

REPÚBLICA DEL ECUADOR

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL,
ARQUITECTURA Y DISEÑO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**CÁLCULO Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE DEL PUENTE EN HORMIGÓN ARMADO
PARA EL SECTOR AZHAPUD, PERTENECIENTE A LA PARROQUIA OCTAVIO
CORDERO DEL CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY.**

**Trabajo de Investigación,
previo a la obtención del
Título de Ingeniero Civil.**

DIRECTOR:

Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

AUTOR:

Cristian Santiago Barrera Lozano

CUENCA-ECUADOR

2014

DECLARACIÓN

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

Cristian Santiago Barrera Lozano

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Cristian Santiago Barrera Lozano, bajo mi supervisión.

Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

AGRADECIMIENTO

A Dios Jehová

Por estar siempre a mi lado.

A la universidad Católica de Cuenca.

Por abrirme sus puertas para que pueda llegar a ser profesional.

Al Ing. Juan Medardo Solá Quintuña.

Por compartir sus conocimientos durante la asesoría del presente trabajo de graduación.

DEDICATORIA

A MIS PADRES

Guillermina Lozano, Manuel Barrera, y a mi abuelita Dolores Váscquez.

Por el apoyo incondicional que siempre me brindaron, en los buenos y difíciles momentos como estudiante y en la vida en general.

A MIS HERMANOS

Manolo, Boris y Pablo.

Gracias por haber confiado y creído en mí durante mi vida de estudiante.

TABLA DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	i
CERTIFICACIÓN	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
LISTA DE FIGURAS	xiii
LISTA DE TABLAS	xix
RESUMEN	xxiii
ABSTRACT	xxiv
OBJETIVOS	xxv
INTRODUCCIÓN	xxvi
1. Información Preliminar.	1
1.1 Ubicación Geográfica Y límites.	1
1.2 División Política.	1
1.2.1 División Política de Octavio Cordero Palacios.	2
1.3 Población.	2
1.4 Migración.....	4
1.5 Festividades.	5
1.6 Rutas de acceso a la parroquia Octavio Cordero Palacios.	5
1.7 Educación Parroquial.	6
1.8 Salud.	7
1.9 Servicios Básicos.	7
1.10 Actividades Productivas.	8
1.11 Producción Agrícola.	8
1.12 Producción Pecuaria.	9
1.13 Ayuda interna y externa.	10
1.14 Necesidades prioritarias de la parroquia.	10
2. Estudio Topográfico.	11
2.1 Ubicación del proyecto.	11
2.2 Levantamiento en Planta de la zona del puente.	11

3. Estudio de Suelos	13
3.1 Antecedentes.	13
3.2 Metodología de estudio.	13
3.3 Entorno geológico.	14
3.3.1 Depósitos Coluviales (Qc).	14
3.4 Columna Estratigráfica.	14
3.4.1 Pozo de exploración PCA01.	14
3.4.2 Pozo de exploración PCA02.	17
3.5 Pruebas de laboratorio.	19
3.5.1 Análisis de los ensayos y observaciones.	19
3.5.2 Nivel de cimentación de la infraestructura.	20
3.5.3 Determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación por teoría de capacidad última.	21
3.5.4 Determinación de asentamientos esperados.	23
3.5.5 Resultados de capacidad portante.	23
3.5.6 Resultados del Asentamiento.	24
3.5.7 Empuje de tierras.	24
3.6 Recomendaciones constructivas.	24
3.7 Conclusiones sobre el estudio del suelo.	25
4. Estudio Hidrológico e Hidráulico.	26
4.1 Ubicación del proyecto.	26
4.2 Datos topográficos.	27
4.3 Secciones transversales.	29
4.4 Estudio Hidrológico.	33
4.4.1 Determinación de caudales.	35
4.4.2 Cálculo del tiempo de concentración.	35
4.4.3 Levantamiento de Información: Parámetros de diseño.	36
4.4.3.1 Geomorfología.	36
4.4.3.2 Precipitación.	36
4.4.3.3 Uso del Suelo: Número de Curva CN.	36

