTADAS
		LAT.	LONG.		
1	1645 03 15	-1.68	-78.55	IX	Chimborazo, Tungurahua
2	1674 08 29	-1.70	-79.00	IX	Chimborazo, Bolívar
3	1698 06 20	-1.45	-78.30	X	Tungurahua, Chimborazo
4	1786 05 10	-1.70	-78.80	VIII	Chimborazo
5	1797 02 04	-1.43	-78.55	XI	Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi, parte de Bolívar y

Fuente: Catalogo de Terremotos del Ecuador - Intensidades - Instituto Geofísico.

En esta región se destacan, en número de ocurrencia respecto a otras regiones, la mayoría de eventos sísmicos más destructivos ocurridos en el país, tales como: El terremoto de Riobamba ocurrido en abril de 1797 de intensidad máxima de XI; por sus efectos, el mayor terremoto ocurrido en territorio ecuatoriano desde tiempos históricos hasta la actualidad.

Se estima que este evento fue originado en la falla Pallatanga, en el segmento Pangor, y que lo pondría muy cerca del reporte epicentral, en la antigua ciudad de Riobamba. (Ver Anexo M).

5.5.5 RIESGOS NATURALES.

La zona destinada al proyecto presenta zonas de considerable riesgo sísmico y volcánico que podrían poner en peligro las obras civiles existentes y las futuras a ser ejecutadas, razón por la cual es importante tener en cuenta este tipo de riesgos.

a). Amenazas sísmicas

El grado de amenaza para nuestra área de estudio es elevado, al estar influenciados por los sistemas regionales antes mencionados. Los terremotos y sismos pueden causar varias formas de sacudimientos, ruptura e inestabilidad del terreno, por tanto afecta a la infraestructura en un sitio determinado.

b). Amenazas volcánicas

Los fenómenos volcánicos que podrían afectar se relacionan con una potencial erupción de los volcanes Tungurahua y Chimborazo. Actualmente, el volcán Tungurahua es el mayor exponente del riesgo volcánico del país. (Ver Anexo N y O).

5.6 INFORME HIDROLÓGICO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.6.1 ANTECEDENTES.

5.6.1.1 Aspectos hidrometeorológicos de la cuenca de la Quebrada Bunque.

- Clima: Tiene un clima templado interandino (Temperatura promedio de 14°C).
- Precipitación: Su precipitación media anual varia de 250 a 500mm.
- Humedad Relativa: Humedad relativa de 67.27%.
- Topografía: topográficas montañosas con alturas que fluctúan desde los 2735 a 3400 m.s.n.m, encontrándose los sectores de mayor altitud al Noroeste, y los más bajos al Sureste del mismo. Entre las elevaciones con relevancia tenemos a la Loma Chipate y la Loma Cachahuay.
- El principal sistema hidrográfico de la zona de influencia del proyecto son quebradas intermitentes y se compone de:
 - La quebrada Bunque (Quebrada donde se implantará el puente): La cual se forma de los afluentes de la quebrada Tarazana y la quebrada Yaruquíes.
 - La quebrada Tarazana: La cual se forma de los afluentes de la quebrada Penicahuán y la quebrada Paccha.
 - La quebrada Yaruquíes: La cual aguas arriba se denomina quebrada Mactus.
 - La quebrada Paccha: La cual se forma de los afluentes de la quebrada Iñajon y la quebrada Chaquicahuay.

5.6.2 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS Y CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA DE LA QUEBRADA BUNQUE.

Para el estudio y determinación de los parámetros geomorfológicos de la subcuenca del río Chibunga (Cuenca de la quebrada Bunque) fue necesario adquirir los planos topográficos de la zona, en el Instituto Geográfico Militar (IGM), con curvas de nivel de la zona a escalas 1:50.000. (Ver Anexo P)

5.6.2.1 Delimitación y área de la cuenca.

Al iniciar un estudio geomorfológico se debe empezar por determinar los límites de la cuenca del río.

La cuenca de la quebrada Bunque se delimitó en las cartas topográficas del IGM desde el punto de interés, que en este caso es la ubicación del puente en las coordenadas (759963.00; 9813891.00) en la cota 2749.00 m.s.n.m.

Para determinar el área se escaneó el mapa cartográfico con la cuenca delimitada y se importaron las imágenes al programa AUTOCAD. Con ayuda de este programa se halló el área de la cuenca de la quebrada Bunque.

Como resultado se obtuvo que el área de la cuenca es de 1045 Ha (10.45 Km²). (Ver Anexo Q).

5.6.2.2 Cota alta y baja de la cuenca.

La cota alta de la cuenca de la quebrada Bunque es de: 3400.00 m.s.n.m.

La cota baja de la cuenca de la quebrada Bunque es de: 2745.00 m.s.n.m. En la ubicación del puente.

5.6.2.3 Perímetro de la cuenca y longitud del cauce

El perímetro de la cuenca del río Chibunga también se determinó con ayuda del AUTOCAD.

Como resultado se obtuvo que el perímetro de la cuenca es de 15890.07 (15.89 Km), y la longitud del cauce es de 7.01 Km. (Ver Anexo R)

5.6.2.4 Cálculo del coeficiente de forma de Horton (Kf).

Este factor indica la tendencia de la cuenca a las crecientes.

Dónde:

A = área de la cuenca en Km²
L = longitud delcauce principal km

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

- Cálculo de Kf:

$$Kf = \frac{10.45 \text{ km}^2}{(7.01 \text{ km})^2}; \quad Kf = 0.21$$

El cual nos indica que es una cuenca ligeramente achatada ($Kf < 1$) por ende no es propensa a concentrar el escurrimiento de una lluvia (no se produce crecidas súbitas).

5.6.2.5 Cálculo del coeficiente de compacidad (Kc)

Es un número adimensional que varía con la forma de la cuenca. Cuanto más irregular la forma mayor su coeficiente. Es importante ya que se puede tener una idea de la cantidad de esorrentía para un área e intensidad de lluvia.

El índice de Gravelius está dado por la relación entre el área de un círculo equivalente cuyo perímetro es el perímetro de la cuenca (P), que es la misma longitud del parte aguas y el área de la cuenca. Cálculo del Coeficiente de Compacidad

$$Kc = 0.28 * \frac{P}{A^{1/2}}$$

$$Kc = 0.28 * \frac{15.89 \text{ km}}{\sqrt{10.45 \text{ km}^2}}; \quad Kc = 1.37$$

Dónde:

P: perímetro de la cuenca km.

A: área de la cuenca km².

El valor del coeficiente de compacidad de 1,37 confirma una forma oval-elíptica para la cuenca; además la tendencia de no concentrar grandes volúmenes de aguas de escurrimiento.

5.6.2.6 Cálculo del índice de alargamiento (I_A).

Este índice propuesto por Horton relaciona la longitud máxima (Lm) encontrada en la cuenca medida en sentido del río principal y en el ancho máximo (B) medido en la cuenca en sentido perpendicular.

$$I_A = \frac{Lm}{B}$$

Dónde:

Lm =Longitud máxima encontrada en el sentido del río principal en m. (Ver Anexo R)

B =Ancho máximo de la cuenca en m. (Ver Anexo R)

Cuando I_A es mayor a 1, se trata de cuencas alargadas y para valores cercanos a uno, se trata de una cuenca cuya densidad de drenaje presenta forma de abanico y puede tenerse un río principal corto.

$$I_A = \frac{6333m}{2772.36m}; \quad I_A = 2.28$$

Como I_A es > 1 la cuenca de la quebrada Bunque es moderadamente alargada.

5.6.2.7 Cálculo de la pendiente de la cuenca.

Guarda relación directa con la infiltración, humedad del suelo, aguas subterráneas, escurrimiento superficial. Incide y define el tiempo de concentración, viaje y el escurrimiento superficial.

La pendiente de la cuenca influye en buena parte la velocidad con que se da la esorrentía superficial y afecta, por lo tanto, el tiempo que lleva el agua de lluvia para concentrarse en los lechos fluviales que constituyen la red de drenaje de las cuencas.

- Para determinar la pendiente de la cuenca de la quebrada Bunque se utilizó el método de Horton:

$$P_{vert} = \frac{n \cdot e}{\sum l_{vert}}$$

Dónde:

n = número de intersecciones de curvas de nivel con los ejes verticales.

e =equidistancia entre curvas de nivel (metros).

$\sum l_{vert}$ = suma de las longitudes de las verticales de la cuadrícula (metros).

Criterio de Horton.- Consiste en trazar una malla de cuadrados sobre la proyección planimetría de la cuenca orientándola según la dirección de la corriente principal.

Para determinar la pendiente en el sentido horizontal se utiliza la misma fórmula con la única diferencia de que se cuentan el número de intersecciones de las curvas de nivel con las líneas horizontales. (Ver Anexo S).

Para la cuenca de la quebrada Bunque se tiene:

$$P_{\text{vert}} = \frac{21 * 200}{20\,713.31} = 0.20$$

$$P_{\text{horiz}} = \frac{16 * 200}{21\,582.63} = 0.15$$

Para hallar la pendiente media de la cuenca simplemente hacemos un promedio de ambas:

$$P_{\text{media de la cuenca}} = \frac{0.20 + 0.15}{2} = 0.175$$

5.6.3 DETERMINACION EL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA DE LA CUENCA DE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.6.3.1 Tipos de suelos de la cuenca de la Quebrada Bunque

Para determinar los tipos de suelos que presenta la cuenca nos basamos en el Mapa de suelos de la Ciudad de Riobamba emitidos por el MAGAP (Ministerio de Agricultura Ganadería Acuacultura y Pesca). (Ver Anexo T)

En el mapa se puede visualizar que en la cuenca de la quebrada Bunque se encuentran suelos tipo C, y H.

- Suelos tipo C.- suelos poco profundos, erosionados; localizados sobre una capa dura cementada (cangahua), con textura arenosa.
- Suelos tipo H.- suelos negros, profundos, franco arenosos, derivados de materiales piroclásticos, con menos de 30 % de arcilla.

La Tabla incluye los porcentajes de ocupación de cada uno de estos suelos.

Tabla 36: Tipos de Suelos en la cuenca de la Quebrada Bunque.

Tipo de suelo (%)	
C	H

81.48 18.52

Fuente: Propia.

5.6.3.2 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía, C , se estima en base a las características hidrogeológicas de las cuencas. En la literatura especializada de hidrología se publican tablas con valores de C en función, generalmente, de tres aspectos que se consideran determinantes en la generación de escorrentía como consecuencia de tormentas de lluvias:

- La cobertura.
- El tipo de suelo
- Pendientes del terreno.

5.6.3.3 Tabla de Coeficiente de Escorrentía "C"

Tabla 37: Coeficientes de Escorrentía.

COBERTURA VEGETAL		PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNC	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPREC
		> 50 %	20 %	5 %	1 %	< 1 %
SIN VEGETACIÓN	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMIPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS, VEGETACIÓN LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES, DENSA VEGETACIÓN	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

FUENTE: H.C.P.CH.

- ✓ Área de la cuenca: 10.45 km^2 : 100%
- ✓ Área sin vegetación con suelos arenosos (Pendientes Altas): $4.12 \text{ km}^2 = 39.45 \%$; **$C=0.45$**
- ✓ Área con pastos y vegetación ligera con suelos arenosos (Pendientes Medias): $5.88 \text{ km}^2 = 60.55\%$; **$C=0.25$**

Coeficiente de escorrentía de la cuenca en estudio= 0.34.

5.6.4 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE LA QUEBRADA BUNQUE.

5.6.4.1 Determinación del caudal máximo.

5.6.4.2 Lluvia de diseño obtenido de las curvas intensidad-duración -frecuencia.

La determinación de las intensidades máximas se realizó en base al documento facilitado por el INAMHI; el modelo establece relaciones funcionales entre la intensidad máxima diaria.

La cuenca hidrográfica del presente estudio se localiza en la zona 33, definida por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, INAMHI, para el estudio de lluvias intensas, establece las siguientes ecuaciones:

$$I_{TR} = 170,39 \cdot t^{-0,5052} \cdot I_{dTR}, \text{ si } 5 \text{ min} < t < 23 \text{ min}$$

$$I_{TR} = 515,76 \cdot t^{-0,8594} \cdot I_{dTR}, \text{ si } 23 \text{ min} < t < 1440 \text{ min}$$

Dónde:

I_{TR} : Intensidad máxima de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h,

I_{dTR} : Intensidad máxima diaria en mm/h para un periodo de retorno dado, y

t: Tiempo de duración de la lluvia en minutos.

Las intensidades máximas diarias I_{dTR} , se determinan de los mapas de isolíneas correspondientes, en función de los periodos de retorno de 5, 10 y 25 años. En los cuales ubicamos la cuenca del presente estudio e interpolamos las líneas isolíneas para encontrar la isolínea correspondiente a nuestra cuenca.

A continuación se detalla los I_{dTR} encontrados:

- **TR= 5 años.** La isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es $I_{dTR} = 2 \text{ mm/h}$.
- **TR=10 años.** Interpolando, la isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es $I_{dTR} = 2.25 \text{ mm/h}$.
- **TR=25 años.** En la cuenca en estudio atraviesan las isolíneas 2 y 3, entonces en este caso

utilizaremos el promedio quedando un $I_{dTR} = 2.5$ mm/h.

- **TR= 5 años.** La isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es $I_{dTR} = 3$ mm/h.

5.6.4.3Tiempo de Concentración:

Es el tiempo en que toma una gota de lluvia en llegar desde el punto más lejano de la cuenca al punto de análisis.

Existen algunas fórmulas para calcular el tiempo de concentración:

Dónde: $t_c = 3,989 * L^{0,77} * S^{-0,385}$
 t_c = Tiempo de concentración (minutos)

L = Longitud del río más alejado de la cuenca (Km)

J = Pendiente media del curso principal (Ver Anexo S)

$$Tc = 3.989 * 7.01^{0.77} * 0.079^{-0.385}$$

$$\underline{Tc: 47.48 \text{ min}}$$

5.6.4.4Método para calcular el caudal máximo

5.6.4.5Aplicación de la Fórmula de Bürkli-Ziegler.

El caudal máximo de escorrentía superficial se ha calculado aplicando la Fórmula de Bürkli-Ziegler. Que viene dada en la siguiente expresión:

Su aplicación puede ser útil en zonas de bastante extensión, por ejemplo de área superior a 200 Ha.

$$Q = 3,90 \cdot A \cdot ITR \cdot C \cdot (S/A)^{1/4}$$

En la que

- Q es el caudal máximo a la salida de la cuenca, en l/s.
- A es la superficie de la cuenca, en Ha.
- ITR es la intensidad de la lluvia en (mm/h).
- C es el coeficiente de escorrentía.
- S es la pendiente de la cuenca

El ITR se lo obtiene de las curvas de intensidad-periodo de retorno con un periodo de retorno de 5 y con el tiempo de concentración (47.48 min), obteniendo así un $ITR = 3.79$ mm/h.

Tabla 38: Intensidad de lluvia para cada período de retorno

TR	I_{dTR}	t_c	I_{TR}
----	-----------	-------	----------

años	mm/h	min	mm/h
5	2.00	47.48	37.38
10	2.25		42.06
25	2.50		46.73
50	3.00		56.08

Fuente: Propia.

Entonces:

➤ Para un tiempo de retorno = 5 AÑOS

$$Q = 3.9 * 1045 \text{ hec} * 37.38 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0.34 * \left(\frac{0.175}{1045}\right)^{1/4}$$

$$Q_{\text{ESCURRE}} = Q_{\text{MAX}} = 5892.23 \text{ l/s} : 5.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Para un tiempo de retorno = 10 AÑOS

$$Q = 3.9 * 1045 \text{ hec} * 42.06 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0.34 * \left(\frac{0.175}{1045}\right)^{1/4}$$

$$Q_{\text{ESCURRE}} = Q_{\text{MAX}} = 6629.94 \text{ l/s} : 6.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Para un tiempo de retorno = 25 AÑOS

$$Q = 3.9 * 1045 \text{ hec} * 46.73 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0.34 * \left(\frac{0.175}{1045}\right)^{1/4}$$

$$Q_{\text{ESCURRE}} = Q_{\text{MAX}} = 7366.07 \text{ l/s} : 7.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Para un tiempo de retorno = 50 AÑOS

$$Q = 3.9 * 1045 \text{ hec} * 56.08 \frac{\text{mm}}{\text{h}} * 0.34 * \left(\frac{0.175}{1045}\right)^{1/4}$$

$$Q_{\text{ESCURRE}} = Q_{\text{MAX}} = 8839.92 \text{ l/s} : 8.84 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.6.4.6 Determinación del caudal mínimo.

Para la determinación del caudal mínimo se consideró que la quebrada Bunque es una quebrada intermitente por lo que el caudal mínimo será 0.

5.6.5 SIMULACIÓN HIDRÁULICA DEL AREA INUNDABLE, USANDO HEC-RAS.

La sección que ocupará un caudal determinado y las áreas cauce que serán inundadas dependen de la

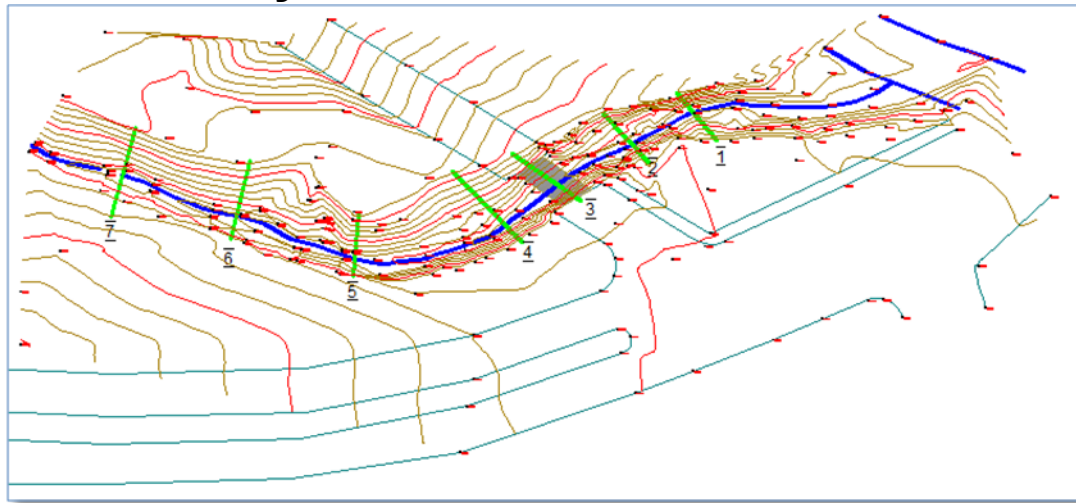
geometría del cauce, de la pendiente y de otros factores. La sección correspondiente a un cierto caudal se puede evaluar mediante la fórmula de Manning o similar, a partir de la sección evaluar la altura del agua y a partir de ésta hacer una estimación de las áreas que serán inundadas.

Para el funcionamiento de HEC-RAS debemos aportar dos tipos de datos: geométricos y de caudales.

Los datos geométricos fundamentales son diversas secciones transversales a lo largo del cauce.

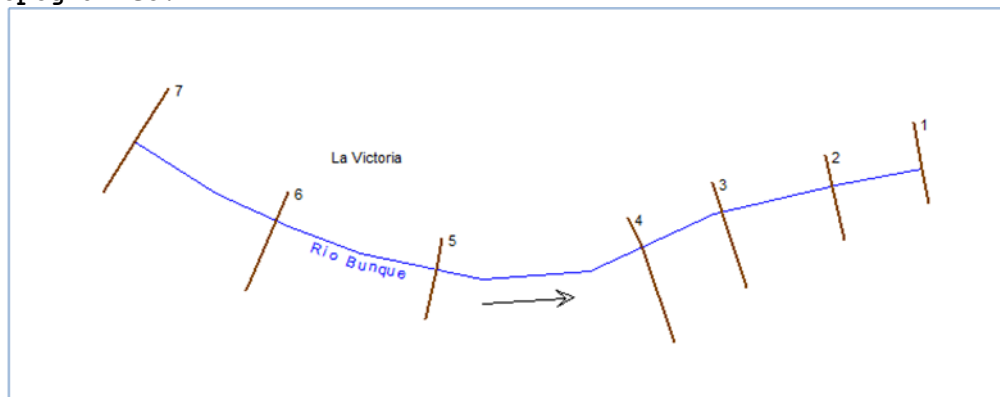
Los caudales para evaluar el efecto producido por un caudal máximo para un periodo de retorno dado.

5.6.5.1 Datos geométricos.



Fuente: Propia.

Figura 25. Ubicación perfiles transversales en el Levantamiento Topográfico.



Fuente: Propia.

Figura26. Ubicación perfiles transversales en HEC RAS.

5.6.5.2 Caudales para diferentes periodos de retorno.

- Para un tiempo de retorno = 5 AÑOS

$$Q_{\text{ESCURRE}} = Q_{\text{MAX}} = 5892.23 \text{ l/s}: 5.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Para un tiempo de retorno = 10 AÑOS

$$Q_{\text{ESCURRE}} = Q_{\text{MAX}} = 6629.94 \text{ l/s}: 6.63 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Para un tiempo de retorno = 25 AÑOS

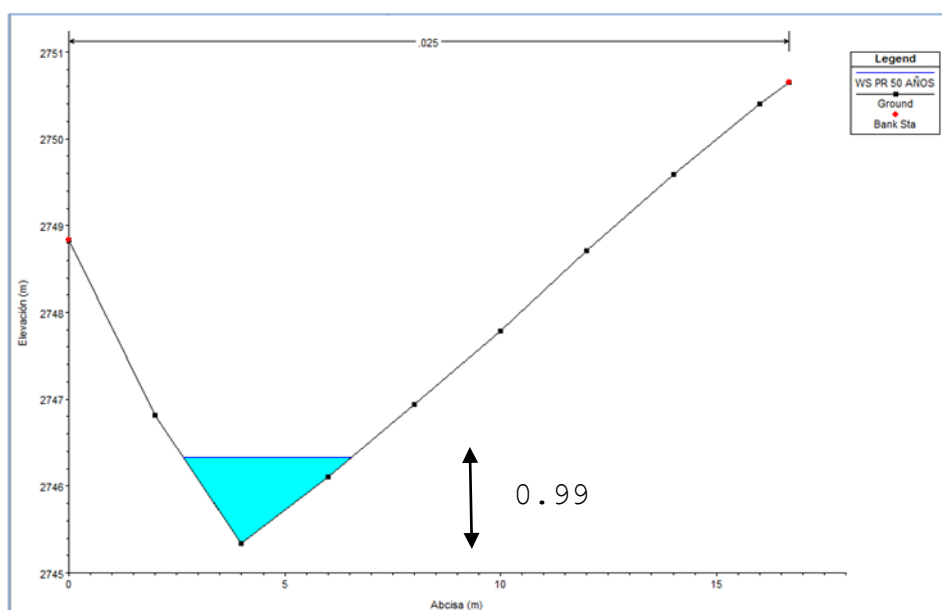
$$Q_{\text{ESCURRE}} = Q_{\text{MAX}} = 7366.07 \text{ l/s}: 7.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Para un tiempo de retorno = 50 AÑOS

$$Q_{\text{ESCURRE}} = Q_{\text{MAX}} = 8839.92 \text{ l/s}: 8.84 \text{ m}^3/\text{s}.$$

5.6.5.3 Secciones transversales de la Quebrada Bunque.

■ SECCIÓN 4 (AGUAS ARRIBA).

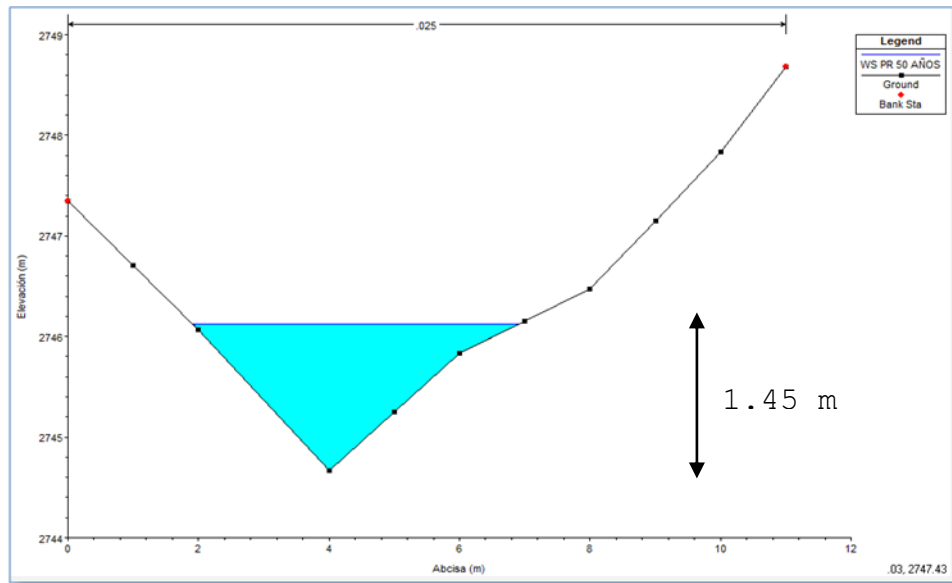


Fuente: Propia.

Figura27. Altura Nivel de Agua en el Perfil Transversal Aguas Arriba con HEC-RAS, para un periodo de retorno de 50 años.

■

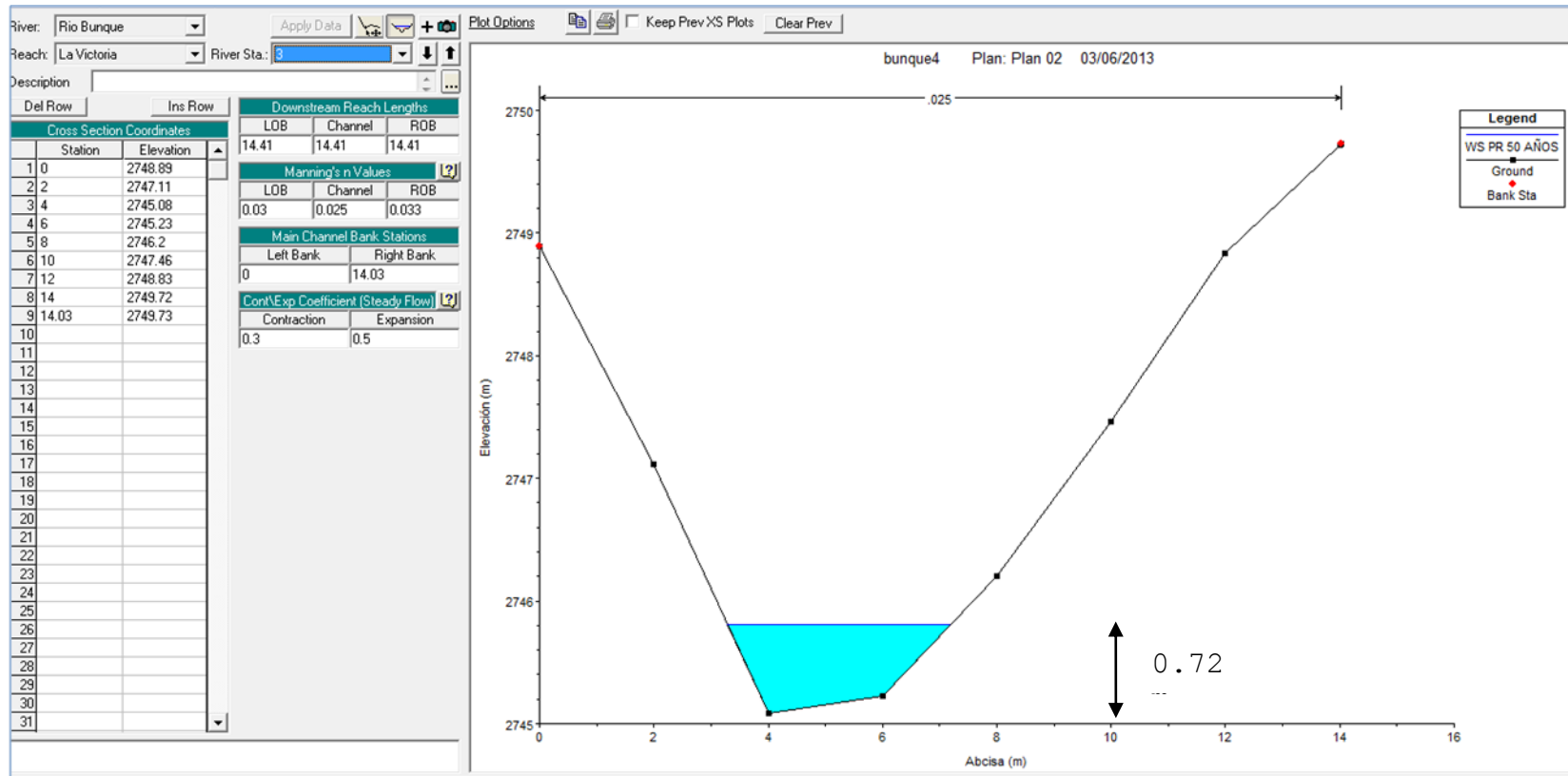
■ SECCIÓN 2 (AGUAS ABAJO).



Fuente: Propia.

Figura28. Altura Nivel de Agua en el Perfil Transversal Aguas Abajo con HEC-RAS, para un periodo de retorno de 50 años.

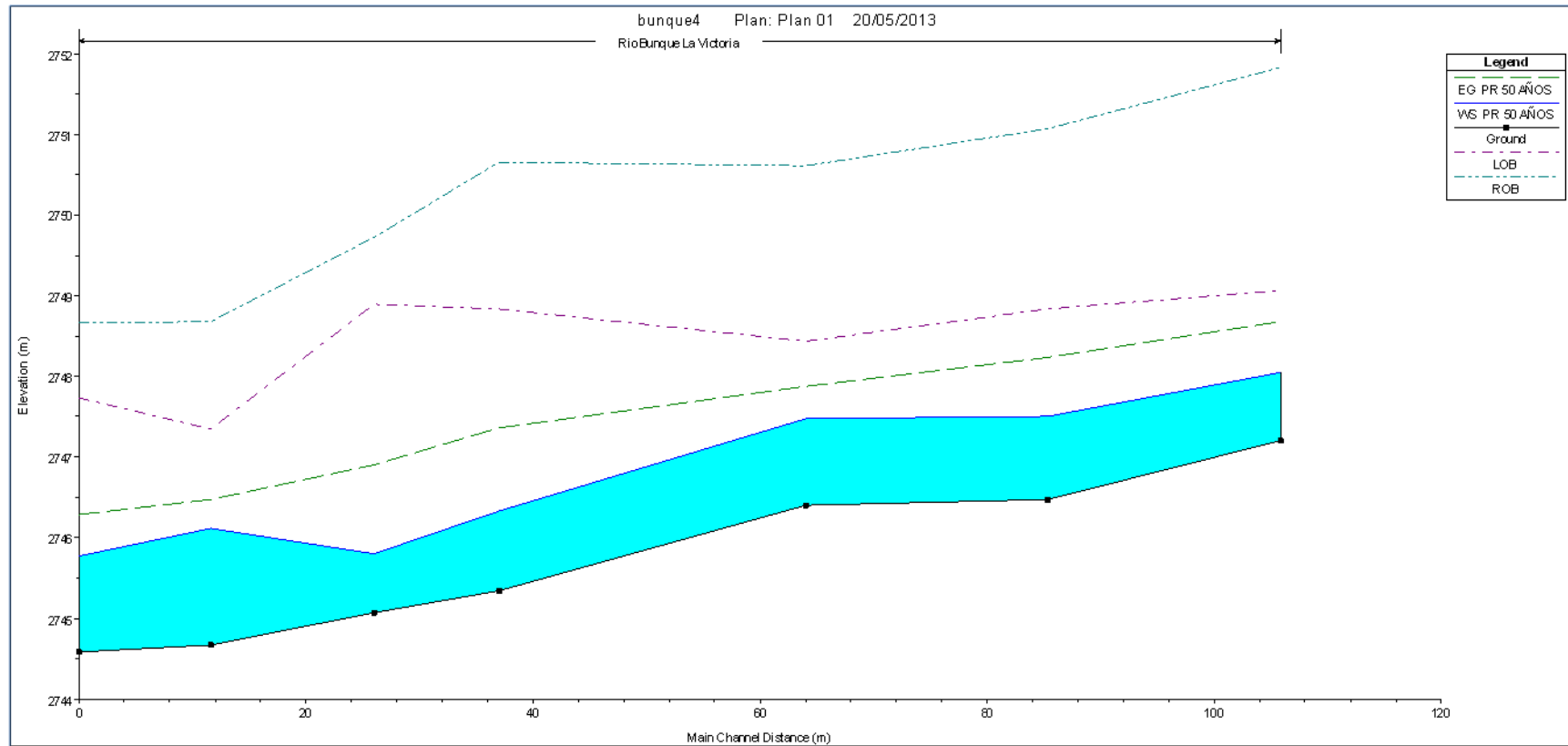
- **ALTURA DEL NIVEL DE AGUA PARA UN CAUDAL DE $8.84 \text{ m}^3/\text{s}$ PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS (SECCION PUENTE).**



Fuente: Propia.

Figura29. Altura Nivel de Agua en el Perfil Transversal del eje del puente con HEC-RAS, para un periodo de retorno de 50 años.

- **PERFIL LONGITUDINAL PARA UN CAUDAL DE $8.84 \text{ m}^3/\text{s}$ PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS.**



Fuente: Propia.

Figura30. Perfil Longitudinal Para el caudal máximo en el periodo de retorno de 50 años.

6 DISCUSIÓN.

6.1 RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN VISUAL Y EVALUACIÓN FUNCIONAL.

- La falta de mantenimiento al puente se evidencia en el tablero principalmente y por la cantidad de escombros y basura debajo del puente.
- El problema más relevante que se pudo observar fue el cambio de nivel entre el tablero y la calle (acceso izquierdo) lo que ocasiona repetidos impactos sobre los elementos del puente.
- En época de invierno el agua llega a una altura aproximada de 0.50m (Información de personas que viven en el sector).
- Para la construcción de este puente no se consideró aceras, ni barandas lo que deberían realizarse para así evitar accidentes.
- De la evaluación de los elementos del puente se le da una calificación de 3.
- Se recomienda como medida inmediata la colocación de barandas por la cantidad de personas que usan este puente y lo realizan a pie, además de la inmediata colocación de señales que prevean al conductor el cambio de sección antes descrita.
- Se recomienda la construcción de un nuevo puente debido a que se encuentra en una zona que se proyecta a ser densamente poblada.

6.2 RESULTADOS DEL ESTUDIO DE TRÁFICO Y PROYECCIÓN DE DATOS.

- El mayor porcentaje de vehículos son livianos llegando a ocupar el 94% del total de vehículos y solo el 6% son pesados.
- La sección del puente debería ser de 9.30m para satisfacer la sección de la vía que según el TPDA proyectado.

6.3 RESULTADOS DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

- Luego de realizado el trabajo de campo y del análisis de perfiles transversales de la Quebrada Bunque, se considera conveniente la construcción de un puente de 10 m de luz, que inicia en la abscisa 0+18.92, y termina en la abscisa 0+28.92
- Del levantamiento altimétrico del eje del puente, se establece una cota de rasante del proyecto de 2748.68m.s.n.m.

6.4 RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.

6.4.1 Análisis Granulométrico.

- En la muestra de la perforación del margen izquierdo se tiene una ARENA CON FINOS SM (ARENA LIMOSA).
- En la muestra de la perforación del margen derecho se tiene una ARENA LIMPIA Y CON FINOS SP-SM (ARENA MAL GRADUADA CON LIMO).

6.5.2 Límites de Atterberg.

- El límite líquido de la muestra de la perforación del margen derecho es 21.41 %.

- El límite plástico de la muestra de la perforación del margen derecho es 40.18 %
- El índice de plasticidad de la muestra de la perforación del margen derecho es **NP**.
- El índice de plasticidad de la muestra de la perforación del margen izquierdo es **NP**.

6.5.3 Peso Específico.

- En El peso específico de nuestro árido a la profundidad de 2.50m (Margen Izquierdo) es de 1.84 g/cm³.
- En El peso específico de nuestro árido a la profundidad de 3.50m (Margen Derecho) es de 1.91 g/cm³.

6.5.4 Ensayo de Penetración Estándar

- La capacidad portante de la muestra de suelo de la perforación del margen derecho es de 45 Ton/m² a una altura de 4.8 m (cota 2743.88 m) y con un ángulo de fricción de 44°.
- La capacidad portante de la muestra de suelo de la perforación del margen izquierdo es de 48 Ton/m² a una altura de 2.9 m (cota 2744.78 m) y con un ángulo de fricción de 45°.

6.5 RESULTADOS DEL ESTUDIO GEOLÓGICO.

- La zona de estudio está representada por depósitos de origen volcánico y fluvio - lacustre del cuaternario.
- Los suelos son de origen volcánico predominan los entisol y molisol, quiere decir, suelos de grano fino a medio-arena-limoso, de color café claro a oscuro y suelos que de grano medio a fino-limo arenoso-arcilloso, con contenido de humus.

- La zona de intervención del proyecto se encuentra asociada con la gran falla de Pallatanga.
- El grado de amenaza para nuestra área de estudio es elevado. Los terremotos y sismos pueden afectar a la infraestructura.

6.6 RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROLOGICO.

- El caudal máximo a esperar con un periodo de retorno de 50 años es de $8.84 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El caudal mínimo a esperar es de $0.00 \text{ m}^3/\text{s}$ por ser una quebrada intermitente.
- La altura del nivel de agua en el perfil del puente para un caudal de $8.84 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 50 años es de 0.72 m (cota: 2745.90 m).

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES.

- El desmoronamiento de los accesos se debe principalmente al cambio de sección entre el puente (4.75m) y la vía (8.30m), y la falta de obras de drenaje hacia la quebrada desde la vía.
- De la Evaluación Funcional de los elementos del puente se le da una calificación global de 3, esta calificación básicamente es debido al deterioro de la capa de rodadura, condición de accesos y taludes.
- El $TPDA_{ACTUAL}$ de la vía al barrio La Victoria desde la intersección con la Av. Atahualpa es de 444 vehículos.
- El $TPDA_{PROYECTO}$ de la vía al barrio La Victoria desde la intersección con la Av. Atahualpa es de 3077 vehículos proyectado para un periodo de 50 años.
- En la muestra de la perforación del margen izquierdo se tiene una **ARENA CON FINOS SM (ARENA LIMOSA)** , ya que más del 50% pasa el tamiz #4 y más del 12% pasa el tamiz #200, además en los ensayos de límites de Attemberg nos indica que es no plástico.

- En la muestra de la perforación del margen derecho se tiene una **ARENA LIMPIA Y CON FINOS SP-SM (ARENA MAL GRADUADA CON LIMO)** , ya que más del 50% pasa el tamiz #4 y lo que pasa el tamiz #200 está dentro del 5%-12%; además en los ensayos de límites de Atterberg nos indica que es no plástico.
- El índice de plasticidad de la muestra de la perforación del margen derecho es **NP** (no plástico) dado que la diferencia es negativa y el índice de plasticidad del margen izquierdo es **NP** (no plástico) dado que no pudo determinarse el límite líquido.
- El límite líquido de la muestra de la perforación del margen izquierdo no se pudo determinar el límite líquido del margen derecho es 21.41 %.
- El límite plástico de la muestra de la perforación del margen derecho es 40.18 %.
- En El peso específico de nuestro árido a la profundidad de 2.50m (Margen Izquierdo) es de 1.84 g/cm³.
- En El peso específico de nuestro árido a la profundidad de 3.50m (Margen Derecho) es de 1.91 g/cm³.
- La capacidad portante de la muestra de suelo de la perforación del margen derecho es de 45 Ton/m² a una altura de 4.8 m (cota 2743.88 m) y con un ángulo de fricción de 44°.
- La capacidad portante de la muestra de suelo de la perforación del margen izquierdo es de 48 Ton/m² a una altura de 2.9 m (cota 2744.78 m) y con un ángulo de fricción de 45°.

- El caudal máximo a esperar con un periodo de retorno de 50 años es de 8.84 m³/s.
- El caudal mínimo a esperar es de 0.00 m³/s por ser una quebrada intermitente.

7.2. RECOMENDACIONES.

- Se recomienda como medida inmediata la colocación de barandas por la cantidad de personas que usan este puente y lo realizan a pie, además de la inmediata colocación de señales que prevean al conductor el cambio de sección antes descrita.
- Se recomienda la construcción de un nuevo puente debido a que se encuentra en una zona que se proyecta a ser densamente poblada.
- La sección del puente debería ser de 9.30m para satisfacer la sección de la vía que según el TPDA proyectado se nos siguiere de 9.30 m.
- Se deberá tomar consideraciones de Construcción y Diseño para puentes con ángulo de esviaje y con tableros inclinado, para poder compensar las pendientes descritas anteriormente.
- La altura del nivel de agua en el perfil del puente para un caudal de 8.84 m³/s para un periodo de retorno de 50 años es de 0.72 m (cota: 2745.90 m). Dato para el galibo del puente, min 2.00m
- El grado de amenaza para nuestra área de estudio es elevado. Los terremotos y sismos pueden afectar a la infraestructura, además de los fenómenos volcánicos que se relacionan con una potencial erupción del volcán Tungurahua.
- Capacitar y concienciar a los habitantes del sector en temas ambientales, tales como la conservación de

los suelos; manejo de residuos sólidos ya que se observó quema de basura y desechos en la quebrada,

- Involucrar a los habitantes del sector en los trabajos de construcción y operación para generar fuente de ingreso para sus familias.

8 PROPUESTA.

8.1 TÍTULO DE LA PROPUESTA.

ANÁLISIS DE DOS ALTERNATIVAS DE DISEÑO, PARA EL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA "EL BUNQUE".

8.2 INTRODUCCIÓN.

El diseño de los elementos constitutivos de la subestructura y superestructura, son el producto de estudios de campo, recopilación de información y análisis de datos.

El establecimiento de dos alternativas de diseño, para el puente sobre la quebrada El Bunque, bajo una evaluación económica y la programación de obra de las alternativas seleccionadas, en base a una evaluación funcional.

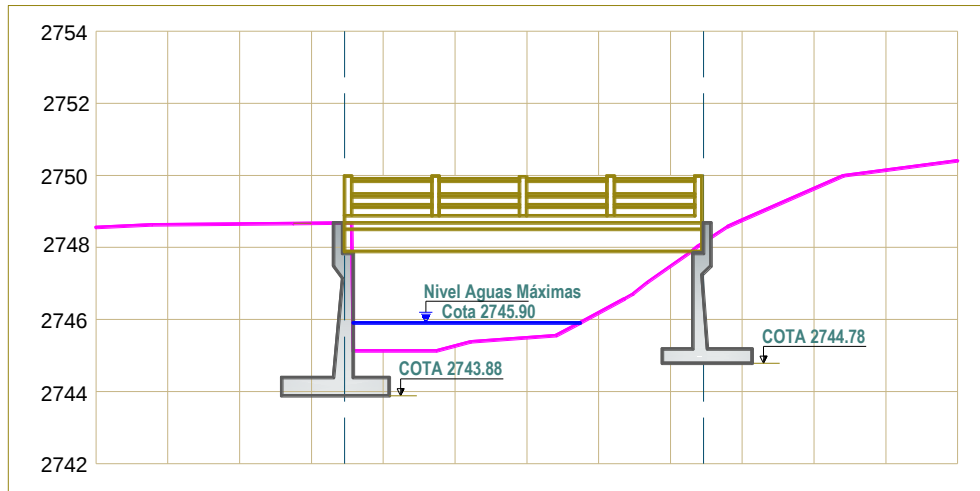
8.2.1 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA EL BUNQUE.

De acuerdo principalmente a condiciones como:

- Longitud del puente.
- Condiciones hidráulicas.
- Condiciones viales.
- Condiciones económicas.
- Condiciones geotécnicas.

Se plantean para el proyecto dos alternativas que son descritas a continuación.

8.2.2 ALTERNATIVA uno: PUENTE LOSA SOBRE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS CON ESTRIBOS CANTILEVER.



Fu

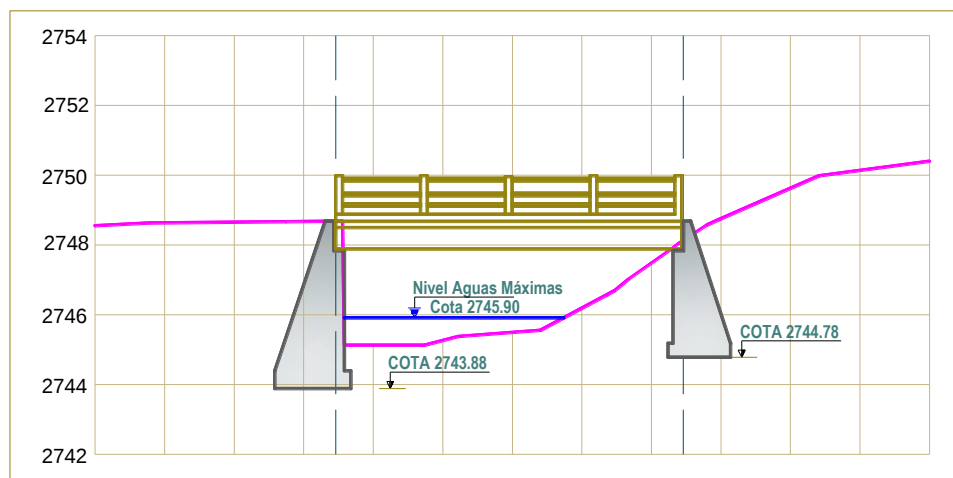
ente: Propia.

Figura31. Alternativa PUENTE LOSA SOBRE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS CON ESTRIBOS CANTILEVER.

Las condiciones topográficas, definen una longitud en Perfil de 10.00m del tablero.

El terreno para la cimentación, que en el margen derecho es relleno y en el margen izquierdo se muestra del mismo sitio, por tal razón se determinan dos estribos a diferentes niveles de cimentación siendo, 4.80m y 2.90m respectivamente. El estribo en el margen derecho ira fundado 0.90m más abajo que el estribo en el margen izquierdo. El estribo izquierdo será de 3.90m y el derecho de 4.80m

8.2.3 ALTERNATIVA dos: PUENTE LOSA SOBRE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS CON ESTRIBOS A GRAVEDAD.



Fuente: Propia.

Figura32. Alternativa PUENTE LOSA SOBRE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS CON ESTRIBOS A GRAVEDAD.

Tomando en cuenta las condiciones topográficas, se define una longitud en perfil de 10.00m de tablero. El terreno para la cimentación, como se describió anteriormente los estribos irán fundados a la misma cota con la diferencia de su constitución.

8.2.4 GENERALIDADES DEL PUENTE.

Para ambas alternativas se propone lo siguiente:

- La superestructura se calculara de hormigón armado.
- Dos aceras de 0.65m de ancho útil.
- Dos barandas de hormigón armado de ancho 0.20m.
- En las dos alternativas se mantiene el área hidráulica de la quebrada.
- Continuidad en la vía sin cambio de pendientes al ingreso o salida del puente.
- Obras adicionales, para señalamiento de la vía.

8.3 OBJETIVOS.

- Diseñar las alternativas seleccionadas para el sitio en estudio.
- Realizar la evaluación económica (APU) y programación de obra de las alternativas.

8.4 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO - TÉCNICA.

8.4.1 MEMORIA ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA BUNQUE.

8.4.2 DESARROLLO DE LAS ALTERNATIVAS UNO y dos

El diseño geométrico correspondiente a la alternativa uno y dos, del puente sobre la Quebrada Bunque se lo realiza tomando en cuenta las características que anteriormente fueron mencionadas.

8.4.3 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ALTERNATIVA UNO.

8.4.3.1 Diseño de barandas.

Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo.-Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:

- TL-1: (nivel de ensayo 1) Usado cuando las velocidades permitidas son bajas, calles de muy bajo volumen y baja velocidad.
- TL-2: (nivel de ensayo 2) Paso de un menor número de vehículos pesados y velocidades reducidas.
- TL-3: (nivel de ensayo 3) Carreteras principales de alta velocidad con presencia muy baja de vehículos pesados.
- TL-4: (nivel de ensayo 4) Carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas, en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados.
- TL-5: (nivel de ensayo 5) Iguales aplicaciones que el nivel 4. Además cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas. (Paso de vehículos de remolque).

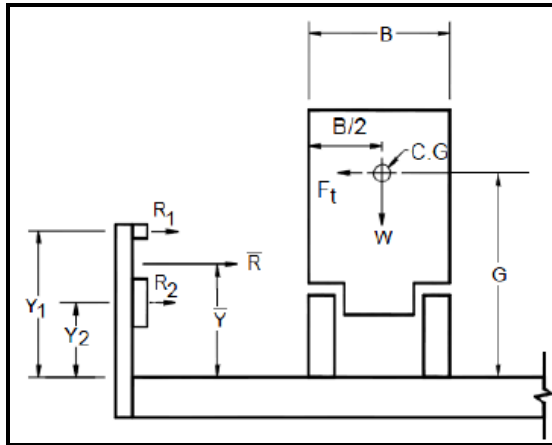
Tabla 39: Niveles de Ensayos para las barandas de puentes.

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_T (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (min.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: Adoptado de; AASHTO 1996.

8.4.3.1.1 Fuerzas de diseño para protecciones vehiculares.

Se aplican el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de cargas de servicio y resistencia.



Las barandas se deberán dimensionar de manera que:

$$R \geq F_t$$

$$R = \sum R_f$$

La resistencia nominal del parapeto de hormigón armado frente a la carga transversal, R_w será igual a:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de influencia, L_c , se deberá tomar como:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

Dónde:

F_t = fuerza transversal que se supone actuando en la partesuperior de un muro de hormigón (N).

H = altura del muro (mm).

L_c = longitud crítica del patrón de falla (mm).

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t (mm)

R_w = resistencia transversal total de la baranda (N)

M_b = resistencia flexional adicional de la viga acumulativa con M_w , si corresponde, en laparte superior del muro (N-mm)

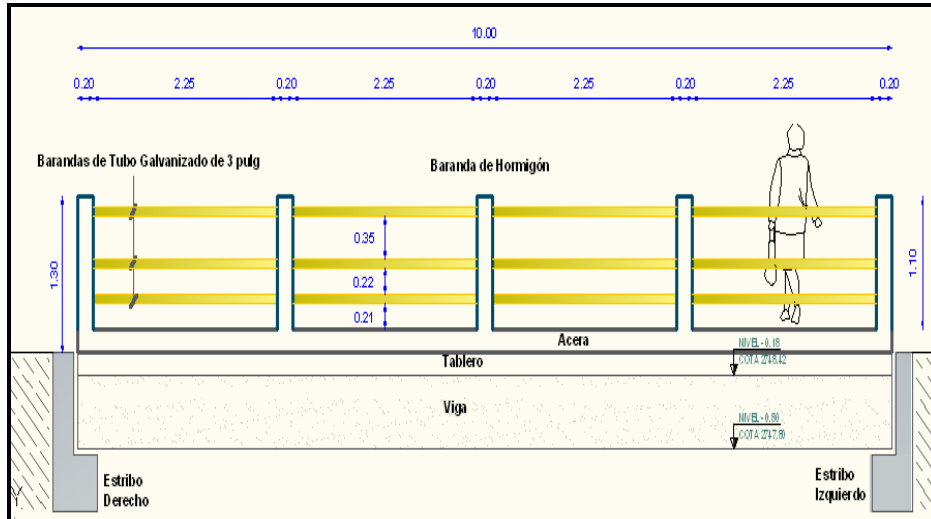
M_c = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al ejelongitudinal del puente (N-mm/mm).

Para poder ser utilizados en las expresiones anteriores, M_c y M_w no deberían variarsignificativamente con la altura del muro. En otros casos se debería realizar un análisisriguroso mediante líneas de fluencia.

8.4.3.1.2 Diseño de baranda.

La altura mínima de las protecciones laterales vehicularesmacizas o alivianadas para nivel

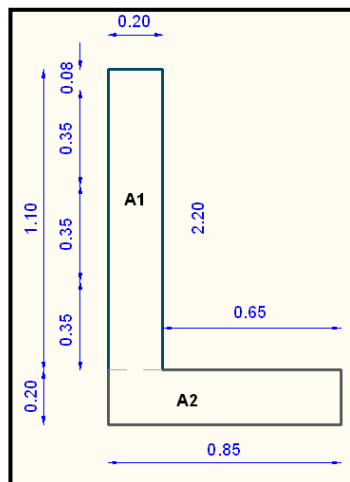
decomportamiento 4 (PV-4) es $h_{min} = 810 \text{ mm}$ y el espesor del voladizo del tablero de hormigón armado que soporta parapetos o barreras de hormigón armado es $t_{min} = 200 \text{ mm}$, por lo que la altura de las barandas para este puente será de 1.10m y de $20 \times 20\text{cm}$, la altura de la acera será de 20cm como se muestra en la figura.