4.5 Estudio Hidráulico.	37
4.5.1 Modelización matemática aplicando hec-ras.....	37
4.5.2 Condiciones de frontera.	38
4.6 Resultados.	38
4.7 Recomendaciones.....	41
5. Estudio de tráfico.....	42
5.1 Estudio de tráfico vehicular.	42
5.1.1 Aforo de tráfico.....	42
5.1.2 Vehículo del proyecto.....	42
5.1.3 Tráfico promedio diario anual.....	43
5.1.3.1 Cálculo del tráfico promedio diario anual (tpda).	43
5.2 Clasificación de la vía según el M.O.P.	46
5.3 Anchos de la calzada en puentes.	47
6. Resumen de los datos más importantes obtenidos por los estudios.....	48
6.1 Estudio Topográfico.	48
6.2 Estudio de Suelos.	48
6.3 Estudio Hidrológico e Hidráulico.	49
6.4 Estudio de Tráfico.	49
6.5 Datos combinados.....	49
7. Teoría previa al diseño.	50
7.1 Superestructura.....	50
7.1.1 Pre-dimensionamiento.	50
7.1.1.1 De la viga.	50
7.1.1.2 De la losa.	51
7.1.1.3 De las vigas diafragma.....	52
7.1.2 Diseño de la losa.....	52
7.1.2.1 Métodos para el diseño.	52
7.1.2.2 Losa entre vigas.	53
7.1.2.2.1 Diseño por flexión.....	53
7.1.2.3 Voladizo.	56

7.1.2.3.1 Diseño por flexión.....	56
7.1.3 Diseño de las vigas longitudinales.	58
7.1.3.1 Diseño de la viga interior.....	58
7.1.3.1.1 Diseño a flexión.....	58
7.1.3.1.2 Diseño a cortante.	62
7.1.3.2 Viga exterior.	64
7.1.3.2.1 Diseño por flexión.....	64
7.1.3.2.2 Diseño a cortante.	65
7.2 Subestructura.....	66
7.2.1 Pre-dimensionamiento.	66
7.2.2 Diseño del estribo.....	69
7.2.2.1 Cargas que actúan sobre el estribo.....	69
7.2.2.1.1 Peso propio del estribo.....	69
7.2.2.1.2 Cargas provenientes de la superestructura.....	70
7.2.2.1.2.1 Cargas producidas por la superestructura que corresponden a la carga muerta.	70
7.2.2.1.2.2 Cargas producidas por la superestructura que corresponden a la carga viva.....	71
7.2.2.1.3 Losa de aproximación.	71
7.2.2.1.4 Cálculo del empuje de tierras sobre el muro.	72
7.2.2.1.5 Cálculo del empuje producido por la flotación.....	73
7.2.2.1.6 Fuerzas debidas al viento.	75
7.2.2.1.6.1 Fuerza del viento sobre la superestructura.	75
7.2.2.1.6.2 Fuerza del viento sobre la carga viva.....	76
7.2.2.1.7 Fuerza Longitudinal.....	78
7.2.2.1.8 Cálculo de las fuerzas sísmicas.	78
7.2.2.1.8.1 Procedimientos para el análisis sísmico de puentes.	78
7.2.2.1.8.2 Categoría de comportamiento sísmico.....	79
7.2.2.1.8.3 Coeficiente de aceleración sísmica.	79
7.2.2.1.8.4 Métodos aceptables a usar para el diseño sísmico, dependiendo de la categoría de comportamiento sísmico.	80