Fuente: Propia.

Figura 33. Disposición de barandas en el puente.

- Baranda tipo:



$$\text{Area2} = 85 \times 20 = 1700 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Area1} = 20 \times 110 = 2200 \text{ cm}^2.$$

F_t At

F_v

8.4.3.1.3. Momento resistente a la flexión alrededor del eje vertical (M_w).

La resistencia a los momentos positivo y negativo que actúan alrededor de un eje vertical

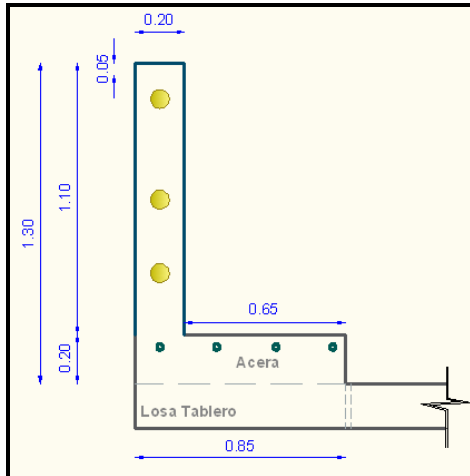
se determina tomando como base el mecanismo de falla en este tipo de barreras; se determina así el refuerzo horizontal en la cara vertical de la barrera.

Nos asumimos que la varilla de la acera serán de $1\phi 12\text{mm}$ =
Valor de "d" con recubrimiento =
5cm

$$d1 = (0.85 - 0.05) \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

$$d2 = (0.85 - 0.35) \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$d = (d1 + d2) / 2 = (80 + 50) / 2$$



Fuente: Propia.

Figura 35. Baranda Tipo.

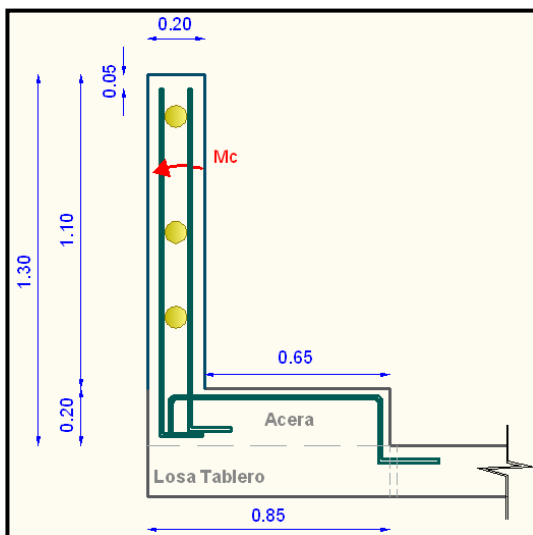
$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * H} = \frac{1.13 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm}} = 0.997 \text{ cm}$$

$$Mu = \phi * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1 * 1.13 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(65 \text{ cm} - \frac{0.997}{2}\right); \quad \phi = 1$$

$$Mu = 306123.979 \text{ kg.cm} = 3.06 \text{ Tm}; \text{ para estecas } Mw = Mu$$

8.4.3.1.4. Resistencia a la flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc):



Se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el momento negativo; este produce esfuerzos de tensión en la cara inclinada de la barrera (figura).

N
V
S

Sección 1:

Valor de "d" con

recubrimiento de 4.4cm.

$$d = (0.20 - 0.044) \text{ cm} = 15.60 \text{ cm}.$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * H} = \frac{1.13 \text{ cm}^2 * 2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm}} = 1.994 \text{ cm}$$

$$Mu1 = \phi * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1 * 1.13 \text{ cm}^2 * 2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(15.60 \text{ cm} - \frac{1.994}{2}\right); \quad \phi = 1$$

$$Mu1 = 138611.12 \text{ kg.cm} = 1.39 \text{ Tm}$$

Sección 2:

Valor de "d" con recubrimiento de 4.4cm

$$d = (0.85 - 0.044) \text{ cm} = 80.60 \text{ cm}.$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * H} = \frac{1.13 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm}} = 0.997 \text{ cm}$$

$$Mu2 = \phi * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1 * 1.13 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(80.60 \text{ cm} - \frac{0.997}{2}\right); \quad \phi = 1$$

$$Mu2 = 380161.58 \text{ kg.cm} = 3.80 \text{ Tm}$$

$$Mc = \frac{Mu1 + Mu2}{H} = \frac{(1.39 + 3.80) \text{ Tm}}{1.20 \text{ m}} = 4.32 \text{ T}$$

8.4.3.1.5. Longitud crítica de la línea de rotura (Lc) según el patrón de falla.

$$Lc = \frac{Lt}{2} + \sqrt{\left(\frac{Lt}{2}\right)^2 + \frac{8 * H * (Mb + Mw)}{Mc}} = \frac{1.07 \text{ m}}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07 \text{ m}}{2}\right)^2 + \frac{8 * 1.20 \text{ m} * (0 + 3.06 \text{ T} - \text{m})}{4.32}}$$

$$Lc = 1.42 \text{ m}; \quad Lt = 1.07 \text{ m TL-4 (Dato Ver Niveles de ensayo).}$$

8.4.3.1.6. Resistencia nominal a la carga transversal Rw:

$$Rw = \left(\frac{2}{2Lc - Lt}\right) + \left(8Mb + 8Mw + \frac{McLc^2}{H}\right) = \left(\frac{2}{2 * 1.42 - 1.07}\right) + \left(8 * 0 + 8 * 3.06 + \frac{4.32 * 1.42^2}{1.20}\right)$$

$$Rw = 35.77 \text{ T}$$

Dónde:

Ft = 240000 N para el nivel TL-4 = 24.4 T se da como dato.

Rw = Resistencia del parapeto.

Comprobación:

Rw = 35.77 T > Ft = 24.40 T » Se aprueba lo asumido, El diseño pasa.

8.4.3.1.7. Transferencia de cortante entre la barrera y la losa.

Se debe considerar la transferencia de corte en la interface en un plano dado por: una fisura existente o potencial, una interface entre diferentes materiales, o una interface entre dos hormigones colados en diferentes momentos.

La resistencia nominal al corte del plano de interface se debe tomar como:

$$V_{nc} = c * A_{cv} + \mu [A_{vf} + P_c]$$

La resistencia nominal a la corte utilizada en el diseño no deberá ser mayor que:

$$V_n \leq 0.20 * f'c * A_{cv}$$

Dónde:

A_{cv} = área de corte en contacto.

A_{vf} = armadura perpendicular al área de corte.

c = factor de cohesión = 0.52MPa = 5.3kg/cm²

μ = coeficiente de fricción = 0.6

$f'c$ = 280 kg/cm.

f_y = 4200 kg/cm.

P_c = fuerza de compresión permanente perpendicular al plano de corte = peso del parapeto.

Para continuar con el diseño a cortante se asumirá un 1Ø12mm = 1.13cm² cada 20cm, como se muestra en la figura.

Cortante Actuante:

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2 * H} = \frac{35.77 T}{1.42m + 2 * 1.3}$$

Cortante resistente:

$$A_{cv} = 20 * 100 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{vf} = 5 * 1.13 \text{ cm}^2 =$$

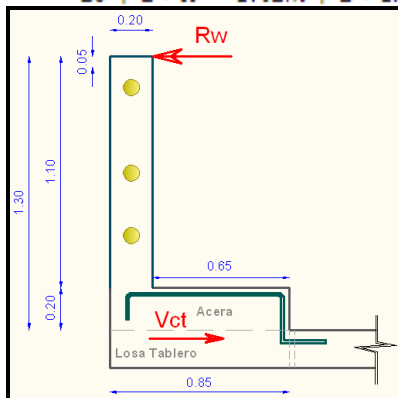
$$5.65 \text{ cm}^2 P_c = ((0.20 * 0.85) + (1.10 * 0.20)) * 2400 \text{ kg/cm}^2 = P_c = 936 \text{ kg.}$$

$$V_{nc} = 5.3 \text{ kg/cm}^2 * 2000 \text{ cm}^2 + 0.6 [5.65 \text{ kg/cm}^2 + 936 \text{ kg}]$$

$$V_{nc} = 25399.60 \text{ kg} = 25.40 T \text{ debe ser menor que:}$$

$$V_c = 0.20 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2000 \text{ cm}^2 = 112000 \text{ kg} = 112 T$$

$$V_{nc} < V_c \rightarrow O.K.$$



Fuente: Propia.

Figura37. Cortante entre acera y losa.

Pero para que el diseño se apruebe V_{nc} debe ser mayor a:

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2 * H} = \frac{35.77 T}{1.42m + 2 * 1.30m} = 8.89 \frac{T}{m}$$

$$V_{ct} < V_{nc} \rightarrow O.K.$$

8.4.3.1.8. Diseño a cortante del poste de hormigón de 20x20cm.

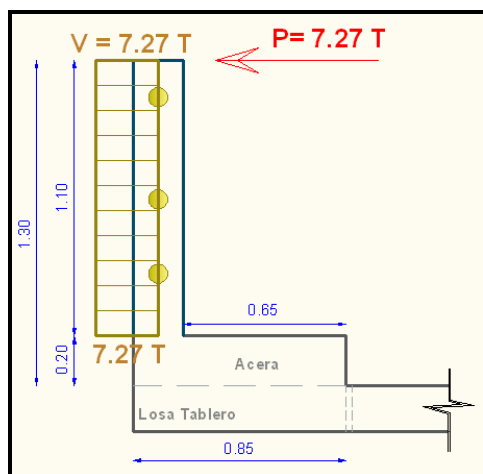
Para este análisis se consideró que el camión de diseño (7.27 T) golpea al poste de hormigón y el diagrama de momentos queda igual como se indica en la figura:

Cortante Solicitante

$$V_{cb} = \frac{7.27 T * 1000 \frac{\text{kg}}{T}}{0.85 * 15 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} = 28.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cortante que soporta el concreto solo:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{210} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 8.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

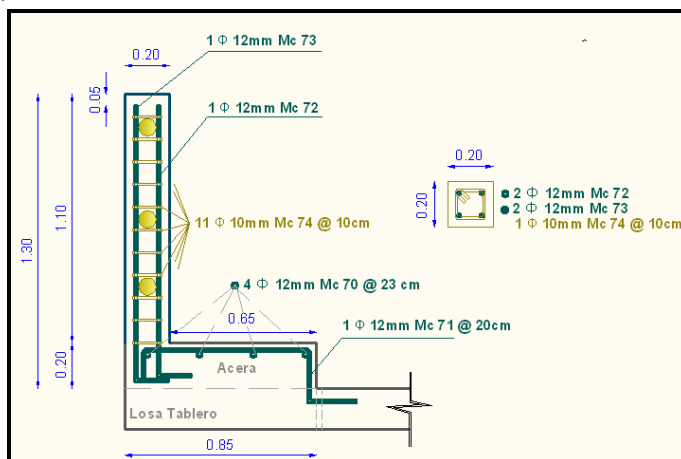


Fuente: Propia.

Figura 38. Cortante en Poste.

$$s = \frac{Av * fy}{(Vcb - Vc) * b} = \frac{2 * 0.50 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\left(28.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 8.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * 20 \text{ cm}} = 10.69 \text{ cm; se asumira a cada } 10 \text{ cm}$$

Finalmente la baranda quedará armada como se muestra en la figura:



Fuente: Propia.

Figura39. Armado final de Baranda.

8.4.3.2Diseño de tablero.

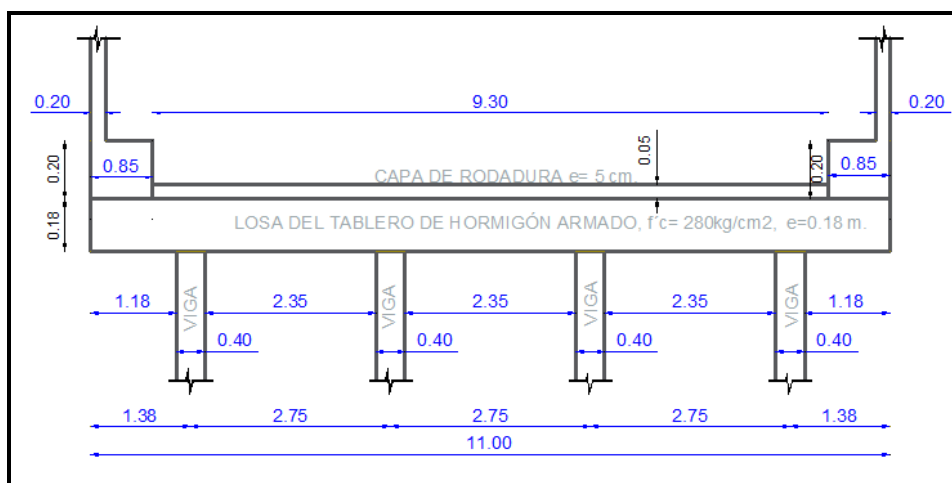
Se diseña un tablero de hormigón armado con armadura principal perpendicular al tráfico con los siguientes datos:

En base al estudio de tráfico el ancho de calzada se determinó de 9.30m para satisfacer la sección de la vía y que según el TPDA proyectado se nos sigue también un ancho de calzada de 9.30 m.

En base a la topografía se considera conveniente la construcción de un puente de 10,00 m de luz, que inicia en la abscisa 0+18.92, y termina en la abscisa 0+28.92, con una estructura de vigas simplemente apoyadas.

A continuación se presenta los datos necesarios para el diseño del tablero en base capítulos anteriormente descritos.

- **LUZ DE PUENTE:** 10.0 m
- **ANCHO DE CALZADA:** 9.30 m.
- **ANCHO TOTAL TABLERO:** 11.00 m.
- **CARGA DE DISEÑO (VIVA):** HS20:44
- **NUMERO DE VIGAS:** 4
- **DISTANCIA ENTRE CARA DE VIGAS (S*):** 2.35 m
- **CAPA DE RODADURA:** 5 cm
- **f'c:** 280 kg/cm².
- **fy:** 4200 kg/cm².



Fuente: Propia.

Figura 40. Sección transversal del tablero.

8.4.3.2.1. Determinación del espesor de la losa (t):

Para controlar las deflexiones y otras deformaciones que podrían afectar adversamente la funcionalidad de la estructura, AASHTO (A.7.6.6.2) recomienda un espesor mínimo, sin descartar la posibilidad de reducirlo si lo demuestran cálculos y/o ensayos.

$$t_{min} = \left(\frac{S^* + 3.05}{30} \right) = \frac{2.35 + 3.05}{30} = 0.18m$$

$$t_{min} \geq 18 \text{ cm}$$

Además AASHTO (A.9.7.1.1) especifica que el peralte mínimo excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

Asumimos un espesor de losa de 18 cm.

8.4.3.2.2 Determinación del ancho de la viga (b):

$$30 \leq b \leq 50 \text{ (cm)} \ll \text{Criterio Práctico} \gg$$

Asumimos: $b = 40 \text{ cm}$.

8.4.3.2.3 Análisis de cargas:

Para el inicio del análisis, se realizó la evaluación de las cargas, tomando en consideración las cargas establecidas en el manual AASTHO.

- Peso propio de la losa: $0.18 \text{ m} \times 2.40 \text{ T/m}^3 = \mathbf{0.432 \text{ T/m}^2}$

- Peso propio de la rodadura: $\mathbf{0.120 \text{ T/m}^2}$

- Peso propio de las aceras: $\frac{2 \times 0.85 \times 0.20 \times 2.40}{11.0} = \mathbf{0.074 \text{ T/m}^2}$

- Peso propio de pasa manos: $\frac{0.15}{11.0} = \mathbf{0.014 \text{ T/m}^2}$

▪ TOTAL DE CARGAS MUERTAS (P):

$$\mathbf{0.432 + 0.120 + 0.074 + 0.014 = 0.64 \text{ T/m}^2.}$$

Para efectuar el análisis realizamos el modelo estructural de las cargas muestras, suponiendo que la losa está apoyada en la vigas.

8.4.3.2.4 Momentos interiores por cargas muertas:

Con el modelo estructural propuesto y utilizando el reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado ACI 318-95 (CAP. 8, sección 8.3.3) tenemos los momentos actuantes en la losa de tráfico.

En este caso se utilizó la siguiente fórmula, el cual corresponde al tramo más crítico (el claro del extremo), donde "S" es la distancia libre existente entre las vigas del puente.

$$\mathbf{M_{CM} = \pm 0.1 * P * S^2 = \pm 0.1 * 0.64 * 2.35^2 = \pm 0.353 \text{ Tm/m}^2.}$$

8.4.3.2.5 Momentos interiores por carga viva:

Primero debemos calcular el factor de impacto, I, debido a la carga viva, se procede a calcular de acuerdo a la sección 3.8.2.1 del Manual AASHTO.

$$\mathbf{I = \frac{15.24}{38.1 + L} = \frac{15.24}{38.1 + 10} = 0.317 < 0.30}$$

Para la obtención de momentos flexionantes debidos a las cargas vivas, usamos la sección 3.24.3.1 del Manual AASHTO, para losas con refuerzo perpendicular al tráfico. Para la obtención del momento flexionante debido a la carga de impacto, se utiliza además el factor de impacto calculado en el inciso anterior, el cual afecta al momento debido a carga viva.

$$M_{(CV+I)} = \pm \left(\frac{S + 0.61}{9.75} \right) * 0.80 * P * I = \pm \left(\frac{2.35 + 0.61}{9.75} \right) * 0.80 * 7.27 * 1.30$$

$$= 2.295 \frac{Tm}{m}$$

Para losas continuas, se permite una reducción del momento flexionante del 20%, por lo tanto, el momento de carga viva se lo multiplicó por 0.80.

8.4.3.2.6 Momento ultimo:

Para el cálculo del momento total último actuante en la losa, se utiliza los factores de amplificación que se establecen en la sección 3.22.1 del manual AASTHO.

$$M_{U_{CENTRO}} = 1.3[M_D + 5/3(M_{(CV+I)})] = 1.3[0.353 + 5/3(2.295)]$$

$$= 5.431 \frac{Tm}{m}$$

8.4.3.2.7 Cálculo del acero de refuerzo por flexión:

Si usamos varilla de Ø=16 mm, con un recubrimiento superior de 5 cm y un recubrimiento inferior de 2.5 cm.

$$\left. \begin{array}{l} D_i = 18 - 5 - 0.8 = 12.2 \text{ cm} \\ D_f = 18 - 2.5 - 0.8 = 14.7 \text{ cm} \end{array} \right\} d = 12.2 \text{ cm}$$

$$k = \frac{5.431 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 12.2^2} = 0.145$$

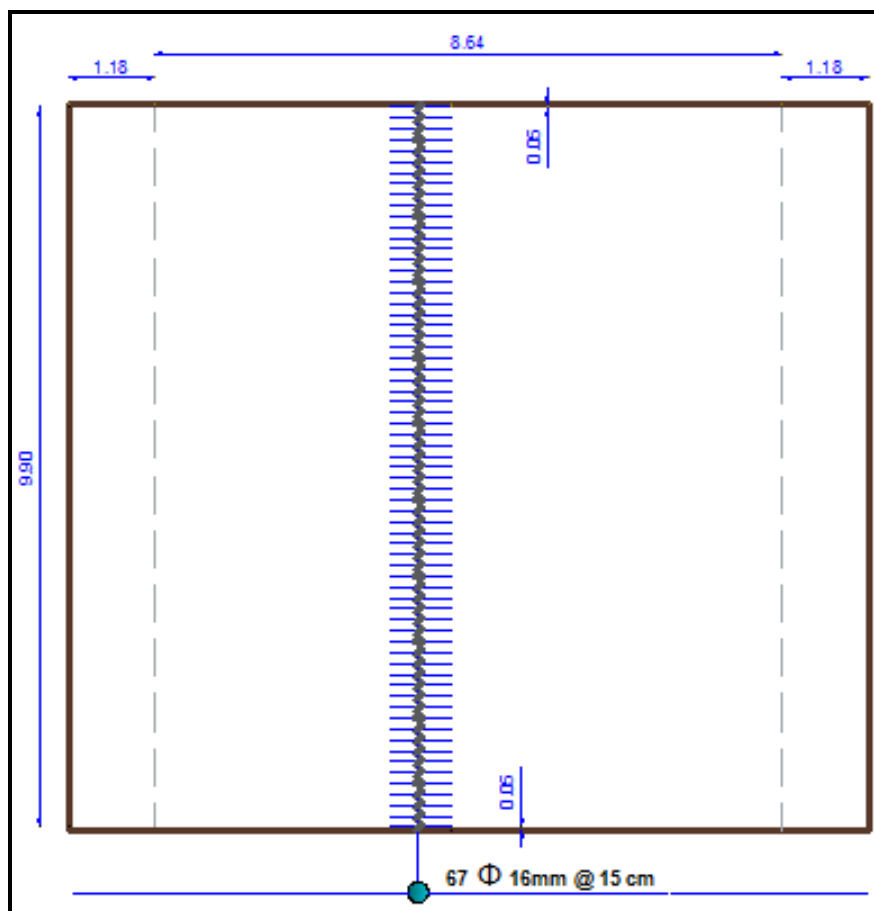
$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.145)}}{1.18} = 0.160$$

$$l = 0.160 * \frac{280}{4200} = 0.0107$$

$$A_s(t) = 0.0107 * 100 * 12.2 = 13.01 \text{ cm}^2 @ 1m$$

Por lo tanto asumimos para 10 m una cantidad de 67 Ø 16 mm @ 15 cm.

■ **Acero de flexión:** 67 Ø 16mm @ 15 cm distribuido en 9.90 m.



Fuente: Propia.

Figura41. Armado transversal del tablero.

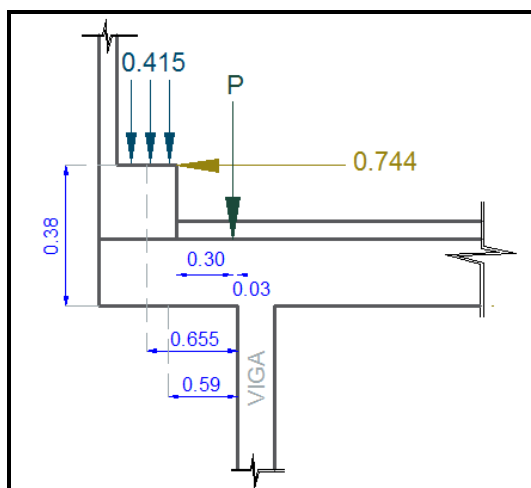
De acuerdo con la sección 3.24.4 del Manual AASTHO, las losas de puente diseñadas para los momentos flexionantes la sección 3.24.3 del mismo Manual, se consideran satisfactorias en lo referente al cortante y adherencia.

8.4.3.2.8 Análisis de los voladizos:

Para el diseño de la losa en voladizo se lo realiza chequeando la carga que produce la barrera vehicular en el volado.

-Primer Estado de Cargas.

Para el diseño de las losas en voladizo, la línea de acción de la carga de la rueda se asume a 0.30 m de la cara del bordillo, si la losa no tiene bordillo la carga se localiza a 0.30 m de la cara de la baranda.



Fuente: Propia.

Figura42. Diseño Tablero. Análisis Volados. Estado de Cargas 1.

- Momento por carga Muerta:

$$M_{CM} = 0.64 * \frac{1.175^2}{2} = 0.442 \text{ Tm/m}$$

- Momento por carga Viva:

$$M_{CV} = 7.27 * 0.025 * 1.30 = 0.236 \text{ Tm}$$

- Factor de distribución de momento:

El ancho de distribución de la carga de rueda se determinará de la siguiente forma:

$$E = 0.8 * x + 1.143 = 1.163 \text{ m}$$

$$E = 0.8 * 0.025 + 1.143 = 1.163 \text{ m}$$

Siendo "x" la distancia entre el punto de aplicación de la carga de rueda y la sección analizada de la losa.

- Momento por carga Viva Distribuido:

El momento flector por carga viva distribuido por unidad de ancho se calculará por medio de la siguiente fórmula:

$$M_{CV} = \frac{M_{CV}}{E}$$

$$M_{CV} = \frac{0.236}{1.163} = 0.203 \text{ Tm/m}$$

- Momento de carga viva activa:

Según la Norma AASHTO, sección 3.14, los elementos que soportan la carga peatonal directamente, como pasarelas y pasillos, deben ser diseñados para una carga de 415 kg/m².

$$M_{CVa} = 0.415 * 0.65 * \left(0.325 + \frac{0.65}{2}\right) = 0.175 \text{ Tm/m}$$

- Momento de andén:

$$M_{anden} = 0.744 * \left(0.2 + \frac{0.18}{2}\right) = 0.216 \text{ Tm/m}$$

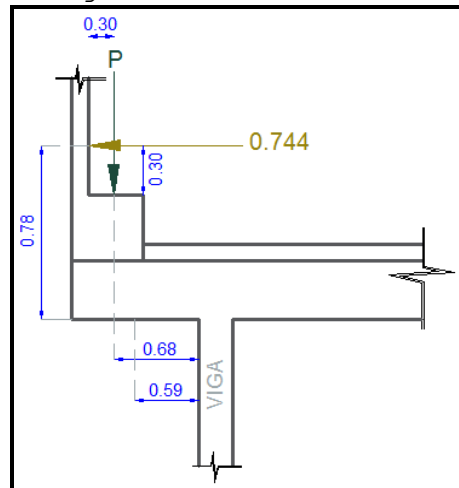
- Momento Último (Combinación de cargas):

$$M_U = 1.3 * \left[0.442 + \frac{5}{3} * (0.203 + 0.175 + 0.216)\right]$$

- Comparación con el momento central del tablero:

$$M_{U_1} = 1.861 \frac{\text{Tm}}{\text{m}} < M_{UCENTRO} = 5.431 \frac{\text{Tm}}{\text{m}}$$

- Segundo Estado de Cargas.



Fuente: Propia.

Figura43. Diseño Tablero. Análisis Volados. Estado de Cargas 2.

- Momento por carga Muerta:

$$M_{CM} = 0.64 * \frac{1.175^2}{2} = 0.442 \text{ Tm/m}$$

- Momento de carga Viva:

$$M_{CV} = 7.27 * 0.675 * 1.30 = 6.379 \text{ Tm}$$

- Factor de distribución de momento:

$$E = 0.8 * 0.675 + 1.143 = 1.683 \text{ m}$$

- Momento por carga Viva Distribuido:

$$M_{CV} = \frac{6.379}{1.683} = 3.79 \text{ Tm/m}$$

- Momento de pasamanos:

$$M_{pasamanos} = 0.744 * \left(0.6 + 0.2 + \frac{0.18}{2} \right) = 0.662 \text{ Tm/m}$$

- Momento Último (Combinación de cargas):

$$M_U = 1.3 * [(0.442 + 3.79 + 0.662)]$$

- Comparación con el momento central del tablero:

$$M_{U_2} = 6.362 \frac{\text{Tm}}{\text{m}} > M_{U_{CENTRO}} = 5.431 \frac{\text{Tm}}{\text{m}}$$

Como el diseño es simétrico, no es necesario el análisis de los dos volados, una vez obtenidos los momentos del análisis, escogemos el momento más crítico para realizar el cálculo del acero de refuerzo en los extremos de la losa.

Por lo tanto luego de comparaciones, escogemos el momento de 6.362 Tm para calcular el acero de refuerzo definitivo para los voladizos.

- Acero Principal voladizo:

Si se usa varilla de $\varnothing=16$ mm, con un recubrimiento superior de 5 cm y un recubrimiento inferior de 2.5 cm.

$$\left. \begin{array}{l} D_i = 18 - 5 - 0.8 = 12.2 \text{ cm} \\ D_f = 18 - 2.5 - 0.8 = 12.2 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$k = \frac{6.362 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 12.2^2} = 0.1696$$

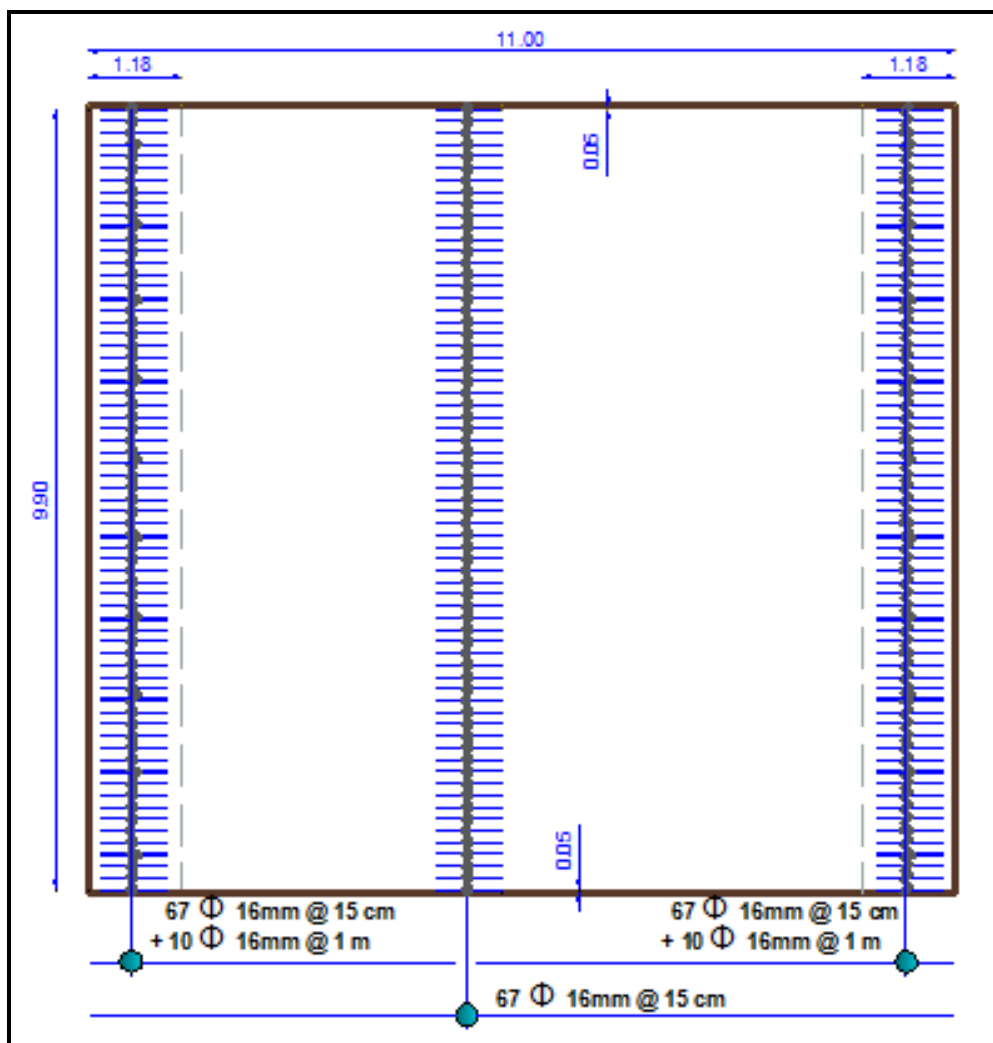
$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - (2.36 * 0.1696)}}{1.18} = 0.191$$

$$l = 0.191 * \frac{280}{4200} = 0.0127$$

$$A_s(t) = 0.0127 * 100 * 12.2 = 15.55 \text{ cm}^2$$

Es decir que para un metro de tablero es necesario 15.55 cm², para no dotar a la estructura más acero de la que necesita, asumimos para 10 m (155.51cm²) que se cubre con una cantidad de 77 $\varnothing$ 16 mm @ 15 cm.

Acero de flexión: 77 $\varnothing$ 16mm @ 15 cm distribuido en 9.90 m.



Fuente: Propia.

Figura44. Armado transversal del tablero y volados

8.4.3.2.9 Resumen de momentos últimos y armados del tablero.

Tabla 40: Resumen de momentos últimos y armados del tablero.

RESÚMEN DE MOMENTOS ULTIMOS (Ton-m/m)			
TRAMO	Voladizo Izq.	Central	Voladizo Der.
		5.433	
1° Estado de Cargas:	1.862		1.862
2° Estado de Cargas:	6.363		6.363
As (cm ²)	15.55	13.01	15.55
Armado Principal:	77 Ø 16mm @ 15 cm	67 Ø 16mm @ 15 cm	77 Ø 16mm @ 15 cm
	DISTRIBUIDO EN 9.90 m		

Fuente: Propia.

8.4.3.2.10. Armadura de repartición:

Para garantizar la distribución de las cargas concentradas, se debe colocar longitudinalmente, un

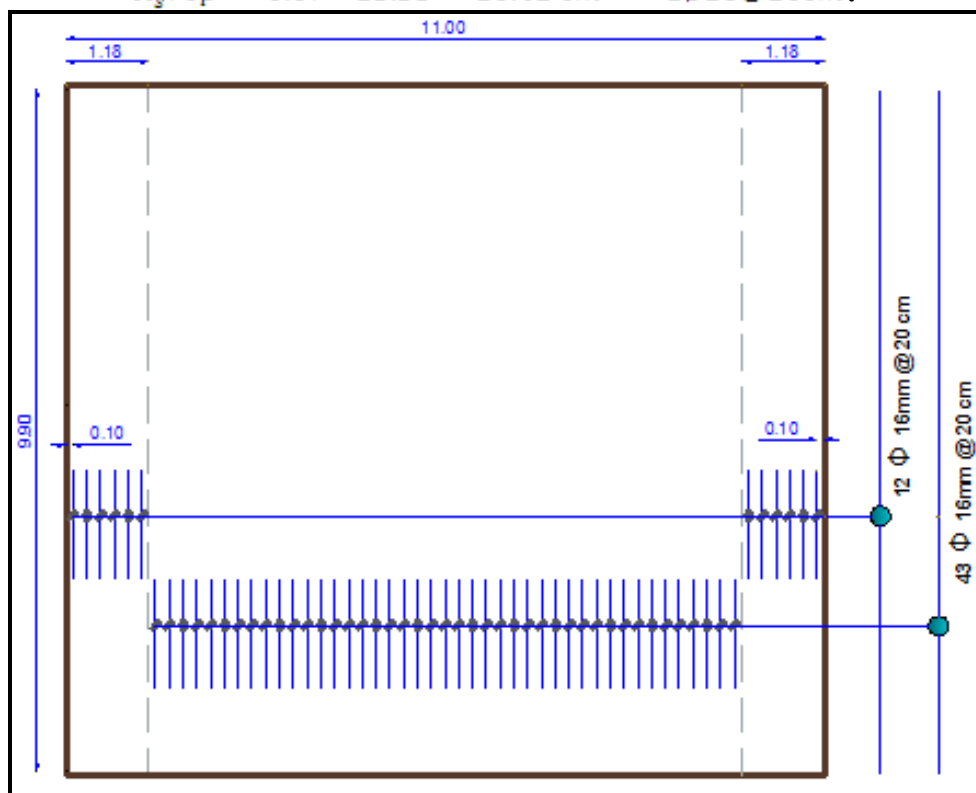
porcentaje del refuerzo requerido para momento positivo, dado por la siguiente fórmula según AASHTO (A.4.2.2.1.3), si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$A_{s\text{rep}}(\%) = \frac{121}{\sqrt{s}} \rightarrow \text{máximo } 67\%; \quad \frac{121}{\sqrt{2.175}} = 82.05\% > 67\% \Rightarrow A_{s\text{rep}} = 67\%$$

Esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

El porcentaje del 67%, se multiplica por la cantidad de acero provista por metro luego de determinar la cantidad de barras y espaciamiento entre sí.

$$A_{s\text{rep}} = 0.67 * 15.55 = 10.42 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 16 @ 20 \text{ cm}.$$



Fuente: Propia.

Figura45. Armado longitudinal del tablero.

8.4.3.2.11 Armadura de temperatura:

De acuerdo con el AASTHO (A.7.11) debe colocarse refuerzo para retracción y temperatura cerca de las superficies expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. El área total de refuerzo colocado debe ser de por lo menos $3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada dirección.

En losas de espesor menor que 1.20m (AASTHO A.5.10.8.2), la armadura para contracción y temperatura

se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s = 0.756 \frac{b * h}{f_y}$$

Dónde:

b = Base de un metro de losa

h = Altura de la losa

f_y = Tensión de fluencia de las barras de armadura (f_y)

$$A_s = 0.756 \frac{(100 * 18) \text{ cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s,tem} = 0.0018 * 100 * 18 = 3.24 \text{ cm}^2.$$

El espaciamiento del refuerzo para retracción y temperatura no debe ser mayor de tres veces el espesor de la placa o muro, ni de 45 cm.

- Armadura por contracción y temperatura: 1Ø10mm @ 25 cm en cada dirección. Área de refuerzo colocado por cada metro en cada dirección= 4Ø10= 3.14 cm².

8.4.3.3 DISEÑO DE VIGAS.

A continuación se presenta los datos necesarios para el diseño de vigas tanto exteriores como interiores:

- f'_c = 280 kg/cm²
- f_y = 4200 kg/cm²
- b = 0.40 m
- **Luz total** = 10 m
- **Distancia entre caras de vigas (s^*):** 2.35 m

Figura46. Esquema transversal en corte del tablero.

Para vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el valor menor entre, lo cuales se establecen en la sección 4.6.2.6 del manual AASTHO.

De acuerdo a la AASTHO, para no calcular deflexiones el peralte $h_{\min}$ puede ser:

- **Peso Tablero:**

- **Peso Aceras:**

$$W_{aceras} = \frac{2 * 0.85 * 0.2 * 2.4}{4} = 0.204 T/m$$

$$W_{\text{barandas}} = \frac{\text{Peso 2 barandas}}{\# \text{ vigas}}$$

$$W_{\text{barandas}} = \frac{0.150}{4} = 0.038 \text{ T/m}$$

$$W_{\text{capa de rodadura}} = \text{carga} * \delta$$

$$W_{\text{capa de rodadura}} = 0.120 * 2.4 = 0.288 \text{ T/m}$$

$$\sum W = 1.015 + 0.204 + 0.038 + 0.288 = 1.545 \text{ T/m}$$

- Peso propio de la viga:

$$W_{\text{peso propio}} = b * h * \delta$$

$$h = h_{\text{min}} - t = 0.80 - 0.18 = 0.62 \text{ m}$$

$$W_{\text{peso propio}} = 0.40 * 0.62 * 2.4 = 0.595 \text{ T/m}$$

- Peso de los diafragmas:

Asumimos las medidas: 0.80m x 0.20m

$$W_{\text{diafragma}} = 0.62 * 0.20 * 2.35 * 2.4 = 0.70 \text{ T/viga}$$

$$M = \frac{W_{\text{diafragma}} * L}{4} = \frac{0.70 * 10}{4} = 1.75 \text{ Tm}$$

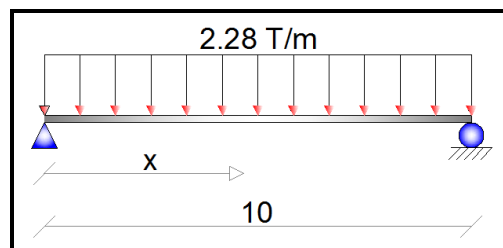
$$1.75 \text{ T.m} = \frac{q * l^2}{8}$$

$$q = \frac{8 * 1.75}{10^2} = 0.14 \text{ T/m}$$

$$W_{\text{cm}} = \sum W$$

$$W_{\text{cm}} = 1.545 + 0.595 + 0.14 = 2.28 \text{ T/m} \approx 2280 \text{ kg/m}$$

- Diagrama de carga muerta:



Fuente: Propia.

Figura47. Esquema de acción de carga sobre la viga.

- Ecuación de cortantes y momentos:

$$Vx = \frac{2.28 * 10}{2} - 2.28 x = 11.40 - 2.28x$$

$$Mx = 11.40 x - 2.28 \frac{x^2}{2} = 11.40x - 1.14x^2$$

$$x = 2.5 \text{ m}$$

$$Vx = 11.40 - 2.28x = 11.40 - 2.28(2.5) = 5.70 \text{ T}$$

$$Mx = 11.40x - 1.14x^2 = 11.40(2.5) - 1.14(2.5^2) = 21.377 \text{ Tm}$$

Tabla 41: Momentos y Cortantes producidos por la carga muerta.

x	MCM	VCM
0.000	0.000	11.401
2.500	21.377	5.701
5.000	28.503	0.000
7.500	21.377	-5.701
10.000	0.000	-11.401

Fuente: Propia.

-Análisis del momento de carga viva.

- Factor de distribución transversal.

El coeficiente de distribución es un factor que se obtiene de un análisis teórico complejo y trata de interpretar la distribución de las cargas de rueda del camión sobre las vigas longitudinales.

- Vigas interiores

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga interior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda, que depende del tipo de calzada, el tipo de viga y el número de vías de tránsito. La fracción de la carga de rueda, llamada también coeficiente de distribución, está determinada por la Tabla 3.23.1 de la norma AASHTO Standard.

Para calzada y vigas T de hormigón armado, el coeficiente de distribución que entrega la norma es:

$$f = \frac{s}{1.829}$$

$$f = \frac{2.35}{1.829} = 1.285$$

- Impacto:

La carga viva debe ser incrementada en un porcentaje "I" con el objetivo de considerar los efectos dinámicos y de vibraciones producidas por esta carga. Mientras más larga la viga menor será este impacto. Como máximo se considera un aumento de 30%.

$$Im = \frac{15.24}{38.1 + 10} = 0.32 \leq 0.3 \rightarrow Im = 0.30$$

Tabla 42: Impacto (Factor de Mayoración <=30%)

x	Im
---	----

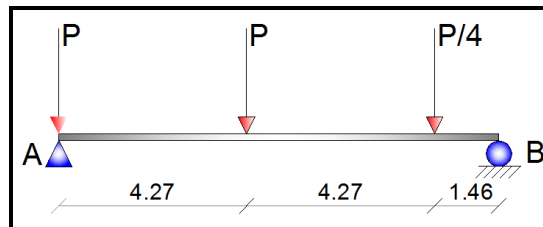
0.000	1.300
2.500	1.300
5.000	1.300
7.500	1.300
10.000	1.300

Fuente: Propia.

Nota.- Para HS 20-44 gobierna el camión tanto para momento como para cortante en puentes de dos vías para luces interiores a 36.6 m.

El esfuerzo de corte máximo se obtiene colocando una de las cargas P del camión HS 20-44 en el apoyo extremo. El valor máximo será igual a la magnitud de la fuerza de reacción del apoyo, tal como se muestra en la siguiente figura:

Cuando $x=0$



Fuente: Propia.

Figura48. Esquema de acción de carga viva sobre la viga.

$$\sum MB = 0$$

$$-(10.00 RA) + (7.27 * (10 + 5.73)) + (1.818 * 1.46) = 0$$

$$RA = 11.70 T$$

$$M_{L(0m)} = 11.70 * 0 = 0 Tm$$

$$M_{L+I(0m)} = M_{L(0m)} * I_{m(0m)} * f = 0 Tm$$

$$M_u = 1.3 \left[M_D + \frac{5}{3} (M_{L+I}) \right]$$

-Momentos Últimos de vigas interiores.

Tabla 43: Momentos últimos para diseño Vigas Interiores

x	M_D	M_{L+I}	M_U
0	0	0.000	0.000
2.5	21.377	32.575	98.370
5	28.503	30.358	102.829
7.5	21.377	22.775	77.135
10	0	0.000	0.000

Fuente: Propia.

-Acero principal de la viga.

$$M_u = 0.85 * f'c * B * t * \left(d - \frac{t}{2}\right) * \phi * 10^{-5}$$

Asumo: $d' = 10$ cm

$$M_u = 0.85 * 280 * 235 * 18 * \left(70 - \frac{18}{2}\right) * 0.9 * 10^{-5} = 552.70 \text{ Tm}$$

$552.70 \text{ Tm} > 102.829 \text{ Tm} \therefore \text{Trabaja como rectangular}$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0.85 * 280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(102.541) * 100000}{0.85 * 0.9 * 280 * 235 * 70^2}} \right]$$

$$\rho = 0.00241$$

$$As = 0.0025 * 235 * 70 = 39.59 \text{ cm}^2$$

$$8 \text{ } \phi 25 \text{ mm} = 39.27 \text{ cm}^2$$

- Corrección de d'

Asumimos estribo de diámetro 12 mm

$$d' = 7.95 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0.85 * 280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(102.541) * 100000}{0.85 * 0.9 * 280 * 235 * 72.05^2}} \right]$$

$$\rho = 0.00227$$

$$As = 0.00227 * 235 * 72.05 = 38.42 \text{ cm}^2$$

$$7 \text{ } \phi 25 \text{ mm} = 39.27 \text{ cm}^2$$

- Armado de vigas interiores

Tabla 44: Armadura por secciones en vigas interiores.

x	MU	As (cm ²)	Aceros
0	0.000	9.82	2 ϕ 25
2.5	98.370	36.83	8 ϕ 25
5	102.829	38.37	8 ϕ 25
7.5	77.135	28.75	6 ϕ 25
10	0.000	9.82	2 ϕ 25

Fuente: Propia.

-Acero de refuerzo lateral.

$$A_{s_{lateral}} = 10\% A_s$$

$$A_{s_{lateral}} = 39.27 * 0.1 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \varnothing 25 \text{ mm} = 9.82 \text{ cm}^2$$

-As flexión mínimo en la cara superior.

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{F_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 40 * 72.05 = 9.61 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} = 10.05 \text{ cm}^2.$$

- Verificación a cortante:

- Cortante para carga muerta:

Tabla 45: Cortantes para carga Muerta Vigas interiores.

x	V _{CM}
0.000	11.401
2.500	5.701
5.000	0.000
7.500	-5.701
10.000	-11.401

Fuente: Propia.

- Cortante carga viva + impacto (IDA)

$$V_{L+I} = R_A * I_m * f$$

- Factor de distribución transversal

$$f = \frac{s}{1.829}$$

$$f = \frac{2.35}{1.829} = 1.285$$

Cuando x=0

$$V_{L+I} = R_A * I_m * f$$

$$V_{L+I} = 11.70 * 1.30 * 1.285$$

$$V_{L+I} = 19.544 \text{ T}$$

- Cortante Último (IDA).

$$V_u = 1.3 \left[V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{L+I}) \right]$$

Cuando x=0

$$V_u = 1.3 \left[11.401 + \frac{5}{3} (19.544) \right] = 57.166 \text{ T}$$

Tabla 46: Cortantes últimas en vigas interiores.

x	V _u
---	----------------

0	57.164
2.5	35.643
5	13.155
7.5	-0.831
10	-14.821

Fuente: Propia.

- Cortante carga viva + impacto (VUELTA)

$$V_{L+I} = R_A * Im * f$$

- Factor de distribución transversal

$$f = \frac{s}{1.829}$$

$$f = \frac{2.35}{1.829} = 1.285$$

- Cortante Último (VUELTA)

$$V_u = 1.3 \left[V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{L+I}) \right]$$

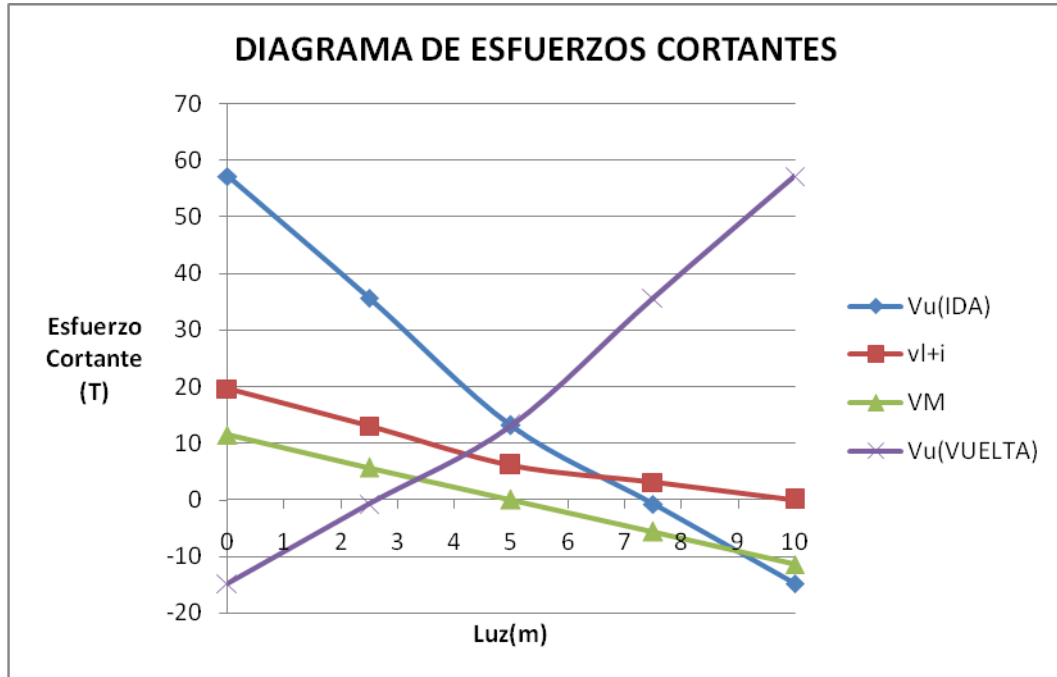
Cuando x=10

$$V_u = 1.3 \left[11.401 + \frac{5}{3} (19.544) \right] = 57.166 \text{ T}$$

Tabla 47: Cortante, análisis de retorno

x	Vu
10	57.164
7.5	35.643
5	13.155
2.5	-0.831
0	-14.821

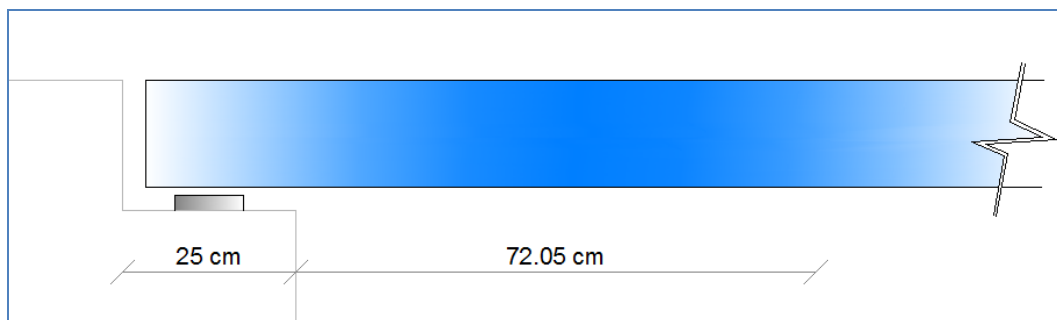
Fuente: Propia.



Fuente: Propia.

Figura49. Esquema de acción de carga (Esfuerzo Cortante) sobre la viga (Ida/Retorno).

- Esfuerzo de corte último en la sección crítica :



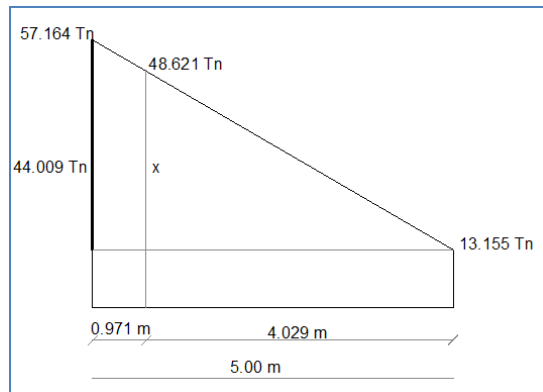
Fuente: Propia.

Figura50. Esquema para cortante crítica.

$$d_{\text{REAL}} = 72.05 \text{ cm}$$

La sección crítica de diseño ante fuerzas cortante se ubica a una distancia "d" desde la cara interna del apoyo.

Cortante ultima cuando $x_1 = 0.971 \text{ m}$; $x_2 = 9.029 \text{ m}$



Fuente: Propia.

Figura51. Esquema para cortante crítica a 9.029m.

$$\begin{array}{ccc} 5 \text{ m} & \text{-----} & 44.009 \text{ T} \\ & \text{-----} & \\ 4.029 \text{ m} & x & \end{array}$$

▪ $\underline{vu=}$ $x= 35.55 \text{ T}$

$$vu = \frac{V_u}{\phi * bw} \quad 35.55 \text{ T} + 13.155 \text{ T} = 48.705 \text{ T}$$

Vu= Solicitación última de cortante.

ϕ =Factor de reducción de capacidad a corte, cuyo valor es 0.85 (CEC-2000).

bw= Ancho del alma resistente a corte.

d= distancia desde el centroide del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema a compresión.

$$vu = \frac{48.705 * 10^3}{0.85 * 40 * 72.05} = 19.882 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

- vc = Esfuerzo resistente del concreto.

$$vc = 0.53 * \sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{280}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

La parte del cortante que no puede ser absorbida por el concreto debe ser resistida por la armadura transversal.

Esta fórmula nos permite determinar el espaciamiento al que deben colocarse los estribos para absorber un esfuerzo de corte último estimado.

$$s = \frac{A_v * fy}{(vu - vc) * bw}$$

A_v = Sección transversal de acero de cada estribo que cruza la fisura.

$$\text{Con } \phi 12\text{mm y } Fy = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (mínimo para puentes)}$$

$$s = \frac{A_v * f_y}{\frac{(v_u - v_c) * b_w}{2 * A_s * f_y}}$$

$$s = \frac{2 * 1.131 * 4200}{(19.882 - 8.87) * 40}$$

$$S = 21.568 \text{ cm.}$$

s = 20cm a 4d de la cara de los apoyos

$$0.53 * \sqrt{f'c} < v_u < 1.50 * \sqrt{f'c}$$

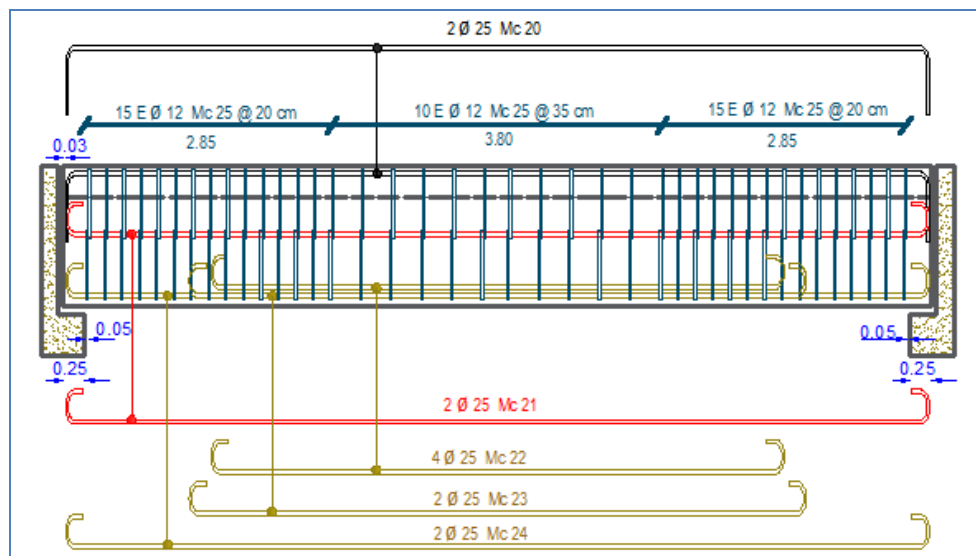
$$8.87 < v_u < 25.10 \text{ OK}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{72.05}{2} = 36.01 \text{ cm}$$

asumo s = 35 cm en el tramo central

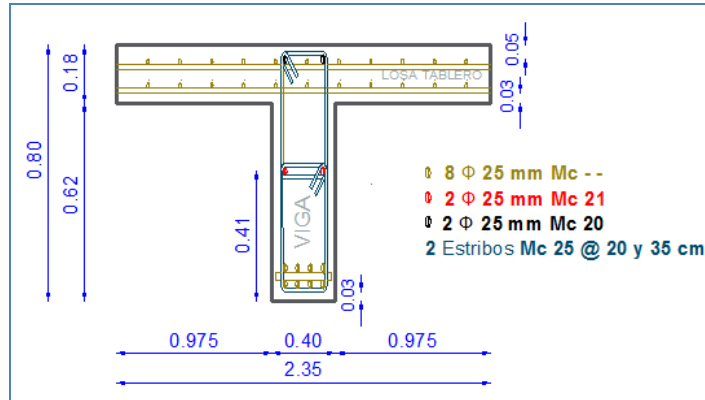
-Armado Final Vigas Interiores:

- Ver detalles de armado de vigas interiores en PLANOS. Lámina 3.



Fuente: Propia.

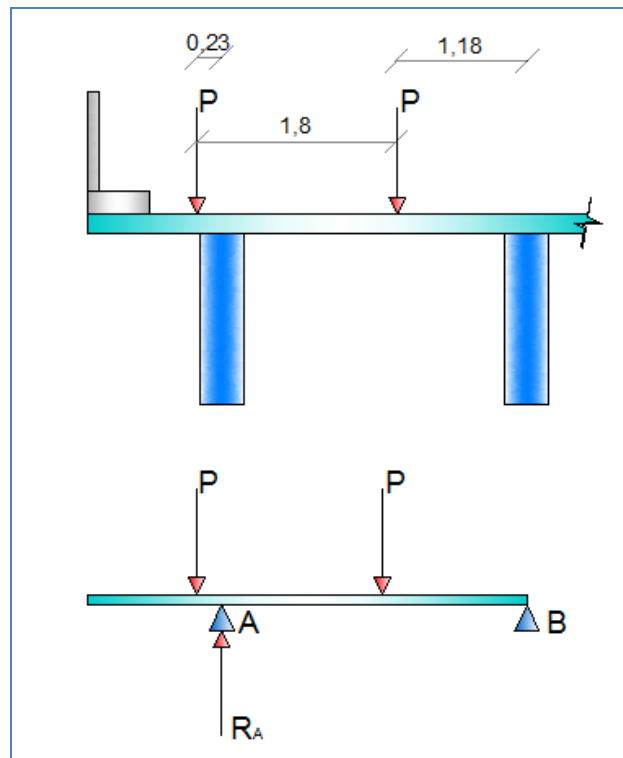
Figura52. Armado Longitudinal de Viga Interior.



Fuente: Propia.

Figura 53. Corte Transversal Viga Interior.

8.4.3.3.2 Verificación vigas exteriores.



Fuente: Propia.

Figura 54. Esquema para verificar el factor de distribución.

$$\sum M_B = 0$$

$$2.75 R_A = 2.975 * P + 1.175 * P$$

$$R_A = 1.509 P$$

- Factor de distribución

$$f = \frac{S}{1.829}$$

$$f = \frac{2.35}{1.829} = 1.285$$

1.509 > 1.285 **⇒** **RE-DISEÑO DE LAS VIGAS EXTERIORES CON EL FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE 1.509**

-Rediseño de las vigas exteriores.

Varían los momentos y cortantes de carga viva + impacto y a su vez el momento y cortante último.

Para el Cortante de carga viva más impacto es igual a:

Para $x=0$

$$V_{L+I} = R_A * l_v * f$$

$$V_{L+I} = 11.70 * 1.30 * 1.509$$

$$V_{L+I} = 22.952 T$$

$$V_u = 1.3 * \left(V_M + \frac{5}{3} * (V_{L+I}) \right)$$

$$V_u = 1.3 * \left(11.401 + \frac{5}{3} * (22.952) \right)$$

$$V_u = 64.55 T$$

Tabla 48: Momentos y Cortantes, por secciones en vigas exteriores.

x	MU	Vu
0	0.000	64.550
2.5	110.682	40.568
5	114.303	15.450
7.5	85.743	0.316
10	0.000	-14.821

Fuente: Propia.

-Acero principal de las vigas exteriores.

Asumo: $d' = 7.95$ cm

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0.85 * 280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(114.303) * 100000}{0.85 * 0.9 * 280 * 235 * 72.05^2}} \right]$$

$$\rho = 0.00254$$

$$A_s = 0.00254 * 235 * 72.05 = 43.00 \text{ cm}^2$$

$$9 \text{ } \phi 25 \text{ mm} = 44.18 \text{ cm}^2$$

Corrección de d'

Asumimos estribo de diámetro 12 mm

$$d' = 10.45 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 * \emptyset * f'_c * b * d^2}} \right]$$

$$\rho = \frac{0.85 * 280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(114.303) * 100000}{0.85 * 0.9 * 280 * 235 * 69.55^2}} \right]$$

$$\rho = 0.00273$$

$$As = 0.00273 * 235 * 69.55 = 44.55 \text{ cm}^2$$

$$9 \emptyset 25 \text{ mm} = 44.18 \text{ cm}^2$$

-Armado de vigas exteriores

Tabla 49: Armadura de vigas exteriores por secciones.

x	MU	As (cm ²)	Aceros
0	0.000	9.27	2 Ø 25
2.5	110.682	43.09	9 Ø 25
5	114.303	44.55	9 Ø 25
7.5	85.743	33.19	7 Ø 25
10	0.000	9.27	2 Ø 25

Fuente: Propia.

-Acero de refuerzo lateral vigas exteriores.

$$As_{lateral} = 10\% As$$

$$As_{lateral} = 44.18 * 0.1 = 4.42 \text{ cm}^2$$

$$2 \emptyset 25 \text{ mm} = 9.82 \text{ cm}^2$$

-As Flexión mínimo en la cara superior.

$$As_{min} = \frac{14}{F_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 40 * 69.55 = 9.27 \text{ cm}^2$$

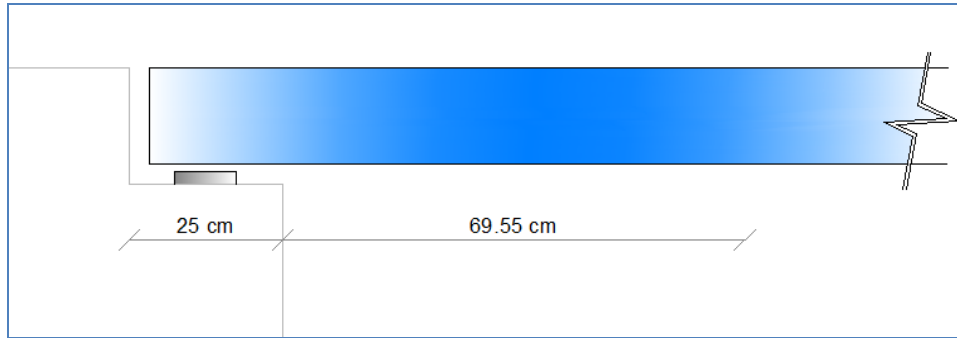
$$5 \emptyset 16 \text{ mm} = 10.05 \text{ cm}^2.$$

- Esfuerzo de corte último en la sección crítica:

Tabla 50: Valores de Cortantes últimas en vigas externas.

x	Vu
0	64.550
2.5	40.568
5	15.450
7.5	0.316
10	14.821

Fuente: Propia.



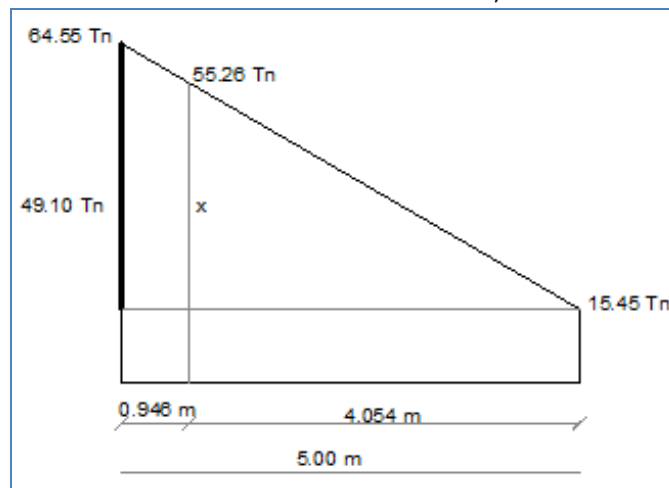
Fuente: Propia.

Figura55. Esquema para cortante crítico vigas exteriores

$$d_{REAL} = 69.55 \text{ cm}$$

La sección crítica de diseño ante fuerzas cortante se ubica a una distancia "d" desde la cara interna del apoyo.

Cortante ultima cuando $x_1 = 0.946 \text{ m}$; $x_2 = 9.054 \text{ m}$



Fuente: Propia.

Figura56. Esquema para cortante crítico a 9.054m.

$$5 \text{ m} \quad \text{---} \quad 49.10 \text{ T}$$

$$4.054 \text{ m} \quad \text{---} \quad x$$

▪ Esfuerzo

$$x = 39.81 \text{ T}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b_w * d}$$

$$39.81 + 15.45 = 55.26 \text{ T}$$

V_u = Solicita

ϕ = Factor de reducción de capacidad a corte, cuyo valor es 0.85 (CEC-2000).

b_w = Ancho del alma resistente a corte.

d = distancia desde el centroide del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema a compresión.

$$v_u = \frac{55.26 * 10^3}{0.85 * 40 * 69.55} = 23.369 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

▪ v_c = Esfuerzo resistente del concreto.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{280}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

La parte del cortante que no puede ser absorbida por el concreto debe ser resistida por la armadura transversal. Esta fórmula nos permite determinar el espaciamiento al que deben colocarse los estribos para absorber un esfuerzo de corte último estimado.

$$s = \frac{A_v * f_y}{(v_u - v_c) * b_w}$$

A_v = Sección transversal de acero de cada estribo que cruza la fisura.

Con $\emptyset 12\text{mm}$ y $F_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (mínimo para puentes)

$$s = \frac{A_v * f_y}{(v_u - v_c) * b_w}$$

$$S = \frac{2 * A_s * f_y}{(v_u - v_c) * b}$$

$$S = \frac{2 * 1.131 * 4200}{(23.37 - 8.87) * 40}$$

$$S = 16.38 \text{ cm.}$$

$s = 15\text{cm a } 4d$ de la cara de los apoyos

$$0.53 * \sqrt{f'_c} < v_u < 1.50 * \sqrt{f'_c}$$

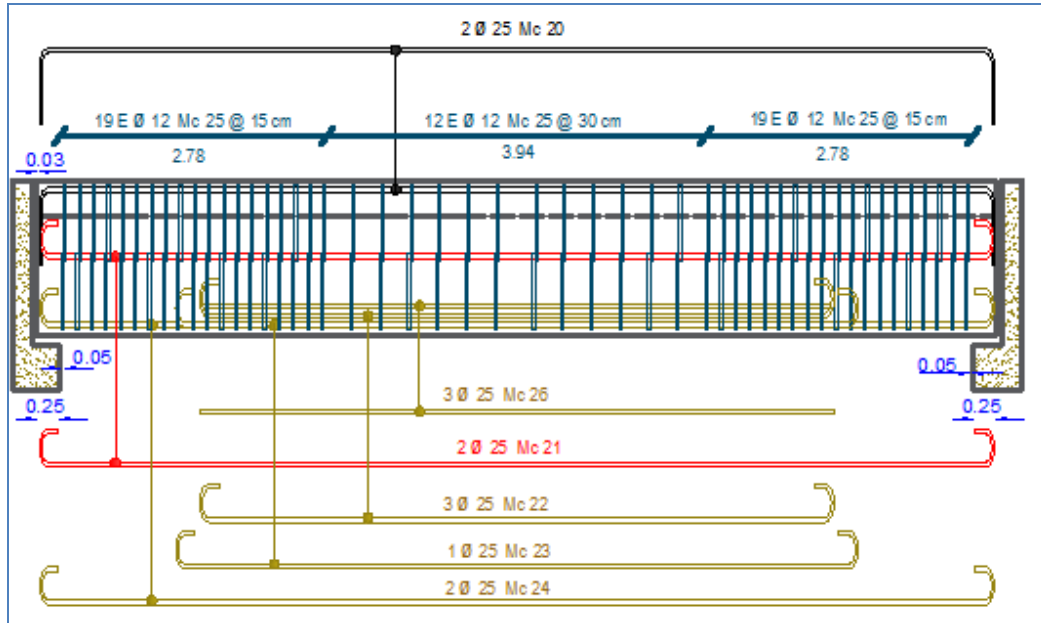
$$8.87 < v_u < 25.10 \rightarrow \text{OK}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{69.55}{2} = 34.78 \text{ cm}$$

asumo $s = 30 \text{ cm}$ en el tramo central

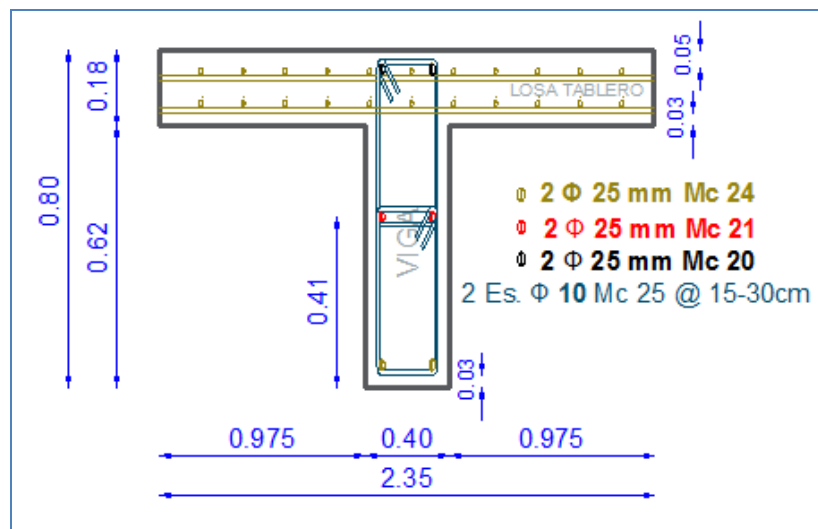
- Armado Final Vigas Exteriores.

- Ver detalles de armado de vigas interiores en PLANOS. Lámina 3.



Fuente: Propia.

Figura57. Armado Longitudinal de Viga Exterior.

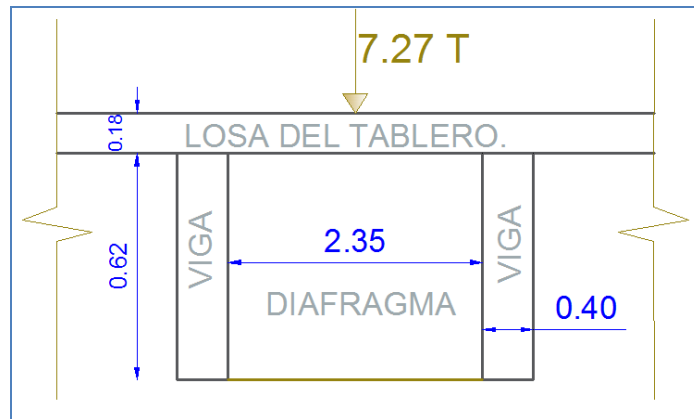


Fuente: Propia.

Figura58. Corte Transversal Viga Exterior

8.4.3.4 Diseño de Diafragmas.

Valores asumidos 0.62 x 0.20 m.



Fuente: Propia.

Figura59. Dimensiones Diafragma.

8.4.3.4.1 Cálculo del Momento en Diafragma

$$M = \frac{P * Ln}{4}$$

$$M = \frac{7.27 * 2.35}{4}$$

$$M = 4.271 Tm$$

8.4.3.4.2 Cálculo de la sección del acero

$$As = \frac{Mu}{Fy * 0.6 * Hd}$$

H_D = Altura del diafragma

$$As = \frac{4.271 * 10^5 kg/cm}{4200 \frac{Kg}{cm^2} * 0.6 * 62 cm}$$

$$As = 2.73 cm^2$$

- Cálculo de la sección mínima.

$$As_{min} = \frac{14}{Fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200 Kg/cm^2} * 20cm * 58cm$$

$$As_{min} = 3.86 cm^2 \rightarrow 2\emptyset 16 mm$$

Se procede a escoger la cuantía mínima para armar dado que es mayor que la cuantía calculada.

8.4.3.4.3 Revisión por fuerza cortante.

$$V = \frac{P * Ln}{2}$$

$$Vu = \frac{7.27 * 2.35}{2} = 8.54 T$$

- vu= Esfuerzo de corte último.

$$vu = \frac{Vu}{\phi * bw * d} [kg/cm^2]$$

Vu= Solicitación última de cortante.

Ø=Factor de reducción de capacidad a corte, cuyo valor es 0.85 (CEC-2000).

bw= Ancho del alma resistente a corte.

d= distancia desde el centroide del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema a compresión.

$$vu = \frac{8.54 * 10^3}{0.85 * 20 * 58} = 8.66 [kg/cm^2]$$

- **vc = Esfuerzo resistente del concreto.**

$$vc = 0.53 * \sqrt{f'c} [kg/cm^2]$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{280}$$

$$v_c = 8.87 kg/cm^2$$

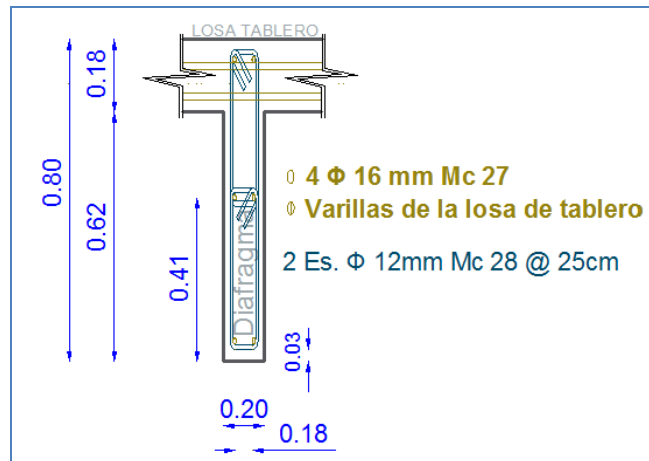
$$vu < v_c \rightarrow \text{No necesita acero transversal.}$$

La parte del cortante está siendo absorbida por el concreto, por ende no necesita armadura transversal, se asumirá una armadura mínima transversal

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{58}{2} = 29 cm$$

asumo s = 25 cm en todo el tramo.

8.4.3.4.4 Armado diafragma con sección mínima



Fuente: Propia.

Figura60. Armado Diafragma

8.4.3.5 DISEÑO DE APOYOS DE ELASTOMÉRICOS.

Como apoyo para el puente en estudio se escogerá placas de neopreno los cuales tienen tres ventajas importantes, son económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor.

El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes:

- **Resistencia.**- La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes, puede soportar cargas a la compresión de hasta 120 kg/cm^2 .

- **Durabilidad.**- La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin dar ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

- **Predimensionamiento.**

Según el MTOP el valor del ancho de la placa de neopreno debe ser menor que el ancho de la viga

- $b_{\text{máx}} = \text{ancho Viga} - 2\text{cm}.$

En las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes, Sección 14, se entregan disposiciones y criterios de diseño para los Apoyos Elastoméricos.

- $1\text{cm} < t_t < w / 5$
- $15\text{cm} \text{ o } 5 \times t_t < w < b$

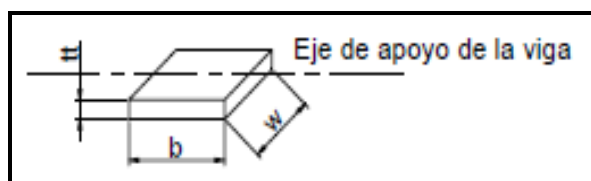


Tabla 51. Predimensionamiento Apoyo elastomérico

PREDIMENSIONAMIENTO		
Ancho de viga:	40.00	cm
b=	25.00	cm
w=	20.00	cm
tt=	3.00	cm

Fuente: Propia.

- Dimensionamiento.
- Carga Vertical:

Las acciones verticales a considerar en el apoyo son las reacciones de las vigas (V) debido a las cargas gravitatorias del Tablero (Q).

$$Q = P_g + P_q$$

$$V = \frac{Q}{n_v * 2}$$

Dónde:

P_g = Peso Propio: Losa, Capa de rodadura, Aceras, Pasamanos, Vigas Principales, Diafragmas.

P_q = Peso Sobrecargas: Camión Tipo HS20-44, Peatonal, Sobrecarga en aceras.

Tabla 52. Cargas Gravitatorias.

PESO PROPIO (Pg)		
ELEMENTO	PESO	
CAPA DE RODADURA	6.92	
LOSA	47.52	
VEREDAS	8.16	
BARANDAS	1.06	
VIGAS	23.81	
DIAFRAGMAS	4.20	
TOTAL=	91.66	T

PESO SOBRECARGA (Pq)		
Camión Tipo	7.27	
Carga peatonal	4.15	
Sobre Carga en veredas	2.56	
TOTAL	13.98	T

Fuente: Propia.

$$Q = (91.66 + 13.98) T = 105.64 T$$

$$V = \frac{Q}{n_v * 2}$$

$$V = \frac{105.64 T}{4 * 2} = 13.20 T$$

La tensión de compresión en el Neopreno es:

$$\sigma = \frac{V}{w * b}$$

Fijada la tensión admisible del Neopreno (σ) (70 kg/cm^2) y adoptada la dimensión b , se obtendrán las dimensiones en planta:

$$w = \frac{V}{\sigma * b}$$

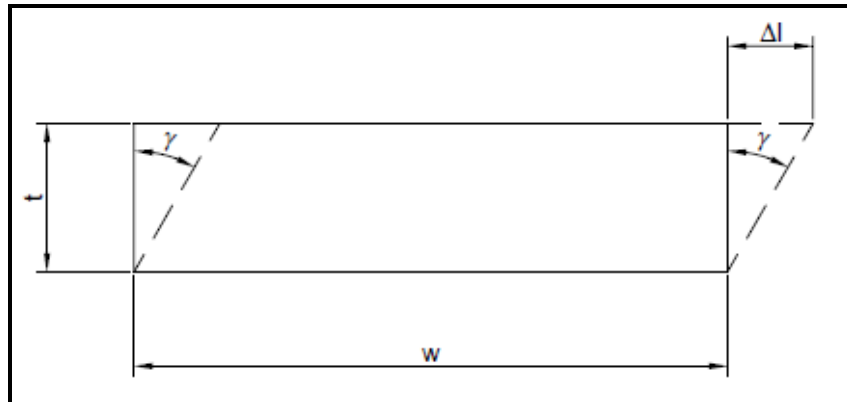
$$w = \frac{13.20 * 10^3 \text{ Kg}}{70 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm}} = 7.55 \text{ cm}$$

Asumimos $w=20 \text{ cm}$, según los criterios de diseño para apoyos elastoméricos enunciados en las especificaciones AASHTO, la cual nos indica que $w > 15\text{cm}$ ó $5t_t$

Al apoyo de neopreno dimensionado de esta manera, se le deben realizar las siguientes verificaciones:

- Máximo Corrimiento (Δl)
- Deformación del espesor
- Deslizamiento

- Verificación Máximo Corrimiento:



Fuente: U.B.A. (Universidad de Buenos Aires Argentina). -Apuntes de ejercicios- Apoyos elastoméricos: Hormigón II. Pg 22.

Figura61. Máximo Corrimiento apoyo elastomérico.

$$\Delta l \leq 0.5 * t$$

$$\text{tg}_{\text{máx}}(\gamma) = \frac{\Delta l}{t} = 0.5$$

El corrimiento Δl es producido por la variación de longitud de la viga debido a acciones térmicas, acciones estáticas (frenado) y/o geológicas.

- **Variación de Temperatura:**

$$\Delta l_1 = \frac{L_{(m)}}{2} * \alpha \left(\frac{1}{^{\circ}C} \right) * \Delta t(^{\circ}C)$$

Dónde:

α = Coeficiente de dilatación del hormigón = $1 \cdot 10^{-5}$ $1/^{\circ}C$.

Δt = Variación de Temperatura.

Variación de temperatura (Δt) del sector de implantación del puente = **14** $^{\circ}C$

$$\Delta l_1 = \frac{10_{(m)}}{2} * 0.00001 \left(\frac{1}{^{\circ}C} \right) * 14(^{\circ}C) = 0.0007 \text{ m} = 0.07 \text{ cm}$$

▪ Fuerza de Frenado:

El frenado de vehículos se tomará en cuenta aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero de $1/25$ de la sobrecarga equivalente a la multitud compacta, sin impacto, distribuida sobre todo el largo y ancho de la calzada, debiendo adoptarse como mínimo una fuerza de 0,15 veces el peso del camión tipo por cada carril de circulación.

La fuerza de frenado a considerar en la superestructura es el mayor valor entre:

$$F_{t1} = 0.15 * \text{Peso Camión Tipo} * n^{\circ} \text{ carriles}$$

$$F_{t2} = \frac{1}{25} * \text{Carga peatonal} * \text{Sup. Calzada}$$

La AASHTO especifica las sobrecargas como camiones normalizados o sobrecargas equivalentes; éstos se representan por un camión estándar:

Camión estándar de 3 ejes asumido como camión tipo: HS20-44: Peso total = 36 Ton.

$$F_{t1} = 0.15 * 36\,000 \text{ kg} * 2 = 10\,800 \text{ kg}$$

Según el capítulo 3.6.1.6 de las especificaciones AASHTO, se considera una sobrecarga peatonal de 415 kg/m^2

$$F_{t2} = \frac{1}{25} * 415 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (10 * 11) \text{ m}^2 = 1826 \text{ kg}$$

La reacción en el apoyo es:

$$F = \frac{Ft_{max}}{n_v * 2}$$

$$F = \frac{10\,800\,kg}{4 * 2} = 1350\,kg$$

Siendo G_0 el módulo de deformación transversal del neopreno, el mismo depende del material empleado.

El valor del mismo es:

Tabla 53: Módulo de deformación transversal del neopreno.

Tipo	G_0 (kg/cm ²)
Shore 50	8
Shore 60	11
Shore 70	15

Fuente: U.B.A. (Universidad de Buenos Aires Argentina). -Apuntes de ejercicios- Apoyos elastoméricos: Hormigon II. Pg 18.

Por definición el módulo de deformación transversal es la relación entre la tensión y la distorsión. Es decir

$$G_0 = \frac{\text{Tensión}}{\text{Distorsión}} = \frac{F}{b * w} * \frac{t}{\Delta l_2}$$

Si despejamos:

$$\Delta l_2 = \frac{F * t}{G_0 * b * w}$$

Escogemos el neopreno Tipo Shore 60, el cual tiene un módulo de deformación transversal según tabla: "Módulo de deformación transversal del neopreno" de 11 kg/cm²

$$\Delta l_2 = \frac{1350\,kg * 3\,cm}{11 \frac{kg}{cm^2} * 25cm * 20\,cm} = 0.74cm$$

Corrimiento Total es:

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2$$

$$\Delta l = 0.07 + 0.74 = 0.81cm$$

Debemos Verificar:

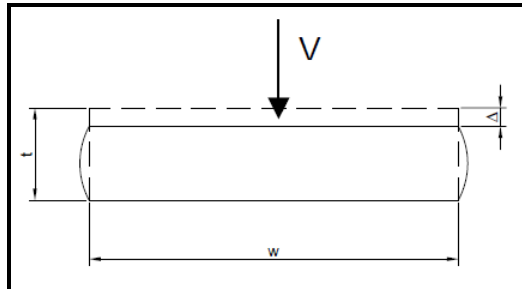
$$tg(\gamma) = \frac{\Delta l}{t} \leq tg_{m\acute{a}x}(\gamma) = 0.5$$

$$\frac{\Delta l}{t} = \frac{0.81\,cm}{3\,cm} = 0.27$$

$$0.27 \leq tg_{m\acute{a}x}(\gamma) = 0.5$$

$$0.27 \leq 0.5 \rightarrow ok$$

- Verificación Deformación del Espesor:



Fuente: U.B.A. (Universidad de Buenos Aires Argentina). -Apuntes de ejercicios- Apoyos elastoméricos: Hormigón II. Pg 24.
Figura62. Deformación del espesor del neopreno.

$$\Delta l \leq 15\% t$$

La deformación del espesor del neopreno depende de la dureza material, la carga unitaria y del factor de forma.

- **Factor de forma:**

$$T' = \frac{w * b}{2 * (w + b) * t}$$

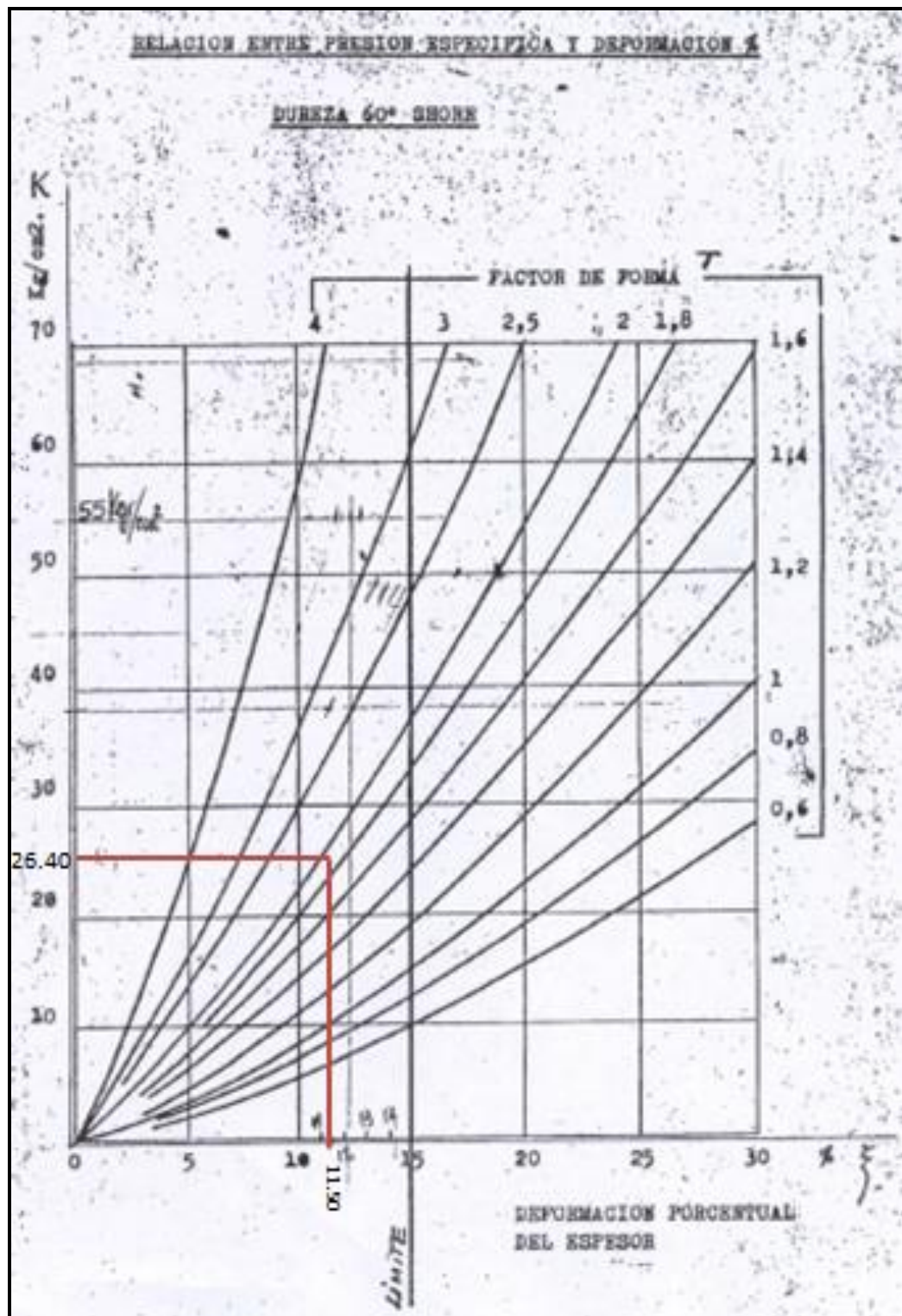
$$T' = \frac{(20 * 25) cm^2}{2 * (20 + 25) cm * 3 cm} = 1.85$$

Carga Unitaria

$$k = \frac{V}{w * b} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$k = \frac{13\ 200}{20 * 25} = 26.40 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Para verificar esta deformación existen ábacos para cada Dureza, a los cuales se entra con los valores de carga unitaria (k) y factor de forma (T') y se obtiene la deformación porcentual del espesor.



Fuente: U.B.A. (Universidad de Buenos Aires Argentina). -Apuntes de ejercicios- Apoyos elastoméricos: Hormigón II. Pg 25.
Figura63. Curvas de relación entre presión específica y deformación porcentual. DUREZA 60° SHORE

$$\Delta l = 11.5 \% t$$

$$11.5 \% t \leq 15 \% t \rightarrow ok$$

Las dimensiones adoptadas verifican ($\Delta l < 15\%$ t) para la dureza 60° SHORE.

-Verificación al Deslizamiento:

Debido a los esfuerzos horizontales el apoyo de Neopreno sufre una distorsión (ν) en su altura, la cual no debe superar el límite de $\text{tg}(\nu) < 0.5$ (Verificación del corrimiento máximo).

Además de poder deformarse el neopreno debe ser capaz de transmitir este esfuerzo sin deslizarse.

Para ello se realiza el cálculo del corrimiento admisible sin deslizamiento (δ) que soporta el apoyo:

$$\delta = 0.2 * \frac{Pg * t_t}{b * w} * \frac{X}{G_0}$$

Donde X es un factor que depende de la temperatura mínima.

Tabla 54: Factor "X" que depende de la temperatura mínima en el sector

Temp. Minima (°C)	X
-7	1.90
-10	1.88
-15	1.85
-20	1.75
-25	1.67
-30	1.50

Fuente: U.B.A. (Universidad de Buenos Aires Argentina). -Apuntes de ejercicios- Apoyos elastoméricos: Hormigón II. Pg 32.

Temperatura mínima registrada del sector de implantación del puente = 8 °C, asumimos un valor para x de 1.90.

$$\delta = 0.2 * \frac{91\,660\,kg * 3\,cm}{25 * 20} * \frac{1.90}{11 \frac{kg}{cm^2}} = 19\,cm$$

Debe Verificarse que:

$$\delta > \Delta l$$

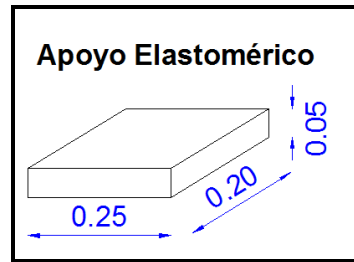
$$19.0\,cm > 0.81\,cm \rightarrow ok$$

Caso contrario se producirá deslizamiento.

Dimensiones recomendadas finales del apoyo elastomérico, las cuales cumplen todas las verificaciones:

- Máximo Corrimiento (Δl)
- Deformación del espesor

- Deslizamiento



Fuente: Propia.

Figura64: Dimensiones Apoyo Elastomérico

8.4.4 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA ALTERNATIVA UNO.

Diseño de estribos con especificaciones AASHTO ESTANDAR [2].

Datos generales para cálculo y diseño.

- Estribo derecho:

- Longitud del tablero del puente $L = 10\text{m}$
- Esfuerzo admisible del suelo $T_{adm} = 45 \text{ T/m}^2$
- Esfuerzo ultimo de diseño $T_{diseño} = 15 \text{ T/m}^2$
- Peso específico del suelo $\gamma_s = 1.91 \text{ T/m}^3$
- Angulo de fricción interna del suelo $\phi = 44^\circ$
- Carga Viva $H_s 20-44 = 7.27\text{T}$
- Resistencia del concreto a compresión $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico del hormigón $\gamma_s = 2.4 \text{ T/m}^3$

- Estribo izquierdo:

- Longitud del tablero del puente $L = 10\text{m}$
- Esfuerzo admisible del suelo $T_{adm} = 48 \text{ T/m}^2$
- Esfuerzo ultimo de diseño $T_{diseño} = 16 \text{ T/m}^2$
- Peso específico del suelo $\gamma_s = 1.84 \text{ T/m}^3$
- Angulo de fricción interna del suelo $\phi = 45^\circ$

- Carga Viva Hs 20-44 = 7.27T
- Resistencia del concreto a compresión $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico del hormigón $\gamma_s = 2.4 \text{ T/m}^3$

8.4.4.1 Selección de tipo de estribo.

La selección del tipo de estribo depende de las condiciones del lugar, las consideraciones de costos, la geometría de la superestructura y la estética. La estabilidad del estribo se encuentra en función de la altura, ya que a medida que el estribo incrementa su altura, incrementa su volumen.

8.4.4.2 Aspectos hidrográficos.

La información de los análisis hidrológicos en el sector concluye que la quebrada tiene un comportamiento normal (Quebrada Intermitente) en temporadas de verano pero cambia su comportamiento en invierno. Con la demarcación de zonas inundables se pueden establecer el nivel de máxima crecida.

Nivel de máxima crecida = 2745.90 m.s.n.m.

Nivel de estiaje = 2745 m.s.n.m.

Estos niveles inciden en las alturas de los estribos, indicando un galibo mínimo de 2.00m, entre el nivel de máxima crecida de la quebrada y la cara inferior de la viga.

8.4.4.3 Aspectos de riesgo sísmico.

ESPECIFICACIONES ESTANDAR SOBRE PUENTES Y CARRETERAS DE LA "ASOCIACION AMERICANA DE FUNCIONARIOS DE CARRETERAS Y TRANSPORTES ESTATALES (AASHTO).SECCION 3 CARGAS.

Las condiciones sísmicas del sitio de implantación del puente son las siguientes:

Zona sísmica:	III
Coeficiente de Aceleración sísmica:	$A_o = 0,25$
Coeficiente de sitio o de suelo	$S = 1,20$

8.4.4.4 Altura de estribos.

La altura del estribo está determinada por la profundidad de cimentación descrita en el capítulo, de estudio de suelos y el nivel de máxima crecida. El estudio de suelos recomienda por las características presentes en el sitio una profundidad de 4.8 m en el margen derecho y 2.90m en el margen izquierdo.

Cota de cimentación derecha = 2743.88 m.s.n.m.

Cota de cimentación izquierda = 2745.78 m.s.n.m.

8.4.4.5 Dimensionamiento del estribo derecho.

Estribo en voladizo de Hormigón Armado:

8.4.4.5.1 Longitudes de apoyo mínimas.

Después de un evento sísmico los apoyos de la superestructura con la subestructura sufren desplazamientos longitudinales y laterales.

Estos desplazamientos pueden ser grandes y podrían ocasionar un colapso de la superestructura, para ello las Especificaciones AASHTO ESTANDAR [2] establecen longitudes de apoyo mínimas que se muestran a continuación.

Tabla 55: Longitud mínima de apoyo N (mm).

Categoría de Comportamiento Sísmico	Mínima longitud de Apoyo N (mm)
A y B	$N_{A,B} = (203 + 1.67 * L + 6.66 * H) (1 + 0.000125 S^2)$
C y D	$N_{C,D} = (305 + 2.5 * L + 10 * H) (1 + 0.000125 S^2)$

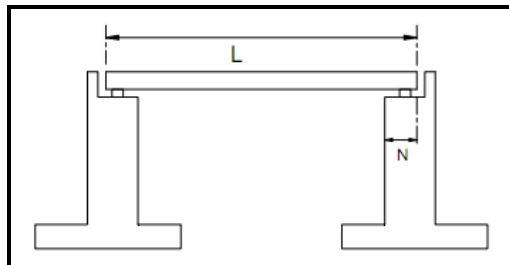
Fuente: AASHTO ESTANDAR [2].

Dónde:

L = Longitud medida en el tablero en metros a la siguiente junta de expansión o al extremo del tablero del puente. Para articulaciones entre luces, L debe ser la suma de L1 + L2, correspondiente a las distancias a ambos lados de la junta. Para puentes de una sola luz, L es igual a la longitud del tablero.

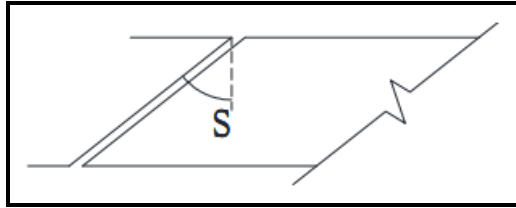
H = Altura de la subestructura en metros. Para estribos, H es la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas o pilas, H es la altura de la pila o de la columna. Para juntas dentro de un tramo, H es la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes. Para puentes simplemente apoyados, H = 0 m.

S = Angulo de esviaje de apoyo en grados (°), medido desde la línea normal al tramo.



Fuente: Propia.

Figura65. Longitudes de apoyo mínima N para puentes de un solo vano.



Fuente: Propia.

Figura 66. Ángulo de esviaje del apoyo.

Calculo de la longitud mínima de asiento (soporte) N por consideraciones sísmicas, para ello aplicamos la expresión:

$$N = (305 + 2.5 * L + 10 * H)(1 + 0.000125 * s^2)$$

Dónde:

$L = 10.00\text{m}$ = Luz del puente.

$H = 0.00\text{m}$ = Altura de apoyos intermedios.

$S = 0^\circ$ = Ángulo de esviaje para un puente recto.

Por lo tanto:

$$N = (305 + 2.5 * 10 + 10 * 0)(1 + 0.000125 * 0^2)$$

$$N = 330\text{mm} = 0.40\text{m}$$

8.4.4.5.2 Altura del cabezal.

La altura del cabezal se determina con la expresión:

$H_c = 0.85\text{m}$ = Altura estructural (losa + viga + aparatos de apoyo)

Por lo tanto: $H_c = 0.85\text{m}$

8.4.4.5.3 Altura de la zapata.

La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$H_z = \frac{H}{10} \text{ ó } \frac{H}{12}$$

Dónde:

H_z = Altura de la zapata del estribo en m.

$H = 4.80\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$H_z = \frac{H}{10}$$

$$H_z = \frac{4.80\text{m}}{10} = 0.48\text{m}$$

Adoptamos $H_z = 0.50\text{m}$

8.4.4.5.4 Altura de la pantalla.

La altura de la pantalla se determina con la expresión:

$$H_p = H - H_z - H_c$$

Dónde:

H_p = Altura de la pantalla del estribo en m;

$H = 4.80\text{m}$ = Altura del estribo;

$H_z = 0.50\text{m}$ = Altura de la zapata del estribo;
 $H_c = 0.85\text{m}$ = Altura del cabezal del estribo.

Por lo tanto:

$$H_p = H - H_z - H_c$$

$$H_p = 4.80 - 0.50 - 0.85$$

$$H_p = 3.45\text{m}$$

8.4.4.5.5 Ancho de la superficie de asiento.

El ancho de la superficie de asiento se determina con la expresión:

$$b = N + j$$

Dónde:

b = Ancho superficie de asiento en m;

$N = 0.40\text{m}$ = Longitud mínima de asiento por consideraciones sísmicas;

$j = 0.10\text{m}$ = Ancho mínimo de la junta de dilatación.

Por lo tanto:

$$b = N + j$$

$$b = 0.40 + 0.10$$

$$b = 0.50\text{m}$$

Adoptamos $b = 0.30\text{m}$

8.4.4.5.6 Ancho del cabezal.

El ancho del cabezal está comprendido entre los valores siguientes:

$$tbw = 0.20 \text{ ó } 0.30\text{m}$$

Por lo tanto adoptamos: $tbw = 0.25\text{m}$

8.4.4.5.7 Ancho de la zapata.

El ancho de la zapata por lo general se selecciona entre los valores de:

$$B = 0.40H \text{ ó } 0.70H$$

Dónde:

B = Ancho de la zapata del estribo en m;

$H = 4.80\text{m}$ = Altura del estribo.

Por seguridad tomamos el mayor valor:

$$B = 0.70H$$

$$B = 0.70 * 4.80 \therefore B = 3.36\text{m} \therefore \text{Adoptamos } B = 3.00\text{m}$$

8.4.4.5.8 Ancho del dedo.

El ancho del dedo se determina con la expresión:

$$td = \frac{B}{3}$$

Dónde:

td= Ancho del dedo del estribo en m;
 B= 3.00m = Ancho de a zapata del estribo.

Por lo tanto:

$$td = \frac{B}{3}$$

$$td = \frac{3}{3}$$

$$td = 1.00m$$

Adoptamos td= = 1,00m

8.4.4.5.9 Ancho del talón.

El ancho del talón se determina con la expresión:

$$tt = B - td - tbw - b$$

Dónde:

tt= Ancho del talón del estribo en m;
 td= 1.00m = Ancho del dedo del estribo;
 B= 3.00m = Ancho de la zapata del estribo;
 tbw= 0.25m = Ancho del cabezal del estribo;
 b= 0.30m = Ancho de la superficie del asiento.

Por lo tanto:

$$tt = B - td - tbw - b$$

$$tt = 3.00 - 1.00 - 0.25 - 0.30$$

$$tt = 1.45m$$

8.4.4.5.10 Ancho del asiento de la pantalla.

La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$tp = \frac{H}{12} \text{ ó } \frac{H}{10}$$

Dónde:

tp= Ancho del asiento de la pantalla del estribo en m.
 H = 4.80m = Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$tp = \frac{4.8}{10} = 0.48m \text{ Adoptamos } tp = 0.55m$$

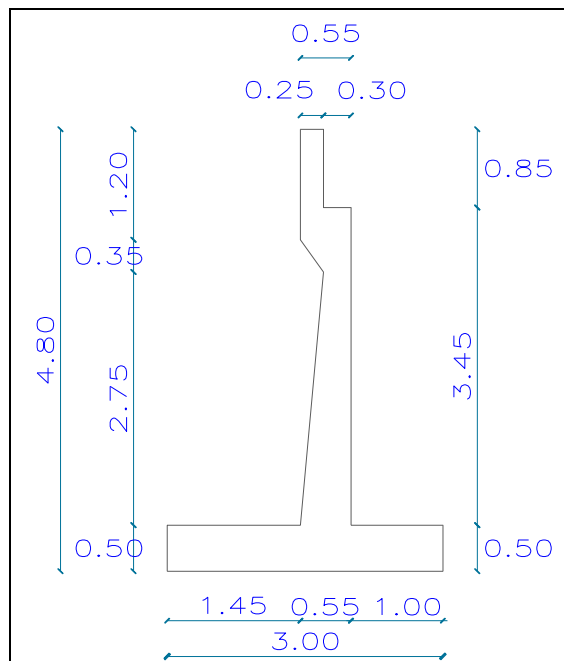
8.4.4.5.11 Dimensiones de la geometría del estribo derecho.

Tabla 56: Geometría dimensiones preliminares del Estribo Derecho.

DATOS DE LA GEOMETRIA DEL ESTRIBO.		Unidades.
Altura del Estribo H:	4.80	m
Altura del Cabezal Hc:	0.85	m

Espesor del Cabezal tbw:	0.25	m
Longitud mínima de asiento N:	0.40	m
Desplazamiento mínimo por temperatura j:	0.10	m
Ancho superficie de asiento b:	0.30	m
Altura de la pantalla Hp:	3.45	m
Altura de la zapata Hz:	0.50	m
Ancho del dedo td:	1.00	m
Ancho del talón tt:	1.45	m
Ancho del asiento de la pantalla tp:	0.55	m
Ancho total de la zapata B:	3.00	m

Fuente: Propia.



Fuente: Propia.

Figura67. Dimensiones elevación lateral del estribo derecho.

8.4.4.6 Dimensionamiento del estribo izquierdo.

8.4.4.6.1 Altura del cabezal.

La altura del cabezal se determina con la expresión:

$$H_c = 0.85\text{m} = \text{Altura estructural (losa + viga + aparatos de apoyo)}.$$

Por lo tanto:

$$H_c = 0.85\text{m}$$

8.4.4.6.2 Altura de la zapata.

La altura de la zapata esta entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$H_z = \frac{H}{10} \text{ ó } \frac{H}{12}$$

Dónde:

H_z = Altura de la zapata del estribo en m.

$H = 3.90\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$H_z = \frac{H}{10}$$
$$H_z = \frac{3.90\text{m}}{10} = 0.39\text{m}$$

Adoptamos $H_z = 0.40\text{m}$

8.4.4.6.3 Altura de la pantalla.

La altura de la pantalla se determina con la expresión:

$$H_p = H - H_z - H_c$$

Dónde:

H_p = Altura de la pantalla del estribo en m;

$H = 3.90\text{m}$ = Altura del estribo;

$H_z = 0.40\text{m}$ = Altura de la zapata del estribo;

$H_c = 0.85\text{m}$ = Altura del cabezal del estribo.