7.2.2.1.8.5 Procedimiento simplificado de análisis.....	81
7.2.2.1.8.5.1 Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales del muro.	81
7.2.2.1.8.5.2 Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales de la superestructura.	81
7.2.2.1.9 Otras cargas que no entrarán dentro del diseño del puente.	82
7.2.2.1.9.1 Presión de la corriente	82
7.2.2.1.9.2 Fuerzas centrífugas.....	82
7.2.2.1.9.3 Fuerzas de origen térmico,.....	82
7.2.2.2 Factores de carga y grupos de carga.....	83
7.2.2.2.1 Grupo de Carga y sus combinaciones.	83
7.2.2.2.2 Factores de carga.	84
7.2.2.2.3 Uso de los grupos de carga dentro del diseño de la subestructura.....	85
7.2.2.3 Análisis del volcamiento, deslizamiento, esfuerzo producido en el suelo, capacidad de carga y asentamiento.....	85
7.2.2.3.1 Volcamiento.....	85
7.2.2.3.2 Deslizamiento.....	86
7.2.2.3.3 Esfuerzos producidos en el suelo.....	86
7.2.2.3.4 Capacidad de carga y Asentamiento.....	88
7.2.3 Elección de cimentación superficial o con pilotes.....	88
7.3 Diseño con Pilotes.....	89
7.3.1 Esfuerzos producidos en el pilote.....	89
7.4 Diseño de la zapata, vástago, llave.....	90
7.4.1 Zapata.	90
7.4.2 Vástago.	90
7.4.3 Llave.....	90
7.5 Elementos complementarios.	90
7.5.1 Apoyos Elastoméricos.....	90
7.5.2 Diafragmas.....	95
7.5.2.1 Pre-dimensionamiento.	96
7.5.2.2 Diseño de los diafragmas.....	96

7.5.2.2.1	Diseño a flexión.....	96
7.5.2.2.2	Esfuerzo cortante.	98
7.5.2.3	Diseño del diafragma sobre los apoyos.	99
7.5.3	Losas de transición.	99
7.5.3.1	Diseño de la losa de aproximación.....	99
7.5.3.1.1	Diseño por flexión.....	99
7.5.4	Bordillos	99
7.5.5	Barandas.....	101
8	Diseño del puente.	102
8.1	Superestructura.....	102
8.1.1	Pre-dimensionamiento.	102
8.1.2	Diseño de la losa.....	107
8.1.2.1	Método de las franjas.....	107
8.1.2.1.1	Losa entre vigas.....	107
8.1.2.1.1.1	Diseño por flexión.....	107
8.1.2.1.2	Voladizo.	112
8.1.2.1.2.1	Diseño por flexión.....	112
8.1.3	Diseño de la viga.....	118
8.1.3.1	Diseño de la viga interior.....	118
8.1.3.1.1	Diseño a flexión.....	118
8.1.3.1.2	Diseño a cortante.	138
8.1.3.2	Diseño de la viga exterior.....	149
8.1.3.2.1	Diseño a flexión.....	149
8.1.3.2.2	Diseño por cortante.....	164
8.1.3.2.2.1	Esfuerzo cortante por carga muerta.	165
8.1.3.2.2.2	Esfuerzo Cortante por carga viva.	166
8.2	Subestructura.....	171
8.2.1	Pre-dimensionamiento.	171
8.2.2	Diseño del estribo.....	175
8.2.2.1	Cargas que actúan sobre el estribo.....	176

8.2.2.1.1	Peso propio del estribo.....	176
8.2.2.1.2	Cargas provenientes de la superestructura.....	177
8.2.2.1.2.1	Cargas producidas por la superestructura que corresponden a la carga muerta.....	177
8.2.2.1.2.2	Cargas producidas por la superestructura que corresponden a la carga viva.....	178
8.2.2.1.3	Losa de aproximación.	179
8.2.2.1.4	Cálculo del empuje de tierras sobre el muro.	180
8.2.2.1.5	Cálculo del empuje producido por la flotación.....	181
8.2.2.1.6	Fuerzas debidas al viento.	182
8.2.2.1.6.1	Fuerza del viento sobre la superestructura.	182
8.2.2.1.6.2	Fuerza del viento sobre la carga viva.....	183
8.2.2.1.7	Fuerza Longitudinal.....	183
8.2.2.1.8	Cálculo de las fuerzas sísmicas.	184
8.2.2.1.8.1	Procedimientos para el análisis sísmico de puentes.....	184
8.2.2.1.8.2	Categoría de comportamiento sísmico.....	184
8.2.2.1.8.3	Coeficiente de aceleración sísmica.....	184
8.2.2.1.8.4	Procedimiento de análisis.	185
8.2.2.1.8.4.1	Procedimiento simplificado de análisis.....	185
8.2.2.1.8.4.1.1	Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales del muro.	185
8.2.2.1.8.4.1.2	Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales de la superestructura.	186
8.2.2.2	Resumen de las fuerzas y momentos sobre el estribo.....	187
8.2.2.3	Análisis de las cargas que actúan sobre el estribo, según los diferentes grupos de carga.	187
8.2.2.3.1	Grupo de carga I.	188
8.2.2.3.2	Grupo de carga IA.....	190
8.2.2.3.3	Grupo de carga II.	192
8.2.2.3.4	Grupo de carga III.	194
8.2.2.3.5	Grupo de carga VII.....	196
8.2.2.4	Capacidad de carga y asentamiento.....	198