Por lo tanto:

$$H_p = H - H_z - H_c$$
$$H_p = 3.90 - 0.40 - 0.85$$
$$H_p = 2.65\text{m}$$

8.4.4.6.4 Ancho de la superficie de asiento.

El ancho de la superficie de asiento se determina con la expresión:

$$b = N + j$$

Dónde:

b = Ancho superficie de asiento en m;

$N = 0.40\text{m}$ = Longitud mínima de asiento por consideraciones sísmicas;

$j = 0.10\text{m}$ = Ancho mínimo de la junta de dilatación.

Por lo tanto:

$$b = N + j$$
$$b = 0.40 + 0.10$$
$$b = 0.50\text{m}$$

Adoptamos $b = 0.30\text{m}$

8.4.4.6.5 Ancho del cabezal.

El ancho del cabezal está comprendido entre los valores siguientes:

$$tbw = 0.20 \text{ ó } 0.30\text{m}$$

Por lo tanto adoptamos: $tbw = 0.20\text{m}$

8.4.4.6.6 Ancho de la zapata.

El ancho de la zapata por lo general se selecciona entre los valores de:

$$B = 0.40H \text{ ó } 0.70H$$

Dónde:

B = Ancho de la zapata del estribo en m;

$H = 3.90\text{m}$ = Altura del estribo.
 Por seguridad tomamos el mayor valor:

$$B = 0.65H$$

$$B = 0.65 * 3.90$$

$$B = 2.536\text{m} \therefore \text{Adoptamos } B = 2.50\text{m}$$

8.4.4.6.7 Ancho del dedo.

El ancho del dedo se determina con la expresión:

$$td = \frac{B}{3}$$

Dónde:

td = Ancho del dedo del estribo en m;

$B = 2.50\text{m}$ = Ancho de la zapata del estribo.

Por lo tanto:

$$td = \frac{2.50}{3}$$

$$td = 0.833\text{m}$$

Adoptamos $td = 0.85\text{m}$

8.4.4.6.8 Ancho del talón.

El ancho del talón se determina con la expresión:

$$tt = B - td - tbw - b$$

Dónde:

tt = Ancho del talón del estribo en m;

$td = 0.85\text{m}$ = Ancho del dedo del estribo;

$B = 2.50\text{m}$ = Ancho de la zapata del estribo;

$tbw = 0.20\text{m}$ = Ancho del cabezal del estribo;

$b = 0.30\text{m}$ = Ancho de la superficie del asiento.

Por lo tanto:

$$tt = B - td - tbw - b$$

$$tt = 2.50 - 0.85 - 0.20 - 0.30$$

$$tt = 1.15\text{m} \therefore \text{Por geometría, al ser los cabezales más anchos; } tt = 1.25\text{m}$$

8.4.4.6.9 Ancho del asiento de la pantalla.

La altura de la zapata esta entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$tp = \frac{H}{12} \text{ ó } \frac{H}{10}$$

Dónde:

tp = Ancho del asiento de la pantalla del estribo en m.

$H = 3.90\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

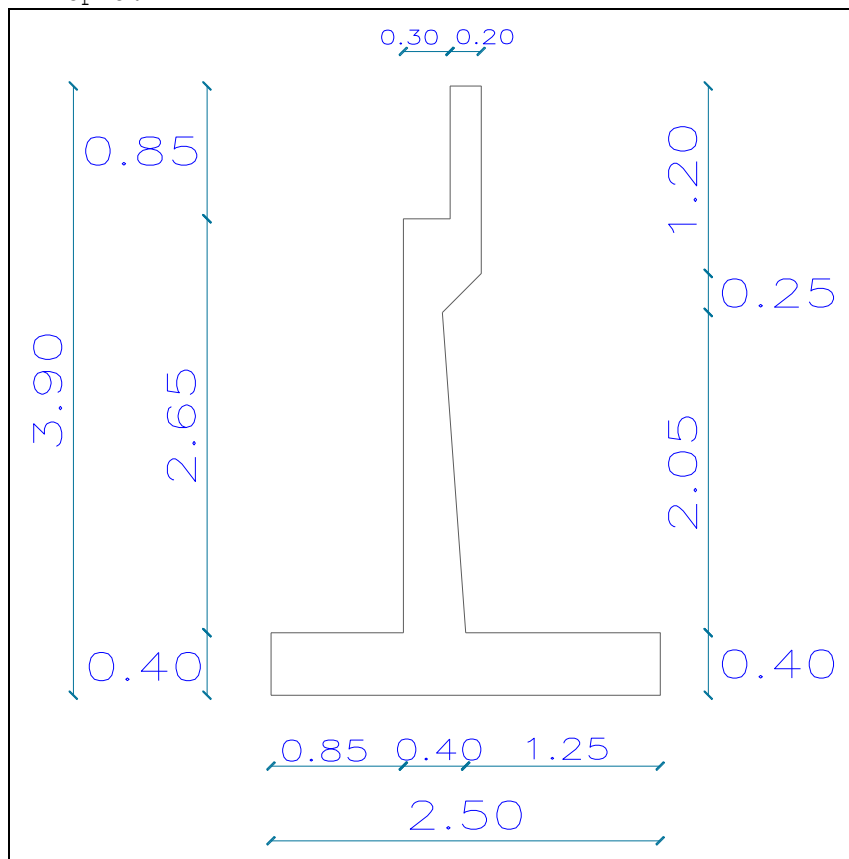
$$tp = \frac{4.8}{12} = 0.39\text{m} \therefore \text{Adoptamos } tp = 0.40\text{m}$$

8.4.4.6.10 Dimensiones de la geometría del estribo izquierdo.

Tabla 57: Geometría dimensiones preliminares del Estribo Izquierdo.

DATOS DE LA GEOMETRIA DEL ESTRIBO.		Unidades.
Altura del Estribo H:	3.90	m
Altura del Cabezal Hc:	0.85	m
Espesor del Cabezal tbw:	0.20	m
Longitud mínima de asiento N:	0.40	m
Desplazamiento mínimo por temperatura j:	0.10	m
Ancho superficie de asiento b:	0.30	m
Altura de la pantalla Hp:	2.65	m
Altura de la zapata Hz:	0.40	m
Ancho del dedo td:	0.85	m
Ancho del talón tt:	1.25	m
Ancho del asiento de la pantalla tp:	0.40	m
Ancho total de la zapata B:	2.50	m

Fuente: Propia.



Fuente: Propia.

Figura68. Dimensiones elevación lateral del estribo Izquierdo.

8.4.4.7 Verificaciones de las condiciones de estabilidad del pre-diseño.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

Los principios que rigen el análisis de estabilidad y resistencia de los estribos son comunes a los que gobiernan el análisis de los muros de contención en voladizo.

En general, el análisis de un estribo se efectúa tanto en el sentido transversal como longitudinal al eje del puente. Sin embargo, por ser tan grande la rigidez del estribo en el sentido transversal a la dirección del flujo del tránsito, los efectos producidos por las cargas en este sentido son comúnmente menos desfavorables, por lo cual es frecuente limitar el análisis al sentido longitudinal del estribo.

8.4.4.7.1 Estados de Carga.

a. MURO SOLO:

1. Peso (Estribo + relleno) + Empuje de Tierras.
2. Estado 1 + Sismo.

b. MURO Y PUENTE

3. Estado 1 + Reacción de Carga Viva y Muerta del puente.
4. Estado 1 + Reacción de Carga Muerta y Sismo (Puente y Muro).
5. Estado 1 + Reacción de Carga Muerta y Carga Viva en el terraplén.

8.4.4.7.2 Factores de Seguridad.

Los factores de seguridad son los siguientes mediante los criterios establecidos:

- Factor de seguridad asumido al deslizamiento $FSD = 1.50$
- Factor de seguridad asumido al volcamiento $FSV = 2.00$
- Esfuerzo admisible del suelo $T_{\text{suelo}} \leq T_{\text{diseño}}$

8.4.4.7.3 Empuje de tierra del terraplén.

Se le conoce también como empuje de suelo, ya que todo volumen de tierra en contacto lateral con una estructura ejerce sobre ella cierta acción denominada Presión de Tierras.

En el análisis de estribos, el problema consiste generalmente en estimar el empuje activo de terreno sobre el estribo y diseñarlo de tal manera que sea seguro ante las siguientes sollicitaciones:

- a. Volcamiento, respecto al pie de la fundación del estribo,
- b. Deslizamiento de la base del estribo sobre el suelo de fundación,
- c. Aplastamiento del material de fundación o sobrecarga de pilotes en el punto de máxima presión, y
- d. Esfuerzos máximos de corte y flexión generados en las secciones críticas del estribo.

Las Especificaciones AASHTO Estándar, establecen que las estructuras que retienen rellenos se diseñan para soportar las presiones calculadas por la ecuación de Rankine. Sin embargo, estas estructuras, se deben diseñar para una presión de fluido equivalente (masa) de al menos 30 lb/pie^3 , la teoría de Rankine se fundamenta en un caso particular de material no cohesivo y para el cual la teoría puede considerarse como exacta. Sin embargo para otro tipo de material la teoría puede utilizarse, aunque es solo aproximada.

8.4.4.7.4 Fuerza de frenado.

Es la fuerza que actúa en dirección del eje longitudinal del puente, taxativamente, en la dirección del tráfico. Estas fuerzas se desarrollan como resultado del esfuerzo de frenado provocado por los vehículos, las cuales se transmiten a los miembros del puente a través de la fricción entre el tablero y las ruedas.

Las Especificaciones AASHTO Estándar, destina una fuerza longitudinal o fuerza de frenado de diseño del 5% de la carga viva en todos los carriles que llevan el tráfico en la misma dirección, sin tomar en cuenta el factor de impacto, mediante la expresión:

$$LF = 0.005 * CV * n$$

Dónde:

n = Coeficiente de reducción para vías cargadas simultáneamente,

CV = Carga Viva total sin impacto.

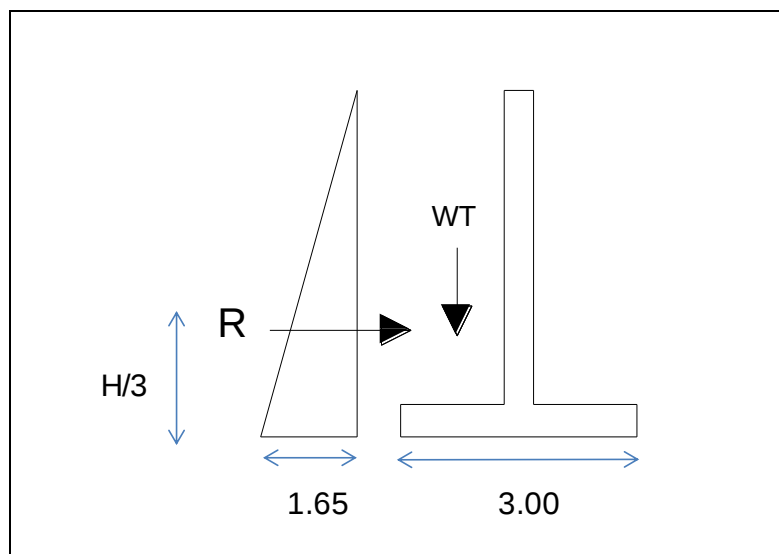
Para la aplicación de esta fuerza las Especificaciones AASHTO Estándar, realizan las siguientes suposiciones:

- Deben ser cargadas todas las vías de tráfico, suponiendo que todas ellas son unidireccionales, es decir para el cálculo de la fuerza longitudinal se considera a todo el puente con una sola dirección, cuando se carguen tres o más vías se debe aplicar los coeficientes de intensidad de cargas respectivos, y
- Considera que la fuerza de frenada se aplica a 1.83 m por encima de la capa de rodadura.

8.4.4.8 Verificaciones de estados de carga en el estribo derecho.

- Verificación Estado 1:

Estribo construido, bajo la acción de su peso propio y la presión de relleno de los accesos con sobrecarga viva.



Fuente: Propia.

Figura 69. Modelo de fuerzas que actúan sobre el estribo derecho.

Coefficiente de Presión activa del suelo se determina con la expresión:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

tan= Función Tangente

$\phi = 44^\circ$ = Angulo de fricción interna.

Por lo tanto:

Empuje activo del suelo se determina con la siguiente expresión: $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \therefore K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{44}{2} \right) = 0.180$

Dónde:

$K_a = 0.180$ = Coeficiente de empuje activo del suelo.

$\gamma = 1.91$ = Peso específico del suelo de relleno.

$H = 4.80\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

Resultante activa del suelo se determina con la siguiente expresión: $\text{Presión} = 1.91 * 4.80 * 0.180 \therefore \text{Presión} = 1.65 \text{ T/m}$

$$\text{Dónde: } R = \frac{\text{presión} * H}{2}$$

R = Resultante de la presión activa.

Presión= 1.65 T/m =Empuje del suelo.

$H = 4.80\text{m}$ =Altura del estribo.

Momento de volcamiento se determina con la expresión: $R = \frac{1.65 * 4.80}{2} \therefore R = 3.96 \text{ T}$

$$\text{Dónde: } M_v = \frac{R * H}{3}$$

M_v = Momento de volcamiento.

$R = 3.96 \text{ T}$ = Resultante de la presión activa.

$H = 4.80\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$M_v = \frac{3.96 * 4.80}{3} = M_v = 6.34 \text{ Tm}$$

Momento Estabilizador.

Las dimensiones del estribo se establecen en la figura 62 y los pesos específicos de los materiales se encuentran en los datos generales para el diseño.

Tabla 58: Peso y centro de gravedad del estribo.

Figura / Area		Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	2.4*3.00*0.50	3.60	1.50	0.25	5.40	0.900
2	2,4*3.45*0,30	2.48	1.15	2.23	2.86	5.527
3	((2,75*0,25)/2)*2.4	0.83	1.38	1.42	1.14	1.169
4	((2,75*0,25)/2)*1.91	0.66	1.47	2.33	0.96	1.532
5	((0.35*0,25)/2)*1.91	0.08	1.47	3.37	0.12	0.281
6	((0.35*0,25)/2)*2.4	0.00	1.38	3.48	0.00	0.000
7	0.85*0.25*2.4	0.51	1.43	4.20	0.73	2.142
8	1.45*4.30*1.91	11.91	2.28	2.65	27.09	31.558
		20.068			38.30	43.1

WT=	20.07	T/m
X=	1.91	m
Y=	2.15	m

Fuente: Propia.

Momento estabilizador se determina con la expresión:

Dónde: $M_E = WT * \bar{X}$

M_E = momento estabilizador.

WT = 20.07T = Peso del estribo.

$\bar{X}$ = 1.91m = Centro de gravedad en dirección x.

Por lo tanto: $M_E = WT * X = 20.07 * 1.91 = 38.30Tm$

La estabilidad al volcamiento se determina con la expresión:

Dónde: $F_{sv} = \frac{M_E}{M_v} > 2.0$

$F_{sv} > 2.0$ = Factor de seguridad asumido al volcamiento.

$M_E = 38.30 Tm$ = Momento Estabilizador.

$M_v = 6.34 Tm$ = Momento Estabilizador.

Por lo tanto:

La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresión: $F_{sd} = \frac{M_E}{M_v} = 6.04 > 2.0 \therefore Ok$

Dónde: $F_{sd} = \frac{WT * tg\phi}{R} \geq 1.5$

$F_{sd} > 1.5$ = Factor de seguridad asumido al deslizamiento.

WT = 20.07T = Peso del Estribo.

$\phi = 44^\circ$ = Angulo de fricción Interna del suelo.

R = 3.96 = Resultante de la presión activa.

Por lo tanto:

Momento remanente: $M_{rem} = \frac{WT * tg\phi}{3.54} = 3.54 \therefore Ok$

Momento remanente se determina con la expresión: $M_{rem} = M_E^R - M_v$

Dónde:

M_{rem} = Momento remanente.

$M_E = 38.30 \text{ Tm}$ = Momento estabilizador

$M_V = 6.34 \text{ Tm}$ = Momento volcador.

Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión: $M_{rem} = 31.96 \text{ Tm}$

Dónde: $x = \frac{M_{rem}}{WT}$

$M_{rem} = 31.96 \text{ Tm}$ = Momento remanente.

$WT = 20.07 \text{ T}$ = Peso del Estribo.

Por lo tanto:

Este valor de $x = 1.59$ según el coeficiente de sitio o de suelo deberá ser mayor a 1.2 como se muestra en la tabla:

Tabla 59: Coeficiente de sitio o de suelo.

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Tp (s)	Coeficiente de Sitio(S)
S1	- Roca o suelos muy rígidos con velocidades de onda de corte altas.	0.4	1.0
S2	- Suelos intermedios, con características intermedias entre las de S1 y S3.	0.6	1.2
S3	- Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.	0.9	1.4
S4	- Suelos excepcionalmente flexible y sitios donde las condiciones geológicas y / o topográficas sean particularmente desfavorables.	-	-

Fuente: Norma E-030. Diseño sismoresistente. Cap2. Pg 7.

La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde:

$B = 3.00 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.

$X = 1.59 \text{ m}$ = Ubicación de la fuerza resultante.

Por lo tanto:

$$e = \left| \frac{B}{2} - X \right| = -0.09 \text{ m}$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

$$\tau_s = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2}$$

$WT = 20.07 \text{ T}$ = Peso del Estribo.

$B = 3.00 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.

$L = 1.00 \text{ m}$ = Ancho de diseño.

$e = 0.09 \text{ m}$ = Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.

$\tau_{\text{diseño}} = 15 \text{ T/m}^2$ = capacidad portante del suelo.

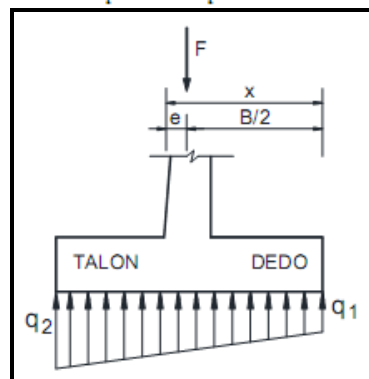
Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{WT}{B * L} + \frac{6 * WT * e}{B^2} = 5.45 \text{ T/m}^2$$

Con lo que se verifica que:

$$\tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2 \cdot L} = 7.93T/m^2$$

$\tau_{s1} = 5.45T/m^2 < 15T/m^2$
 $\tau_{s2} = 7.93T/m^2 < 15T/m^2$
 $\therefore$ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

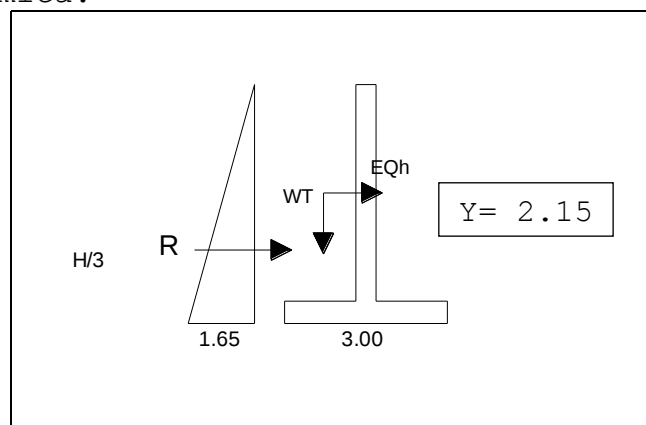


Fuente: Propia.

Figura70. Distribución de presiones en la cimentación.

- Verificación Estado 2.

Estribo construido, bajo la acción de su peso propio, presión del relleno de los accesos con sobrecarga y fuerza sísmica.



Fuente: Propia.

Figura71. Estado de cargas incluido sismo.

El coeficiente sísmico se determina por la zona en que se implanta el proyecto, determinado en los coeficientes en la siguiente tabla:

Tabla 60: Coeficientes sísmicos.

ZONAS	A	C
Zona I	0.09	0.6
Zona II	0.22	0.6
Zona III	0.5	0.1

Fuente: CEC 2000. Artículo 5.3 -Zonas Sísmicas-.

La fuerza equivalente del sismo en el estribo se determina por la expresión:

Dónde:

$EQ_H = WT * c$
 EQ_H = Fuerza equivalente del sismo en el estribo.
 $WT = 20.07$ T = peso del estribo.
 $c = 0.1$ = Coeficiente sísmico en Zona III
 Por lo tanto:

El momento $EQ_H = WT * c = 20.07 * 0.1 = 2.01$ Tm equivalente del sismo en el estribo se determina por la expresión:

Dónde:

$M_{EQH} = EQ_H * \bar{Y}$
 M_{EQH} = Momento de la fuerza del sismo.
 $EQ_H = 2.01$ T = Fuerza equivalente del sismo en el estribo.
 $\bar{Y} = 2.15$ m = Centro de gravedad en dirección Y.
 Por lo tanto:

La estabilidad al vuelco se determina con la expresión:

Dónde: $F_{SV} = \frac{M_E}{M_V + M_{EQH}} > 2.0$
 $F_{SV} > 2.0$ = Factor de seguridad asumido al volcamiento.
 $M_E = 38.30$ Tm = Momento Estabilizador.
 $M_V = 6.34$ Tm = Momento Estabilizador.
 $M_{EQH} = 4.31$ Tm = Momento de la fuerza del sismo.
 Por lo tanto:

$$F_{SV} = \frac{M_E}{M_V + M_{EQH}} = 6.04 > 2 \therefore Ok$$

La estabilidad al vuelco al volcamiento se determina con la expresión:

Dónde: $F_{SD} = \frac{WT * tg\phi}{R + EQ_H} \geq 1.5$
 $F_{SD} > 1.5$ = Factor de seguridad asumido al deslizamiento.
 $WT = 20.07$ T = Peso del Estribo.
 $\phi = 44^\circ$ = Angulo de fricción Interna del suelo.
 $R = 3.96$ = Resultante de la presión activa.
 $EQ_H = 2.01$ T = Fuerza equivalente del sismo en el estribo.
 Por lo tanto:

Momento remanente se determina con la expresión:

$$M_{rem} = M_E - (M_V + M_{EQH})$$

Dónde:

M_{rem} = Momento remanente.
 $M_E = 38.30$ Tm = Momento estabilizador
 $M_V = 6.34$ Tm = Momento volcador.
 $M_{EQH} = 4.31$ Tm = Momento de la fuerza del sismo.
 Por lo tanto:

$$M_{rem} = 27.65 \text{ Tm}$$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:

$$M_{rem} = \frac{27.65Tm}{3 \cdot X} \quad Tm = \text{Momento remanente.}$$

$$WT = 20.07T \quad T = \text{Peso del Estribo.}$$

Por lo tanto:

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan en la expresión.

$$Dónde: \quad \frac{2 \cdot WT}{3 \cdot X}$$

$$WT = 20.07T = \text{Peso del Estribo.}$$

$$X = 1.91m$$

Por lo tanto:

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo y el sismo se encuentran dentro del límite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 3.

Acceso, estribo y superestructura construidos; (Verificación1)+peso propio de la superestructura.

La reacción por metro lineal de la carga muerta se calcula con la siguiente expresión:

$$\frac{R_{CM}}{m} = \frac{W_{CM}}{\text{tablero} \cdot 2}$$

Dónde:

R_{CM} = Reacción de la carga muerta.

W_{CM} = 91.66 T = Peso de la carga permanente: Tablero, Pasamanos, Vigas, Diafragma y Aceras.

Tablero = 11.00m = ancho en metros del tablero.

Por lo tanto:

$$\frac{R_{CM}}{m} = \frac{91.66}{11.00 \cdot 2}$$

La reacción por metro lineal de la carga viva se calcula con la siguiente expresión:

Dónde:

R_{CV} = Reacción de la carga viva.

W_{CM} = 29.00 T = Peso del tablero la carga Viva.

Tablero = 11.00m = ancho en metros del tablero.

Por lo tanto:

$$\frac{R_{CV}}{m} = \frac{29.00T}{11.00m}$$

Se calcula el peso total con la siguiente expresión.

$$W_T = Pe + Rcv + Rcm$$

Dónde:

$P_e = 20.07 \text{ T}$ = Peso del estribo.

$R_{CV} = 2.64 \text{ T}$ = Reacción de la carga viva.

$R_{CM} = 4.17 \text{ T}$ = Reacción de la carga muerta.

Por lo tanto:

El cálculo del momento estabilizador se lo realiza con la siguiente expresión:

$$M_E = M_{(estado1)} + (R_{CV} + R_{CM}) * 1.4$$

$M_{E(estado1)}$ = Momento estabilizador en el estado 1.

$R_{CV} = 2.64 \text{ T}$ = Reacción de la carga viva.

$R_{CM} = 3.73 \text{ T}$ = Reacción de la carga muerta.

Por lo tanto.

$$M_E = 47.83 \text{ T.m}$$

Momento de volcamiento se determina con la expresión: (Estado 1)

Dónde:

$M_v = \frac{R * H}{3}$ = Momento de volcamiento.

$R = 3.96 \text{ T}$ = Resultante de la presión activa.

$H = 4.80 \text{ m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$M_v = \frac{3.96 * 4.80}{3} = 6.34 \text{ Tm}$$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

$$x = \frac{M_{rem}}{W_T} = \frac{M_{rem}}{W_T + M_v}$$

$W_T = 26.87 \text{ T}$ = Peso total de estado.

Por lo tanto:

La excentricidad de la fuerza resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde:

$B = 3.00 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.

$X = 1.55 \text{ m}$ = Ubicación de la fuerza resultante.

Por lo tanto:

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión:

$$W_T = 26.87 \text{ T} \pm \frac{6 * W_T * e}{B * L}$$

$B = 3.00 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.

$L = 1.00 \text{ m}$ = Ancho de diseño.

$e = 0.04 \text{ m}$ = Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.

$T_{diseño} = 15 \text{ T/m}^2$ = capacidad portante del suelo.

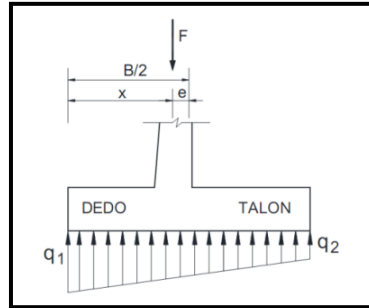
Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{WT}{B*L} + \frac{6*WT*e}{B^2} = 8.17T/m^2$$

Con lo que se verifica que:

$$\tau_s = \frac{WT}{B*L} - \frac{6*WT*e}{B^2} = 9.74T/m^2$$

$\tau_{s1} = 8.17T/m^2 < 15T/m^2$
 $\tau_{s2} = 9.74T/m^2 < 15T/m^2$
 $\therefore$ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.



Fuente: Propia.
Figura72. Presiones
Verificación

en el suelo.
Estado 4.

Puente vacío bajo la acción sísmica= etapa3 + sismo.

- Si es un puente con superestructura de vigas longitudinales, la superestructura SI genera fuerza sísmica, la que se transmite al estribo o a las pilas a través de los aparatos de apoyo fijos (según donde ellos estén instalados).
- Si se trata de estribos o pilas con aparatos de apoyo móviles no hay fuerza sísmica transmitida por la superestructura.

Por lo descrito en los dos párrafos anteriores la fuerza sísmica proveniente de la superestructura no interviene en este estribo ya que este es el estribo de aparato de apoyo móvil.

El peso estabilizante del estado4 es el mismo que en el estado3, quedando así:

Dónde:

$W_T = P_e + R_{cm}$
 W_T = Peso total del estado.

P_e = 20.07 T= Peso del estribo.

R_{cm} = 4.17 T = Reacción de la carga muerta.

Por lo tanto:

La Equivalencia de la transmisión de la superestructura al estribo, se determina con la siguiente expresión:

Por lo tanto:

$$E_{Puente} = 0.10 * R_{cm}$$

$$E_{Puente} = 0.42T$$

El Momento de Volcamiento se determina con la siguiente expresión:

Dónde:

$$M_v = M_v(E1) + M_v(E2) + E_{frenado} * (7 - 1.45)$$

Por lo tanto:

El Momento estabilizador se calcula con la siguiente expresión:

$$M_E = 1.4 * RCM(E3) + M_E(E1)$$

Dónde:

(E1, E3) = Estados de carga.

Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:

$M_{rem} = (M_E - M_v)$ Momento remanente.

$WT = 24.23X$ = Peso total del estado.

Por lo tanto:

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde:

$WT = 24.23WT$ = Peso total del estribo.

$X = 1.29m$

Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{2 * WT}{3 * X} = 12.56T / m^2 < 15T / m^2$$

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo y el sismo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 5.

Puente en servicio (Puente vacío + Carga Viva) = Estado3+ Carga Viva Vehicular + Fuerza de Frenado.

Las reacciones por carga viva se calculan cuando el camión HS-20-44 se encuentra en la posición más crítica, esto es cuando el eje más pesado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.

Calculo de la reacción por carga viva para cada viga de puente, se calcula cuando el camión de diseño se encuentra en la posición más crítica, este es cuando el eje más cargado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.

El momento de volcamiento es:

$$M_v = \frac{H^2}{6} (b_w + B_{presion})$$

Dónde:

H= Altura del estribo

bw= presión en el extremo superior.

Bpresión= presión en el asiento.

Por lo tanto:

$$M_v = 10.53 \text{ Tm}$$

El peso estabilizador es:

Reacción de la carga muerta (Estado3)+ W_T

$$W_T = 24.234 \text{ T}$$

El momento estabilizador es:

Momento estabilizador en (Estado4).

$$M_E = 44.14 \text{ Tm}$$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:

$$M_{rem} = \frac{M_E - M_v}{W_T} = \text{Momento remanente.}$$

$$W_T = 24.23 \text{ T} = \text{Peso total del estado.}$$

Por lo tanto:

La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde:

$$e = \left| \frac{B}{2} - x \right|$$

B= 3.00m= Ancho de la zapata del estribo.

X= 1.55m = Ubicación de la fuerza resultante.

Por lo tanto:

$$e = 0.11 \text{ m}$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde:

$$W_T = 24.23 \text{ T} = \text{Peso total del estado.}$$

B= 3.00m= Ancho de la zapata del estribo.

L=1.00m= Ancho de diseño.

e= 0.11m= Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.

$T_{diseño} = 15 \text{ T/m}^2$ = capacidad portante del suelo.

Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{W_T}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot W_T \cdot e}{B^2} = 8.00 \text{ T/m}^2$$

$$\tau_{s1} = \frac{W_T}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot W_T \cdot e}{B^2} = 5.46 \text{ T/m}^2$$

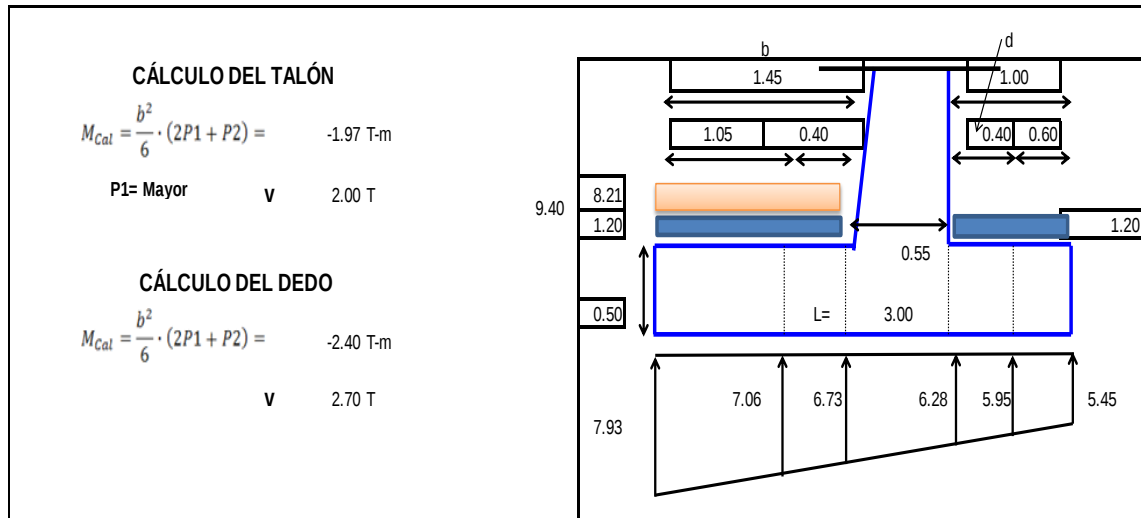
$$\tau_{s1} = 8.00 \text{ T/m}^2 < 15 \text{ T/m}^2$$

$$\tau_{s2} = 5.46 \text{ T/m}^2 < 15 \text{ T/m}^2$$

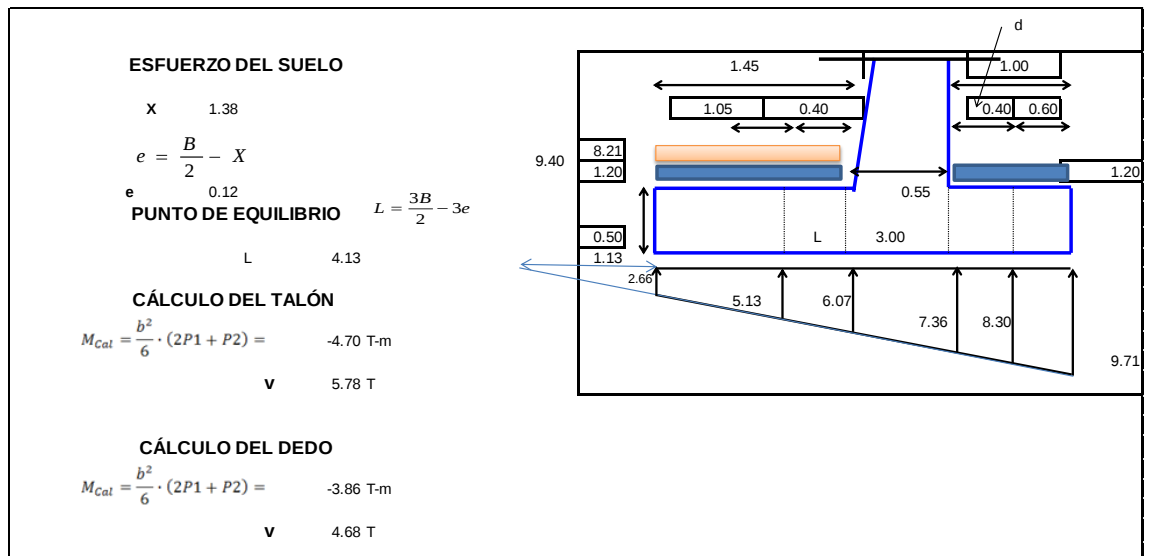
∴ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del límite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

8.4.4.8.1 ANÁLISIS DE LOS ESTADOS DE CARGA ESTRIBO DERECHO.

Estado 1.



Estado 2.



Estado 3.

TALON		ESTADO1	1.70	ESTADO2	1.30	ESTADO3	1.70	ESTADO4	1.30	ESTADO5	1.70
V	V esta	2.00		5.78		-1.00		-5.05		-3.67	
	V may	3.40		7.51		-1.70		-6.57		-6.24	
M	M esta	-1.97		-4.70		0.76		-3.56		-3.71	
	M may	-3.34		-6.10		1.29		-4.63		-6.31	
DEDO		ESTADO1	1.70	ESTADO2	1.20	ESTADO3	1.70	ESTADO4	1.20	ESTADO5	1.70
V	V esta	2.70		4.68		5.03		6.24		3.93	
	V may	4.59		5.62		8.55		7.48		6.68	
M	M esta	-2.40		-3.86		-4.18		-5.14		-3.26	
	M may	-4.08		-4.64		-7.11		-6.17		-5.54	

Vu

7.51

Mu

-6.31

Vu

8.55

Mu

-7.11

Fuente: Propia.

DISEÑO DE LA ZAPATA ESTRIBO DERECHO.

- Verificación a corte.

El esfuerzo a cortante ultima se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Dónde:

Vu= 8.55 T= Cortante a sollicitación ultima.

Ø= 0.85= Coeficiente para corte.

b= 100.00cm= Ancho de la sección de análisis.

d= 42.5cm= Distancia desde el extremo superior hasta el centroide de la barra de refuerzo.

El esfuerzo a cortante del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 2.33 \text{ kg/cm}^2$$

Dónde:

f'c= 280.00kg/cm²= Resistencia del concreto a compresión.

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'c}$$

Por lo tanto:

∴ El esfuerzo ultimo a corte puede ser absorbido por el concreto.

- Diseño a flexión talón.

Se diseñara para el momento mayor observado de los cinco estados de carga analizados, obteniendo:

Mu= 6.31 Tm

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

Dónde:

Mu= 6.31 Tm= Momento ultimo de sollicitación.

Ø= 0.90= Coeficiente de Flexión.

f'c= 280.00 kg/cm²= Resistencia a compresión del hormigón.

b= 4200.00 kg/cm²= Resistencia a fluencia.

d= Distancia desde el extremo superior hasta el centroide de la barra de refuerzo.
 Por lo tanto:

Utilizando $k=0.01386$ así:

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

$$q = \frac{1 - \sqrt{2.36 * k}}{1.18} = 0.01398$$

$$\ell_b = q * \frac{f'c}{f_y} = 0.00093$$

Como la cuantía obtenida es menor a la mínima $0.00096 < 0.0033$ se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 42.50$$

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 14.17 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ } \varnothing 18 \text{ mm @ } 16 \text{ cm} = \text{Para un Metro de Zapata.}$$

- Diseño a flexión dedo.

Se diseñara para el momento mayor observado de los cinco estados de carga analizados, obteniendo:

Mu= 7.11 Tm

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

Dónde:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$
 Mu= 7.11 Tm = Momento ultimo de sollicitación.

$\phi = 0.90$ = Coeficiente de Flexión.

$f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$ = Resistencia a compresión del hormigón.

$b = 1.00 \text{ m}$ = Sección de análisis.

d= Distancia desde el extremo superior hasta el centroide de la barra de refuerzo.

Por lo tanto:

Utilizando k así:

$$k = 0.01563$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{2.36 * k}}{1.18} = 0.01577$$

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

$$\ell_b = q * \frac{f'c}{f_y} = 0.00105$$

Como la cuantía obtenida es menor a la mínima $0.00104 < 0.0033$ se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 42.50$$

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 14.17 \text{ cm}^2 \quad 6 \text{ } \varnothing 18 \text{ mm @ } 16 \text{ cm} = \text{Para un Metro de Zapata.}$$

- Acero de repetición en zapata.

La sección mínima acero de repartición transversal se calcula con la siguiente expresión:

Dónde:

$A_s = 0.0018 * b * d$
 $b = 1.00m$ = Sección de análisis.

$d = 42.50cm$ = Distancia desde el extremo superior hasta el centroide de la barra de refuerzo.

Por lo tanto:

Se arma de la siguiente manera:

$A_s = 7.65cm^2$
4 Ø 16mm @25cm = Para un Metro de Zapata.

Diseño de la pantalla.

El diseño de la pantalla se debe realizar para diferentes alturas para determinar el acero de refuerzo por lo que las fuerzas y momentos se encuentran expresados en función de $H = Y$.

Determinando los efectos de:

- Presión del suelo.
- Sobrecarga.
- Fuerza de frenado.
- Efecto sísmico.
- Peso del propio estribo.
- Carga Viva y Muerta de la superestructura.

- Diseño a flexión.

El diseño se lo realizara para un ancho de 100.00cm

Características de los materiales:

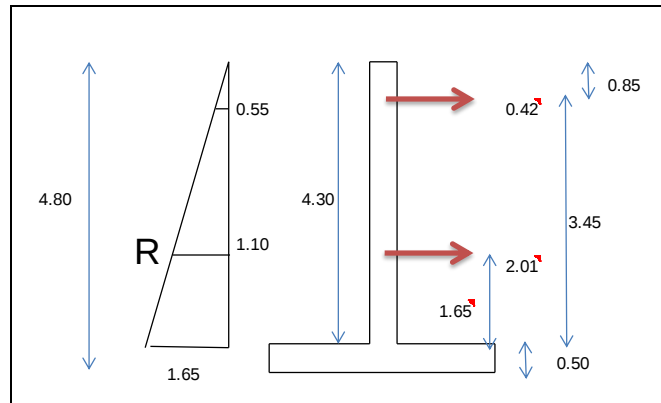
- Hormigón armado: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

En elementos que se encuentran en contacto con el suelo las Especificaciones AASHTO Estándar [2] recomiendan un recubrimiento mínimo de $R_{min} = 7.50cm$

- Secciones de análisis:

Para los análisis de las secciones se iniciara desde la parte de arriba del estribo, es decir para la primera sección se analizara el asiento en el cabzal, para la segunda sección se analizara a una altura de 2/3 de la

pantalla menos la zapata, y la tercera sección de análisis es en el asiento de la pantalla en l unión con la zapata.



Fuente: Propia.

Figura73. Presión de relleno.

- Sección 1.

Distancia 0.85m media desde el extremo superior.

Para calcular la cortante última se lo determinara con los siguientes factores:

$$; V_U = 0.94T$$

Para calcular el momento último se lo determinara con los siguientes factores:

$$M_U = 1.3(0.85 * 0.42) + M_U \text{ secc1}$$

$$M_U = 0.46Tm$$

Distancia 2.30m media desde el extremo superior.

Para calcular la cortante última se lo determinara con los siguientes factores:

$$V_U = 1.7 \frac{(1.10 * 2.30)}{2} + 1.3 * (0.42 + 2.01)$$

$$V_U = 5.30T$$

Para calcular el momento último se lo determinara con los siguientes factores:

$$M_U = 1.3(2.30 * 2.01) + M_U \text{ secc1}$$

$$M_U = 6.46Tm$$

Distancia 4.30m media desde el extremo superior.

Para calcular la cortante última se lo determinara con los siguientes factores:

Para calcular el momento último se lo determinara con los siguientes factores:

$$M_U = 1.3(4.30 * 1.65) + M_U \text{ secc1} + M_U \text{ secc2}$$

$$M_U = 18.54Tm$$

Verificación a Corte:

El esfuerzo a cortante ultima se calcula con la siguiente expresión:

Dónde: $v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$

$V_u = 9.19$ T= Cortante a sollicitación ultima.

$\phi = 0.85$ = Coeficiente para corte.

$b = 100.00$ cm= Ancho de la sección de análisis.

$d = 47.5$ cm= Distancia desde el extremo de la pantalla hasta el centroide de la barra de refuerzo.

El esfuerzo a cortante del concreto se calcula con la siguiente expresión:

Dónde: $v_c = 2.28 \text{ kg/cm}^2$

$v_c = 0.5 \sqrt{f'c}$

$f'c = 280.00$ kg/cm²= Resistencia del concreto a compresión.

Por lo tanto:

$v_c = 8.37 \text{ kg/cm}^2$
∴ El esfuerzo ultimo a corte puede ser absorbido por el concreto.

Diseño a flexión Pantalla por secciones.

Se diseñara para el momento observado de las secciones en análisis, obteniendo:

- Sección 3.

Acero vertical principal.

$M_u = 18.54$ Tm

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

Dónde: $k = \frac{M_u}{\phi * f'c * b * d^2}$

$M_u = 18.54$ Tm= Momento ultimo de sollicitación.

$\phi = 0.90$ = Coeficiente de Flexión.

$f'c = 280.00$ kg/cm²= Resistencia a compresión del hormigón.

$b = 1.00$ m = Sección de análisis.

$d = 47.50$ cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Utilizando $k = 0.00596$ así:

$$q = \frac{1 - \sqrt{2.36 * k}}{0.03128}$$

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

$$\ell_b = q * \frac{f'c}{f_y} \quad \ell_b = 0.00222$$

Como la cuantía obtenida es menor a la mínima $0.00222 < 0.0033$ se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = 0.0033 * b * d = 100 * 47.50$$

$$A_s = 15.82 \text{ cm}^2$$

Se armara de la siguiente manera:

8 Ø 16mm @12.50cm = Para un Metro de Pantalla.

Acero de repetición vertical secundario.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

Dónde: 2

$b = 1.00 \text{ m}$ = Sección de análisis.

$d = 47.50 \text{ cm}$ = Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se armara de la siguiente manera:

7 Ø 10mm @14.00cm = Para un Metro de Pantalla.

Acero de repetición horizontal.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.0025 * b * d$$

Dónde:

$b = 1.00 \text{ m}$ = Sección de análisis.

$d = 47.50 \text{ cm}$ = Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 11.88 \text{ cm}^2$$

-Sección 2.

Acero vertical principal.

$M_u = 6.46 \text{ Tm}$

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

Dónde:

$M_u = 18.54 \text{ Tm}$ = Momento ultimo de solicitación.

$\phi = 0.90$ = Coeficiente de Flexión.

$f'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$ = Resistencia a compresión del hormigón.

$b = 1.00 \text{ m}$ = Sección de análisis.

$d = 32.50 \text{ cm}$ = Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Utilizando k así:

$$q = \frac{1 - \sqrt{2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = 0.02463$$

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

Como $\rho_b \neq \rho_{b,eq}$ la cuantía obtenida es menor a la mínima $0.00222 < 0.00164$ se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = 0.00164 * 100 * 47.50$$

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 10.82 \text{ cm}^2$$

Es decir no continuaran 2 barras de las 8 de la (sección 3)

Acero de repetición vertical secundario.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{2}{3} 0.0015 * b * d$$

Dónde:

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 32.50cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 3.25 \text{ cm}^2$$

Es decir no continuaran 2 barras de las 7 de la (sección 3)

Acero de repetición horizontal.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.0025 * b * d$$

Dónde:

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 32.50cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 8.13 \text{ cm}^2$$

- Sección 1.

Acero vertical principal.

Mu= 0.46 Tm

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

$$k = \frac{Mu}{\Phi * f'_c * b * d^2}$$

Dónde:

$M_u = 0.46 \text{ Tm}$ = Momento ultimo de sollicitación.

$\phi = 0.90$ = Coeficiente de Flexión.

$f'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$ = Resistencia a compresión del hormigón.

$b = 1.00\text{m}$ = Sección de análisis.

$d = 17.5\text{cm}$ = Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Utilizando $k = 0.00596$ así:

$$q = \frac{1 - \sqrt{2.36 * k}}{1.18} = 0.00598$$

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

$$\ell_b = q * \frac{f'_c}{f_y} = 0.00040$$

Como la cuantía obtenida es menor a la mínima $0.00040 < 0.0033$ se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 17.50$$

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 5.83\text{cm}^2 \quad 4 \text{ } \phi 10\text{mm} @ 25.00\text{cm} = \text{Para un Metro de Pantalla.}$$

Acero de repetición vertical secundario.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$\text{Dónde:} \quad A_s = \frac{2}{3} 0.0015 * b * d$$

$b = 1.00\text{m}$ = Sección de análisis.

$d = 17.5\text{cm}$ = Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 1.75\text{cm}^2 \quad 3 \text{ } \phi 10\text{mm} @ 14.00\text{cm} = \text{Para un Metro de Pantalla.}$$

Por el requerimiento solo continúan 3 barras de las 5 analizadas en la sección 2.

Acero de repetición horizontal.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.0025 * b * d$$

Dónde:

$b = 1.00\text{m}$ = Sección de análisis.

$d = 17.50\text{cm}$ = Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

$$A_s = 4.38\text{cm}^2$$

Se armara de la siguiente manera:

3 Ø 14mm @33.00 cm = Para un Metro de Pantalla.

Tabla 62: Resumen de armadura en la pantalla.

Datos para armadura.				Area de acero por secciones, cm2			Ø y # BARRAS.			ESPACIAMIENTO.		
Sección	Mom.	d	Ro	As(prin-ver)	As(hor)	As(sec-ver)	Prin-Ver	HOR	Sec-Ver	Prin-Ver	HOR	Sec-Ver
3	18.54	47.50	0.00222	15.82	11.88	4.75	8.00	8.00	7.00	12.50	12.50	14
2	6.46	32.50	0.00164	10.82	8.13	3.25	6.00	6.00	5.00	12.50	17	14
1	0.46	17.50	0.00040	5.83	4.38	1.75	4.00	3.00	3.00	12.50	33	14
							Ø16mm	Ø14mm	Ø10mm	cm	cm	cm

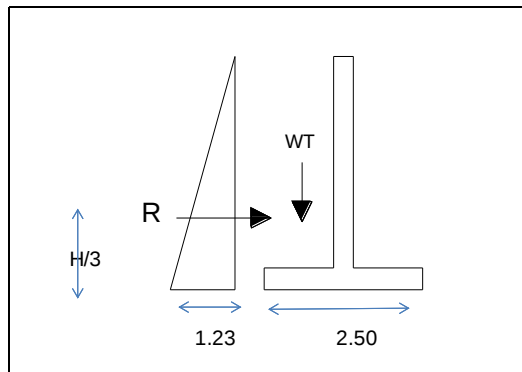
Fuente: Propia.

Armado estribos en detalle en PLANOS (Láminas: 4, 5, 6 y 7)

8.4.4.9 Verificaciones de estados de carga en el estribo izquierdo.

- Verificación Estado 1:

Estribo construido, bajo la acción de su peso propio y la presión de relleno de los accesos con sobrecarga viva.



Fuente: Propia.

Figura74. Modelo de fuerzas que actúan sobre el estribo izquierdo.

Coefficiente de Presión activa del suelo se determina con la expresión:

Dónde:

$\tan = \text{Función } Ka = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$

$\phi = 45^\circ = \text{Angulo de fricción interna.}$

Por lo tanto:

Empuje activo del suelo ϕ se determina con la siguiente expresión: $Ka = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \therefore Ka = \tan^2(45 - \frac{45}{2}) = 0.172$

$$\text{Presion} = \gamma_s * H * Ka$$

Dónde:

$Ka = 0.172 = \text{Coeficiente de empuje activo del suelo.}$

$\gamma = 1.84 \text{ T/m}^2 = \text{Peso específico del suelo de relleno.}$

$H = 3.90\text{m} = \text{Altura del estribo.}$

Por lo tanto:

Resultante $P_{resion} = 1.84 * 3.90 * 0.172 \therefore P_{resion} = 1.23 T/m$ con la siguiente expresión:

Dónde:

$R = \frac{presion * H}{2}$ Resultante de la presión activa.

Presión= 1.23 T/m =Empuje del suelo.

H= 3.90m =Altura del estribo.

$$R = \frac{1.23 * 3.90}{2} \therefore R = 2.40 T$$

Momento de vuelcamiento se determina con la expresión:

$$M_v = \frac{R * H}{3}$$

Dónde:

Mv = Momento de volcamiento.

R = 2.40 T = Resultante de la presión activa.

H = 3.90 m= Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$M_v = \frac{2.40 * 3.90}{3} = 3.12 Tm$$

Las dimensiones del estribo se establecen en la figura 63 y los pesos específicos de los materiales se encuentran en los datos generales para el diseño.

Tabla 63: Peso y centro de gravedad del estribo izquierdo.

	Area	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	2,4*3,60*0,65	2.40	1.25	0.20	3.00	0.480
2	2,4*4,87*0,35	1.59	0.98	1.73	1.55	2.743
3	2,16*0,30*4,20	0.65	1.18	1.43	0.77	0.929
4	2,16*0,35*0,35	0.13	1.23	2.58	0.16	0.341
5	2,40*0,25*1,80	0.58	1.25	3.30	0.72	1.901
6	2,40*0,10*3,2	0.04	1.13	2.88	0.05	0.121
7	1,92*0,10*4,20	0.38	1.30	1.43	0.49	0.538
8	1,92*1,70*6,35	7.41	1.93	2.15	14.26	15.923
		13.176			20.99	23.0

WT=	13.2	T/m
X=	1.59	m
Y=	1.74	m

Fuente: Propia.

Momento estabilizador se determina con la expresión:

$$M_E = WT * \bar{X}$$

M_E= momento estabilizador.

WT = 13.2 T = Peso del estribo.

$\bar{X}$ = 1.59m = Centro de gravedad en dirección x.

Por lo tanto:

$$M_E = WT * X = 13.2 * 1.59 = 20.99 Tm$$

La estabilidad al volcamiento se determina con la expresión:

Dónde: $F_{SV} = \frac{M_E}{M_V} > 2.0$
 F_{SV} = Factor de seguridad asumido al volcamiento.
 $M_E = 20.99 \text{ Tm}$ = Momento Estabilizador.
 $M_V = 3.12 \text{ Tm}$ = Momento Estabilizador.
 Por lo tanto:

La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresión: $F_{SD} = \frac{M}{R} = 6.73 > 1.5$ Ok

Dónde: $F_{SD} = \frac{WT \cdot \tan \phi}{R} > 1.5$
 F_{SD} = Factor de seguridad asumido al deslizamiento.
 $WT = 13.2 \text{ T}$ = Peso del Estribo.
 $\phi = 45^\circ$ = Angulo de fricción Interna del suelo.
 $R = 2.4 \text{ T}$ = Resultante de la presión activa.
 Por lo tanto:

Momento remanente = $\frac{13.2 \cdot \tan 45^\circ}{2.4} = 5.49 \text{ Tm}$
 Momento remanente = 5.49 Tm
 $M_{rem} = M_E - M_V$

Dónde:
 M_{rem} = Momento remanente.
 $M_E = 20.99 \text{ Tm}$ = Momento estabilizador
 $M_V = 3.12 \text{ Tm}$ = Momento Volcador.
 Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde: $x = \frac{M_{rem}}{WT}$
 $M_{rem} = 17.87 \text{ Tm}$ = Momento remanente.
 $WT = 13.2 \text{ T}$ = Peso del Estribo.
 Por lo tanto:

Este valor de "x" según el coeficiente de sitio o de suelo deberá ser mayor a 1.2 como se muestra en la tabla:

Tabla 64: Coeficiente de sitio o de suelo.

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Tp (s)	Coeficiente de Sitio(S)
S1	- Roca o suelos muy rígidos con velocidades de onda de corte altas.	0.4	1.0
S2	- Suelos intermedios, con características intermedias entre las de S1 y S3.	0.6	1.2
S3	- Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.	0.9	1.4
S4	- Suelos excepcionalmente flexible y sitios donde las condiciones geológicas y / o topográficas sean particularmente desfavorables.	-	-

Fuente: Norma E-030. Diseño sismoresistente. Cap2. Pg 7.

La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

$$e = \left| \frac{B}{2} - X \right|$$

Dónde:

B= 2.50m= Ancho de la zapata del estribo.

X= 1.36m = Ubicación de la fuerza resultante.

Por lo tanto:

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde:

$W_T = 13.20 \text{ T} = \text{Peso del Estribo.}$

B= 2.50m= Ancho de la zapata del estribo.

L =1.00m= Ancho de diseño.

e= 0.11m= Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.

$T_{\text{diseño}} = 16 \text{ T/m}^2 = \text{capacidad portante del suelo.}$

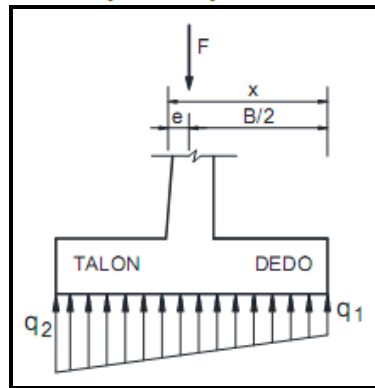
Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{W_T}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot W_T \cdot e}{B^2 \cdot L} = 3.92 \text{ T/m}^2$$

Con lo que se verifica que:

$$\tau_{s1} = 3.92 \text{ T/m}^2 < 16 \text{ T/m}^2$$

$\therefore \tau_{s2} = 6.62 \text{ T/m}^2 < 16 \text{ T/m}^2$
 ∴ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

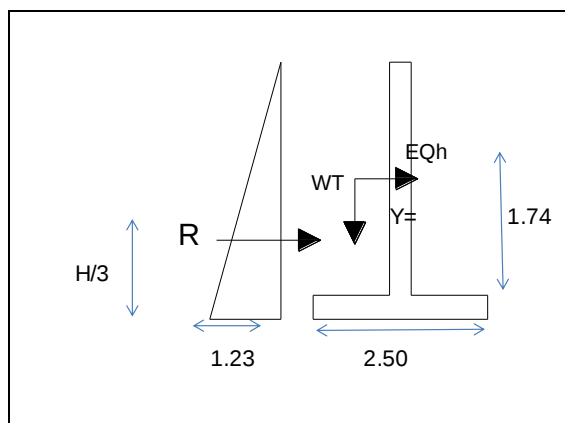


Fuente: Propia.

Figura75. Distribución de presiones en la cimentación.

- Verificación Estado 2.

Estribo construido, bajo la acción de su peso propio, presión del relleno de los accesos con sobrecarga y fuerza sísmica.



Fuente: Propia.

Figura 76. Fuerza del sismo + Relleno.

El coeficiente sísmico se determina por la zona en que se implanta el proyecto, determinado en los coeficientes en la siguiente tabla:

Tabla 65: Coeficientes sísmicos.

ZONAS	A	C
Zona I	0.09	0.6
Zona II	0.22	0.6
Zona III	0.5	0.1

Fuente: CEC 2000. Artículo 5.3 -Zonas Sísmicas-.

La fuerza equivalente del sismo en el estribo se determina por la expresión:

Dónde:

$EQ_H = WT * c$
 EQ_H = Fuerza equivalente del sismo en el estribo.

$WT = 13.2 T$ = peso del estribo.

$c = 0.1$ = Coeficiente sísmico en Zona III

Por lo tanto:

El momento de la fuerza equivalente del sismo en el estribo se determina por la expresión:

$$M_{EQH} = EQ_H * \bar{Y}$$

Dónde:

M_{EQH} = Momento de la fuerza del sismo.

$EQ_H = 1.3 T$ = Fuerza equivalente del sismo en el estribo.

$\bar{Y} = 1.74 m$ = Centro de gravedad en dirección Y.

Por lo tanto:

La estabilidad $M_{EQH} = 1.3 * 1.74 = 2.26 Tm$ se determina con la expresión:

$$Fs_v = \frac{M_E}{M_v + M_{EQH}} > 2.0$$

Dónde:

$Fs_v > 2.0$ = Factor de seguridad asumido al volcamiento.

$M_E = 20.99 Tm$ = Momento Estabilizador. (Estado I)

$M_v = 3.12 Tm$ = Momento Estabilizador. (Estado I)

$M_{EQH} = 2.30$ Tm= Momento de la fuerza del sismo.
Por lo tanto:

La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresión $\frac{M}{F_{SD} + M_{EQH}} = 3.87 > 2 \therefore OK$

Dónde: $F_{SD} = \frac{WT * tg\phi}{R + EQ_H} \geq 1.5$
 $F_{SD} > 1.5$ = Factor de seguridad asumido al deslizamiento.
 $WT = 13.2$ T = Peso del Estribo.
 $\phi = 45^\circ$ = Angulo de fricción Interna del suelo.
 $R = 2.40$ T= Resultante de la presión activa. (Estado1)
 $EQ_H = 1.3$ T= Fuerza equivalente del sismo en el estribo.
 Por lo tanto:

Momento remanente se determina con la expresión:
 $F_{SD} = \frac{WT * tg\phi}{R + EQ_H} = 2.48 > 1.5 \therefore OK$
 $M_{rem} = M_E - (M_V + M_{EQH})$

Dónde:
 M_{rem} = Momento remanente.
 $M_E = 20.99$ Tm = Momento estabilizador. (Estado1)
 $M_V = 3.12$ Tm = Momento Volcador. (Estado1)
 $M_{EQH} = 2.30$ Tm= Momento de la fuerza del sismo.
 Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde: $M_{rem} = x \cdot \frac{WT}{15.57}$ Tm = Momento remanente.
 $WT = 13.2$ T = Peso del Estribo.
 Por lo tanto:

$x = \frac{15.57Tm}{13.2T} = 1.18$
 Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde: $\tau_s = \frac{2 * WT}{3 * X}$
 $WT = 13.2$ T = Peso del Estribo.
 $X = 1.18$ m;
 Por lo tanto:

$\tau_s = \frac{2 * WT}{3 * X} = 7.43T / m^2 < 19.95T / m^2 \rightarrow \text{incrementado } 33\%$
∴ Los esfuerzos producidos por el estribo y el sismo se encuentran dentro del limite admisible por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 3.

Acceso, estribo y superestructura contruidos;
 (Verificacion1)+peso propio de la superestructura.

La reacción por metro lineal de la carga muerta se calcula con la siguiente expresión:

Dónde: $R_{CM} = \frac{W_{CM}}{m \cdot \text{tablero} \cdot 2}$
 R_{CM} = Reacción de la carga muerta.
 W_{CM} = 91.66 T= Peso de la carga permanente: Tablero, Pasamanos, Vigas, Diafragma y Aceras.
 Tablero= 11.00m= ancho en metros del tablero.
 Por lo tanto:

$$\frac{R_{CM}}{m} = \frac{91.66}{11.00 \cdot 2}$$

La reacción por metro lineal de la carga viva se calcula con la siguiente expresión:

Dónde: $R_{CV} = \frac{W_{CV}}{m \cdot \text{tablero}}$
 R_{CV} = Reacción de la carga viva.
 W_{CV} = 29.00 T= Peso de la carga Viva.
 Tablero= 11.00m= ancho en metros del tablero.
 Por lo tanto:

Se calcula el peso total con la siguiente expresión.

Dónde: $W_T = P_E + R_{CV} + R_{CM}$
 P_E = 13.2 T = Peso del estribo.
 R_{CV} = 2.64 T = Reacción de la carga viva.
 R_{CM} = 3.73 T = Reacción de la carga muerta.

Por lo tanto: $W_T = 13.2 + 2.64 + 3.73$

$$W_T = 19.90T$$

El cálculo del momento estabilizador se lo realiza con la siguiente expresión:

Dónde:
 $M_E = M_{(Estado1)} \cdot (R_{CV} + R_{CM}) \cdot 1.4$
 $M_{E(estad01)}$ = Momento estabilizador. (Estado1)
 R_{CV} = 2.64 T = Reacción de la carga viva.
 R_{CM} = 3.73 T = Reacción de la carga muerta.
 Por lo tanto:

$$M_E = 29.90Tm$$

Momento de volcamiento se determina con la expresión: (Estado 1)

Dónde:
 $M_V = \frac{R \cdot H}{3}$
 M_V = Momento de volcamiento.
 R = 2.40 T = Resultante de la presión activa.
 H = 3.90m= Altura del estribo.
 Por lo tanto:

$$M_V = \frac{2.40 \cdot 3.90}{3} = M_V = 3.12Tm$$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:
 $M_{rem} = (M_E - M_V) \cdot x = \frac{M_{rem}}{WT}$ Momento remanente.
 $WT = 19.54 \text{ T}$ = Peso Total.
 Por lo tanto:

$x = \frac{(29.90 - 3.12) \text{ Tm}}{19.54 \text{ T}} = 1.37 \text{ m}$
 La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde: $B = 2.50 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.
 $x = 1.37 \text{ m}$ = Ubicación de la fuerza resultante.
 Por lo tanto: $e = -0.12 \text{ m}$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

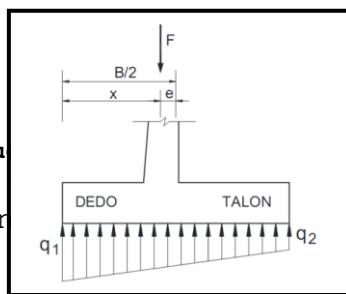
Dónde:
 $WT = 19.54 \text{ T}$ = Peso Total.
 $B = 2.50 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.
 $L = 1.00 \text{ m}$ = Ancho de diseño.
 $e = 0.12 \text{ m}$ = Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.
 Por lo tanto:

$$\tau_s \equiv \frac{WT}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2} \equiv 5.55 \text{ T/m}^2 \pm 10.08 \text{ T/m}^2$$

Con lo que se verifica que:

$\tau_{s1} = 5.55 \text{ T/m}^2 < 16 \text{ T/m}^2$ $\tau_{s2} = 10.08 \text{ T/m}^2 < 16 \text{ T/m}^2$
 ∴ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del límite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

Figura 77. Presiones
 - Verificación



Puente vacío bajo la acción sísmica = etapa 3 + sismo.

- Si es un puente con superestructura de vigas longitudinales, la superestructura SI genera fuerza sísmica, la que se transmite al estribo o a

las pilas a través de los aparatos de apoyo fijos (según donde ellos estén instalados).

- Si se trata de estribos o pilas con aparatos de apoyo móviles no hay fuerza sísmica transmitida por la superestructura.

Por lo descrito en los dos párrafos anteriores la fuerza sísmica proveniente de la superestructura no interviene en este estribo ya que este es el estribo de aparato de apoyo móvil.

El peso estabilizante del estado4 es el mismo que en el estado3, quedando así:

Dónde:

$W_T = \text{Peso estabilizante.}$

$P_e = 13.2 \text{ T} = \text{Peso del estribo.}$

$R_{CM} = 3.73 \text{ T} = \text{Reacción de la carga muerta.}$

Por lo tanto:

La Equivalencia de la transmisión de la superestructura al estribo, se determina con la siguiente expresión:

$$E_{\text{puente}} = 0.10 * R_{cm}$$

Por lo tanto:

$$E_{\text{puente}} = 0.37T$$

El Momento de Volcamiento se determina con la siguiente expresión:

Dónde:

$$M_y = M_v(E1) + M_{EQ}(E2) + E_{PUENTE} * (7 - 1.45)$$

(E1, E2)= Estados de carga.

Por lo tanto:

El Momento estabilizador se calcula con la siguiente expresión:

$$M_E = 1.4 * RCM(E3) + M_E(E1)$$

Dónde:

(E1, E3)= Estados de carga.

Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

$$x = \frac{M_{rem}}{W_T}$$

Dónde:

$M_{rem} = (M_E - M_V) = \text{Momento remanente.}$

$W_T = 13.20 \text{ T} = \text{Peso para estado.}$

Por lo tanto:

$$x = \frac{18.72 Tm}{16.90 T} \therefore x = 1.11m$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde: $\frac{2 \cdot WT}{3 \cdot X}$

$WT = 16.90 T$ = Peso del Estribo.

$X = 1.11m$

Por lo tanto:

$\tau_s = \frac{2 \cdot WT}{3 \cdot X} = 10.17 T/m^2 < 16 T/m^2$
 $\therefore$ Los esfuerzos producidos por el estribo y el sismo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 5.

Puente en servicio (Puente vacío + Carga Viva)= Estado3+ Carga Viva Vehicular + Fuerza de Frenado.

Las reacciones por carga viva se calculan cuando el camión HS-20-44 se encuentra en la posición más crítica, esto es cuando el eje más pesado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.

Calculo de la reacción por carga viva para cada viga de puente, se calcula cuando el camión de diseño se encuentra en la posición más crítica, este es cuando el eje más cargado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.

El momento de volcamiento es:

Dónde:

$H = 3.90m$ = Altura del estribo

bw = presión en el extremo superior

$B_{presión}$ = presión en el asiento.

Por lo tanto:

$$M_v = 5.78 Tm$$

El peso estabilizador es:

Reacción de la carga muerta (Estado3) + W_T

$W_T = 16.90 T$

El momento estabilizador es:

Momento estabilizador en (Estado4).

$M_E = 26.21 Tm$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

$$Dónde: x = \frac{M_{rem}}{WT}$$

$M_{rem} = (M_T - M_v)$ = Momento remanente.

$WT = 16.90 T$ = Peso del Estribo.

Por lo tanto:

$$x = \frac{(26.21 - 5.78)Tm}{16.90T} \therefore x = 1.21m$$

La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

$$\text{Dónde: } e = \left| \frac{B}{2} - X \right|$$

B= 2.50m= Ancho de la zapata del estribo.

X= 1.21m = Ubicación de la fuerza resultante.

Por lo tanto:

$$e = 0.04m$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

$$\text{Dónde: } \tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2}$$

WT = 16.90 T = Peso para estado.

B= 2.50m= Ancho de la zapata del estribo.

L = 1.00m= Ancho de diseño.

e= 0.04m= Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.

$\tau_{\text{diseño}} = 16 \text{ T/m}^2$ = capacidad portante del suelo.

Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2} = 7.43T/m^2 \quad \tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2} = 6.09T/m^2$$

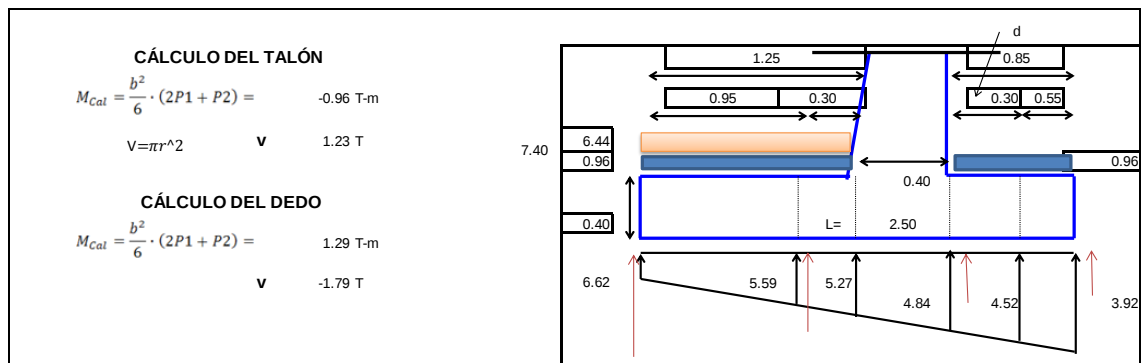
$$\tau_{s1} = 7.43T/m^2 < 16T/m^2$$

$$\tau_{s2} = 6.09T/m^2 < 16T/m^2$$

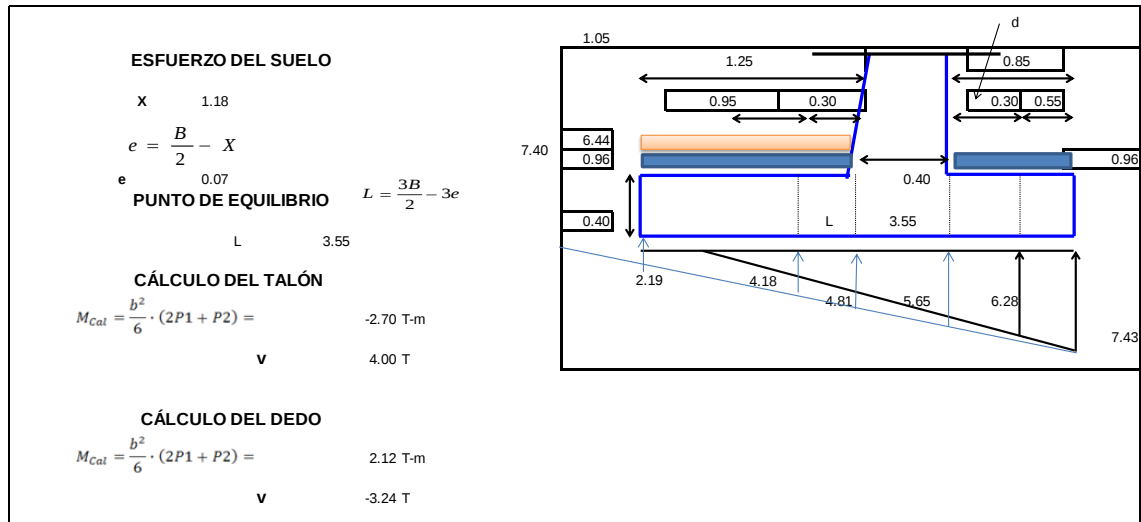
∴ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

8.4.4.9.1 ANÁLISIS DE LOS ESTADOS DE CARGA ESTRIBO IZQUIERDO.

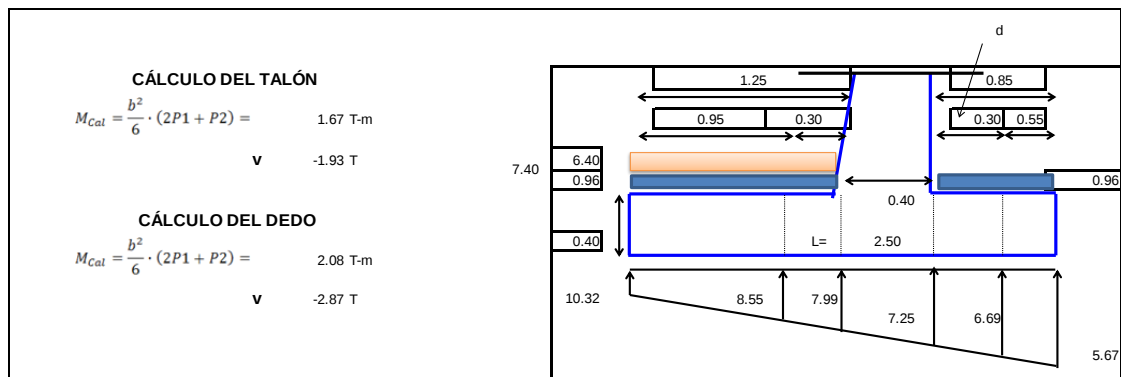
Estado 1.



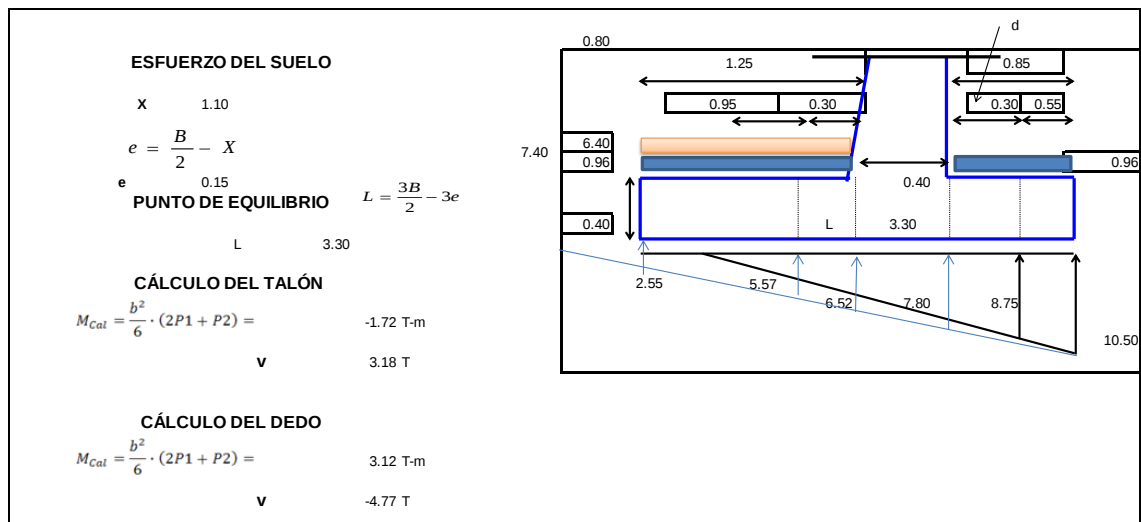
Estado 2.



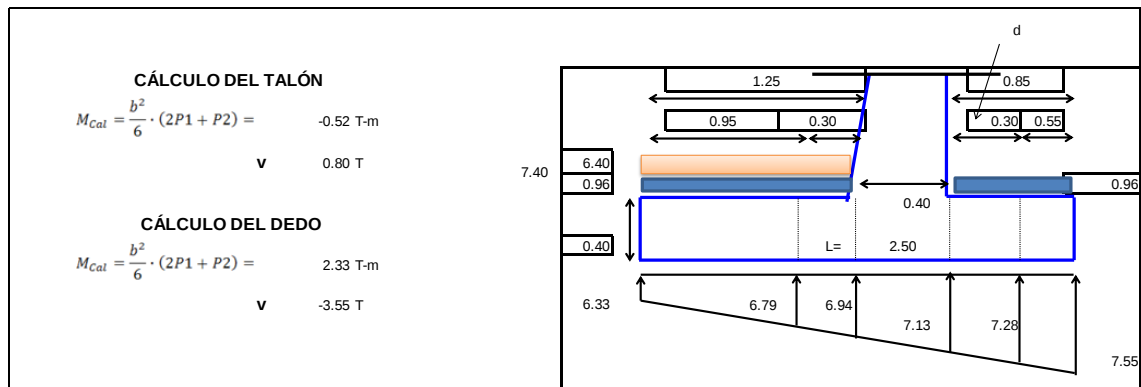
Estado 3.



Estado 4.



Estado 5.



Resumen del análisis de estados de carga, cortantes y momentos en el talón y dedo.

Tabla 66: Tabla de resumen de Momento y Cortante del dedo y talón.

TALON	CASO1	1.70	CASO2	1.30	CASO3	1.70	CASO 4	1.30	CASO 4	1.70	
V	V esta	1.23	4.00	-1.93	3.18	0.80					Vu 5.20
	V may	2.09	5.20	-3.28	4.13	1.36					
M	M esta	-0.96	-2.70	1.67	-1.72	-0.52					Mu -3.52
	M may	-1.64	-3.52	2.84	-2.24	-0.88					
DEDO	CASO1	1.70	CASO2	1.20	CASO3	1.70	CASO 4	1.20	CASO 4	1.70	
V	Vesta	-1.79	-3.24	-2.87	-4.77	-3.55					Vu -3.05
	V may	-3.05	-3.89	-4.88	-5.72	-6.03					
M	M esta	1.29	2.12	2.08	3.12	2.33					Mu 3.96
	M may	2.20	2.55	3.54	3.74	3.96					

Fuente: Propia.

8.4.4.9.2 Diseño de la zapata estribo izquierdo.

- Verificación a corte.

El esfuerzo a cortante ultima se calcula con la siguiente expresión:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Dónde:

$V_u = 5.20 \text{ T}$ = Cortante a solicitación ultima.

$\phi = 0.85$ = Coeficiente para corte.

$b = 100.00 \text{ cm}$ = Ancho de la sección de análisis.

$d = 30 \text{ cm}$ = Distancia desde el extremo superior hasta el centroide de la barra de refuerzo.

El esfuerzo a cortante del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$v_c = 2.04 \text{ kg/cm}^2$$

Dónde:

$f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$ = Resistencia del concreto a compresión.

Por lo tanto:

$\therefore$ El esfuerzo ultimo a corte puede ser absorbido por el concreto.

- Diseño a flexión talón.

Se diseñara para el momento mayor observado de los cinco estados de carga analizados, obteniendo:

Mu= 3.52 Tm

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

$$k = \frac{Mu}{\Phi * f'c * b * d^2}$$

Dónde:

Mu= 3.52 Tm = Momento ultimo de solicitación.

Ø= 0.90= Coeficiente de Flexión.

f'c= 280.00 kg/cm²= Resistencia a compresión del hormigón.

b= 4200.00 kg/cm²= Resistencia a fluencia.

d= Distancia desde el extremo superior hasta el centroide de la barra de refuerzo.

Por lo tanto:

Utilizando $k = 0.01550$ así:

$$q = \frac{1 - \sqrt{2.36 * k}}{0.01565}$$

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

$$\ell_b = \frac{f'c}{0.00104}$$

Como la Cuantía obtenida es menor a la mínima 0.00104 < 0.0033 se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 42.50$$

Se armara de la siguiente manera:

$$A_s = 9.90 \text{ cm}^2$$

- Diseño a flexión dedo.

Se diseñara para el momento mayor observado de los cinco estados de carga analizados, obteniendo:

Mu= 3.96 Tm

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

Dónde:

Mu= 3.96 Tm Momento ultimo de solicitación.

Ø= 0.90= Coeficiente de Flexión.

f'c= 280.00 kg/cm²= Resistencia a compresión del hormigón.

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= Distancia desde el extremo superior hasta el centroide de la barra de refuerzo.
 Por lo tanto:

Utilizando así:

$$q = \frac{1.71 \sqrt{2.36 * k}}{1.18}$$

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

Como $\ell_b = q * \frac{f'_c}{f_y}$ la cuantía obtenida es menor a la mínima $0.00118 < 0.0033$ se asumirá esta para el cálculo del refuerzo.

Se arma de la siguiente manera:

- $A_s = 0.0033 * 100 * 42.50$
 $4 \text{ } \varnothing 18\text{mm @}25\text{cm} = \text{Para un Metro de Zapata.}$
 - Acero de repartición transversal en zapata.

La sección mínima acero de repartición transversal se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.0018 * b * d$$

Dónde:

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 30.00cm= Distancia desde el extremo superior hasta el centroide de la barra de refuerzo.

Por lo tanto:

Se arma de la siguiente manera:

$A_s = 5.40\text{cm}^2$
 $3 \text{ } \varnothing 16\text{mm @}40\text{cm} = \text{Para un Metro de Zapata.}$

Diseño de la pantalla.

El diseño de la pantalla se debe realizar para diferentes alturas para determinar el acero de refuerzo por lo que las fuerzas y momentos se encuentran expresados en función de H = Y.

Determinando los efectos de:

- Presión del suelo.
- Sobrecarga.
- Fuerza de frenado.
- Efecto sísmico.
- Peso del propio estribo.
- Carga Viva y Muerta de la superestructura.

Diseño a flexión.

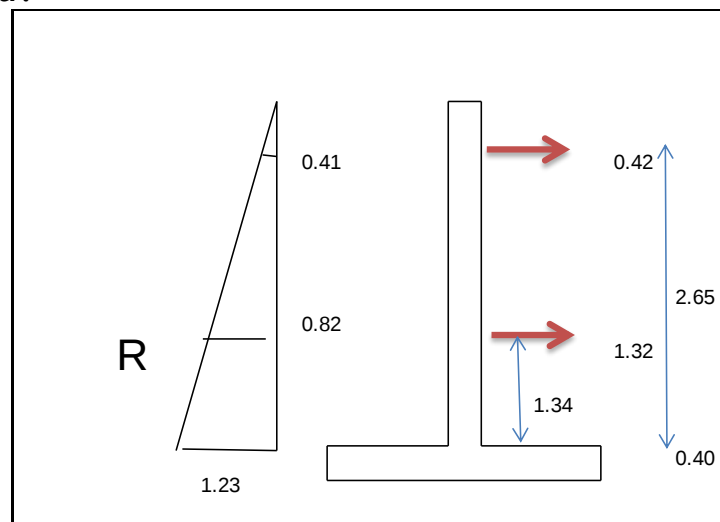
El diseño se lo realizara para un ancho de 100.00cm
Características de los materiales:

- Hormigón armado: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

En elementos que se encuentran en contacto con el suelo las Especificaciones AASHTO Estándar [2] recomiendan un recubrimiento mínimo de $R_{min} = 7.50 \text{ cm}$.

- Secciones de análisis:

Para los análisis de las secciones se iniciara desde la parte de arriba del estribo, es decir para la primera sección se analizara el asiento en el cabezal, para la segunda sección se analizara a una altura de $2/3$ de la pantalla menos la zapata, y la tercera sección de análisis es en el asiento de la pantalla en la unión con la zapata.



Fuente: Propia.

Figura 78. Secciones de análisis y fuerzas actuantes.

- Sección 1.

Distancia 0.85m medida desde el extremo superior.

Para calcular la cortante última se lo determinara con los siguientes factores:

$$V_u = 1.7 \frac{(0.41 \cdot 0.85)}{2} + 1.3 \cdot 0.42$$

Para calcular el momento último se lo determinara con los siguientes factores:

$$M_u = 1.3(0.85 \cdot 0.42)$$

- Sección 2.

Distancia 2.33m media desde el extremo superior.
Para calcular la cortante última se lo determinara con los siguientes factores:

$V_u = 3.89(0.82 * 2.33)$
Para V_u calcular el momento $M_u = 1.3 * (0.42 + 1.32)$ se lo determinara con los siguientes factores:

$$M_u = 1.3(2.33 * 1.32) + M_u \text{ secc1}$$

- Sección 3.

Distancia 3.50m media desde el extremo superior.
Para calcular la cortante última se lo determinara con los siguientes factores:

$V_u = 5.92(1.23 * 3.50)$
Para V_u calcular el momento $M_u = 1.3 * (0.42 + 1.32)$ se lo determinara con los siguientes factores:

$$M_u = 1.3(4.30 * 1.65) + M_u \text{ secc1} + M_u \text{ secc2}$$

Verificación a Corte:

El esfuerzo a cortante ultima se calcula con la siguiente expresión:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Dónde:

$V_u = 5.92 \text{ T}$ = Cortante a sollicitación ultima.

$\phi = 0.85$ = Coeficiente para corte.

$b = 100.00 \text{ cm}$ = Ancho de la sección de análisis.

$d = 30 \text{ cm}$ = Distancia desde el extremo de la pantalla hasta el centroide de la barra de refuerzo.

El esfuerzo a cortante del concreto se calcula con la siguiente expresión:

Dónde:
 $f'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$ = Resistencia del concreto a compresión.

Por lo tanto:

$v_c = 8.37 \text{ kg/cm}^2$
∴ El esfuerzo último a corte puede ser absorbido por el concreto.

Diseño a flexión Pantalla por secciones.

Se diseñara para el momento observado de las secciones en análisis, obteniendo:

- Sección 3.

Acero vertical principal.

$M_u = 12.24 \text{ Tm}$

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

$$k = \frac{M_u}{\phi * f'_c * b * d^2}$$

Dónde:

Mu= 12.24 Tm = Momento ultimo de solicitación.

Ø= 0.90= Coeficiente de Flexión.

f'c= 280.00 kg/cm²= Resistencia a compresión del hormigón.

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 32.50cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Utilizando $k=0.04597$ así:

$$q = \frac{1 - \sqrt{2.36 * k}}{2.36}$$

$q=0.04128$

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

$$\ell_b = q * \frac{f'c}{f_y}$$

$$\ell_b = 0.00315$$

Como la cuantía obtenida es menor a la mínima 0.00315<0.0033 se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = \ell_b * b * d$$

$$A_s = 10.73 \text{ cm}^2$$

Se armara de la siguiente manera:

6 Ø 16mm @ 17cm = Para un Metro de Pantalla.

Acero de repetición vertical secundario.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{2}{3} * 0.0015 * b * d$$

Dónde:

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 32,50cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se armara de la siguiente manera:

5 Ø 10mm @ 20.00cm = Para un Metro de Pantalla.

Acero de repetición horizontal.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.0025 * b * d$$

Dónde:

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 32.50cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

$$A_s = 8.13 \text{ cm}^2$$

Se armara de la siguiente manera:

6 Ø 14mm @15cm = Para un Metro de Pantalla.

- **Sección 2.**

Acero vertical principal.

Mu= 4.45 Tm

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

Dónde:

Mu= 4.45 Tm = Momento último de sollicitación.

Ø= 0.90= Coeficiente de Flexión.

f'c= 280.00 kg/cm²= Resistencia a compresión del hormigón.

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 26.50cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Utilizando k así:

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f_c * b * d^2} = 0.02515$$
$$q = \frac{1 - \sqrt{2.36 * k}}{f_c} = 0.02554$$
$$\ell_b = q * \frac{1.18}{f_c} = 0.00170$$

Como la cuantía obtenida es menor a la mínima 0.00170<0.0033 se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = \ell_b * b * d = 0.0033 * 100 * 47.50$$

Se armara de la siguiente manera:

5 Ø 16mm @17.00cm = Para un Metro de Pantalla.

Es decir no continuara 1 barra de las, 6 de la (sección 3)

Acero de repetición vertical secundario.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{2}{3} * 0.0015 * b * d$$

Dónde:

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 26.50cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se armara de la siguiente manera:

4 Ø 10mm @20.00cm = Para un Metro de Pantalla.

Es decir no continuara 1 barra de las, 5 de la (sección 3)

Acero de repetición horizontal.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.0025 * b * d$$

Dónde:

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 26.50cm= Espesor de pantalla, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se arma de la siguiente manera:

5 Ø 10mm @20.00 cm = Para un Metro de Pantalla.

- Sección 1.

Acero vertical principal.

Mu= 0.46 Tm

El requerimiento de acero se lo determina con la siguiente expresión:

Dónde:

Mu= 0.46 Tm = Momento ultimo de solicitación.

Ø= 0.90= Coeficiente de Flexión.

f'c= 280.00 kg/cm²= Resistencia a compresión del hormigón.

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 12.5cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Utilizando $k=0.01169$ así:

$$q = \frac{1 - \sqrt{236 * k}}{1.177}$$

Determinando así la cuantía balanceada de acero así:

$$\ell_b = \frac{8 * f'c}{0.00078}$$

Como la cuantía obtenida es menor a la mínima 0.00078 < 0.0033 se asumirá esta para el cálculo del refuerzo:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 17.50$$

Se arma de la siguiente manera:

2 Ø 16mm @40.00cm = Para un Metro de Pantalla.

Acero de repetición vertical secundario.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{2}{3} * 0.0015 * b * d$$

Dónde:

b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 12.5cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

$$A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

Se armara de la siguiente manera:

1 Ø 10mm @85.00cm = Para un Metro de Pantalla.

Por el requerimiento solo continua 1 barra de las 4 analizadas en la sección 2.

Acero de repetición horizontal.

La sección mínima acero de repartición vertical se calcula con la siguiente expresión:

Dónde:

$A_s = 0.0025 * b * d$
b= 1.00m = Sección de análisis.

d= 12.50cm= Espesor del cabezal tbw, menos recubrimiento.

Por lo tanto:

Se armara de la siguiente manera:

3 Ø 10mm @30.00 cm = Para un Metro de Pantalla.

Tabla 67: Resumen de armado por secciones en la pantalla.

Datos para armadura.				Area de acero por secciones, cm2			Ø y # BARRAS.			ESPACIAMIENTO.		
Sección	Mom.	d	Ro	As(prin-ver)	As(hor)	As(sec-ver)	Prin-Ver	HOR	Sec-Ver	Prin-Ver	HOR	Sec-Ver
3	12.24	32.50	0.00315	10.73	8.13	3.25	6.00	6.00	5.00	17.00	15.00	20
2	4.45	26.50	0.00170	8.75	6.63	2.65	5.00	5.00	4.00	17.00	20	20
1	0.46	12.50	0.00078	4.13	3.13	1.25	2.00	3.00	1.00	40.00	30	85
							Ø16mm	Ø14mm	Ø10mm	cm	cm	cm

Fuente: Propia.

Armado estribos en detalle en PLANOS (Láminas: 4, 5, 6 y 7).

8.4.5 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ALTERNATIVA DOS.

Ver sección 8.4.3

8.4.6 DISEÑO DE LA SUBERESTRUCTURA ALTERNATIVA DOS.

8.4.6.1 Dimensionamiento del estribo derecho.

Datos necesarios para el dimensionamiento del Estribo derecho:

- Esfuerzo admisible del suelo $T_{\text{diseño}} = 15 \text{ T/m}^2$
- Peso específico del suelo $\gamma_s = 1.91 \text{ T/m}^3$
- Angulo de fricción interna del suelo $\phi = 44^\circ$
- Carga Viva $H_s 20-44 = 7.27 \text{ T}$
- Peso específico del hormigón ciclópeo $\gamma_s = 2.3 \text{ T/m}^3$.
- Altura del estribo = 4.80 m.

H= Altura total del Estribo.
b= N + ancho junta dilatación (10 cm).
N= Ancho mínimo según restricciones sísmicas
dellugar (0.30 m).
D= Altura del dedo.
H1= Altura superestructura (losa + viga) +
aparatosdeapoyo.
B= Ancho de la zapata.

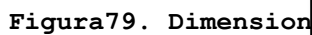


Figura80. Dimensionamiento del estribo derecho.

- Verificación Estado: Estribo construido, bajo la acción de su peso propio y la presión de relleno de los accesos con sobrecarga viva.

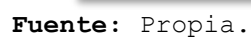


Figura81. Modelo de fuerzas que actúan sobre el estribo derecho.

Coeficiente de Presión activa del suelo se determina con la expresión:

Dónde:

$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$
tan= Función Tangente
 $\phi = 44^\circ$ = Angulo de fricción interna.
Por lo tanto:

Empuje activo del suelo se determina con la siguiente expresión:
 $K_a = \tan^2(45 - \frac{44}{2}) = 0.180$

Dónde:

$K_a = 0.180$ = Coeficiente de empuje activo del suelo.

$\gamma = 1.91 \text{ T/m}^2$ = Peso específico del suelo de relleno.

$H = 4.80\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$\text{Presion} = 1.91 * 4.80 * 0.180 \therefore \text{Presion} = 1.65 \text{ T / m}$$

Resultante activa del suelo se determina con la siguiente expresión:

$$\text{Dónde } R = \frac{\text{presion} * H}{2} \quad R = \frac{1.65 * 4.80}{2} \therefore R = 3.96 \text{ T.}$$

R = Resultante de la presión activa.

Presión= 1.65 T/m =Empuje del suelo.

$H = 4.80\text{m}$ =Altura del estribo.

Momento de volcamiento se determina con la expresión:

Dónde:

$M_v = \frac{R * H}{3}$
 M_v = Momento de volcamiento.

$R = 3.96 \text{ T}$ = Resultante de la presión activa.

$H = 4.80\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$M_v = \frac{3.96 * 4.80}{3} = M_v = 6.34 \text{ Tm}$$

Las dimensiones del estribo se establecen en la figura 75y los pesos específicos de los materiales se encuentran en los datos generales para el diseño.

Tabla 68: Peso y centros de gravedad del estribo.

Figura	Area x Peso Esp.	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	0.13	0.29	0.13	0.25	0.04	0.07
2	0.04	0.09	0.17	0.58	0.01	0.05
3	2.36	5.43	1.73	0.40	9.36	2.17
4	0.16	0.36	0.32	1.85	0.11	0.67
5	1.26	2.90	0.55	2.38	1.59	6.88
6	1.60	3.68	0.95	2.80	3.50	10.30
7	4.10	9.43	1.83	2.13	17.29	20.12
8	4.10	7.83	2.52	3.47	19.71	27.15
		30.00			51.61	67.42
		WT=	30.00	T/m		
		X=	1.72	m		
		Y=	2.25	m		

Fuente: Propia.

Momento estabilizador se determina con la expresión:

$$\text{Dónde: } M_E = WT * \bar{X}$$

M_E = momento estabilizador.

$WT = 30.00$ T = Peso del estribo.

$\bar{X} = 1.72\text{m}$ = Centro de gravedad en dirección x.

Por lo tanto:

La estabilizadora $M_E = WT * \bar{X} = 30.00 * 1.72 = 51.61\text{Tm}$ determina con la expresión:

$$\text{Dónde: } F_{sv} = \frac{M_E}{M_v} > 2.0$$

$F_{sv} > 2.0$ = Factor de seguridad asumido al volcamiento.

$M_E = 51.61$ Tm = Momento Estabilizador.

$M_v = 6.34$ Tm = Momento Estabilizador.

Por lo tanto:

La estabilidad $\frac{M_E}{M_v} = 8.14 > 2.0$ Ok. Deslizamiento se determina con la expresión:

$$\text{Dónde: } F_{sd} = \frac{WT * \tan \phi}{R} \geq 1.5$$

$F_{sd} > 1.5$ = Factor de seguridad asumido al deslizamiento.

$WT = 30.00$ T = Peso del Estribo.

$\phi = 44^\circ$ = Angulo de fricción Interna del suelo.

$R = 3.96$ T = Resultante de la presión activa.

Por lo tanto:

Momento remanente $M_{rem} = 7.32$ Tm se determina con la expresión:

$$M_{rem} = M_E^R - M_v$$

Dónde:

M_{rem} = Momento remanente.

$M_E = 51.61$ Tm = Momento estabilizador

$M_v = 6.34$ Tm = Momento volcador.

Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión: $M_{rem} = 45.27 Tm$

Dónde: $x = \frac{M_{rem}}{WT}$

$M_{rem} = 45.27 Tm$ = Momento remanente.

$WT = 30.00 T$ = Peso del Estribo.

Por lo tanto:

Este valor de "x" según el coeficiente de sitio o de suelo debe ser mayor a 1.2 como se muestra en la tabla:

Tabla 69: Coeficiente de sitio o de suelo.

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Tip (s)	Coeficiente de Sitio(S)
S1	- Roca o suelos muy rígidos con velocidades de onda de corte altas.	0.4	1.0
S2	- Suelos intermedios, con características intermedias entre las de S1 y S3.	0.6	1.2
S3	- Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.	0.9	1.4
S4	- Suelos excepcionalmente flexible y sitios donde las condiciones geológicas y / o topográficas sean particularmente desfavorables.	-	-

Fuente: Norma E-030. Diseño sísmoresistente. Cap2. Pg 7.

La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde: $e = \left| \frac{B}{2} - X \right|$

$B = 3.20m$ = Ancho de la zapata del estribo.

$X = 1.51m$ = Ubicación de la fuerza resultante.

Por lo tanto:

$$e = \left| \frac{B}{2} - X \right| = 0.09m$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde:

$WT = 30.00 T$ = Peso del Estribo.

$B = 3.20m$ = Ancho de la zapata del estribo.

$L = 1.00m$ = Ancho de diseño.

$e = 0.09m$ = Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.

$T_{diseño} = 15T/m^2$ = capacidad portante del suelo.

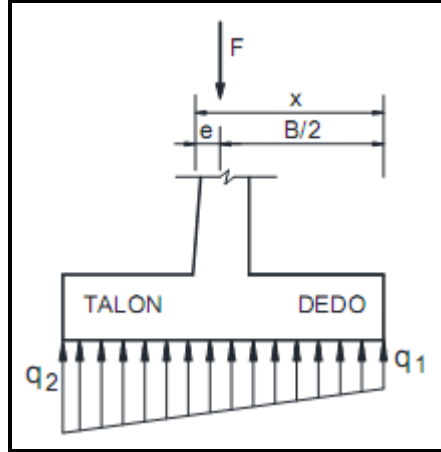
Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{WT}{B * L} + \frac{6 * WT * e}{B^2} = 10.98 T / m^2$$

$$\tau_s = \frac{WT}{B * L} - \frac{6 * WT * e}{B^2} = 7.78 T / m^2$$

Con lo que se verifica que:

$\tau_{s1} = 10.98T/m^2 < 15T/m^2$
 $\tau_{s2} = 7.78T/m^2 < 15T/m^2$
 $\therefore$ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del límite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

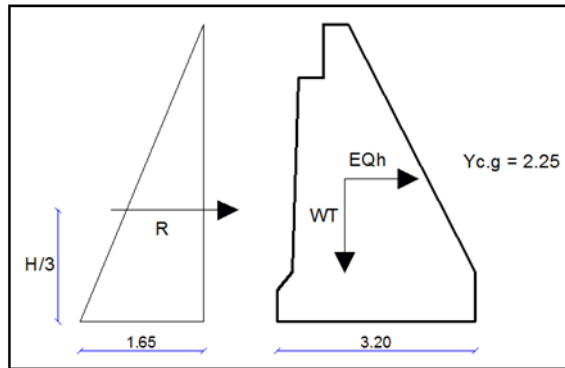


Fuente: Propia.

Figura82. Distribución de presiones en la cimentación.

- Verificación Estado 2.

Estribo construido, bajo la acción de su peso propio, presión del relleno de los accesos con sobrecarga y fuerza sísmica.



Fuente: Propia.

Figura83. Estado de cargas incluido sismo.

El coeficiente sísmico se determina por la zona en que se implanta el proyecto, determinado en los coeficientes en la siguiente tabla:

Tabla 70: Coeficientes sísmicos.

ZONAS	A	C
Zona I	0.09	0.6
Zona II	0.22	0.6
Zona III	0.5	0.1

Fuente: CEC 2000. Artículo 5.3 -Zonas Sísmicas-.

La fuerza equivalente del sismo en el estribo se determina por la expresión:

$$EQ_H = WT * c$$

Dónde:

E_{QH} = Fuerza equivalente del sismo en el estribo.

$WT = 30.00$ T = peso del estribo.

$c = 0.1$ = Coeficiente sísmico en Zona III

Por lo tanto:

El momento E_{QH} de $30.00 \times 0.1 = 3.00$ T equivalente del sismo en el estribo se determina por la expresión:

Dónde:

$M_{EQH} = M_{eq} = E_{QH} \times \bar{Y}$ Momento de la fuerza del sismo.

$E_{QH} = 3.00$ T = Fuerza equivalente del sismo en el estribo.

$\bar{Y} = 2.25$ m = Centro de gravedad en dirección Y.

Por lo tanto:

La estabilidad al vuelco $M_{EQH} = E_{QH} \times \bar{Y} = 6.74$ Tm se determina con la expresión:

Dónde: $F_{SV} = \frac{M_E}{M_V + M_{EQH}} > 2.0$
 $F_{SV} > 2.0$ = Factor de seguridad asumido al volcamiento.

$M_E = 51.61$ Tm = Momento Estabilizador.

$M_V = 6.34$ Tm = Momento Estabilizador.

$M_{EQH} = 6.74$ Tm = Momento de la fuerza del sismo.

Por lo tanto:

La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresión: $F_{SD} = \frac{M_E}{M_V + M_{EQH}} = 3.95 \therefore Ok$

Dónde:

$F_{SD} = \frac{WT \times \tan \phi}{R + E_{QH}} > 1.5$
 $F_{SD} > 1.5$ = Factor de seguridad asumido al deslizamiento.

$WT = 30.00$ T = Peso del Estribo.

$\phi = 44^\circ$ = Angulo de fricción Interna del suelo.

$R = 3.96$ T = Resultante de la presión activa.

$E_{QH} = 3.00$ T = Momento de la fuerza del sismo.

Por lo tanto:

Momento remanente F_{SD} se determina con la expresión: $F_{SD} = \frac{WT \times \tan \phi}{R + E_{QH}} = 4.16 \therefore Ok$
 $M_{rem} = M_E - (M_V + M_{EQH})$

Dónde:

M_{rem} = Momento remanente.

$M_E = 51.61$ Tm = Momento estabilizador

$M_V = 6.34$ Tm = Momento volcador.

$M_{EQH} = 6.74$ Tm = Momento de la fuerza del sismo.

Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:

$$x = \frac{M_{rem}}{WT}$$

$M_{rem} = 38.53 \text{ Tm} = \text{Momento remanente.}$

$WT = 30.00 \text{ T} = \text{Peso del Estribo.}$

Por lo tanto:

$$x = \frac{38.53 \text{ Tm}}{30.00 \text{ T}} \therefore x = 1.28 \text{ m}$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde:

$WT = 30.00 \text{ T} = \text{Peso del Estribo.}$

$X = 1.28 \text{ m}$

Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{2 * WT}{3 * X} = 15.57 \text{ T/m}^2 < 19.95 \text{ T/m}^2$$

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo y el sismo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 3.

Acceso, estribo y superestructura contruoidos;
(Verificacion1)+peso propio de la superestructura.

La reacción por metro lineal de la carga muerta se calcula con la siguiente expresión:

$$\frac{R_{CM}}{m} = \frac{W_{CM}}{\text{tablero} * 2}$$

Dónde:

R_{CM} = Reacción de la carga muerta.

W_{CM} = 91.66 T = Peso de la carga permanente: Tablero, Pasamanos, Vigas, Diafragma y Aceras.

Tablero= 11.00m= ancho en metros del tablero.

Por lo tanto:

$$\frac{R_{CM}}{m} = \frac{91.66}{11.00 * 2}$$

La reacción por metro lineal de la carga viva se calcula con la siguiente expresión:

Dónde:

R_{CV} = Reacción de la carga viva.

W_{CM} = 29.00 T= Peso de la carga Viva.

Tablero= 11.00m= ancho en metros del tablero.

Por lo tanto:

$$\frac{R_{CV}}{m} = \frac{29.00 \text{ T}}{11.00 \text{ m}}$$

Se calcula el peso total con la siguiente expresión.

Dónde: $W_T = P_e + R_{cv} + R_{cm}$

P_e = 30.00 T = Peso del estribo.

$R_{CV} = 2.64 \text{ T}$ = Reacción de la carga viva.
 $R_{CM} = 4.17 \text{ T}$ = Reacción de la carga muerta.
 Por lo tanto:

El cálculo del momento estabilizador se lo realiza con la siguiente expresión:

Dónde:
 $M_E = M_{E(\text{estado1})} + (R_{CV} + R_{CM}) * 1.4$
 M_E = Momento estabilizador.
 $M_{E(\text{estado1})}$ = Momento estabilizador en el estado 1.
 $R_{CV} = 2.64 \text{ T}$ = Reacción de la carga viva.
 $R_{CM} = 4.17 \text{ T}$ = Reacción de la carga muerta.
 Por lo tanto.

Momento de volcamiento se determina con la expresión: (Estado 1)

Dónde:
 $M_v = R * H$
 $R = 3 * \frac{M_0}{3}$ = Resultante de la presión activa.
 $H = 4.80 \text{ m}$ = Altura del estribo.
 Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde: $M_{rem} = \frac{M_{WT}}{WT}$ = Momento remanente.
 $WT = 32.38 \text{ T}$ = Peso total de estado.
 Por lo tanto:

La excentricidad de la fuerza resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde:
 $B = 3.20 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.
 $X = 1.49 \text{ m}$ = Ubicación de la fuerza resultante.
 Por lo tanto:

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde:
 $WT = 36.81 \text{ T}$ = Peso total del estado.
 $B = 3.20 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.
 $L = 1.00 \text{ m}$ = Ancho de diseño.
 $e = 0.11 \text{ m}$ = Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.
 Por lo tanto:

$\tau_s = \frac{WT}{B * L} + \frac{6 * WT * e}{B^2} = 13.90 \text{ T/m}^2$
 Con lo que se verifica que

$$\tau_{s1} = 13.90T / m^2 < 15T / m^2$$

$\therefore$ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del limite admisible por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 4.