8.2.2.4.1 Capacidad de carga.	198
8.2.2.4.2 Asentamiento.	201
8.2.2.5 Breve análisis para determinar si la subestructura necesita pilotes.	202
8.2.3 Diseño de la subestructura con pilotes.....	202
8.2.3.1 Elección del diámetro.	202
8.2.3.2 Análisis de las cargas que actúan sobre el estribo y los pilotes, según los diferentes grupos de carga.....	203
8.2.3.2.1 Grupo de carga I.	203
8.2.3.2.2 Grupo de carga IA.....	205
8.2.3.2.3 Grupo de carga II.	206
8.2.3.2.4 Grupo de carga III.	208
8.2.3.2.5 Grupo de carga VII.	210
8.2.3.3 Diseño de los pilotes.	211
8.2.3.3.1 Capacidad de carga.	212
8.2.3.3.2 Asentamiento del pilote.	217
8.2.3.4 Diseño del vástago y la zapata.....	219
8.2.3.4.1 Diseño de la armadura del vástago.....	219
8.2.3.4.2 Diseño de la armadura de la zapata.....	225
8.2.3.4.2.1 Diseño de la puntera de la zapata.....	225
8.2.3.4.2.2 Diseño del talón de la zapata.	229
9 Elementos complementarios.	234
9.1 Apoyos Elastoméricos.....	234
9.2 Diafragmas.....	244
9.2.1 Diseño del diafragma central.....	244
9.2.2 Diseño del diafragma sobre los apoyos.	251
9.3 Losas de aproximación.	259
9.4 Bordillos.	263
9.5 Barandas.....	266
10. Estudio de Impacto Ambiental.....	267
10.1 Introducción.....	267

10.2 Identificación y evaluación de los impactos ambientales.	272
10.2.1 Identificación de los impactos.	272
10.2.2 Evaluación de los impactos.	274
10.3 Mitigaciones ambientales.	278
10.4 Ficha ambiental.	279
11. Presupuesto y Programación de obra	286
11.1 Introducción.....	286
11.2 Partes de un presupuesto.	286
11.3 Análisis de precios unitarios.....	287
11.3.1 Partes de un Análisis de precios unitarios.....	288
11.4 Reajuste de precios.....	293
11.5 Programación de obra.....	296
11.6 Presupuesto referencial para el puente en Azhapud.....	297
11.6.1 Presupuesto.	297
11.6.2 Análisis de Precios Unitarios.....	298
11.7 Cronograma valorado para el puente Azhapud.....	324
12 Conclusiones.....	325
13 Recomendaciones.....	326
Bibliografía.	327