Puente vacío bajo la acción sísmica= etapa3 + sismo.

- Si es un puente con superestructura de vigas longitudinales, la superestructura SI genera fuerza sísmica, la que se transmite al estribo o a las pilas a través de los aparatos de apoyo fijos (según donde ellos estén instalados).
- Si se trata de estribos o pilas con aparatos de apoyo móviles no hay fuerza sísmica transmitida por la superestructura.

Por lo descrito en los dos párrafos anteriores la fuerza sísmica proveniente de la superestructura no interviene en este estribo ya que este es el estribo de aparato de apoyo móvil.

El peso estabilizante del estado 4 es el mismo que en el estado3, quedando así:

Dónde:

$W_T = P_e + R_{cm}$
WT= Peso total del estado.

$P_e = 30.00 T$ = Peso del estribo.

$R_{cm} = 4.17 T$ = Reacción de la carga muerta.

Por lo tanto:

La Equivalencia de la transmisión de la superestructura al estribo, se determina con la siguiente expresión:

Por lo tanto:

El Momento de Volcamiento se determina con la siguiente expresión:

Dónde:

$M_1 = M_1(E1) + M_1(E2) + E_{rigida} * (7 - 1.45)$
(E1, E2, E3) = Estados de carga

Por lo tanto:

El Momento estabilizador se calcula con la siguiente expresión:

$$M_E = 1.4 * RCM(E3) + M_E(E1)$$

Dónde:

(E1, E3)= Estados de carga.

Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:

$M_{rem} = (ME - MV)$ Momento remanente.

$WT = 34.17 T$ Peso total del estado.

Por lo tanto:

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde: $\frac{2 * WT}{3 * X}$

$WT = 34.17 T$ = Peso total del estribo.

$X = 1.23m$

Por lo tanto:

∴ Los esfuerzos producidos en el estribo y el mismo se encuentran cerca del límite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 5.

Puente en servicio (Puente vacío + Carga Viva)= Estado3+ Carga Viva Vehicular + Fuerza de Frenado.

Las reacciones por carga viva se calculan cuando el camión HS-20-44 se encuentra en la posición más crítica, esto es cuando el eje más pesado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.

Calculo de la reacción por carga viva para cada viga de puente, se calcula cuando el camión de diseño se encuentra en la posición más crítica, este es cuando el eje más cargado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.

El momento de volcamiento es:

Dónde: $M_v = \frac{H^2}{6} (b_w + B_{presion})$

H= Altura del estribo

b_w = presión en el extremo superior.

$B_{presion}$ = presión en el asiento.

Por lo tanto:

$M_v = 10.53 Tm$

El peso estabilizador es:

Reacción de la carga muerta (Estado3)+ W_T

$W_T = 34.17 T$

El momento estabilizador es:

Momento estabilizador en (Estado4).

$M_E = 57.45 \text{ Tm}$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:

$M_{rem} = M_E - M_V = \text{Momento remanente.}$

$WT = 34.17 \text{ T} = \text{Peso total del estado.}$

Por lo tanto:

La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde: $e = \left| \frac{B}{2} - X \right|$

$B = 3.20 \text{ m} = \text{Ancho de la zapata del estribo.}$

$X = 1.37 \text{ m} = \text{Ubicación de la fuerza resultante.}$

Por lo tanto:

$$e = 0.23 \text{ m}$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde: $\tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2}$

$WT = 34.17 \text{ T} = \text{Peso total del estado.}$

$B = 3.20 \text{ m} = \text{Ancho de la zapata del estribo.}$

$L = 1.00 \text{ m} = \text{Ancho de diseño.}$

$e = 0.23 \text{ m} = \text{Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.}$

Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2} = 15.22 \text{ T/m}^2$$

$$\tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2} = 6.13 \text{ T/m}^2$$

Con lo que se verifica que:

$$\tau_{s1} = 15.22 \text{ T/m}^2 \approx 15 \text{ T/m}^2$$

$$\tau_{s2} = 6.13 \text{ T/m}^2 < 15 \text{ T/m}^2$$

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del límite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

8.4.6.3 Verificaciones de estados de carga en el estribo izquierdo.

Datos necesarios para el dimensionamiento del Estribo izquierdo:

- Esfuerzo admisible del diseño $T_{diseño} = 16 \text{ T/m}^2$
- Peso específico del suelo $\gamma_s = 1.84 \text{ T/m}^3$
- Angulo de fricción interna del suelo $\phi = 45^\circ$
- Carga Viva $H_s 20-44 = 7.27 \text{ T}$

- Peso específico del hormigón ciclópeo $\gamma_s = 2.3 \text{ T/m}^3$
- Altura del estribo = 3.90 m.

Para el dimensionamiento del estribo a gravedad se consideró las recomendaciones de pre-dimensionamiento de la figura dónde:

H= Altura total del Estribo.

b= N + ancho junta dilatación (10 cm).

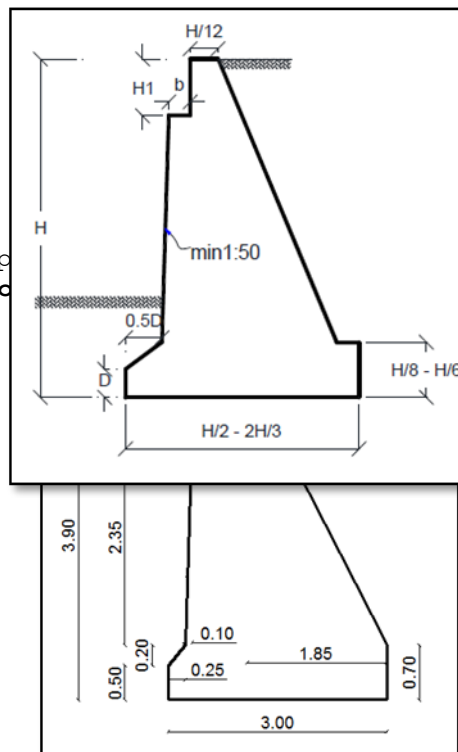
N= Ancho mínimo según restricciones sísmicas dellugar (0.30 m).

D= Altura del dedo.

H1= Altura superestructura (losa + viga) + aparatosdeapoyo.

B= Ancho de la zapata.

Fuente: Propia.
Figura84. Dimensio



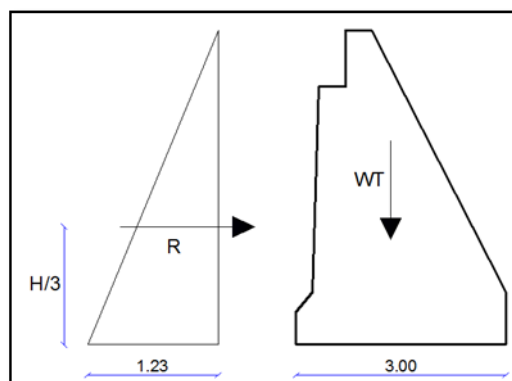
redad.

Fuente: Propia.

Figura85. Dimensionamiento del estribo derecho.

8.4.6.1.1 Verificación Estado 1:

Estribo construido, bajo la acción de su peso propio y la presión de relleno de los accesos con sobrecarga viva.



Fuente: Propia.

Figura 86. Modelo de fuerzas que actúan sobre el estribo derecho.

Coefficiente de Presión activa del suelo se determina con la expresión:

Dónde:

$$\tan \phi = K_a \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

$\phi = 45^\circ$ = Angulo de fricción interna.

Por lo tanto:

Empuje activo del suelo se determina con la siguiente expresión:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \therefore K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{45}{2}) = 0.17$$

Dónde:

$$Presion = \gamma_s * H * K_a$$

$K_a = 0.170$ = Coeficiente de empuje activo del suelo.

$\gamma = 1.84 \text{ T/m}^2$ = Peso específico del suelo de relleno.

$H = 3.90\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

Resultante activa del suelo se determina con la siguiente expresión:

$$Presion = 1.84 * 3.90 * 0.17 \therefore Presion = 1.23 \text{ T/m}$$

Dónde:

$R =$ Resultante de la presión activa.

Presión = 1.23 T/m = Empuje del suelo.

$H = 3.90\text{m}$ = Altura del estribo.

Momento de vuelcamiento se determina con la expresión:

$$R = \frac{1.23 * 3.90}{2} \therefore R = 2.40 \text{ T}$$

Dónde:

$$M_v = \frac{R * H}{3}$$

M_v = Momento de vuelcamiento.

$R = 2.40 \text{ T}$ = Resultante de la presión activa.

$H = 3.90\text{m}$ = Altura del estribo.

Por lo tanto:

Momento Estabilizador $M_e = 3.12 \text{ Tm}$

Las dimensiones del estribo se establecen en la figura 80 y los pesos específicos de los materiales se encuentran en los datos generales para el diseño.

Tabla 71: Peso y centros de gravedad del estribo.

Figura	Area x Peso Esp.	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	(0.50*0.25) x2.30	0.29	0.13	0.25	0.04	0.07
2	(0.20*0.25/2) x2.30	0.06	0.17	0.58	0.01	0.03
3	((3.00-0.25)*0.70) x2.30	4.43	1.63	0.35	7.19	1.55
4	(0.10*2.35/2) x2.30	0.27	0.32	1.48	0.09	0.40
5	(0.40*2.35) x2.30	2.16	0.55	1.88	1.19	4.05
6	(0.40*(3.90-0.70)) x2.30	2.94	0.95	2.30	2.80	6.77
7	(1.85*(3.90-0.70)/2) x2.30	6.81	1.77	1.77	12.03	12.03
8	(1.85*(3.90-0.70)/2) x1.84	5.45	2.38	2.83	12.98	15.43
		22.40			36.32	40.34
		WT=	22.40	T/m		
		X=	1.62	m		
		Y=	1.80	m		

Fuente: Propia.

Momento estabilizador se determina con la expresión:

$$D\acute{o}nde: M_E = WT * \bar{X}$$

M_E = momento estabilizador.

WT = 22.40 T = Peso del estribo.

$\bar{X}$ = 1.62m = Centro de gravedad en direcci3n x.

Por lo tanto:

$$M_E = WT * X = 22.40 * 1.62 = 36.32 Tm$$

La estabilidad al volcamiento se determina con la expresi3n:

D3nde:

$F_{SV} > 2.0$ = Factor de seguridad asumido al volcamiento.

$M_E = 36.32 Tm$ = Momento Estabilizador.

$M_V = 3.12 Tm$ = Momento Estabilizador.

Por lo tanto:

La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresi3n:

$$D\acute{o}nde: F_{SD} = \frac{WT * tg\phi}{R} > 1.5$$

$F_{SD} > 1.5$ = Factor de seguridad asumido al deslizamiento.

WT = 22.40 T = Peso del Estribo.

$\phi = 45^\circ$ = Angulo de fricci3n Interna del suelo.

R = 2.40 T= Resultante de la presi3n activa.

Por lo tanto:

Momento remanente = 9.33 Tm

$$M_{rem} = M_E^R - M_V$$

D3nde:

M_{rem} = Momento remanente.

$M_E = 36.32 Tm$ = Momento estabilizador

$M_V = 3.12 Tm$ = Momento volcador.

Por lo tanto: $M_{rem} = 33.20 Tm$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde: $x = \frac{M_{rem}}{WT}$
 $M_{rem} = 33.20T$ Tm = Momento remanente.
 $WT = 22.40$ T = Peso del Estribo.
 Por lo tanto:

Este valor de $x = 1.48$ según el coeficiente de sitio o de suelo deberá ser mayor a 1.2 como se muestra en la tabla:

Tabla 72: Coeficiente de sitio o de suelo.

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Tip (s)	Coeficiente de Sitio(S)
S1	- Roca o suelos muy rígidos con velocidades de onda de corte altas.	0.4	1.0
S2	- Suelos intermedios, con características intermedias entre las de S1 y S3.	0.6	1.2
S3	- Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.	0.9	1.4
S4	- Suelos excepcionalmente flexible y sitios donde las condiciones geológicas y / o topográficas sean particularmente desfavorables.	-	-

Fuente: Norma E-030. Diseño sísmoresistente. Cap2. Pg 7.

La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde: $e = \left| \frac{B}{2} - X \right|$
 $B = 3.00m$ = Ancho de la zapata del estribo.
 $X = 1.48m$ = Ubicación de la fuerza resultante.
 Por lo tanto:

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde: $\tau_s = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2}$
 $WT = 22.40$ T = Peso del Estribo.

$B = 3.00m$ = Ancho de la zapata del estribo.
 $L = 1.00m$ = Ancho de diseño.

$e = 0.02m$ = Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.

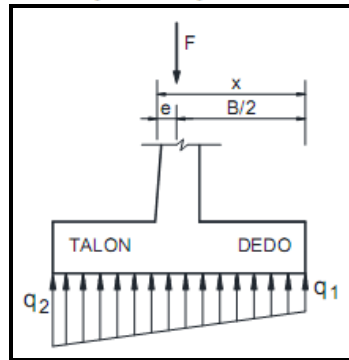
Por lo tanto:

$\tau_s = \frac{WT}{B * L} + \frac{6 * WT * e}{B^2} = 7.74T / m^2$
 $\tau_s = \frac{WT}{B * L} - \frac{6 * WT * e}{B^2} = 7.20T / m^2$
 Con lo que se verifica que:

$$\tau_{s1} = 7.74T / m^2 < 16T / m^2$$

$$\tau_{s2} = 7.20T / m^2 < 16T / m^2$$

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

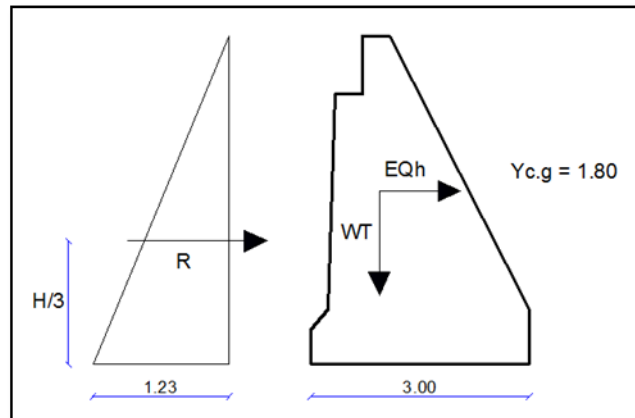


Fuente: Propia.

Figura87. Distribución de presiones en la cimentación.

- Verificación Estado 2.

Estribo construido, bajo la acción de su peso propio, presión del relleno de los accesos con sobrecarga y fuerza sísmica.



Fuente: Propia.

Figura88. Estado de cargas incluido sismo.

El coeficiente sísmico se determina por la zona en que se implanta el proyecto, determinado en los coeficientes en la siguiente tabla:

Tabla 73: Coeficientes sísmicos.

ZONAS	A	C
Zona I	0.09	0.6
Zona II	0.22	0.6
Zona III	0.5	0.1

Fuente: CEC 2000. Artículo 5.3 -Zonas Sísmicas-.

La fuerza equivalente del sismo en el estribo se determina por la expresión:

$$EQ_H = WT * c$$

Dónde:

EQ_H = Fuerza equivalente del sismo en el estribo.

WT = 22.40 T= peso del estribo.

$c = 0.1 =$ Coeficiente sísmico en Zona III

Por lo tanto:

El momento $EQ_H = WT * c = 22.40 * 0.1 = 2.24 T$ equivalente del sismo en el estribo se determina por la expresión:

Dónde:

$M_{EQH} =$ Momento de la fuerza del sismo.

$EQ_H = 2.24 T =$ Fuerza equivalente del sismo en el estribo.

$\bar{Y} = 1.80m =$ Centro de gravedad en dirección Y.

Por lo tanto:

La estabilidad $M_{EQH} = EQ_H * \bar{Y} = 4.03 Tm$ al volcamiento se determina con la expresión:

Dónde: $F_{SV} = \frac{M_E}{M_V + M_{EQH}} > 2.0$

$F_{SV} > 2.0 =$ Factor de seguridad asumido al volcamiento.

$M_E = 36.32 Tm =$ Momento Estabilizador.

$M_V = 3.12 Tm =$ Momento Estabilizador.

$M_{EQH} = 4.03 Tm =$ Momento de la fuerza del sismo.

Por lo tanto:

La estabilidad al deslizamiento se determina con la expresión: $F_{SD} = \frac{M_E}{M_V + M_{EQH}} = 5.08 \therefore Ok$

Dónde:

$F_{SD} > 1.5 =$ Factor de seguridad asumido al deslizamiento.

$WT = 22.40 T =$ Peso del Estribo.

$\phi = 45^\circ =$ Angulo de fricción Interna del suelo.

$R = 2.40 T =$ Resultante de la presión activa.

$EQ_H = 2.24 T =$ Momento de la fuerza del sismo.

Por lo tanto:

Momento remanente $F_{SD} = \frac{WT * \tan \phi}{R + EQ_H} = 4.83 \therefore Ok$ se determina con la expresión:

$$M_{rem} = M_E - (M_V + M_{EQH})$$

Dónde:

$M_{rem} =$ Momento remanente.

$M_E = 36.32 Tm =$ Momento estabilizador

$M_V = 3.12 Tm =$ Momento volcador.

$M_{EQH} = 4.03 Tm =$ Momento de la fuerza del sismo.

Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:

$M_{rem} = x * \frac{WT}{2} Tm =$ Momento remanente.

$WT = 22.40 T =$ Peso del Estribo.

Por lo tanto:

$$x = \frac{29.17 Tm}{22.40 T} \therefore x = 1.30m$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde:

$WT = 22.40 \text{ T} = \text{Peso del Estribo.}$

$X = 1.30\text{m}$

Por lo tanto:

$\tau_s = \frac{2*WT}{3*X} = 11.47\text{T/m}^2 < 21.28\text{T/m}^2$
 $\therefore$ Los esfuerzos producidos por el estribo y el sismo se encuentran dentro del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 3.

Acceso, estribo y superestructura construidos;
 (Verificacion1)+ peso propio de la superestructura.

La reacción por metro lineal de la carga muerta se calcula con la siguiente expresión:

$$\frac{R_{CM}}{m} = \frac{W_{CM}}{\text{tablero} * 2}$$

Dónde:

R_{CM} = Reacción de la carga muerta.

W_{CM} = 91.66 T = Peso de la carga permanente: Tablero, Pasamanos, Vigas, Diafragma y Aceras.

Tablero= 11.00m= ancho en metros del tablero.

Por lo tanto:

$$\frac{R_{CM}}{m} = \frac{91.66}{11.00 * 2}$$

La reacción por metro lineal de la carga viva se calcula con la siguiente expresión:

Dónde: $\frac{R_{CV}}{m} = \frac{W_{CV}}{\text{tablero}}$

R_{CV} = Reacción de la carga viva.

W_{CM} = 29.00 T= Peso de la carga Viva.

Tablero= 11.00m= ancho en metros del tablero.

Por lo tanto:

$$\frac{R_{CV}}{m} = \frac{29.00\text{T}}{11.00\text{m}}$$

Se calcula el peso total con la siguiente expresión.

Dónde: $W_T = P_e + R_{cv} + R_{cm}$

P_e = 22.40 T = Peso del estribo.

R_{CV} = 2.64 T = Reacción de la carga viva.

R_{CM} = 4.17 T = Reacción de la carga muerta.

Por lo tanto:

El cálculo del momento estabilizador se lo realiza con la siguiente expresión:

$$M_E = M_E(\text{estado1}) + (R_{cv} + R_{cm}) * 1.4$$

Dónde:

M_E = Momento estabilizador.

$M_{E(\text{estado } 1)}$ = Momento estabilizador en el estado 1.

R_{CV} = 2.64 T = Reacción de la carga viva.

R_{CM} = 4.17 T = Reacción de la carga muerta.

Por lo tanto,

Momento de volcamiento se determina con la expresión: (Estado 1)

$$M_E = 45.84 \text{ Tm}$$

Dónde:

$M_v = \frac{R \cdot H}{3}$ = Momento de volcamiento.

R = 2.40 T = Resultante de la presión activa.

H = 3.90m = Altura del estribo.

Por lo tanto:

$$\frac{2.40 \cdot 3.90}{3}$$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

$$M_v = 3.12 \text{ Tm}$$

Dónde:

$M_{rem} = \frac{M_{rem}}{(M_{WT} - M_v)}$ = Momento remanente.

WT = 32.38 T = Peso total de estado.

Por lo tanto:

$$\frac{(45.84 - 3.12) \text{ Tm}}{29.21 \text{ T}}$$

La excentricidad de la fuerza resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde:

B = 3.00m = Ancho de la zapata del estribo.

X = 1.46m = Ubicación de la fuerza resultante.

Por lo tanto:

$$e = \frac{B - X}{2} = 0.04 \text{ m}$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde:

WT = 29.21 T = Peso total del estado.

B = 3.00m = Ancho de la zapata del estribo.

L = 1.00m = Ancho de diseño.

e = 0.04m = Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.

$T_{\text{diseño}}$ = 16 T/m² = capacidad portante del suelo.

Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2} = 10.46 \text{ T/m}^2$$

Con lo que se verifica que:

$$\tau_{s1} = 10.46 \text{ T/m}^2 < 16 \text{ T/m}^2$$

$$\tau_{s2} = 9.01 \text{ T/m}^2 < 16 \text{ T/m}^2$$

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro

del limite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 4.

Puente vacío bajo la acción sísmica= etapa3 + sismo.

- Si es un puente con superestructura de vigas longitudinales, la superestructura SI genera fuerza sísmica, la que se transmite al estribo o a las pilas a través de los aparatos de apoyo fijos (según donde ellos estén instalados).
- Si se trata de estribos o pilas con aparatos de apoyo móviles no hay fuerza sísmica transmitida por la superestructura.

Por lo descrito en los dos párrafos anteriores la fuerza sísmica proveniente de la superestructura no interviene en este estribo ya que este es el estribo de aparato de apoyo móvil.

El peso estabilizante del estado 4 es el mismo que en el estado3, quedando así:

Dónde:

$W_T = P_e + R_{cm}$
WT= Peso total del estado.

$P_e = 22.40$ T= Peso del estribo.

$R_{cm} = 4.17$ T = Reacción de la carga muerta.

Por lo tanto:

La Ecuación de la transmisión de la superestructura al estribo, se determina con la siguiente expresión:

Por lo tanto:

El Momento de transmisión se determina con la siguiente expresión:

Dónde:

$M_T = M_E(E1) + M_E(E2) + E_{propia} * (7 - 1.45)$
(E1, E2, E3) = Estados de carga

Por lo tanto:

El Momento estabilizador se calcula con la siguiente expresión:

Dónde: $M_E = 1.4 * RCM(E3) + M_E(E1)$

(E1, E3)= Estados de carga.
Por lo tanto:

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde:

$$M_{rem} = \frac{M_{rem}}{WT}$$

$$WT = 26.57 \text{ T}$$
 Momento remanente.
Peso total del estado.
Por lo tanto:

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión:

Dónde:

$$\tau_s = \frac{2 * WT}{3 * X}$$

$$WT = 26.57 \text{ T}$$

$$X = 1.23 \text{ m}$$
 Peso total del estribo.
Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{2 * WT}{3 * X} = 14.40 \text{ T} / \text{m}^2 < 16 \text{ T} / \text{m}^2$$

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo y el sismo se encuentran dentro del límite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

- Verificación Estado 5.

Puente en servicio (Puente vacío + Carga Viva)=
Estado3+ Carga Viva Vehicular + Fuerza de Frenado.

Las reacciones por carga viva se calculan cuando el camión HS-20-44 se encuentra en la posición más crítica, esto es cuando el eje más pesado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.

Calculo de la reacción por carga viva para cada viga de puente, se calcula cuando el camión de diseño se encuentra en la posición más crítica, este es cuando el eje más cargado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo.

El momento de volcamiento es:

$$M_v = \frac{H^2}{6} (q * bw + B_{presion})$$

Dónde:
 H= Altura del estribo
 bw= presión en el extremo superior.
 Bpresión= presión en el asiento.
 Por lo tanto:

$$M_v = 5.78 \text{ Tm}$$

El peso estabilizador es:
 Reacción de la carga muerta (Estado3)+ W_T
 $W_T = 26.57 \text{ T}$

El momento estabilizador es:

Momento estabilizador en (Estado4).

$$M_E = 42.15 \text{ Tm}$$

La ubicación de la fuerza resultante "x" se determina con la expresión:

Dónde: $x = \frac{M_{rem}}{WT}$
 $M_{rem} = (M_{WT} - M_v)$ = Momento remanente.
 $WT = 26.57 \text{ T}$ = Peso total del estado.
 Por lo tanto:

La excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría se determina mediante la expresión:

Dónde: $e = \left| \frac{B}{2} - x \right|$
 $B = 3.00 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.
 $x = 1.37 \text{ m}$ = Ubicación de la fuerza resultante.
 Por lo tanto:
 $e = 0.13 \text{ m}$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión.

Dónde: $\tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2}$
 $WT = 26.57 \text{ T}$ = Peso total del estado.
 $B = 3.00 \text{ m}$ = Ancho de la zapata del estribo.
 $L = 1.00 \text{ m}$ = Ancho de diseño.
 $e = 0.13 \text{ m}$ = Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.
 $T_{diseño} = 16 \text{ T/m}^2$ = capacidad portante del suelo.
 Por lo tanto:

$$\tau_s = \frac{WT}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2} = 11.18 \text{ T/m}^2$$

Con lo que se verifica que:

$$\tau_{s1} = \frac{WT}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot WT \cdot e}{B^2} = 6.54 \text{ T/m}^2$$

$$\tau_{s1} = 11.18 \text{ T/m}^2 < 16 \text{ T/m}^2$$

$$\tau_{s2} = 6.54 \text{ T/m}^2 < 16 \text{ T/m}^2$$

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo se encuentran dentro del límite admisible de diseño por lo que no existe asentamiento.

8.5 DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA.

La propuesta consiste en el diseño de las dos alternativas del puente y la programación de obra.

8.5.1 VOLUMENES DE OBRA.

8.5.1.1 Volúmenes de la Alternativa UNO.

Tabla 74: Cantidades de Obra; Alternativa Uno.

CANTIDADES DE OBRA DEL PROYECTO "PUENTE BUNQUE"						
UNIDADES.	DIMENSIONES. (m)				TOTAL	UNIDAD.
RUBROS	Largo	Ancho	Altura	Unidad.		
Replanteo y Nivelacion con Estacion Total.	20.00	20.00			400.00	m2
Derocamiento y Desalojo de Estructuras. Margen Derecha	11.00	3.00	4.80		158.40	m3
Derocamiento y Desalojo de Estructuras. Margen Izquierda	11.00	2.50	2.90		79.75	m3
Replantillo de HS f'c=140 kg/cm2 Estribo Derecho.	11.00	3.00	0.10		3.30	m3
Replantillo de HS f'c=140 kg/cm2 Estribo Izquierdo.	11.00	2.50	0.10		2.75	m3
Encofrado de Madera para Estribo Derecho	11.50		4.80	2.00	110.40	m2
Encofrado de Madera para Estribo Izquierdo.	11.50		3.90	2.00	89.70	m2
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Estribo Zapata Derecha.	11.00	3.00	0.50		16.50	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Estribo Pantalla Derecha.	11.00	1.72			18.95	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Estribo Zapata Izquierda.	11.00	2.50	0.40		11.00	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Estribo Pantalla Izquierda.	11.00	1.11			12.16	m3
Apoyos Elastomericos (Neopreno).	0.20	0.25	0.05		8.00	u
Apoyo Para Alcantarillado VIGA IPE 140mm				10.00	10.00	u
Encofrado para vigas. (Ver Detalles de Encofrados)	10.00			4.00	40.00	m
Encofrado para diafragmas. (Ver Detalles de Encofrados)	2.35			9.00	21.15	m
Encofrado para tablero. (Ver Detalles de Encofrados)	10.00	8.50			85.00	m2
Encofrado para Aceras.	10.00			2.00	20.00	m
Encofrado para Barandas.				10.00	10.00	u
Acero para zapata Estribo Derecho.	Ver Planillas de Acero.			1362.90	1362.90	kg
Acero para zapata Estribo Izquierdo.	Ver Planillas de Acero.			733.96	733.96	kg
Acero para pantalla Estribo Derecho	Ver Planillas de Acero.			1530.29	1530.29	kg
Acero para pantalla Estribo Izquierdo.	Ver Planillas de Acero.			1053.17	1053.17	kg
Acero en Vigas Exteriores.	Ver Planillas de Acero.			1137.29	1137.29	kg
Acero en Vigas Interiores.	Ver Planillas de Acero.			1045.04	1045.04	kg
Acero en Diafragmas.	Ver Planillas de Acero.			226.58	226.58	kg
Acero en Tablero.	Ver Planillas de Acero.			4289.89	4289.89	kg
Acero en Aceras.	Ver Planillas de Acero.			203.21	203.21	kg
Acero en Baranda.	Ver Planillas de Acero.			127.53	127.53	kg
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Vigas.	10.00	0.40	0.62	4.00	2.48	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Diafragmas.	2.35	0.20	0.62	9.00	0.29	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Tablero.	10.00	11.00	0.18	1.00	19.80	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Aceras.	10.00	0.85	0.20	2.00	3.40	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Barandas.	0.20	0.20	1.10	10.00	0.44	m3
Angulos Metalicos para Juntas de Dilatacion.	11.00			4.00	44.00	m
Placas Metalicas de Juntas de Dilatacion.	11.00			2.00	22.00	m
Tuberia HG de 3" en Barandas.	10.00			6.00	60.00	m
VIGA IPE 140mm, Para APOYO de Alcantarilla.	10.00				10.00	m
Pintura de Trafico (Amarilla Reflectiva). Aceras	10.00	1.30		2.00	15.00	m2
Pintura de Trafico (Amarilla Reflectiva). Barandas	0.20	0.20	1.10	10.00	15.00	m2
SEÑALÉTICA Informativa y Preventiva para PUENTE.	Ver Planos De Señalética.			4.00	4.00	u
HORMIGON ASFALTICO para capa de Rodadura, espesor 2"	10.00	9.30	0.05		93.00	m2
Reubicacion de ADOQUIN en accesos.	8.00	9.30			74.40	m2
DESENCOFRADO de elementos Varios.	Sumar de todo lo enfrado.				376.25	m2

Fuente: Propia.

8.5.1.1 Volúmenes de la Alternativa DOS.

Tabla 75: Cantidades de Obra; Alternativa Dos.

CANTIDADES DE OBRA DEL PROYECTO "PUENTE BUNQUE"						
RUBROS	UNIDADES.	DIMENSIONES. (m)			TOTAL	UNIDAD.
		Largo	Ancho	Altura	Unidad.	
Replanteo y Nivelacion con Estacion Total.	20.00	20.00			400.00	m2
Derocamiento y Desalojo de Estructuras. Margen Derecha	11.00	3.00	4.80		158.40	m3
Derocamiento y Desalojo de Estructuras. Margen Izquierda	11.00	2.50	2.90		79.75	m3
Replantillo de HS f'c=140 kg/cm2 Estribo Derecho.	11.00	3.00	0.10		3.30	m3
Replantillo de HS f'c=140 kg/cm2 Estribo Izquierdo.	11.00	2.50	0.10		2.75	m3
Encofrado de Madera para Estribo Derecho	11.50		4.80	2.00	110.40	m2
Encofrado de Madera para Estribo Izquierdo.	11.50		3.90	2.00	89.70	m2
Hormigon Simple f'c= 210 kg/cm2 Estribo Derecho. 60% + Piedra	11.00	9.64			106.04	m3
Hormigon Simple f'c= 210 kg/cm2 Estribo Izquierdo. 60% + Piedra	11.00	7.37			81.07	m3
Apoyos Elastomericos (Neopreno).	0.20	0.25	0.05		8.00	u
Apoyo Para Alcantarillado VIGA IPE 140mm				1.00	10.00	m
Encofrado para vigas. (Ver Detalles de Encofrados)	10.00			4.00	40.00	m
Encofrado para diafragmas. (Ver Detalles de Encofrados)	2.35			9.00	21.15	m
Encofrado para tablero. (Ver Detalles de Encofrados)	10.00	8.50			85.00	m2
Encofrado para Aceras.	10.00			2.00	20.00	m
Encofrado para Barandas.				10.00	10.00	u
Acero en Vigas Exteriores.	Ver Planillas de Acero.			1137.29	1137.29	kg
Acero en Vigas Interiores.	Ver Planillas de Acero.			1045.04	1045.04	kg
Acero en Diafragmas.	Ver Planillas de Acero.			226.58	226.58	kg
Acero en Tablero.	Ver Planillas de Acero.			4289.89	4289.89	kg
Acero en Aceras.	Ver Planillas de Acero.			203.21	203.21	kg
Acero en Baranda.	Ver Planillas de Acero.			127.53	127.53	kg
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Vigas.	10.00	0.40	0.62	4.00	2.48	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Diafragmas.	2.35	0.20	0.62	9.00	0.29	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Tablero.	10.00	11.00	0.18	1.00	19.80	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Aceras.	10.00	0.85	0.20	2.00	3.40	m3
Hormigon estructural f'c= 280 kg/cm2 Barandas.	0.20	0.20	1.10	10.00	0.44	m3
Angulos Metalicos para Juntas de Dilatacion.	11.00			4.00	44.00	m
Placas Metalicas de Juntas de Dilatacion.	11.00			2.00	22.00	m
Tuberia HG de 3" en Barandas.	10.00			6.00	60.00	m
VIGA IPE 140mm, Para APOYO de Alcantarilla.	10.00				10.00	m
Pintura de Trafico (Amarilla Reflectiva). Aceras	10.00	1.30		2.00	15.00	m2
Pintura de Trafico (Amarilla Reflectiva). Barandas	0.20	0.20	1.10	10.00	15.00	m2
SEÑALETICA Informativa y Preventiva para PUENTE.	Ver Planos De Señaletica.			4.00	4.00	u
HORMIGON ASFALTICO para capa de Rodadura, espesor 2"	10.00	9.30	0.05		93.00	m2
Reubicacion de ADOQUIN en accesos.	8.00	9.30			74.40	m2
DESENCOFRADO de elementos Varios.	Sumar de todo lo enfrado.				376.25	m2

Fuente: Propia.

8.5.2ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

PRELIMINARES.					
RUBRO:	REPLANTEO Y NIVELACION.			UNIDAD:	m2
CODIGO:	:001	RENDIMIENTO:	20.00		m2/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Alfajía de eucalipto 6x6x250 (cm) cepillado	Unidad	0.25	3.90		0.98
Clavos	Unidad	1.00	0.04		0.04
				SUBTOTAL A	1.02
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Topógrafo 1: experiencia de hasta 5 años(Estr.Oc.C2) *	Unidad	1.00	3.38	0.05	0.17
Práctico en la rama de la topografía (Estr. Oc. D2) *	Unidad	2.00	3.05	0.05	0.30
				SUBTOTAL B	0.47
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.05	0.01
Estacion Total.	Unidad	1.00	5.00	0.05	0.25
				SUBTOTAL C	0.26
			COSTOS DIRECTOS	A+B+C	1.75
			COSTOS INDIRECTOS	20.00%	0.35
			COSTO UNITARIO	CD + CI	2.10

INFRAESTRUCTURA.					
RUBRO:	EXCAVACION RELLENOS PARA PUENTES.			UNIDAD:	m3
CODIGO:	:002	RENDIMIENTO:	13.00		m3/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
				SUBTOTAL A	0.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Operador Tractor carriles o ruedas (bulldozer, topador, roturador, malacate, trailla)	Unidad	1.00	3.38	0.08	0.26
Operador de track drill	Unidad	1.00	3.21	0.08	0.25
Chofer: volquetas	Unidad	2.00	4.16	0.08	0.64
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.08	0.26
Peón	Unidad	4.00	3.01	0.08	0.93
				SUBTOTAL B	2.33
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.08	0.02
Tractor de Orugas	global	1.00	60.00	0.08	4.62
Volqueta 8 (m3)	global	2.00	17.00	0.08	2.62
Trackdrill	global	1.00	25.00	0.08	1.92
Vibroapisonadores	global	1.00	20.00	0.08	1.54
				SUBTOTAL C	10.71
			COSTOS DIRECTOS	A+B+C	13.04
			COSTOS INDIRECTOS	20.00%	2.61
			COSTO UNITARIO	CD + CI	15.65

RUBRO:	ENCOFRADO PARA ESTRIBOS.			UNIDAD:	m2
CODIGO:	:003	RENDIMIENTO:	1.00		m2/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Tabla de encofrado de 20cm	unidad	2.50	2.00		5.00
Alfajía de eucalipto 6x6x240(cm) cepillado	unidad	4.00	3.90		15.60
Puntal de eucalipto 8x240cm	unidad	2.80	1.50		4.20
Clavos	unidad	50.00	0.04		2.00
				SUBTOTAL A	26.80
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	6.00	3.01	1.00	18.06
Albañil	Unidad	1.00	3.05	1.00	3.05
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	unidad	1.00	3.38	1.00	3.38
				SUBTOTAL B	24.49
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
				SUBTOTAL C	0.25
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	51.53
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	10.31
COSTO UNITARIO				CD + CI	61.84

RUBRO:	ENCOFRADO PARA VIGAS.			UNIDAD:	m
CODIGO:	:004	RENDIMIENTO:	2.00		m/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Tabla de encofrado de 20cm	unidad	4.00	2.20		8.80
Alfajía de eucalipto 6x6x250 (cm) cepillado	unidad	4.00	0.80		3.20
Puntal de eucalipto 10x300cm	unidad	2.50	1.60		4.00
Duelas 12x2x220cm	unidad	5.00	1.70		8.50
Clavos	unidad	60.00	0.04		2.40
				SUBTOTAL A	26.90
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.50	3.01
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.50	1.52
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	unidad	1.00	3.38	0.50	1.69
				SUBTOTAL B	6.22
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.50	0.12
				SUBTOTAL C	0.12
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	33.25
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	6.65
COSTO UNITARIO				CD + CI	39.89

RUBRO:	ENCOFRADO DE DIAFRAGMAS.			UNIDAD:	m
CODIGO:	:005	RENDIMIENTO:	2.00		m/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Tabla de encofrado de 20cm	unidad	3.50	2.20		7.70
Alfajía de eucalipto 6x6x250 (cm) cepillado	unidad	4.00	0.80		3.20
Puntal de eucalipto 10x300cm	unidad	1.50	1.60		2.40
Duelas 12x2x220cm	unidad	4.00	1.70		6.80
Clavos	unidad	50.00	0.04		2.00
				SUBTOTAL A	22.10
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.50	3.01
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.50	1.52
Maestro de estructura mayor con certificado o título	unidad	0.50	3.38	0.50	0.84
				SUBTOTAL B	5.38
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.50	0.12
				SUBTOTAL C	0.12
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	27.60
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	5.52
COSTO UNITARIO				CD + CI	33.12

RUBRO:	ENCOFRADO PARA TABLERO.			UNIDAD:	m2
CODIGO:	:006	RENDIMIENTO:	1.50		m2/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Tabla de encofrado de 20cm	unidad	2.50	2.20		5.50
Puntal de eucalipto 10x300cm	unidad	6.00	1.60		9.60
Duelas 12x2x220cm	unidad	2.00	1.70		3.40
Clavos	unidad	50.00	0.04		2.00
				SUBTOTAL A	20.50
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.67	4.01
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.67	2.03
Maestro de estructura mayor con certificado o título	unidad	1.00	0.00	0.67	0.00
				SUBTOTAL B	6.04
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.67	0.16
				SUBTOTAL C	0.16
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	26.71
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	5.34
COSTO UNITARIO				CD + CI	32.05

RUBRO:	ENCOFRADO PARA ACERAS			UNIDAD:	m
CODIGO:	:007	RENDIMIENTO:	6.00		m/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Tabla de encofrado de 20cm	unidad	1.00	2.20		2.20
Alfajía de eucalipto 6x6x250 (cm) cepillado	unidad	0.50	0.80		0.40
Clavos	unidad	15.00	0.04		0.60
				SUBTOTAL A	3.20
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	1.00	3.01	0.17	0.50
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.17	0.51
				SUBTOTAL B	1.01
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.17	0.04
				SUBTOTAL C	0.04
			COSTOS DIRECTOS	A+B+C	4.25
			COSTOS INDIRECTOS	20.00%	0.85
			COSTO UNITARIO	CD + CI	5.10

RUBRO:	ENCOFRADO PARA BARANDAS.			UNIDAD:	u
CODIGO:	:008	RENDIMIENTO:	1.00		u/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Tabla de encofrado de 20cm	unidad	2.00	2.20		4.40
Alfajía de eucalipto 6x6x250 (cm) cepillado	unidad	0.50	0.80		0.40
Clavos	unidad	25.00	0.04		1.00
				SUBTOTAL A	5.80
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	1.00	6.02
Maestro de estructura mayor con certificado o título	Unidad	1.00	3.38	1.00	3.38
				SUBTOTAL B	9.40
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
				SUBTOTAL C	0.25
			COSTOS DIRECTOS	A+B+C	15.44
			COSTOS INDIRECTOS	20.00%	3.09
			COSTO UNITARIO	CD + CI	18.53

RUBRO:	ACERO PARA ZAPATAS DE ESTRIBOS.			UNIDAD:	kg
CODIGO:	:009			RENDIMIENTO:	45.00 kg/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Acero de refuerzo	kg	1.10	1.30	1.43	
Alambre de amarre #18	kg	0.10	2.49	0.25	
				SUBTOTAL A	1.68
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.02	0.13
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.02	0.07
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.02	0.08
				SUBTOTAL B	0.28
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.02	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.02	0.07
Dobladora	Unidad	1.00	1.00	0.02	0.02
				SUBTOTAL C	0.10
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	2.05
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	0.41
COSTO UNITARIO				CD + CI	2.46

RUBRO:	ACERO PARA PANTALLA DE ESTRIBOS.			UNIDAD:	kg
CODIGO:	:010			RENDIMIENTO:	35.00 kg/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Acero de refuerzo	kg	1.10	1.30	1.43	
Alambre de amarre #18	kg	0.10	2.49	0.25	
				SUBTOTAL A	1.68
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.17
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.03	0.09
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.03	0.10
				SUBTOTAL B	0.36
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.09
Dobladora	Unidad	1.00	1.00	0.03	0.03
				SUBTOTAL C	0.13
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	2.16
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	0.43
COSTO UNITARIO				CD + CI	2.59

RUBRO:	ACERO EN VIGAS INTERMEDIAS.			UNIDAD:	kg
CODIGO:	:011	RENDIMIENTO:	30.00		kg/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Acero de refuerzo	kg	1.10	1.30		1.43
Alambre de amarre #18	kg	0.10	2.49		0.25
				SUBTOTAL A	1.68
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.20
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.03	0.10
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.03	0.11
				SUBTOTAL B	0.41
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.10
Dobladora	Unidad	1.00	1.00	0.03	0.03
				SUBTOTAL C	0.15
			COSTOS DIRECTOS	A+B+C	2.24
			COSTOS INDIRECTOS	20.00%	0.45
			COSTO UNITARIO	CD + CI	2.69

RUBRO:	ACERO EN VIGAS EXTERIORES			UNIDAD:	kg
CODIGO:	:012	RENDIMIENTO:	30.00		kg/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Acero de refuerzo	kg	1.10	1.30		1.43
Alambre de amarre #18	kg	0.10	2.49		0.25
				SUBTOTAL A	1.68
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.20
Maestro de obra	Unidad	1.00	3.38	0.03	0.11
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.03	0.11
				SUBTOTAL B	0.43
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.10
Dobladora	Unidad	1.00	1.00	0.03	0.03
				SUBTOTAL C	0.15
			COSTOS DIRECTOS	A+B+C	2.25
			COSTOS INDIRECTOS	20.00%	0.45
			COSTO UNITARIO	CD + CI	2.70

RUBRO:	ACERO EN DIAFRAGMAS.			UNIDAD:	kg
CODIGO:	:013	RENDIMIENTO:	40.00		kg/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Acero de refuerzo	kg	1.10	1.30		1.43
Alambre de amarre #18	kg	0.10	2.49		0.25
				SUBTOTAL A	1.68
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.15
Maestro de obra	Unidad	1.00	3.38	0.03	0.08
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.03	0.08
				SUBTOTAL B	0.32
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.08
Dobladora	Unidad	1.00	1.00	0.03	0.03
				SUBTOTAL C	0.11
			COSTOS DIRECTOS	A+B+C	2.11
			COSTOS INDIRECTOS	20.00%	0.42
			COSTO UNITARIO	CD + CI	2.53

RUBRO:	ACERO PARA TABLERO.			UNIDAD:	kg
CODIGO:	:014	RENDIMIENTO:	35.00		kg/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Acero de refuerzo	kg	1.10	1.30		1.43
Alambre de amarre #18	kg	0.10	2.49		0.25
				SUBTOTAL A	1.68
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.17
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.03	0.09
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.03	0.10
				SUBTOTAL B	0.36
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.09
Dobladora	Unidad	1.00	1.00	0.03	0.03
				SUBTOTAL C	0.13
			COSTOS DIRECTOS	A+B+C	2.16
			COSTOS INDIRECTOS	20.00%	0.43
			COSTO UNITARIO	CD + CI	2.59

RUBRO:	ACERO PARA ACERAS.			UNIDAD:	kg
CODIGO:	:015	RENDIMIENTO:	50.00		kg/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Acero de refuerzo	kg	1.10	1.30		1.43
Alambre de amarre #18	kg	0.10	2.49		0.25
				SUBTOTAL A	1.68
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.02	0.12
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.02	0.06
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.02	0.07
				SUBTOTAL B	0.25
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.02	0.00
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.02	0.06
Dobladora	Unidad	1.00	1.00	0.02	0.02
				SUBTOTAL C	0.09
		COSTOS DIRECTOS	A+B+C		2.02
		COSTOS INDIRECTOS	20.00%		0.40
		COSTO UNITARIO	CD + CI		2.42

RUBRO:	ACERO PARA BARANDAS.			UNIDAD:	kg
CODIGO:	:016	RENDIMIENTO:	40.00		kg/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Acero de refuerzo	kg	1.10	1.30		1.43
Alambre de amarre #18	kg	0.10	2.49		0.25
				SUBTOTAL A	1.68
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.15
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.03	0.08
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	0.03	0.08
				SUBTOTAL B	0.31
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.08
Dobladora	Unidad	1.00	1.00	0.03	0.03
				SUBTOTAL C	0.11
		COSTOS DIRECTOS	A+B+C		2.10
		COSTOS INDIRECTOS	20.00%		0.42
		COSTO UNITARIO	CD + CI		2.52

RUBRO:	TUBERIA HG 3" ESTRUCTURAL para BARANDAS			UNIDAD:	m
CODIGO:	:017	RENDIMIENTO:	30.00		m/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Tubería galvanizada 3" x 6m ISO II 3.2mm	kg	0.20	82.20	16.44	
				SUBTOTAL A	16.44
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.20
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.03	0.10
				SUBTOTAL B	0.30
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.10
				SUBTOTAL C	0.11
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	16.85
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	3.37
COSTO UNITARIO				CD + CI	20.23

RUBRO:	ANGULO 75x6mm, Bordes de TABLERO para Juntas.			UNIDAD:	m
CODIGO:	:018	RENDIMIENTO:	30.00		m/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Ángulo 75x6mm	kg	0.20	67.50	13.50	
				SUBTOTAL A	13.50
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.20
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.03	0.10
				SUBTOTAL B	0.30
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.10
				SUBTOTAL C	0.11
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	13.91
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	2.78
COSTO UNITARIO				CD + CI	16.70
RUBRO:	PLACA METALICA e=10mm (JUNTA)			UNIDAD:	m
CODIGO:	:019	RENDIMIENTO:	30.00		m/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Placa 150x10mm	m	0.20	100.00	20.00	
				SUBTOTAL A	20.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	0.03	0.20
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.03	0.10
				SUBTOTAL B	0.30
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.03	0.01
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.03	0.10
				SUBTOTAL C	0.11
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	20.41
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	4.08
COSTO UNITARIO				CD + CI	24.50

RUBRO:	APOYOS ELASTOMERICOS (NEOPRENO)			UNIDAD:	u
CODIGO:	:020	RENDIMIENTO:	3.00		u/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Apoyo elastomerico 250x200x5mm	kg	1.00	225.00	225.00	
				SUBTOTAL A	225.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	1.00	3.01	0.33	1.00
Albañil	Unidad	1.00	3.05	0.33	1.02
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	0.20	3.38	0.33	0.23
				SUBTOTAL B	2.24
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.33	0.08
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.33	1.04
				SUBTOTAL C	1.13
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	228.37
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	45.67
COSTO UNITARIO				CD + CI	274.04

RUBRO:	VIGA IPE 140mm, Para APOYO de Alcantarilla.			UNIDAD:	m
CODIGO:	:021	RENDIMIENTO:	4.00		m/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Viga IPE 140mm	kg	13.00	1.45	18.85	
				SUBTOTAL A	18.85
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	1.00	3.01	0.25	0.75
Albañil	Unidad	0.50	3.05	0.25	0.38
Soldador *	Unidad	0.20	2.58	0.25	0.13
				SUBTOTAL B	1.26
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.25	0.06
Cortadora de Hierro	Unidad	1.00	3.13	0.25	0.78
Soldadora MIG.	Unidad	1.00	1.35	0.25	0.34
				SUBTOTAL C	1.18
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	21.29
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	4.26
COSTO UNITARIO				CD + CI	25.55

RUBRO:	PINTURA REFLECTIVA AMARILLA Aceras y Barandas (Pintura de Tráfico).			UNIDAD:	m2
CODIGO:	:022	RENDIMIENTO:	3.00		m2/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Pintura Amarilla REFLECTIVA.	kg	0.35	28.50		9.98
				SUBTOTAL A	9.98
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	1.00	3.01	0.33	1.00
Albañil	Unidad	0.20	3.05	0.33	0.20
				SUBTOTAL B	1.21
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.33	0.08
				SUBTOTAL C	0.08
		COSTOS DIRECTOS	A+B+C		11.26
		COSTOS INDIRECTOS	20.00%		2.25
		COSTO UNITARIO	CD + CI		13.52

RUBRO:	SEÑALÉTICA Informativa y Preventiva para PUENTE.			UNIDAD:	u
CODIGO:	:023	RENDIMIENTO:	3.00		u/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U		\$/h
Poste de SEÑALIZACION H=3.50m	UNIDAD	1.00	37.10		37.10
Pintura Negra REFLECTIVA.	kg	0.20	28.50		5.70
Pintura Amarilla REFLECTIVA.	kg	0.30	28.50		8.55
Plancha de tol galvanizada de 1/64"	UNIDAD	0.25	115.00		28.75
				SUBTOTAL A	80.10
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	1.00	3.01	0.33	1.00
Albañil	Unidad	0.20	3.05	0.33	0.20
				SUBTOTAL B	1.21
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.33	0.08
				SUBTOTAL C	0.08
		COSTOS DIRECTOS	A+B+C		81.39
		COSTOS INDIRECTOS	20.00%		16.28
		COSTO UNITARIO	CD + CI		97.67

RUBRO:	HORMIGON ASFALTICO para capa de Rodadura, espesor 2"			UNIDAD:	m2
CODIGO:	:024	RENDIMIENTO:	3.00		m2/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Carpeta Asfaltica 2"	m2	1.05	7.00		7.35
Imprimacion Asfaltica.	kg	0.50	1.00		0.50
				SUBTOTAL A	7.85
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Ayudante de operador de equipo *	1.00	1.00	3.01	0.33	1.00
Operador de equipo liviano	1.00	1	3.05	0.33	1.02
Operador Tractor carriles o ruedas (bulldozer, topador, roturador, malacate, trailla)	1.00	1.00	3.38	0.33	1.13
				SUBTOTAL B	3.15
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.33	0.08
Rodillo autopropulsado		1.00	7.50	0.33	2.50
				SUBTOTAL C	2.58
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	13.58
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	2.72
COSTO UNITARIO				CD + CI	16.29
RUBRO:	Reubicacion de ADOQUIN en accesos.			UNIDAD:	m2
CODIGO:	:025	RENDIMIENTO:	6.00		m2/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
Arena	m3	0.50	1.00		0.50
				SUBTOTAL A	0.50
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	1.00	2.00	3.01	0.17	1.00
Albañil	1.00	1	3.05	0.17	0.51
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	1.00	0.25	3.38	0.17	0.14
				SUBTOTAL B	1.65
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	0.17	0.04
Vibroapisonadores	global	1.00	20.00	0.17	3.33
				SUBTOTAL C	3.37
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	5.53
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	1.11
COSTO UNITARIO				CD + CI	6.63

RUBRO:	HORMIGONADO DE PANTALLAS.			UNIDAD:	m3
CODIGO:	:028	RENDIMIENTO:	1.00		m3/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
HORMIGON f'c= 280 kg/cm2	m3	1.00	110.00	110.00	
				SUBTOTAL A	110.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Electricista	Unidad	2.00	3.05	1.00	6.09
Práctico en la rama de la topografía (Estr. Oc. D2) *	Unidad	1.00	3.05	1.00	3.05
Maestro de estructura mayor con certificado o título	Unidad	1.00	3.38	1.00	3.38
				SUBTOTAL B	12.52
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
Vibrador	Unidad	1.00	2.50	1.00	2.50
				SUBTOTAL C	2.75
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	125.26
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	25.05
COSTO UNITARIO				CD + CI	150.32

Hormigón Premezclado.

RUBRO:	HORMIGONADO DE VIGAS, TABLERO Y DIAFRAGMAS.			UNIDAD:	m3
CODIGO:	:029	RENDIMIENTO:	1.00		m3/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
HORMIGON f'c= 280 kg/cm2	m3	1.00	110.00	110.00	
				SUBTOTAL A	110.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	1.00	6.02
Albañil	Unidad	1.00	3.05	1.00	3.05
Maestro de estructura mayor con certificado o título	Unidad	1.00	3.38	1.00	3.38
				SUBTOTAL B	12.45
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
Vibrador	Unidad	1.00	2.50	1.00	2.50
				SUBTOTAL C	2.75
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	125.19
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	25.04
COSTO UNITARIO				CD + CI	150.23

Hormigón Premezclado.

RUBRO:	HORMIGONADO DE ACERAS.			UNIDAD:	m3
CODIGO:	:030	RENDIMIENTO:	1.00		m3/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
HORMIGON f'c= 280 kg/cm2	m3	1.00	110.00	110.00	
				SUBTOTAL A	110.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	1.00	6.02
Albañil	Unidad	1.00	3.05	1.00	3.05
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	1.00	3.38
				SUBTOTAL B	12.45
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
Vibrador	Unidad	1.00	2.50	1.00	2.50
				SUBTOTAL C	2.75
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	125.19
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	25.04
COSTO UNITARIO				CD + CI	150.23

Hormigón Premezclado.

RUBRO:	HORMIGONADO DE BARANDAS.			UNIDAD:	m3
CODIGO:	:031	RENDIMIENTO:	1.00		m3/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
HORMIGON f'c= 280 kg/cm2	m3	1.00	110.00	110.00	
				SUBTOTAL A	110.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	1.00	6.02
Albañil	Unidad	1.00	3.05	1.00	3.05
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	1.00	3.38
				SUBTOTAL B	12.45
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
Vibrador	Unidad	1.00	2.50	1.00	2.50
				SUBTOTAL C	2.75
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	125.19
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	25.04
COSTO UNITARIO				CD + CI	150.23

Hormigón Premezclado.

RUBRO:	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE f'c= 140 kg/cm2			UNIDAD:	m3
CODIGO:	:032	RENDIMIENTO:	1.00		m3/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
HORMIGON f'c= 140 kg/cm2	m3	1.00	40.00	40.00	
				SUBTOTAL A	40.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	1.00	6.02
Albañil	Unidad	1.00	3.05	1.00	3.05
Maestro de estructura mayor con certificado o titulo	Unidad	1.00	3.38	1.00	3.38
				SUBTOTAL B	12.45
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
Vibrador	Unidad	1.00	2.50	1.00	2.50
				SUBTOTAL C	2.75
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	55.19
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	11.04
COSTO UNITARIO				CD + CI	66.23

RUBRO:	HORMIGON SIMPLE f'c= 210 kg/cm2			UNIDAD:	m3
CODIGO:	:033	RENDIMIENTO:	1.00		m3/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
HORMIGON f'c= 210 kg/cm2	m3	1.00	70.00	70.00	
				SUBTOTAL A	70.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	1.00	6.02
Albañil	Unidad	1.00	3.05	1.00	3.05
Maestro de estructura mayor con certificado o título	Unidad	0.50	3.38	1.00	1.69
				SUBTOTAL B	10.76
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
				SUBTOTAL C	0.25
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	81.00
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	16.20
COSTO UNITARIO				CD + CI	97.20

Hormigón Premezclado.

RUBRO:	PIEDRA PARA HORMIGON.			UNIDAD:	m3
CODIGO:	:034	RENDIMIENTO:	1.00		m3/h
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	P.U	\$/h	
PIEDRA	m3	1.00	8.00	8.00	
				SUBTOTAL A	8.00
MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	JORNAL	1/R	\$/h
Peón	Unidad	2.00	3.01	1.00	6.02
Albañil	Unidad	1.00	3.05	1.00	3.05
				SUBTOTAL B	9.07
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO HORARIO	1/R	\$/h
Herramienta menor	global	1.00	0.25	1.00	0.25
				SUBTOTAL C	0.25
COSTOS DIRECTOS				A+B+C	17.31
COSTOS INDIRECTOS				20.00%	3.46
COSTO UNITARIO				CD + CI	20.77

8.5.3 PRESUPUESTOS.

8.5.3.1 Alternativa Uno.

Tabla 76: PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO "PUENTE SOBRE LA QUEBRADA EL BUNQUE".					
Codigo	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
	OBRAS PRELIMINARES Y EXCAVACION.				
:001	REPLANTEO Y NIVELACION.	m2	400.00	2.10	840.42
	EXCAVACIONES, DERROCAMIENTOS, RELLENOS y DESALOJOS.				
:002	EXCAVACION RELLENOS PARA PUENTES.	m3	238.15	15.65	3727.75
	ENCOFRADO EN INFRAESTRUCTURA MADERA.				
:003	ENCOFRADO PARA ESTRIBOS.	m2	200.10	61.84	12373.63
	ENCOFRADO EN SUPERESTRUCTURA MADERA.				
:004	ENCOFRADO PARA VIGAS.	m	40.00	39.89	1595.79
:005	ENCOFRADO DE DIAFRAGMAS.	m	21.15	33.12	700.51
:006	ENCOFRADO PARA TABLERO.	m	85.00	32.05	2724.24
:007	ENCOFRADO PARA ACERAS	m	20.00	5.10	102.01
:008	ENCOFRADO PARA BARANDAS.	u	10.00	18.53	185.34
	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS fy= 4200 kg/cm2				
:009	ACERO PARA ZAPATAS DE ESTRIBOS.	kg	2096.86	2.46	5165.32
:010	ACERO PARA PANTALLA DE ESTRIBOS.	kg	2583.46	2.59	6695.09
:011	ACERO EN VIGAS INTERMEDIAS.	kg	1045.04	2.69	2808.69
:012	ACERO EN VIGAS EXTERIORES	kg	1137.29	2.70	3071.75
:013	ACERO EN DIAFRAGMAS.	kg	226.58	2.53	573.11
:014	ACERO PARA TABLERO.	kg	4289.89	2.59	11117.34
:015	ACERO PARA ACERAS.	kg	203.21	2.42	491.46
:016	ACERO PARA BARANDAS.	kg	127.53	2.52	321.30
	ACTIVIDADES Y ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DEL PUENTE.				
:017	TUBERIA HG 3" ESTRUCTURAL para BARANDAS	m	60.00	20.23	1213.54
:018	ANGULO 75x6mm, Bordes de TABLERO para Juntas.	m	44.00	16.70	734.70
:019	PLACA METALICA e=10mm (JUNTA)	m	22.00	24.50	538.95
:020	APOYOS ELASTOMERICOS (NEOPRENO)	u	8.00	274.04	2192.35
:021	VIGA IPE 140mm, Para APOYO de Alcantarilla.	m	10.00	25.55	255.53
:022	PINTURA REFLECTIVA AMARILLA Aceras y Barandas (Pintura de Tráfico).	m2	30.00	13.52	405.48
:023	SEÑALÉTICA Informativa y Preventiva para PUENTE.	u	4.00	97.67	390.66
:024	HORMIGON ASFALTICO para capa de Rodadura, espesor 2"	m2	93.00	16.29	1515.19
:025	Reubicacion de ADOQUIN en accesos.	m2	74.40	6.63	493.38
:026	DESENCOFRADO de elementos Varios.	m2	376.25	3.14	1181.50
	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B" f'c= 280 kg/cm2				
:027	HORMIGONADO DE ZAPATAS.	m3	27.50	150.23	4131.30
:028	HORMIGONADO DE PANTALLAS.	m3	31.11	150.32	4676.04
:029	HORMIGONADO DE VIGAS, TABLERO Y DIAFRAGMAS.	m3	19.80	150.23	2974.54
:030	HORMIGONADO DE ACERAS.	m3	3.40	150.23	510.78
:031	HORMIGONADO DE BARANDAS.	m3	0.44	150.23	66.10
	HORMIGON SIMPLE f'c= 140 kg/cm2				
:032	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE f'c= 140 kg/cm2	m3	6.05	66.23	400.69
				TOTAL	74174.49

Fuente: Propia.

8.5.3.1 Alternativa Dos.

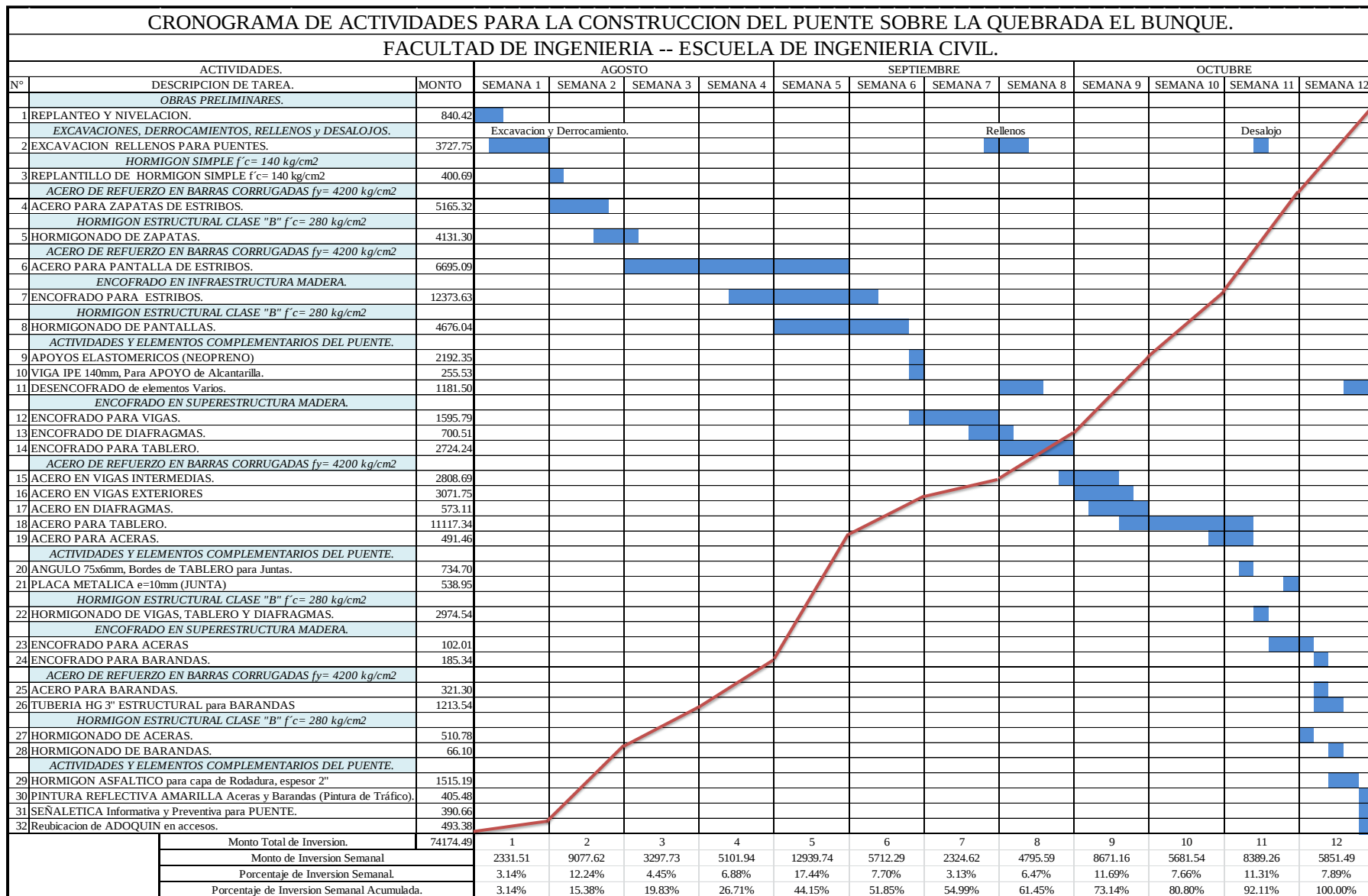
Tabla 77: PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2.

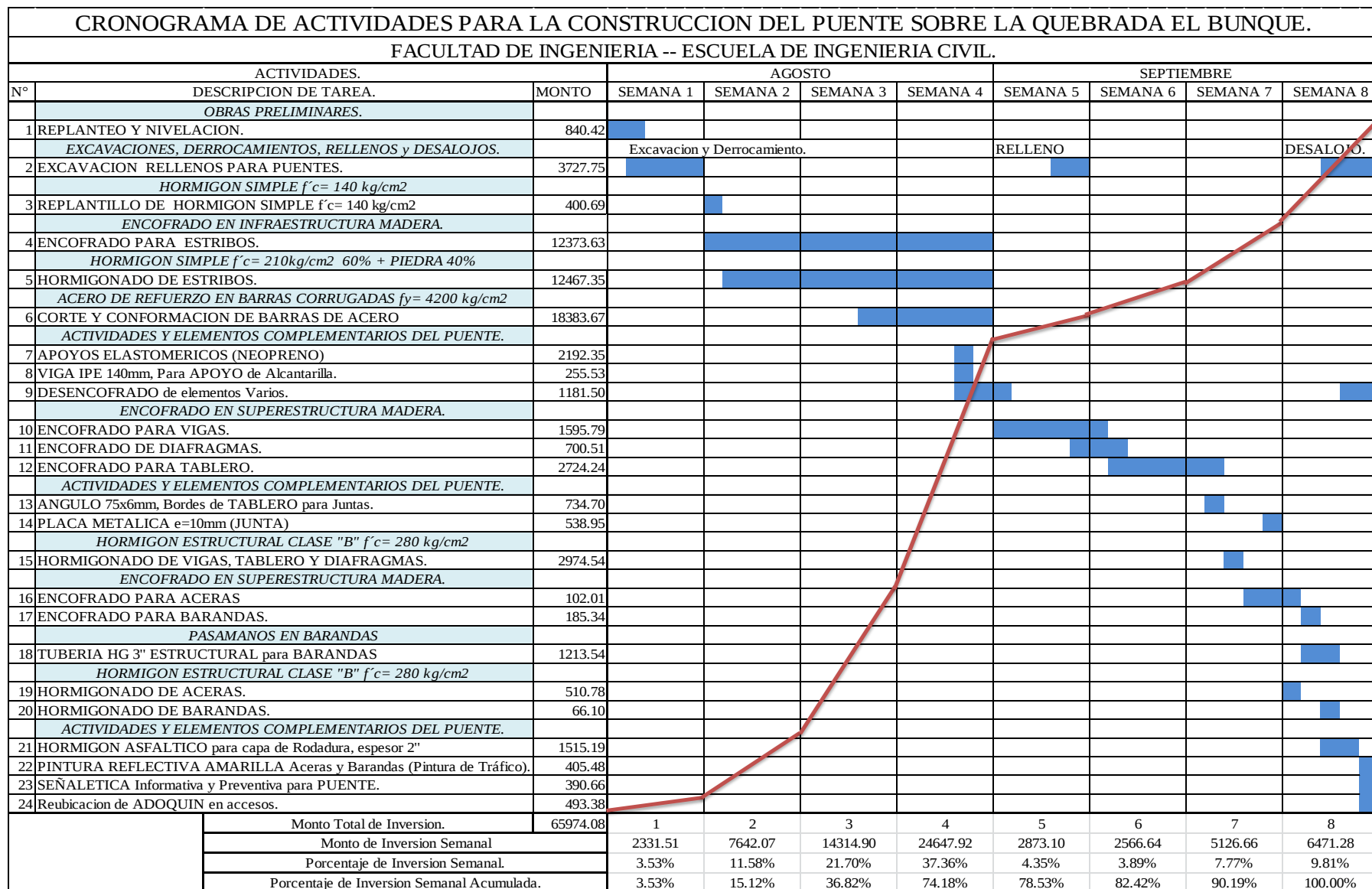
COSTO TOTAL DEL PROYECTO "PUENTE SOBRE LA QUEBRADA EL BUNQUE".					
Codigo	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
	OBRAS PRELIMINARES Y EXCAVACION.				
:001	REPLANTEO Y NIVELACION.	m2	400.00	2.10	840.42
	EXCAVACIONES, DERROCAMIENTOS, RELLENOS y DESALOJOS.				
:002	EXCAVACION RELLENOS PARA PUENTES.	m3	238.15	15.65	3727.75
	ENCOFRADO EN INFRAESTRUCTURA MADERA.				
:003	ENCOFRADO PARA ESTRIBOS.	m2	200.10	61.84	12373.63
	ENCOFRADO EN SUPERESTRUCTURA MADERA.				
:004	ENCOFRADO PARA VIGAS.	m	40.00	39.89	1595.79
:005	ENCOFRADO DE DIAFRAGMAS.	m	21.15	33.12	700.51
:006	ENCOFRADO PARA TABLERO.	m	85.00	32.05	2724.24
:007	ENCOFRADO PARA ACERAS	m	20.00	5.10	102.01
:008	ENCOFRADO PARA BARANDAS.	u	10.00	18.53	185.34
	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$				
:009	ACERO EN VIGAS INTERMEDIAS.	kg	1045.04	2.69	2808.69
:010	ACERO EN VIGAS EXTERIORES	kg	1137.29	2.70	3071.75
:011	ACERO EN DIAFRAGMAS.	kg	226.58	2.53	573.11
:012	ACERO PARA TABLERO.	kg	4289.89	2.59	11117.34
:013	ACERO PARA ACERAS.	kg	203.21	2.42	491.46
:014	ACERO PARA BARANDAS.	kg	127.53	2.52	321.30
	ACTIVIDADES Y ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS DEL PUENTE.				
:015	TUBERIA HG 3" ESTRUCTURAL para BARANDAS	m	60.00	20.23	1213.54
:016	ANGULO 75x6mm, Bordes de TABLERO para Juntas.	m	44.00	16.70	734.70
:017	PLACA METALICA e=10mm (JUNTA)	m	22.00	24.50	538.95
:018	APOYOS ELASTOMERICOS (NEOPRENO)	u	8.00	274.04	2192.35
:019	VIGA IPE 140mm, Para APOYO de Alcantarilla.	m	10.00	25.55	255.53
:020	PINTURA REFLECTIVA AMARILLA Aceras y Barandas (Pintura de Tráfico).	m2	30.00	13.52	405.48
:021	SEÑALÉTICA Informativa y Preventiva para PUENTE.	u	4.00	97.67	390.66
:022	HORMIGON ASFALTICO para capa de Rodadura, espesor 2"	m2	93.00	16.29	1515.19
:023	Reubicación de ADOQUIN en accesos.	m2	74.40	6.63	493.38
:024	DESENCOFRADO de elementos Varios.	m2	376.25	3.14	1181.50
	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B" $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$				
:025	HORMIGONADO DE VIGAS, TABLERO Y DIAFRAGMAS.	m3	19.80	150.23	2974.54
:026	HORMIGONADO DE ACERAS.	m3	3.40	150.23	510.78
:027	HORMIGONADO DE BARANDAS.	m3	0.44	150.23	66.10
	HORMIGON SIMPLE $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$				
:028	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$	m3	6.05	66.23	400.69
	HORMIGON CICLOPEO.				0.00
:033	HORMIGON SIMPLE $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	112.27	97.20	10912.48
:034	PIEDRA PARA HORMIGON.	m3	74.84	20.77	1554.87
				TOTAL	65974.08

Fuente: Propia.

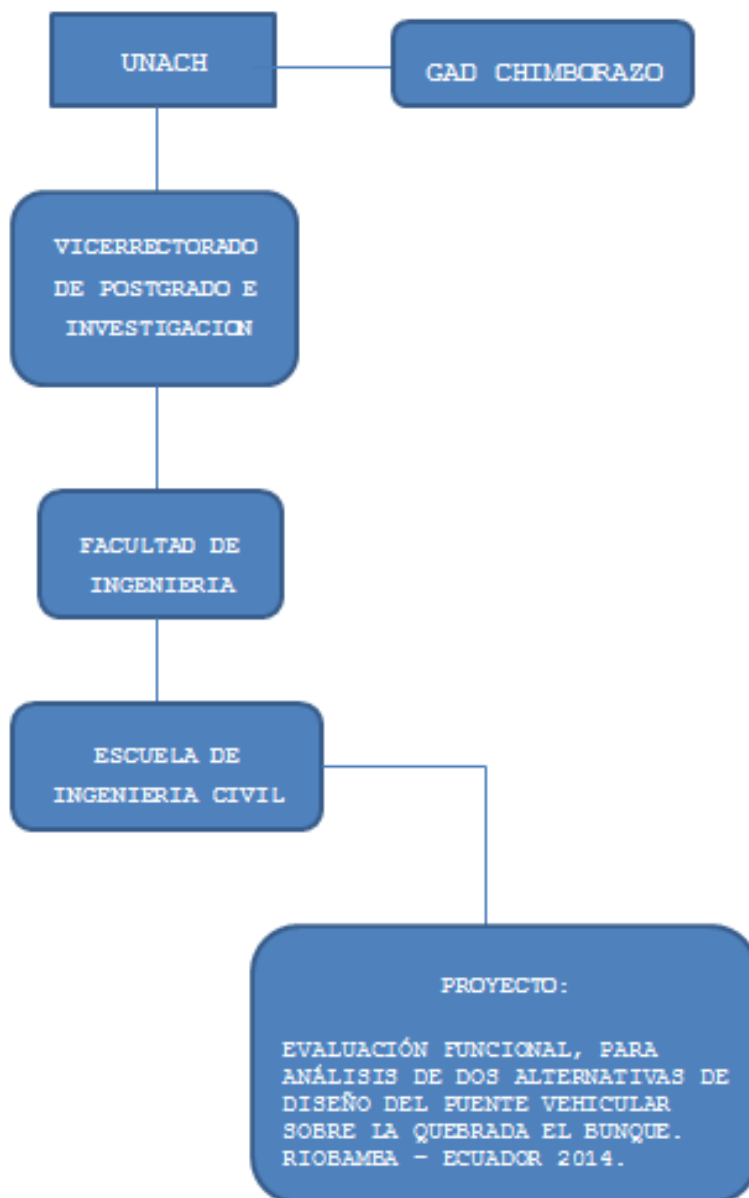
8.5.4 CRONOGRAMA CON CURVA S.

8.5.4.1 Programación de obra de la Alternativa Uno y Dos respectivamente.





8.5 DISEÑO ORGANIZACIONAL.



8.7 MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA.

Para el monitoreo y evaluación de la propuesta una vez construida, la alternativa seleccionada se utilizarán los siguientes instrumentos:

- Para conocer si el flujo en el puente ha mejorado se necesitara realizar un estudio de la velocidad

de circulación vehicular para llegar a determinar si esta no presenta variaciones hasta cero o si presta un nivel de servicio adecuado no como actualmente sucede que por ser de un solo carril los vehículos deben detenerse totalmente si otro ya ha entrado en el puente.

Para esto se medirá la velocidad media de un tramo para lo cual se considera un tramo de vía de longitud conocida (L) y se halla la media de los tiempos empleados por un grupo de "n" vehículos en recorrer el tramo.

TABLA PARA DETERMINAR LA VM_{TRAMO}	
Datos: L (Longitud) =	
Numero de Vehículo	Tiempo Empleado(seg)
Suma de "n" vehículos	Suma de tiempos
Resultados: $VM(Tramo) = \frac{L(m)}{\frac{\text{Suma de tiempo}}{\text{"n" Vehiculos}}(seg)} = \text{---} \frac{m}{seg}$	
Realizado por: _____ Fecha:	

- Para determinar si la propuesta ha sido útil, una vez construida, se debe realizar una inspección visual para determinar la funcionalidad de elementos. Observar si existe seguridad en los peatones al cruzar el puente (Por las aceras y barandas consideradas en nuestra propuesta).

8.8 SÍNTESIS DE LA PROPUESTA.

En los diseños de las alternativas se verifican 5 estados de carga (Para diseño de estribos), los cuales nos proporcionan la seguridad estructural de los elementos de la superestructura.

A continuación se detallan los costos de las alternativas Uno y Dos respectivamente:

COSTOS POR ELEMENTOS O COMPONENTES.		
ELEMENTO	COSTO	COMPONENTE
SUBESTRUCTURA	38010.24	
ESTRIBOS		33041.39
SUPERESTRUCTURA	27242.97	
TABLERO Y VIGAS		21935.09
COMPLEMENTARIOS	8921.28	
MONTO TOTAL =	74174.49	54976.48

Fuente: Propia.

Figura89. Síntesis Alternativa Uno.

COSTOS POR ELEMENTOS O COMPONENTES.		
ELEMENTO	COSTO	COMPONENTE
SUBESTRUCTURA	29809.83	
ESTRIBOS		25241.67
SUPERESTRUCTURA	27242.97	
TABLERO Y VIGAS		21935.09
COMPLEMENTARIOS	8921.28	
MONTO TOTAL =	65974.08	47176.75

Fuente: Propia.

Figura90. Síntesis Alternativa Dos.

La diferencia entre alternativas es de: 8200.41\$, que representa el 12.43%. La variación en estribos es de:

7799.72 \$; que representa a un porcentaje del: 30.90% más económico el estribo a gravead.

9 BIBLIOGRAFÍA.

- AASHTO. Standard Specifications for Highway Bridges. Décimo séptima Edición. 2002. 423p.
- ANONIMO. Capítulo 4 "DISEÑO". 62p. Fecha de consulta: 29 Abril 2012. Disponible en:
<<http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/645/8/T-ESPE-025348-4.pdf>>.
- AGUIAR Roberto, AÑAZCO SALAZAR Diego, ANGULO ALVARES Ricardo. Análisis sísmico del puente Norte 1 con aisladores de base FPS sobre el estuario del Río Esmeraldas. 2010. 41p.
Mayo 2012. Disponible en:
<<http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1688/1/T-ESPE-027423-1.pdf>>
- AYABACA CAZAR, Teresa. Apuntes de clases de la asignatura de Puentes. Facultad de Ingeniería en Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad Central del Ecuador. Año 2010-2011.
- BRAJA M., Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta Edición. México. Thomson Editores, 2001. 880p.

- CHINCHILLA LOPEZ, Alexis, MEJIA BAUTISTA, Francisco, RAMÍREZ CABALLERO, Víctor. Análisis y diseño estructural de subestructuras para puentes de claros cortos según normas AASHTO. 2008. 287p. Fecha de consulta: 29 ABRIL 2012. Disponible en: <<http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/019116/>>
- GONZÁLEZ HERNÁNDEZ, Anabel, GUZMÁN AMARAL, María. Consideraciones de diseño en la infraestructura de puentes carreteros. 2008. 88p. Fecha de consulta: 12 Mayo 2012. Disponible en: <<http://ri.biblioteca.udo.edu.ve/bitstream/123456789/283/1/Tesis-IC008-G32.pdf>>

10 APÉNDICES Y ANEXOS.

10.1 ANEXOS PARA ANÁLISIS DE TRÁFICO Y PROYECCIONES.

10.1.1. ANEXO "A": TIPOS DE VEHÍCULOS:



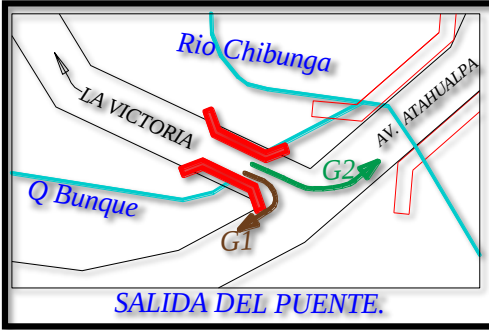
Fuente: MTOP. Tipos de vehículos.

10.1.2 ANEXO "B": TABLA CLASE DE CARRETERAS SEGÚN EL MTOP. NORMAS DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS (2003):

ESPECIFICACIONES MOP - "CLASES DE CARRETERAS"	
CLASE DE CARRETERA	TRAFICO PROYECTADO (TPDA)
R-I o R-II	Más de 8000 (vehículos)
I	De 3000 a 8000
II	De 1000 a 3000
III	De 300 a 1000
IV	De 100 a 300
V	Menos de 100

Fuente: Norma de diseño geométrico de carreteras (2003).

10.1.3 ANEXO "C": TABLAS DE CONTEOS VEHICULARES:

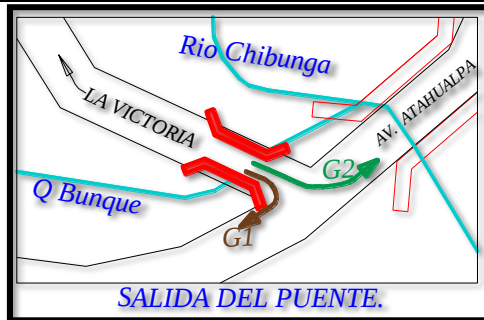
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO --- DATOS DE CONTEO VEHICULAR.																																							
PROVINCIA:		CHIMBORAZO			FECHA:		LUNES 13 DE ENERO DEL 2014						DISEÑO DE PUENTES Y VIADUCTOS																										
CIUDAD:		RIOBAMBA			INTERSECCION:		TRAMO PUENTE SOBRE QUEBRAD BUNQUE.																																
PARROQUIA:		YARUQUES			RESPONSABLES:		ENRIQUEZ W. ; QUINTUÑA S.																																
 UNACH.		 SALIDA DEL PUENTE.						 INGRESO AL PUENTE PUENTE.						 ING. CIVIL																									
INTERVALO	LIVIANOS												PESADOS (DOS EJES)																										
	GIROS EN EL TRAMO:												GIROS EN EL TRAMO:																										
	Giro1 (G1)				Giro2 (G2)				Giro3 (G3)				Giro4 (G4)				Giro1 (G1)				Giro2 (G2)				Giro3 (G3)				Giro4 (G4)										
06:00-07:00	II				2				I	12	I				1					16					0				0				0	I					1
07:00-08:00	III				4					II	15	I				1					20					0	I		1	I			1	I			1		
08:00-09:00	II				2						11				0					23	I				1	I			1			0	II			2			
09:00-10:00	I				1		II				7	I			1					12					0	I			1	I			1	I		1			
10:00-11:00	I				1						14	I			1					14	I				1			0	I			1	I			1			
11:00-12:00	I				1				II		15	I			1					11	I				1	I			1	I			1	I		1			
12:00-13:00	II				2						16				0			II		11					0	I			1	I			1	I		1			
13:00-14:00	III				4						16	I			1			I		13					0	I			1			0	I		1				
14:00-15:00	I				1						7	II			2					7					0	I			1			0			0				
15:00-16:00					0						13	I			1					9					0				0			0			0				
16:00-17:00					0						15	II			2					14					0	I			1			0			0				
17:00-18:00					0			II			13	I			1					15					0	I			1			0	I		1				
18:00-19:00					0						12	II			2					8	I				1	I			1	I			1		0				
19:00-20:00					0						11	I			1				I	16					0				0			0			0				
	TOTAL=		18		TOTAL=		177		TOTAL=		15		TOTAL=		189		TOTAL=		4		TOTAL=		10		TOTAL=		6		TOTAL=		10								

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO --- DATOS DE CONTEO VEHICULAR.

PROVINCIA:	CHIMBORAZO	FECHA:	MARTES 14 DE ENERO DEL 2014	DISEÑO DE PUENTES Y VIADUCTOS
CIUDAD:	RIOBAMBA	INTERSECCION:	TRAMO PUENTE SOBRE QUEBRAD BUNQUE.	
PARROQUIA:	YARUQUES	RESPONSABLES:	ENRIQUEZ W. ; QUINTUÑA S.	

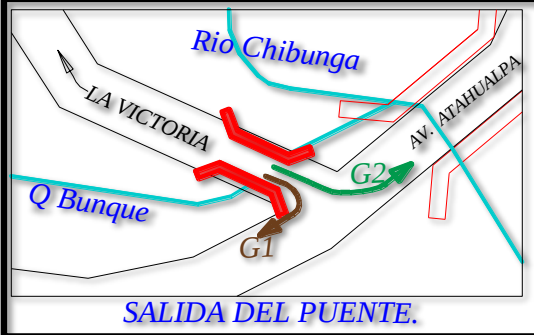


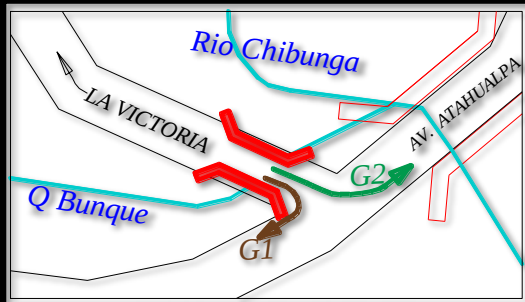
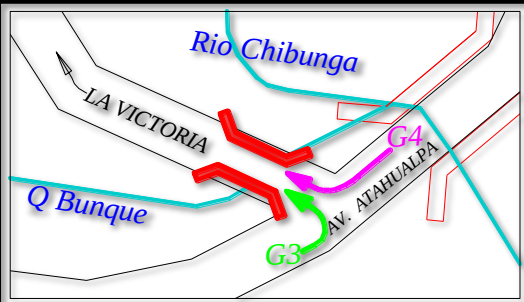
UNACH.



ING. CIVIL

INTERVALO	LIVIANOS																PESADOS (DOS EJES)																							
	GIROS EN EL TRAMO:																GIROS EN EL TRAMO:																							
	Giro1 (G1)				Giro2 (G2)				Giro3 (G3)				Giro4 (G4)				Giro1 (G1)				Giro2 (G2)				Giro3 (G3)				Giro4 (G4)											
06:00-07:00	II				2				I		11	I				1						15					0				0				0	I				1
07:0-08:00					4					II	15	I				1						19					0	I			1	I			1	I		1		
08:00-09:00	II				2						11					0						22	I				1	I			1			0	II			2		
09:0-10:00	I				1		II				8	I				1						12					0	I			1	I			1	I		1		
10:00-11:00	I				1						11	I				1						13	I				1			0	I			1	I		1			
11:0-12:00	I				1				II		14	I				1						10	I				1	I			1	I			1	I		1		
12:00-13:00	II				2						16					0			II			12					0	I			1	I			1	I		1		
13:00-14:00					4						15	I				1			I			13					0	I			1			0	I		1			
14:00-15:00	I				1						7	II				2						8					0	I			1			0			0			
15:00-16:00					0						13	I				1						10					0				0			0			0			
16:00-17:00					0						14	II				2						12					0	I			1			0			0			
17:00-18:00					0			II			13	I				1						17					0	I			1			0	I		1			
18:00-19:00					0						11	II				2						8	I				1	I			1	I			1		0			
19:00-20:00					0						9	I				1				I		16					0				0			0			0			
	TOTAL=				18	TOTAL=				168	TOTAL=				15	TOTAL=				187	TOTAL=				4	TOTAL=				10	TOTAL=				6	TOTAL=				10

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO --- DATOS DE CONTEO VEHICULAR.																																	
PROVINCIA:	CHIMBORAZO			FECHA:	MIERCOLES 15 DE ENERO DEL 2014			DISEÑO DE PUENTES Y VIADUCTOS																									
CIUDAD:	RIOBAMBA			INTERSECCION:	TRAMO PUENTE SOBRE QUEBRAD BUNQUE.																												
PARROQUIA:	YARUQUIES			RESPONSABLES:	ENRIQUEZ W. ; QUINTUÑA S.																												
 UNACH.		 SALIDA DEL PUENTE.			 INGRESO AL PUENTE PUENTE.			 ING. CIVIL																									
INTERVALO	LIVIANOS								PESADOS (DOS EJES)																								
	GIROS EN EL TRAMO:								GIROS EN EL TRAMO:																								
	Giro1 (G1)		Giro2 (G2)		Giro3 (G3)		Giro4 (G4)		Giro1 (G1)		Giro2 (G2)		Giro3 (G3)		Giro4 (G4)																		
	06:00-07:00	II				2				18	II				2				8					0				0	I				1
	07:00-08:00	I				1				16	II				1				20					0				0	II			2	
	08:00-09:00					0				15	I				1				18					0	I			1		II		2	
	09:00-10:00	I				1				9					0				9					0				0				0	
	10:00-11:00	I				1				13	II				2				12					0				0	I			1	
	11:00-12:00					0				15	I				1				9	I				1	I			1		II			2
	12:00-13:00	I				1				16	II				2				11					0	I			1	I			1	II
13:00-14:00	III				3				15	III				3				17					0				0					0	
14:00-15:00	II				2				5	II				2				8					0				0					0	
15:00-16:00	I				1				10					0				14					0				0					0	
16:00-17:00	II				2				13	II				2				14					0				0					0	
17:00-18:00	I				1				13	I				1				15	I				1				0					0	
18:00-19:00					0				10					0				10					0	II			2					0	
19:00-20:00	I				1				8					0				15					0				0					0	
	TOTAL= 16		TOTAL= 176		TOTAL= 17		TOTAL= 180		TOTAL= 2		TOTAL= 5		TOTAL= 2		TOTAL= 10																		

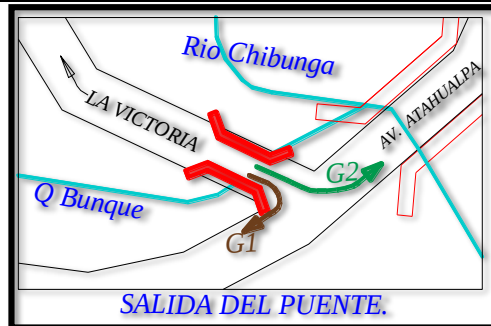
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO --- DATOS DE CONTEO VEHICULAR.																																		
PROVINCIA:		CHIMBORAZO				FECHA:		JUEVES 16 DE ENERO DEL 2014						DISEÑO DE PUENTES Y VIADUCTOS																				
CIUDAD:		RIOBAMBA				INTERSECCION:		TRAMO PUENTE SOBRE QUEBRAD BUNQUE.																										
PARROQUIA:		YARUQUIES				RESPONSABLES:		ENRIQUEZ W. ; QUINTUÑA S.																										
 UNACH.		 SALIDA DEL PUENTE.						 INGRESO AL PUENTE PUENTE.						 ING. CIVIL																				
INTERVALO	LIVIANOS												PESADOS (DOS EJES)																					
	GIROS EN EL TRAMO:												GIROS EN EL TRAMO:																					
	Giro1 (G1)			Giro2 (G2)			Giro3 (G3)			Giro4 (G4)			Giro1 (G1)			Giro2 (G2)			Giro3 (G3)			Giro4 (G4)												
06:00-07:00	II				2					14	III				3					15				0	I				1					1
07:00-08:00	I				1					18	II				2					17	I			1			0	I		1	I		1	
08:00-09:00	I				1					16	I				1					19				0			0			0	III		3	
09:00-10:00	II				2					15	I				1					16				0			0			0	I		1	
10:00-11:00	I				1					12	I				1					12				0			0	I		1	I		1	
11:00-12:00	II				2					17	I				1					7				0	I		1			0	I		1	
12:00-13:00	I				1					16	I				1					13	I			1	I		1	I		1		0		
13:00-14:00	I				1					14	III				4					14				0			0			0	I		1	
14:00-15:00	III				3					8	II				2					4				0			0			0	I		1	
15:00-16:00	I				1					7	II				2					14				0			0			0			0	
16:00-17:00	I				1					8	II				2					17				0	I		1			0			0	
17:00-18:00	I				1					15	I				1					16				0	I		1			0	I		1	
18:00-19:00	I				1					15	II				2					14				0	I		1	I		1	I		1	
19:00-20:00	I				1					12	III				4					12				0			0	I		1			0	
	TOTAL=		19		TOTAL=		187		TOTAL=		27		TOTAL=		190		TOTAL=		2		TOTAL=		6		TOTAL=		5		TOTAL=		12			

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO --- DATOS DE CONTEO VEHICULAR.

PROVINCIA:	CHIMBORAZO	FECHA:	VIERNES 17 DE ENERO DEL 2014	DISEÑO DE PUENTES Y VIADUCTOS
CIUDAD:	RIOBAMBA	INTERSECCION:	TRAMO PUENTE SOBRE QUEBRAD BUNQUE.	
PARROQUIA:	YARUQUES	RESPONSABLES:	ENRIQUEZ W. ; QUINTUÑA S.	



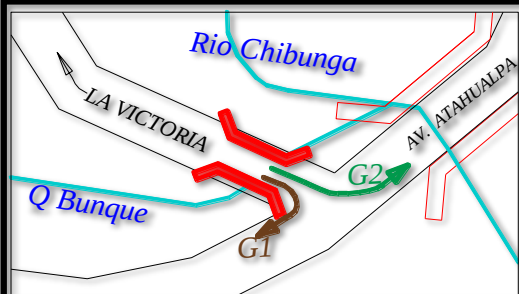
UNACH.



ING. CIVIL

INTERVALO	LIVIANOS										PESADOS (DOS EJES)									
	GIROS EN EL TRAMO:										GIROS EN EL TRAMO:									
	Giro1 (G1)		Giro2 (G2)		Giro3 (G3)		Giro4 (G4)				Giro1 (G1)		Giro2 (G2)		Giro3 (G3)		Giro4 (G4)			
06:00-07:00	II		2		18	I	1		21		0		0		0	I		1		
07:00-08:00	III		4		22	I	1		19		0	I	1		1	I		1		
08:00-09:00	II		2		9		0		23	I	1		1		0	II		2		
09:00-10:00	I		1		11	I	1		18		0	I	1	I	1	I		1		
10:00-11:00	I		1		14	I	1		15	I	1		0	I	1	I		1		
11:00-12:00	I		1		15	I	1		14	I	1	I	1	I	1	I		1		
12:00-13:00	II		2		23		0		11		0	I	1	I	1	I		1		
13:00-14:00	III		4		19	I	1		12		0	I	1		0	I		1		
14:00-15:00	I		1		8	II	2		9		0	I	1		0			0		
15:00-16:00			0		15	I	1		11		0		0		0			0		
16:00-17:00			0		14	II	2		13		0	I	1		0			0		
17:00-18:00			0		15	I	1		17		0	I	1		0	I		1		
18:00-19:00			0		14	II	2		15	I	1	I	1	I	1			0		
19:00-20:00			0		10	I	1		16		0		0		0			0		
	TOTAL= 18		TOTAL= 207		TOTAL= 15		TOTAL= 214				TOTAL= 4		TOTAL= 10		TOTAL= 6		TOTAL= 10			

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO --- DATOS DE CONTEO VEHICULAR.																															
PROVINCIA:	CHIMBORAZO			FECHA:	SABADO 18 DE ENERO DEL 2014			DISEÑO DE PUENTES Y VIADUCTOS																							
CIUDAD:	RIOBAMBA			INTERSECCION:	TRAMO PUENTE SOBRE QUEBRAD BUNQUE.																										
PARROQUIA:	YARUQUIES			RESPONSABLES:	ENRIQUEZ W. ; QUINTUÑA S.																										
UNACH.		SALIDA DEL PUENTE.			INGRESO AL PUENTE PUENTE.			ING. CIVIL																							
INTERVALO	LIVIANOS								PESADOS (DOS EJES)																						
	GIROS EN EL TRAMO:								GIROS EN EL TRAMO:																						
	Giro1 (G1)		Giro2 (G2)		Giro3 (G3)		Giro4 (G4)		Giro1 (G1)		Giro2 (G2)		Giro3 (G3)		Giro4 (G4)																
06:00-07:00	I					1		24	II					2		17				0	I					1					1
07:0-08:00	II					2		23	I					1		23	I				1					0	I		1	II	2
08:00-09:00	I					1		10	I					1		19				0	I					1			0	II	2
09:0-10:00	II					2		8						0		13				0						0	I				1
10:00-11:00						0		15	II					2		13				0						0	I		1		1
11:0-12:00						0		18	I					1		17	I			1	I					1	I		1		1
12:00-13:00	II					2		19	II					2		15				0	I					1	I		1	II	2
13:00-14:00	III					4		17	III					3		13				0						0			0		0
14:00-15:00						0		8	II					2		7				0						0			0		0
15:00-16:00						0		15						0		11				0						0			0		0
16:00-17:00	I					1		15	II					2		9				0	I					1			0		0
17:00-18:00						0		16	I					1		13	I			1	I					1	I		1		1
18:00-19:00						0		15						0		6	I			1	II					2			0		0
19:00-20:00						0		7						0		13				0						0			0		0
	TOTAL= 13		TOTAL= 210		TOTAL= 17		TOTAL= 189		TOTAL= 4		TOTAL= 8		TOTAL= 5		TOTAL= 11																

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO --- DATOS DE CONTEO VEHICULAR.																																					
PROVINCIA:		CHIMBORAZO										FECHA:		DOMINGO 19 DE ENERO DEL 2014										DISEÑO DE PUENTES Y VIADUCTOS													
CIUDAD:		RIOBAMBA										INTERSECCION:		TRAMO PUENTE SOBRE QUEBRAD BUNQUE.																							
PARROQUIA:		YARUQUIES										RESPONSABLES:		ENRIQUEZ W. ; QUINTUÑA S.																							
 UNACH.						 SALIDA DEL PUENTE.														 INGRESO AL PUENTE PUENTE.														 ING. CIVIL			
INTERVALO		LIVIANOS																PESADOS (DOS EJES)																			
		GIROS EN EL TRAMO:																GIROS EN EL TRAMO:																			
		Giro1 (G1)				Giro2 (G2)				Giro3 (G3)				Giro4 (G4)				Giro1 (G1)				Giro2 (G2)				Giro3 (G3)				Giro4 (G4)							
06:00-07:00		II				2				I	16	I					1				III	18				0				0	I				1		
07:00-08:00						4				II	22	I					1					20				0	I			1	I				1		
08:00-09:00		II				2					10						0					25	I			1	I			1			0	II		2	
09:00-10:00		I				1		II			7	I					1					15				0	I			1	I			1			
10:00-11:00		I				1					14	I					1					14	I			1			0	I			1		1		
11:00-12:00		I				1				II	17	I					1					14	I			1	I			1	I			1			
12:00-13:00		II				2					25						0			II		12				0	I			1	I			1			
13:00-14:00						4					14	I					1			I		11				0	I			1			0	I			
14:00-15:00		I				1					8	II					2					8				0	I			1			0		0		
15:00-16:00						0					13	I					1					9				0			0				0		0		
16:00-17:00						0					14	II					2					14				0	I			1			0		0		
17:00-18:00						0			II		12	I					1					15				0	I			1			0	I			
18:00-19:00						0					14	II					2					8	I			1	I			1	I			1		0	
19:00-20:00						0					13	I					1				I	16				0				0				0		0	
		TOTAL= 18				TOTAL= 199				TOTAL= 15				TOTAL= 199				TOTAL= 4				TOTAL= 10				TOTAL= 6				TOTAL= 10							

10.1.4 ANEXO "D": TABLA DE VALORES DE DISEÑO PARA CARRETERAS:



República del Ecuador
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

VALORES DE DISEÑO RECOMENDADOS PARA CARRETERAS DE
DOS CARRILES Y CAMINOS VECINALES DE CONSTRUCCIÓN

NORMAS	CLASE I 3 000 – 8 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE II 1 000 - 3 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE III 300 – 1 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE IV 100 – 300 TPDA ⁽¹⁾						CLASE V MENOS DE 100 TPDA ⁽¹⁾					
	RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA		
	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M
Velocidad de diseño (K.P.H.)	110	100	80	100	80	60	100	90	70	90	80	50	90	80	60	80	60	40	80	60	50	60	35	25 ⁽²⁾	60	50	40	50	35	25 ⁽²⁾
Radio mínimo de curvas horizontales (m)	430	350	210	350	210	110	350	275	160	275	210	75	275	210	110	210	110	42	210	110	75	110	30	20	110	75	42	75	30	20 ⁽²⁾
Distancia de visibilidad para parada (m)	180	160	110	160	110	70	160	135	90	135	110	55	135	110	70	110	70	40	110	70	55	70	35	25	70	55	40	55	35	25
Distancia de visibilidad para rebasamiento (m)	830	690	565	690	565	415	690	640	490	640	565	345	640	565	415	565	415	270	480	290	210	290	150	110	290	210	150	210	150	110
Peralte	MAXIMO = 10%																		10% (Para V > 50 K.P.H.)						8% (Para V < 50 K.P.H.)					
Coefficiente “K” para: ⁽³⁾																														
Curvas verticales convexas (m)	80	60	28	60	28	12	60	43	19	43	28	7	43	28	12	28	12	4	28	12	7	12	3	2	12	7	4	7	3	2
Curvas verticales cóncavas (m)	43	38	24	38	24	13	38	31	19	31	24	10	31	24	13	24	13	6	24	13	10	13	5	3	13	10	6	10	5	3
Gradiente longitudinal ⁽⁴⁾ máxima (%)	3	4	6	3	5	7	3	4	7	4	6	8	4	6	7	6	7	9	5	6	8	6	8	12	5	6	8	6	8	14
Gradiente longitudinal ⁽⁴⁾ mínima (%)	0,5%																													
Ancho de pavimento (m)	7,3			7,3			7,0			6,70			6,70			6,00			6,00			4,00 ⁽⁵⁾								
Clase de pavimento	Carpeta Asfáltica y Hormigón						Carpeta Asfáltica						Carpeta Asfáltica o D.T.S.B.						D.T.S.B. Capa Granular o Empedrado						Capa Granular o Empedrado					
Ancho de espaldones ⁽³⁾ estables (m)	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	2,0	1,5	1,0	1,5	1,0	0,5	0,60 (C.V. Tipo 6 y 7)						—					
Gradiente transversal para pavimento (%)	2,0						2,0						2,0						2,5 (C.V. Tipo 6 y 7)						4,0					
Gradiente transversal para espaldones (%)	2,0 ⁽⁶⁾ - 4,0						2,0 - 4,0						2,0 - 4,0						4,0 (C.V. Tipo 5 y 5E)						—					
Curva de transición	SE SERA LA DIMENSION DE LA CALZADA DE LA VIA INCLUIDOS LOS ESPALDONES																													
Puentes	Carga de diseño	HS - 20 - 44; HS - MOP; HS - 25																												
	Ancho de la calzada (m)	SERA LA DIMENSION DE LA CALZADA DE LA VIA INCLUIDOS LOS ESPALDONES																												
	Ancho de Aceras (m) ⁽⁷⁾	0,50 m. mínimo a cada lado																												
Mínimo derecho de vía (m)	Según el Art. 3º de la Ley de Caminos y el Art. 4º del Reglamento aplicativo de dicha Ley																													
LL = TERRENO PLANO 0 = TERRENO ONDULADO M = TERRENO MONTAÑOSO																														

- 1) El TPDA indicado es el volumen promedio anual de tráfico diario proyectado a 15 – 20 años, cuando se proyecta un TPDA en exceso de 7 000 en 10 años debe investigarse la necesidad de construir una autopista. (Las normas para esta serán parecidas a las de la Clase I, con velocidad de diseño de 10 K.P.H. más para clase de terreno – Ver secciones transversales típicas para más detalles. Para el diseño definitivo debe considerarse el número de vehículos equivalentes.
- 2) Longitud de las curvas verticales: $L = K A$, en donde K = coeficiente respectivo y A = diferencia algebraica de gradientes, expresado en tanto por ciento. Longitud mínima de curvas verticales: $L_{min} = 0,60 V$, en donde V es la velocidad de diseño expresada en kilómetros por hora.
- 3) En longitudes cortas menores a 500 m. se puede aumentar la gradiente en 1% en terrenos ondulados y 2% en terrenos montañosos, solamente para las carreteras de Clase I, II y III. Para Caminos Vecinales (Clase IV) se puede aumentar la gradiente en 1% en terrenos ondulados y 3% en terrenos montañosos, para longitudes menores a 750 m.
- 4) Se puede adoptar una gradiente longitudinal de 0% en rellenos de 1 m. a 6 m. de altura, previo análisis y justificación.
- 5) Espaldón pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía. (Ver Secciones Típicas en Normas). Se ensanchará la calzada 0,50 m más cuando se prevé la instalación de guarda caminos.
- 6) Cuando el espaldón está pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía.
- 7) En los casos en los que haya bastante tráfico de peatones, úsense dos aceras completas de 1,20 m de ancho.
- 8) Para tramos largos con este ancho, debe ensancharse la calzada a intervalos para proveer refugios de encuentro vehicular.
- 9) Para los caminos Clase IV y V, se podrá utilizar $V_0 = 20$ Km/h y $R = 15$ m siempre y cuando se trate de aprovechar infraestructuras existentes y relieve difícil (escarpado).