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1.- División Política de la parroquia Octavio Cordero Palacios.	pág.2
Figura 1.2.- Porcentaje de Población por sexo.	pág.3
Figura 1.3.- Porcentaje de población por comunidad.	pág.3
Figura 1.4.- Porcentaje de Población por edad.	pág.4
Figura 1.5.- Porcentaje de migración.	pág.4
Figura 1.6.- Porcentaje de educación por escuela.	pág.6
Figura 1.7.- Porcentaje de servicios básicos.	pág.8
Figura 2.1.- Indica la ubicación del sitio de estudio.	pág.11
Figura 2.2.- Indica la ubicación del sitio de estudio.	pág.12
Figura 3.1.- Indica la ubicación de las perforaciones realizadas.	pág.13
Figura 3.2.- Perforación de 4.20m de profundidad, utilizando maquinaria.	pág.15
Figura 3.3.- Estratigrafía de PCA-1.	pág.16
Figura 3.4.- Perforación manual de 2.70 metros de profundidad .	pág.17
Figura 3.5.- Estratigrafía de PCA-2.	pág.18
Figura 3.6.- Ubicación de calicatas.	pág.21
Figura 3.7.- Perfil estratigráfico del terreno.	pág.21
Figura 4.1.- Croquis de la cuenca del Río Paute, con sus subcuencas.	pág.27
Figura 4.2.- Ubicación de la Microcuenca del Río Déleg.	pág.28
Figura 4.3.- Levantamiento en planta de la zona y ubicación de las secciones transversales.	pág.29
Figura 4.4.- Secciones Transversales de la quebrada.	pág.30
Figura 4.5.- Mapa de la cuenca del río Paute.	pág.34
Figura 4.6.- Microcuenca del Río Déleg.	pág.34
Figura 4.7.- Hidrograma de crecida para la avenida de diseño (Tr =100 Años).	pág.37
Figura 4.8.- Perfil Longitudinal de la quebrada en el entorno HEC-RAS.	pág.39
Figura 4.9.- Número de Froude a lo largo del tramo de estudio.	pág.39

Figura 4.10.- Sección inicial de la zona de estudio Aguas Arriba.	pág.39
Figura 4.11.- Sección transversal cercana a la ubicación del puente.	pág.40
Figura 4.12.- Sección final de la zona de estudio Aguas Abajo.	pág.40
Figura 4.13.- Velocidades en el sector del puente.	pág.40
Figura 4.14.- Vista en el entorno HEC-RAS.	pág.41
Figura 6.1.- Sección Transversal de la zona del puente.	pág.49
Figura 7.1.- Camión de diseño C40-95.	pág.54
Figura 7.2.- Separaciones mínimas de la armadura.	pág.62
Figura 7.3.- Dimensiones aproximadas del estribo según su altura.	pág.67
Figura 7.4.- Dimensiones recomendadas para la cajuela.	pág.69
Figura 7.5.- Distribución de esfuerzos producidos por el empuje de tierras.	pág.73
Figura 7.6.- Distribución de esfuerzos producidos por las fuerzas de flotación.	pág.74
Figura 7.7.- Altura de la superestructura y centroide.	pág.76
Figura 7.8.- Altura de acción del viento sobre la carga viva.	pág.77
Figura 7.9.- Distribución de esfuerzos en el suelo, causados por las cargas sobre el estribo.	pág.87
Figura 7.10.- Deformación del elastómero según su esfuerzo de compresión, factor de forma, y dureza, (Dureza 60).	pág.94
Figura 7.11.- Deformación del elastómero según su esfuerzo de compresión, factor de forma, y dureza, (Dureza 50).	pág.95
Figura 7.12.- Punto de acción de la rueda trasera del camión C40-95, sobre el diafragma, para su diseño por flexión.	pág.97
Figura 7.13.- Punto de acción del eje trasero del camión C40-95, sobre el diafragma, para su diseño por cortante.	pág.98
Figura 7.14.- Sección transversal de un bordillo típico.	pág.100
Figura 8.1.- Altura del diafragma central.	pág.105
Figura 8.2.- Sección Transversal del diafragma, incluyendo la losa.	pág.105
Figura 8.3.- Dimensiones del bordillo a usar dentro del diseño.	pág.105
Figura 8.4.- Sección Transversal del puente vehicular en la quebrada Toctehaicu, distancias en metros.	pág.106
Figura 8.5.- Sección Longitudinal del puente vehicular en la quebrada Toctehaicu, distancias en metros.	pág.106