NOTA: Las Normas anotadas "Recomendables" se emplearán cuando el TPDA es cerca al límite superior de las clases respectivas o cuando se puede implementar sin incurrir en costos de construcción. Se puede variar algo de las Normas Absolutas para una determinada clase, cuando se considere necesario el mejorar una carretera existente siguiendo generalmente el trazado actual.

10.1.5 ANEXO "E": TABLA TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR PARA CHIMBORAZO

TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR POR TIPOS			
PERIODO	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES
2010- 2015	3.87	1.32	3.27
2016 - 2020	3.44	1.17	2.90
2021 - 2025	3.10	1.05	2.61
2026 - 2030	2.82	0.96	2.35

Fuente: Ministerio de Transportes y Obras Públicas.

10.2 ANEXO TOPOGRÁFICO.

10.2.1 CAMPO.

ANEXO

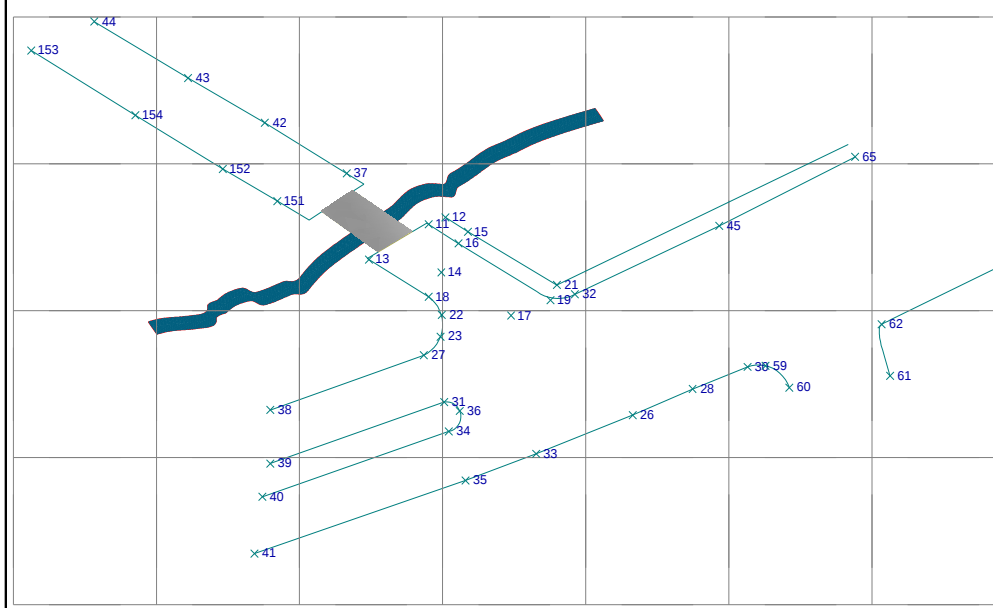
"F"

LIBRETA

DE

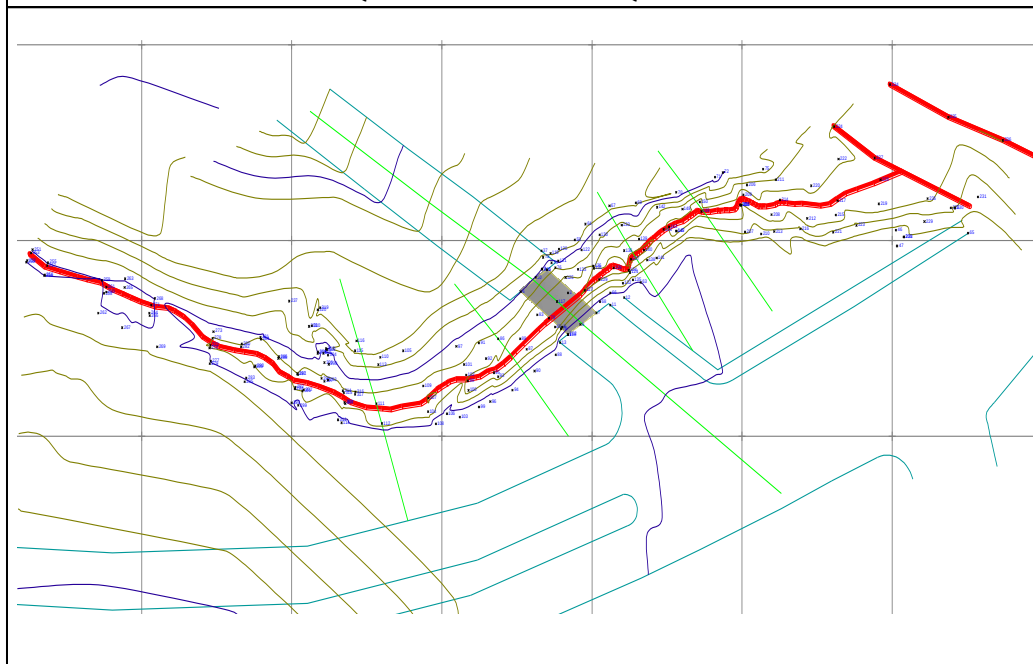
# PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	CODIGO
1	9813888.000	759971.000	2749.000	EST1
2	9813893.333	759971.000	2749.037	NORT
3	9813890.609	759980.210	2748.917	REF1
4	9813896.368	759966.680	2749.275	REF2
5	9813896.279	759967.517	2749.096	TAB
6	9813893.480	759963.126	2749.134	TAB
7	9813890.759	759975.758	2748.973	TAB
8	9813888.940	759970.028	2749.034	TAB
9	9813889.282	759973.079	2748.967	TAB
10	9813895.288	759965.634	2749.296	TAB
11	9813891.742	759978.052	2748.895	CALL
12	9813892.707	759980.389	2748.982	CALL
13	9813886.956	759969.702	2748.930	CALL
14	9813885.192	759979.817	2748.496	CALL
15	9813890.740	759983.523	2748.809	CALL
16	9813889.165	759982.206	2748.633	CALL
17	9813879.340	759989.563	2747.872	CALL
18	9813881.879	759978.051	2748.454	CALL
19	9813881.429	759995.094	2747.833	CALL
20	9813887.098	759986.349	2748.530	POST
21	9813883.502	759995.962	2748.079	CALL
22	9813879.413	759979.893	2748.274	CALL
23	9813876.462	759979.705	2748.090	CALL
24	9813887.412	759997.071	2747.965	CONST
25	9813884.400	759998.542	2748.008	CONST
26	9813865.782	760006.551	2747.698	CALL
27	9813873.931	759977.356	2748.082	CALL

CROQUIS DE PUNTOS DE CALLES.



28	9813869.327	760014.931	2747.608	CALL
29	9813889.070	760000.605	2747.946	CONST
30	9813872.346	760022.604	2747.568	CALL
31	9813867.567	759980.233	2748.129	CALL
32	9813882.228	759998.475	2747.823	CALL
33	9813860.522	759993.057	2747.836	CALL
34	9813863.566	759980.872	2748.063	CALL
35	9813856.904	759983.217	2748.022	CALL
36	9813866.348	759982.395	2748.105	CALL
37	9813898.688	759966.585	2749.454	CALL
38	9813866.482	759955.926	2748.491	CALL
39	9813859.201	759955.914	2748.588	CALL
40	9813854.666	759954.793	2748.616	CALL
41	9813846.952	759953.718	2748.717	CALL
42	9813905.577	759955.154	2751.200	CALL
43	9813911.672	759944.425	2752.864	CALL
44	9813919.361	759931.309	2755.006	CALL
45	9813891.544	760018.639	2747.566	CALL
46	9813901.328	760025.627	2747.351	TR
47	9813899.306	760025.810	2747.455	TR
48	9813899.882	760019.057	2747.443	TR
49	9813895.810	760010.498	2747.676	TR
50	9813899.558	760010.297	2747.583	TR
51	9813899.509	760003.359	2747.868	TR
52	9813890.889	759995.511	2747.889	TR
53	9813898.944	759999.485	2747.959	TR
54	9813890.155	759985.355	2748.676	TR

CROQUIS DE PUNTOS DE LA QUEBRADA.



55	9813898.960	759994.383	2747.850	TR
56	9813897.892	759990.691	2748.036	TR
57	9813890.601	759980.182	2748.917	VA
58	9813900.080	759972.147	2749.644	TR
59	9813872.505	760025.121	2747.535	CALL
60	9813869.524	760028.452	2747.648	CALL
61	9813871.150	760042.513	2747.950	CALL
62	9813878.168	760041.342	2747.669	CALL
63	9813894.671	759983.121	2747.996	TR
64	9813902.109	759973.917	2749.356	TR
65	9813900.940	760037.649	2747.432	CALL
66	9813893.313	759978.050	2747.946	TR
67	9813904.430	759977.928	2749.452	TR
68	9813892.186	759976.359	2748.253	TR
69	9813904.837	759982.295	2749.323	TR
70	9813906.157	759989.028	2748.951	TR
71	9813908.104	759995.484	2748.538	TR
72	9813908.704	759996.809	2748.035	TR
73	9813897.863	759966.878	2748.762	TR
74	9813897.157	759968.267	2747.532	TR
75	9813909.135	760003.523	2747.358	TR
76	9813896.522	759968.906	2747.025	TR
77	9813898.483	760006.475	2747.841	REF3
78	9813888.744	759969.850	2748.684	ALC
79	9813890.077	759967.847	2748.746	ALC
80	9813892.381	759964.378	2748.916	ALC
81	9813892.850	759963.334	2747.598	TR
82	9813892.865	759961.985	2748.170	TR
83	9813890.535	759965.903	2745.397	TR
84	9813891.901	759964.735	2746.411	TR
85	9813888.966	759968.884	2745.179	TR
86	9813887.446	759959.378	2746.627	TR
87	9813886.124	759964.145	2745.304	TR
88	9813885.404	759968.977	2748.815	TR
89	9813887.444	759963.030	2745.393	TR
90	9813883.343	759965.450	2748.840	TR
91	9813886.935	759956.172	2746.912	TR
92	9813884.914	759957.372	2746.547	TR
93	9813882.629	759959.371	2745.564	TR
94	9813880.890	759961.776	2748.848	TR
95	9813883.120	759958.672	2745.332	TR
96	9813879.438	759958.079	2748.980	TR
97	9813886.487	759952.421	2747.618	TR
98	9813882.078	759954.340	2745.586	TR
99	9813878.748	759956.193	2748.858	TR
100	9813880.873	759954.437	2745.592	TR

101	9813884.179	759953.720	2746.892	TR
102	9813882.816	759954.052	2746.621	TR
103	9813877.453	759952.977	2748.996	TR
104	9813878.151	759947.723	2746.318	TR
105	9813885.921	759943.590	2749.649	TR
106	9813877.900	759950.861	2748.409	TR
107	9813879.893	759947.781	2745.828	TR
108	9813876.608	759948.999	2748.837	TR
109	9813881.415	759946.894	2746.692	TR
110	9813885.105	759939.740	2749.799	TR
111	9813879.168	759939.114	2746.100	TR
112	9813876.638	759940.027	2746.278	TR
113	9813884.143	759939.439	2749.206	TR
114	9813876.732	759933.309	2748.392	TR
115	9813885.922	759935.566	2750.198	TR
116	9813887.179	759935.801	2750.858	TR
117	9813892.214	759969.201	2749.052	TAB
118	9813887.996	759971.002	2749.006	VA
119	9813898.375	759968.121	2749.173	TR
120	9813898.912	759969.514	2749.214	TR
121	9813897.388	759969.413	2748.178	TR
122	9813898.785	759973.264	2747.691	TR
123	9813896.315	759972.671	2746.607	TR
124	9813895.922	759981.344	2746.236	TR
125	9813895.274	759970.614	2745.897	TR
126	9813896.765	759975.204	2746.160	TR
127	9813893.652	759973.827	2744.977	TR
128	9813896.503	759978.587	2744.099	TR
129	9813895.033	759976.237	2744.870	TR
130	9813900.731	759976.268	2747.233	TR
131	9813896.458	759975.336	2744.918	TR
132	9813894.564	759980.143	2746.428	TR
133	9813901.952	759979.969	2746.671	TR
134	9813896.186	759981.143	2744.837	TR
135	9813894.975	759981.817	2747.483	TR
136	9813898.712	759980.390	2745.618	TR
137	9813897.616	759981.538	2744.595	TR
138	9813897.493	759984.225	2746.296	TR
139	9813900.194	759982.865	2745.721	TR
140	9813898.815	759983.647	2744.709	TR
141	9813897.760	759985.785	2746.777	TR
142	9813904.260	759985.880	2746.385	TR
143	9813901.752	759987.865	2744.676	TR
144	9813901.437	759986.946	2745.317	TR
145	9813901.232	759989.022	2744.549	TR
146	9813899.460	759990.446	2747.645	TR

147	9813901.225	759989.093	2744.544	TR
148	9813904.033	759990.080	2745.379	TR
149	9813903.716	759993.234	2744.571	TR
150	9813904.928	759992.948	2744.524	TR
151	9813894.919	759956.898	2750.323	CALL
152	9813899.306	759949.263	2751.489	CALL
153	9813915.410	759922.500	2755.757	CALL
154	9813906.586	759937.074	2753.442	CALL
155	9813898.479	759949.384	2751.334	ENTR
156	9813892.137	759952.996	2750.815	ENTR
157	9813898.304	759944.276	2750.972	ENTR
158	9813891.469	759948.059	2750.969	ENTR
159	9813891.776	759942.885	2750.880	ENTR
200	9813896.329	759966.700	2761.275	VA
201	9813900.482	760026.942	2759.464	EST5
202	9813888.002	759971.009	2760.922	VA
203	9813904.503	759999.844	2757.101	TREE
204	9813904.518	759999.854	2757.097	TREE
205	9813904.570	759999.711	2756.234	TREE
206	9813907.108	760000.840	2757.709	TREE
207	9813901.094	760000.508	2757.807	TREE
208	9813903.304	760004.923	2756.288	TREE
209	9813905.857	760000.242	2756.327	TREE
210	9813900.828	760003.177	2758.518	TREE
211	9813907.758	760005.640	2758.002	TREE
212	9813902.832	760010.862	2756.116	TREE
213	9813901.166	760005.362	2758.223	TREE
214	9813905.191	760006.301	2756.207	TREE
215	9813903.255	760015.636	2756.224	TREE
216	9813901.477	760009.721	2758.151	TREE
217	9813905.093	760015.913	2756.216	TREE
218	9813898.902	760014.146	2759.329	TREE
219	9813904.681	760022.773	2756.145	TREE
220	9813906.999	760011.525	2757.267	TREE
221	9813901.049	760015.205	2758.167	TREE
222	9813910.408	760016.073	2757.136	TREE
223	9813901.948	760019.062	2758.176	TREE
224	9813914.555	760015.333	2756.937	TREE
225	9813904.193	760034.783	2757.723	TREE
226	9813905.353	760030.896	2756.818	TREE
227	9813910.545	760022.087	2756.840	TREE
228	9813907.776	760023.064	2756.211	TREE
229	9813902.424	760030.385	2758.497	TREE
230	9813904.153	760035.466	2758.576	TREE
231	9813905.585	760039.297	2758.706	TREE
232	9813896.857	760047.022	2759.412	TREE

233	9813889.783	760053.381	2759.377	TREE
234	9813919.909	760024.671	2756.149	TREE
235	9813915.765	760034.370	2756.070	TREE
236	9813912.799	760043.442	2755.944	TREE
237	9813892.268	759924.572	2763.067	EST6
238	9813900.484	760026.966	2759.487	AA
239	9813904.027	759933.842	2763.442	TREE
240	9813916.066	759906.888	2764.351	TREE
241	9813923.228	759892.254	2765.294	TREE
242	9813906.525	759886.467	2764.332	TREE
243	9813895.474	759915.813	2763.111	TREE
244	9813899.568	759903.938	2763.935	TREE
245	9813917.193	759893.661	2764.772	TREE
246	9813907.878	759907.448	2763.818	TREE
247	9813903.925	759918.427	2763.422	TREE
248	9813898.069	759931.496	2762.961	TREE
249	9813892.868	759947.801	2762.950	TREE
250	9813897.246	759880.767	2760.059	TREE
251	9813898.856	759881.836	2760.220	TREE
252	9813897.447	759880.937	2759.698	TREE
253	9813898.439	759881.570	2759.716	TREE
254	9813895.502	759883.818	2760.025	TREE
255	9813897.193	759884.396	2760.101	TREE
256	9813895.615	759883.868	2759.630	TREE
257	9813896.801	759884.278	2759.766	TREE
258	9813893.264	759893.726	2759.534	TREE
259	9813894.944	759893.381	2759.991	TREE
260	9813893.436	759894.136	2759.199	TREE
261	9813894.049	759894.143	2759.254	TREE
262	9813890.747	759892.790	2760.431	TREE
263	9813895.109	759897.231	2760.260	TREE
264	9813890.727	759901.284	2759.127	TREE
265	9813894.004	759897.158	2759.193	TREE
266	9813890.412	759901.316	2759.510	TREE
267	9813888.880	759896.744	2760.474	TREE
268	9813892.607	759902.190	2760.090	TREE
269	9813886.438	759902.600	2760.847	TREE
270	9813886.255	759911.309	2759.477	TREE
271	9813891.747	759901.600	2759.175	TREE
272	9813886.620	759911.431	2758.848	TREE
273	9813888.382	759911.968	2759.569	TREE
274	9813880.670	759886.076	2762.389	TREE
275	9813873.826	759879.434	2763.201	TREE
276	9813865.044	759879.380	2764.066	TREE
277	9813884.612	759911.496	2759.780	TREE
278	9813887.524	759911.811	2758.942	TREE

279	9813884.275	759911.323	2760.868	TREE
280	9813886.793	759916.662	2759.217	TREE
281	9813887.659	759919.808	2759.861	TREE
282	9813886.440	759916.590	2758.404	TREE
283	9813882.469	759917.421	2759.521	TREE
284	9813887.382	759919.870	2758.541	TREE
285	9813881.962	759917.155	2760.753	TREE
286	9813885.171	759922.872	2759.205	TREE
287	9813883.024	759925.945	2759.009	TREE
288	9813884.952	759922.782	2758.440	TREE
289	9813883.846	759918.786	2759.229	TREE
290	9813883.983	759918.933	2758.510	TREE
291	9813882.897	759925.999	2758.337	TREE
292	9813881.257	759925.581	2758.381	TREE
293	9813882.183	759931.046	2758.928	TREE
294	9813881.049	759925.514	2759.218	TREE
295	9813879.292	759924.982	2759.815	TREE
296	9813882.392	759929.971	2758.854	TREE
297	9813882.039	759930.434	2758.309	TREE
298	9813884.205	759931.166	2759.318	TREE
299	9813878.941	759926.082	2760.395	TREE
300	9813884.413	759930.432	2759.359	TREE
301	9813880.779	759926.797	2758.970	TREE
302	9813880.961	759927.017	2758.292	TREE
303	9813889.045	759927.886	2761.855	TREE
304	9813885.351	759931.038	2759.517	TREE
305	9813885.596	759930.286	2759.486	TREE
306	9813885.793	759929.387	2759.349	TREE
307	9813879.183	759933.918	2758.604	TREE
308	9813879.355	759933.795	2758.183	TREE
309	9813885.592	759929.320	2760.359	TREE
310	9813889.122	759928.358	2761.462	TREE
311	9813877.111	759932.706	2760.378	TREE
312	9813886.089	759930.887	2760.562	TREE
313	9813886.190	759930.731	2759.537	TREE
314	9813880.814	759933.522	2758.822	TREE
315	9813880.570	759933.666	2758.098	TREE
316	9813880.687	759935.604	2758.986	TREE
317	9813880.351	759935.550	2758.069	TREE
318	9813896.248	759929.301	2762.857	TREE
319	9813891.424	759929.726	2762.445	TREE
320	9813891.169	759929.336	2761.675	TREE

Fuente: Propia.

10.3 ANEXOS ESTUDIO GEOTÉCNICO DE SUELOS

10.3.1 ANEXOS GRANULOMETRÍA:

10.3.1.1 ANEXO "G": FOTOGRAFÍAS:

Granulometría Fecha: 2014/02/25 Hora: (10 am - 12 am)	Granulometría Fecha: 2014/02/25 Hora: (10 am - 12 am)
	
▪ Seleccionamos los tamices: #4, #8, #16, #30, #40, #100, #200, bandeja.	Ordenamos los tamices en forma decreciente.
Granulometría Fecha: 2014/02/25 Hora: (10 am - 12 am)	Granulometría Fecha: 2014/02/25 Hora: (10 am - 12 am)
	
Tamizado de la muestra por medio del tamizador mecánico durante 9 minutos.	Se pesa lo retenido en cada uno de los tamices para obtención de datos.

Fuente: Propia.

10.3.1.2 ANEXO "I": CLASIFICACIÓN SUCS:

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombre de grupo con el uso de ensayos de laboratorio				Clasificación de suelos				
				Símbolo de grupo	Nombre del grupo			
Suelos de partículas gruesas mas del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas Mas del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	Gravas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada			
			$Cu < 4$ y $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada			
		Gravas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	IP<4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa			
			IP>7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa			
	Gravas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para GW y GM	GW-GM	Grava bien graduada con limo				
		Cumple los criterios para GW y GC	GW-GC	Grava bien graduada con arcilla				
		Cumple los criterios para GP y GM	GP-GM	Grava mal graduada con limo				
		Cumple los criterios para GP y GC	GP-GC	Grava mal graduada con arcilla				
	Arenas El 50% o mas de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias Menos del 5% pasa la malla No. 200	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada			
			$Cu < 6$ y $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada			
		Arenas con finos Mas del 12% pasa la malla No. 200	IP<4 o debajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa			
			IP>7 o arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa			
		Arenas limpias y con finos Entre el 5 y 12% pasa malla No.200	Cumple los criterios para SW y SM	SW-SM	Arena bien graduada con limo			
			Cumple los criterios para SW y SC	SW-SC	Arena bien graduada con arcilla			
			Cumple los criterios para SP y SM	SP-SM	Arena mal graduada con limo			
			Cumple los criterios para SP y SC	SP-SC	Arena mal graduada con arcilla			
Suelos de partículas finas El 50% o mas pasa la malla No. 200	Limos y arcillas Limite Liquido menor que 50	Inorgánicos	IP>7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CL	Arcilla de baja plasticidad			
			IP<4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	ML	Limo de baja plasticidad			
		Orgánicos	Limite liquido - secado al horno <0.75	OL	Arcilla orgánica			
			limite liquido - no secado		Limo orgánico			
	Limos y arcillas Limite Liquido mayor que 50	Inorgánicos	IP>7 y se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad			
			IP<4 y se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad			
		Orgánicos	Limite liquido - secado al horno <0.75	OH	Arcilla orgánica			
			limite liquido - no secado		Limo orgánica			
			Suelos altamente orgánicos				PT	Turba
			Principalmente materia orgánica de color oscuro					

10.3.1.3 ANEXO "J": CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN AASHTO:

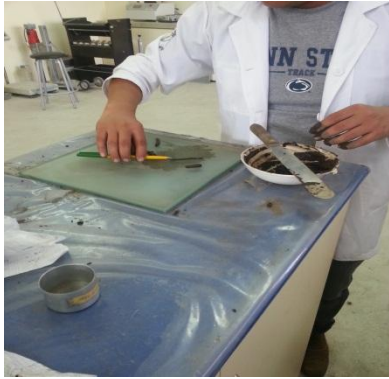
CLASIFICACION GENERAL	Materiales Granulares (igual o menor del 35% pasa el tamiz Nº 200)							Materiales Limo - Arcillosos (más del 35% que pasa el tamiz Nº 200)			
GRUPOS	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
SUB - GRUPOS	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
											A-7-6
% que pasa el Tamiz:											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del Material que pasa el tamiz Nº 40											
Límite Líquido			NO	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 máx.
Índice de Plasticidad	6máx.	6 máx.	PLÁSTICO	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Tipos de Material	fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de Fundación	Excelente a Bueno						Regular a Deficiente				
NOTA: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su Límite Líquido 30, el de los A-7-6 mayor que su Límite Líquido (fig. 1) se halla indicada la relación ente lo LL e IP de los materiales finos. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 ó A-7-6 dependiendo del Límite Plástico (L.P.) Si el LP ≥ 30, la clasificación es A-7-6 Si el LP < 30, la clasificación es A-7-5											

10.3.2 ANEXOS LÍMITES DE ATTEMBERG:

10.3.2.1 ANEXO "H": FOTOGRAFÍAS:

Límite Líquido	Granulometría
----------------	---------------

Fecha: 2014/02/26 Hora: (12 am - 14 pm)	Fecha: 2014/02/26 Hora: (12 am - 14 pm)
	
Material que pasa el tamiz de 425 mm (No. 40). A esta muestra se le añade agua destilada	Colocar una porción de la pasta en la copa, sobre la parte que descansa en la base, extendiéndola rápida y cuidadosamente con la espátula.

Límite Líquido Fecha: 2014/02/26 Hora: (12 am - 14 pm)	Límite Plástico Fecha: 2014/02/26 Hora: (12 am - 14 pm)
	
Girar el manubrio a una velocidad de 2 revoluciones por segundo y contar los golpes.	El rollo al llegar a los 3 mm de diámetro.

Fuente: Propia.

10.3.3 ANEXOS PESO ESPECÍFICO:

10.3.3.1 ANEXO "I": FOTOGRAFÍAS:

Condición SSS Fecha: 2014/02/27 Hora: (2 pm - 5pm)	Condición SSS Fecha: 2014/02/27 Hora: (2 pm - 5pm)
	
Secado de muestra.	Comprobando estado SSS.

Ensayo Gravimétrico Fecha: 2014/02/27 Hora: (2 pm - 5pm)	Ensayo Gravimétrico Fecha: 2014/02/27 Hora: (2 pm - 5pm)
	
Temperatura apropiada para el ensayo.	Eliminación de burbujas del picnómetro.

Fuente:Propia.

10.3.4 ANEXOS ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR:

10.3.4.1 ANEXO "J": FOTOGRAFÍAS:

SPT Fecha: 2017/02/20 Hora: (8 am - 14 pm)	SPT Fecha: 2014/02/20 Hora: (8 am - 14 pm)
--	--

	
Equipos y herramientas a utilizar para el ensayo de penetración estándar.	La elevación y caída del martillo de 63.5 kilogramos (140 libras)

SPT Fecha: 2014/02/20 Hora: (8 am - 14 pm)	SPT Fecha: 2014/02/20 Hora: (8 am - 14 pm)
	
Extraer el "muestreador" a la superficie y abrirlo.	Colóquense partes representativas de la muestra en frascos o recipientes sellados para el ensayo de humedad.

Fuente: Propia.

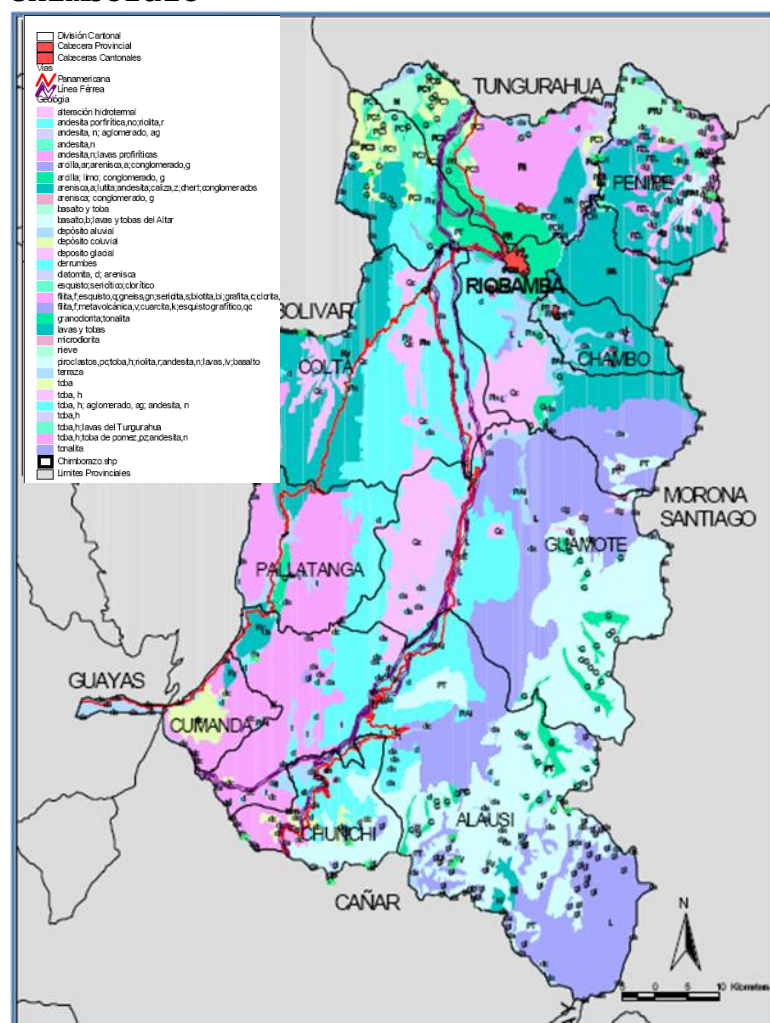
10.3.5 ANEXO "K": RESUMEN ESTUDIO GEOTÉCNICO

TABLA RESÚMEN ESTUDIO DE SUELOS					
PERFORACIÓN MARGEN DERECHO			PERFORACIÓN MARGEN IZQUIERDO		
Tipo de suelo	SM		Tipo de suelo	SP-SM	
Indice de Plasticidad	NP		Indice de Plasticidad	NP	
Capacidad portante del suelo	45.00	T/m2	Capacidad portante del suelo	48.00	T/m2
Coef. Fricción interna.	44.00	°	Coef. Fricción interna.	45.00	°
Peso específico	1.91	T/m3	Peso específico	1.84	T/m3
Cota de cimentación	2743.80	m	Cota de cimentación	2745.70	m

Fuente: Propia.

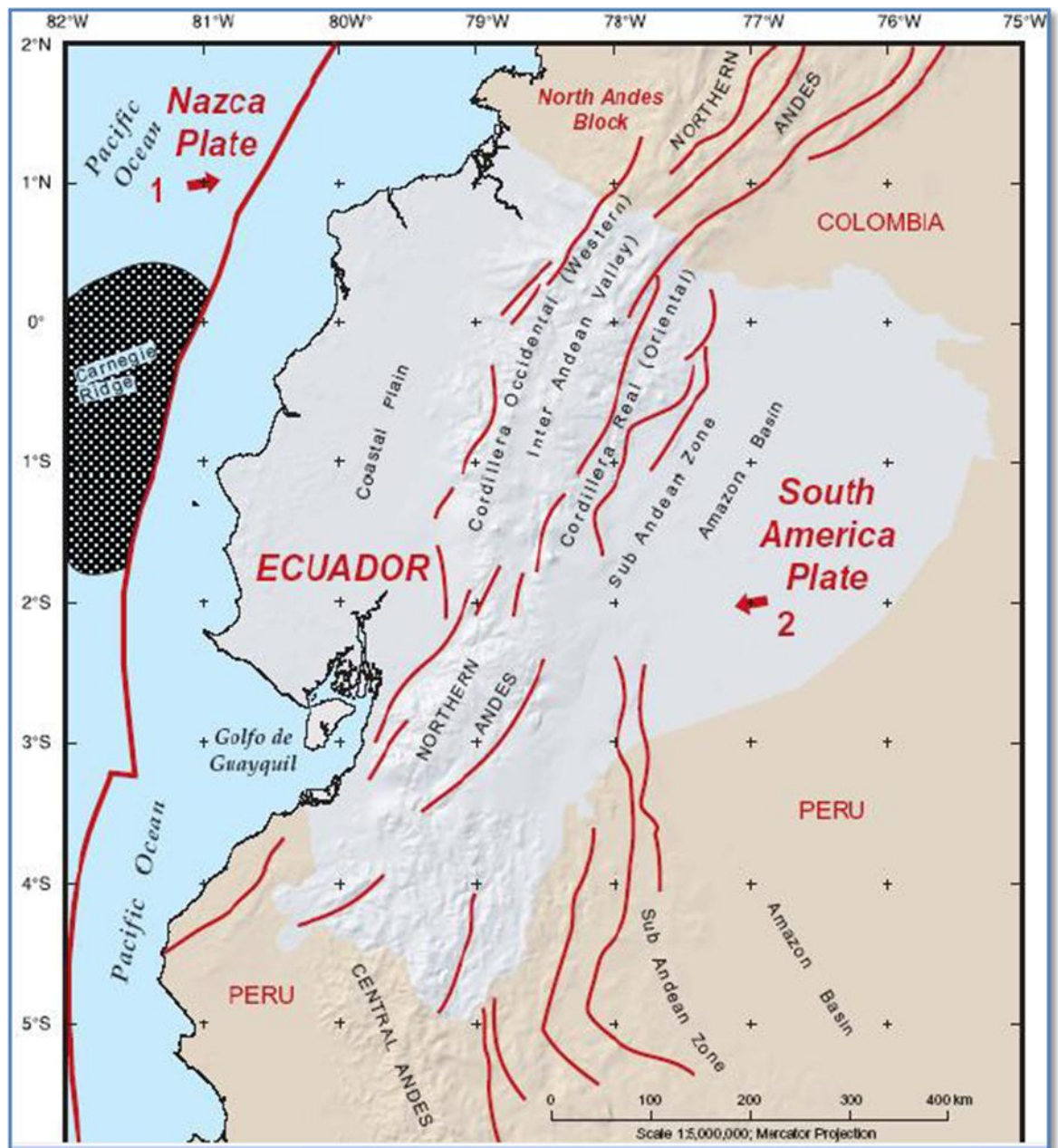
10.4 ANEXOS ESTUDIO GEOLÓGICO.

10.4.1 Anexo "L". Geología en la Provincia de Chimborazo



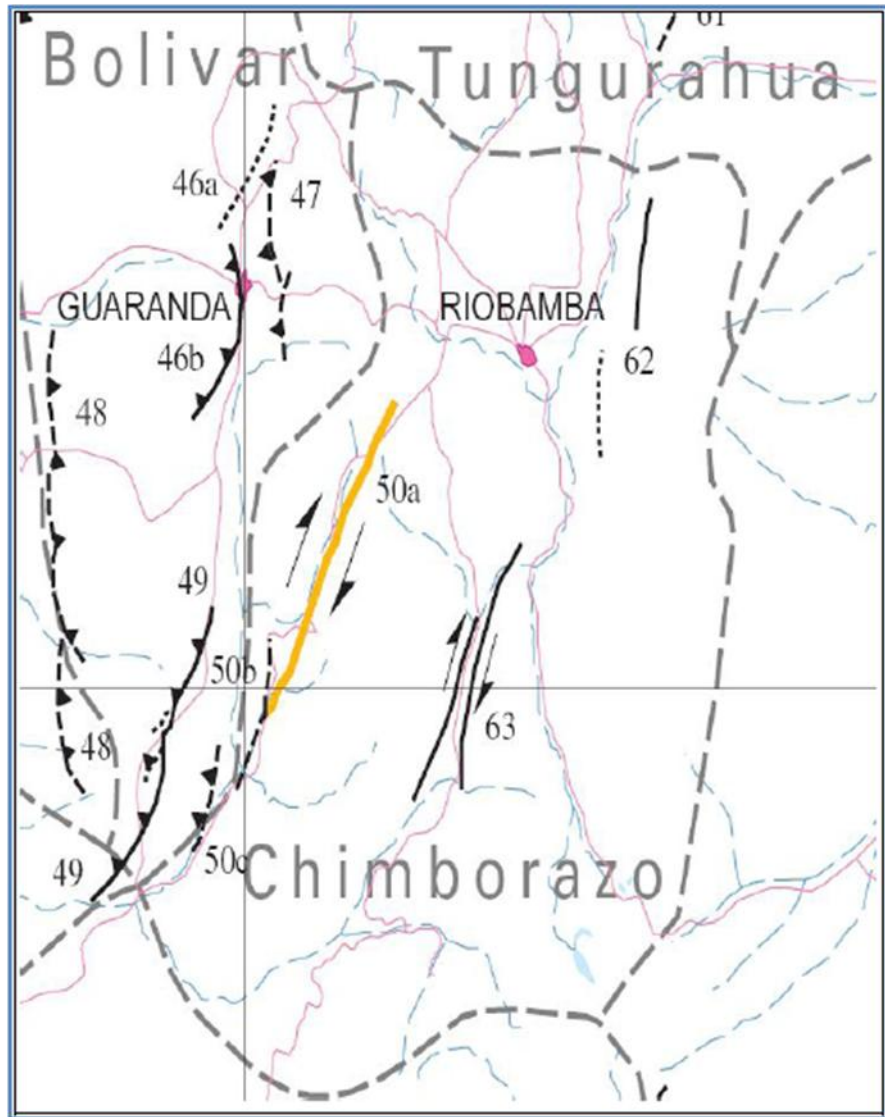
Fuente: DGGM-INEMIN-CODIGEM-DINAGE-BGS, 1994 - 1997

10.4.2 Anexo "M". Esquema de límites de placas para Ecuador



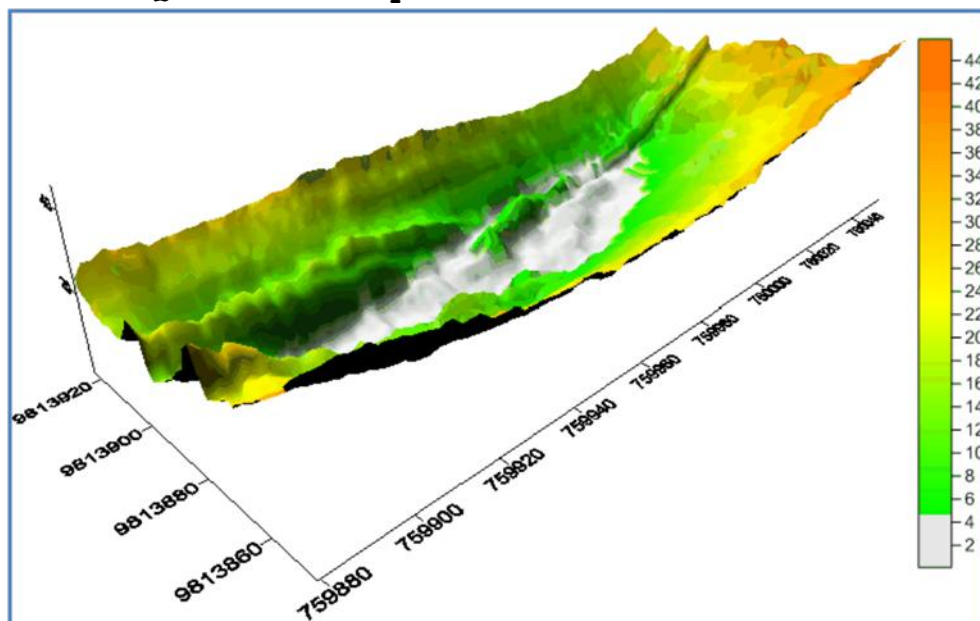
Fuente: U.S., GEOLOGICAL SURVEY. 2003

10.4.3 Anexo "N". Fallas y pliegues cuaternarios de Ecuador y regiones oceánicas adyacentes



Fuente: U.S., GEOLOGICAL SURVEY. 2003

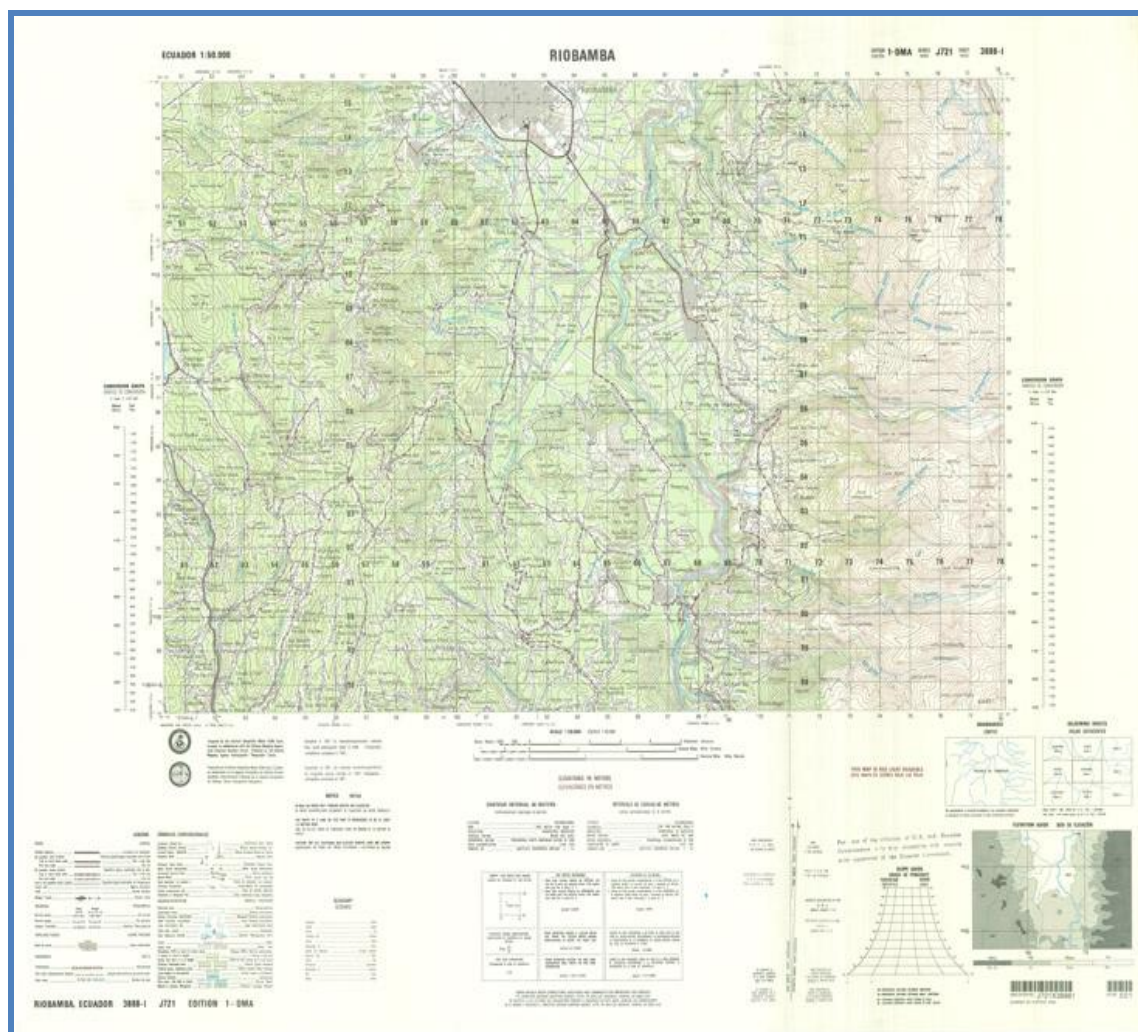
10.4.4 Anexo "O". Modelo digital de elevaciones realizado a partir de las curvas de nivel obtenidas en el levantamiento topográfico del sector del puente sobre la Quebrada Bunque



Fuente: Propia.

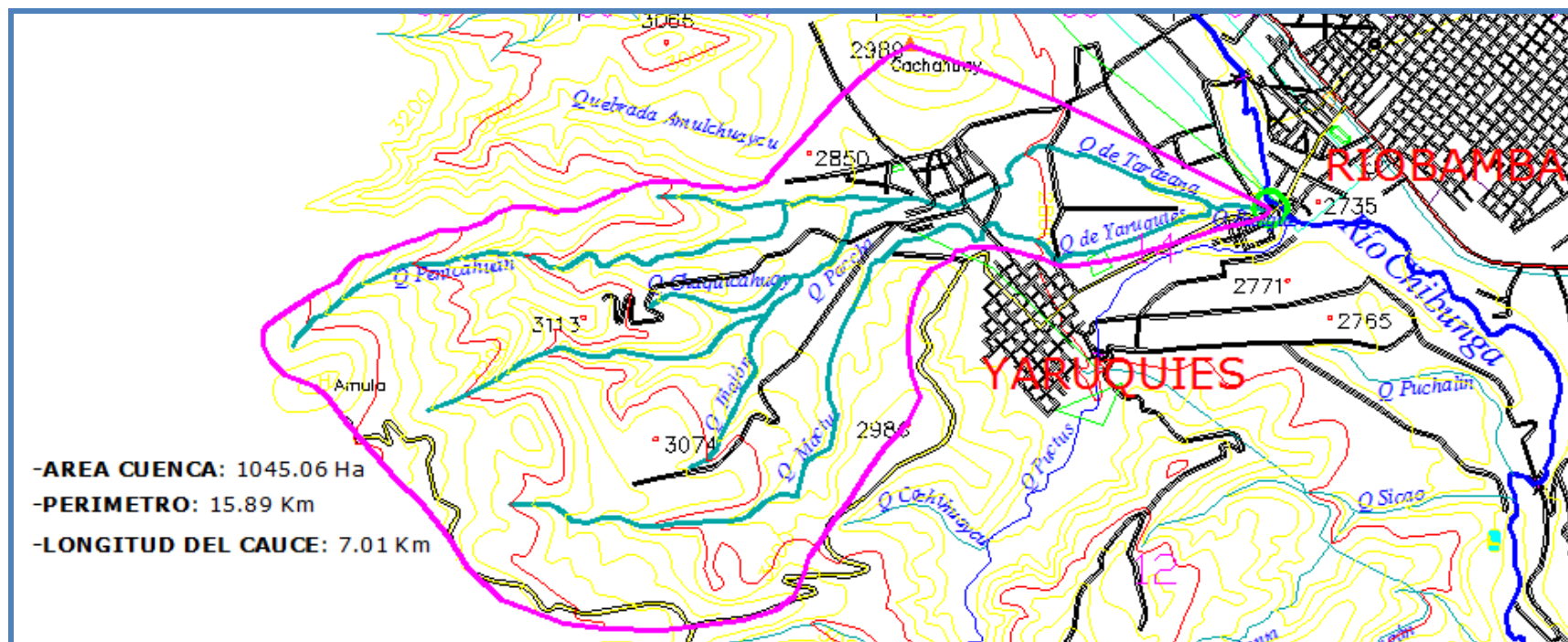
10.5 ANEXOS ESTUDIO HIDROLÓGICO.

10.5.1 Anexo "P": Carta Topográfica.



Fuente: Instituto Geográfico Militar (IGM).

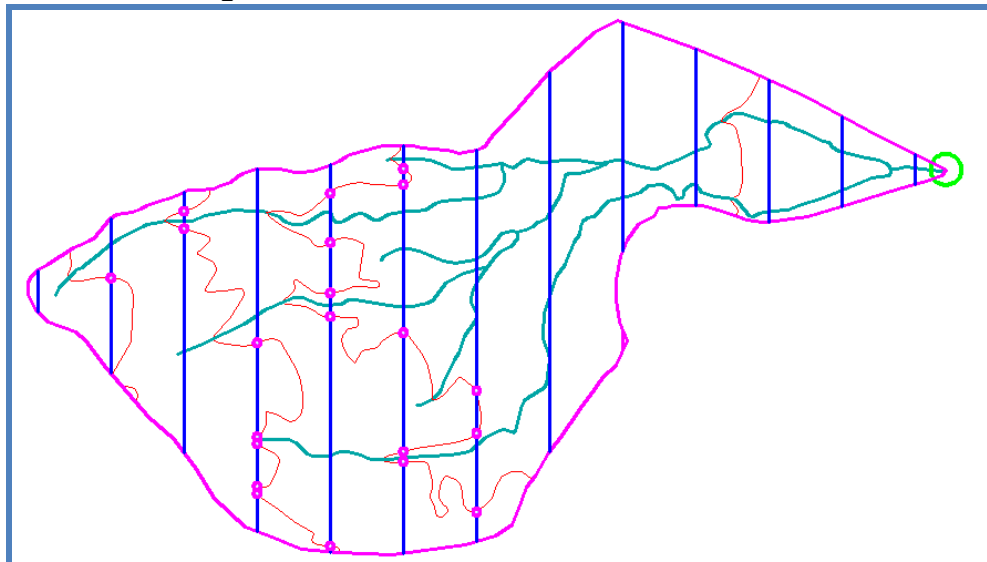
10.5.2 Anexo "Q": Área y Perímetro de la cuenca y Longitud del cauce.



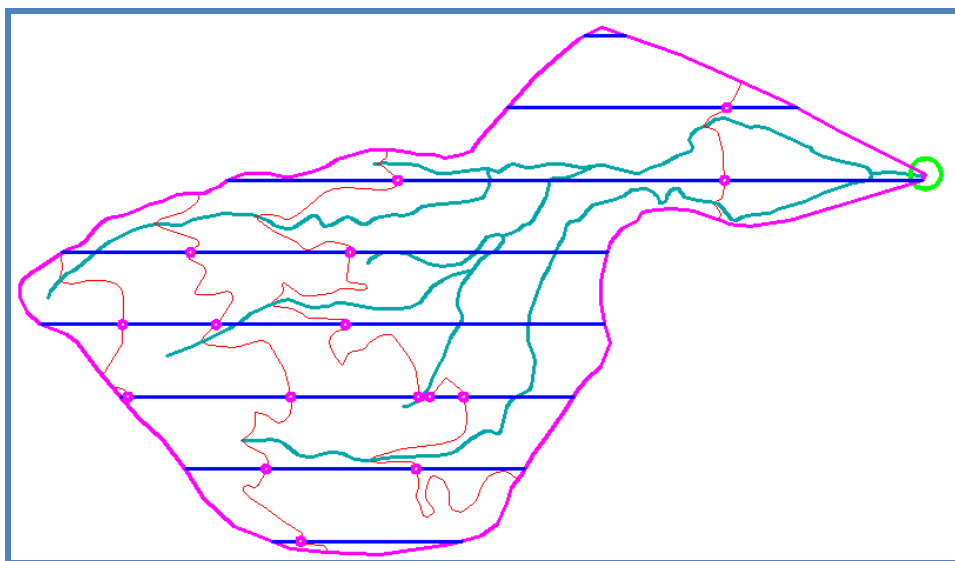
Fuente: Propia.

[illegible]

10.5.4 Anexo "S": Cálculo pendiente de la cuenca.
Intersecciones de las curvas de nivel con las líneas
horizontales y verticales.



281



Fuente: Propia.

10.5.5 Anexo "T": Mapa de suelos de la Ciudad de Riobamba emitidos por el MAGAP



Fuente: Ministerio de Agricultura Ganadería Acuacultura y Pesca (MAGAP) .

10.5 PLANOS.

Lámina 1. Levantamiento Topográfico, Perfil Longitud de la vía, Perfil Longitudinal río y Perfiles Transversales del río.

Lámina 2. Implantación del puente, Perfil de la vía e Isometría del puente.

Lámina 3. Tablero, Vigas, Baranda, Apoyos y Juntas.

Lámina 4. Estribo Izquierdo, Armado Vertical Secundario y Horizontal.

Lámina 5. Estribo Izquierdo, Armado Vertical Principal y Horizontal.

Lámina 6. Estribo Derecho, Armado Vertical Secundario y Horizontal.

Lámina 7. Estribo Derecho, Armado Vertical Principal y Horizontal.

Plano: Implantación de señalética vertical y horizontal

Plano: Detalle de encofrados.

Plano: Detalle 1: Señalamiento horizontal

Plano: Detalle: Señalamiento Vertical.