Figura 8.6.- Esquema simplificado de la losa apoyada sobre sus apoyos articulados.	pág.107
Figura 8.7.- Esquema simplificado, franja longitudinal del puente que se toma para el cálculo.	pág.107
Figura 8.8.- Esquema simplificado de la losa entre vigas, para carga muerta, vista transversal.	pág.108
Figura 8.9.- Punto de acción de la carga viva en el diseño de la losa.	pág.109
Figura 8.10.- Esquema simplificado de la acción de la carga viva y muerta sobre la losa entre vigas.	pág.110
Figura 8.11.- Sección Longitudinal de la losa tomada para el diseño de la armadura.	pág.111
Figura 8.12.- Sección Longitudinal de 1 metro de la losa y su barra de refuerzo.	pág.112
Figura 8.13.- Sección Transversal del voladizo.	pág.113
Figura 8.14.- Punto de acción de la carga viva en el voladizo.	pág.114
Figura 8.15.- Sección Longitudinal de 1 metro de la losa y su barra de refuerzo.	pág.118
Figura 8.16.- Sección Transversal del puente, con su armadura.	pág.118
Figura 8.17.- Longitud aferente de losa que actúa sobre la viga interior.	pág.119
Figura 8.18.- Esquema simplificado de la viga interior longitudinal apoyada sobre los estribos, con la carga muerta que actúa en ella.	pág.120
Figura 8.19.- Ancho de la losa que se considera para el análisis de la carga viva sobre la viga.	pág.122
Figura 8.20.- Modelo simplificado de la viga interior, y la carga viva que actúa sobre ella, posición 1.	pág.123
Figura 8.21.- Modelo simplificado de la viga interior, y la carga viva que actúa sobre ella, posición 2.	pág.124
Figura 8.22.- Posición de la carga viva que produce el máximo momento flector en la viga.	pág.126
Figura 8.23.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=1.5$.	pág.127
Figura 8.24.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=2$.	pág.128
Figura 8.25.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=3$.	pág.129
Figura 8.26.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=4.5$.	pág.129
Figura 8.27.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=6$.	pág.130
Figura 8.28.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=7.75$.	pág.131
Figura 8.29.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=8$.	pág.132
Figura 8.30.- Momento producido en la viga, y momento máximo que pueden resistir las barras según su cantidad.	pág.135
Figura 8.31.- Detalle Constructivo de la armadura de la viga, sección longitudinal.	pág.137

Figura 8.32.- Esquema simplificado de la viga interior longitudinal apoyada sobre los estribos, con la carga muerta que actúa en ella.	pág.138
Figura 8.33.- Posición del camión que produce el máximo esfuerzo cortante.	pág.141
Figura 8.34.- Posición del camión $X=1.5m$	pág.141
Figura 8.35.- Posición del camión $X=2m$.	pág.142
Figura 8.36.- Posición del camión $X=3m$.	pág.142
Figura 8.37.- Posición del camión $X=4.5m$.	pág.143
Figura 8.38.- Posición del camión $X=6m$.	pág.143
Figura 8.39.- Posición del camión $X=7.5m$.	pág.144
Figura 8.40.- Posición del camión $X=7.75m$.	pág.144
Figura 8.41.- Posición del camión $X=8m$.	pág.145
Figura 8.42.- Espaciamiento de estribos y tipo de agrietamiento por cortante.	pág.146
Figura 8.43.- Detalle de colocación de los estribos a lo largo de la viga.	pág.148
Figura 8.44.- Detalle, sección transversal de la viga.	pág.148
Figura 8.45.- Ancho de la losa resistida por la viga exterior, (longitud aferente).	pág.149
Figura 8.46.- Porción del diafragma que es tomada por la viga exterior.	pág.150
Figura 8.47.- Esquema simplificado de la viga exterior longitudinal apoyada sobre los estribos, con la carga muerta que actúa en ella.	pág.150
Figura 8.48.- Posición transversal del camión para el cálculo del factor de rueda.	pág.152
Figura 8.49.- Posición del camión que produce el máximo momento flector en la viga.	pág.154
Figura 8.50.- Posición del camión $X=1.5$.	pág.154
Figura 8.51.- Posición del camión $X=2$.	pág.155
Figura 8.52.- Posición del camión $X=3$.	pág.156
Figura 8.53.- Posición del camión $X=4.5$.	pág.156
Figura 8.54.- Posición del camión $X=6$.	pág.157
Figura 8.55.- Posición del camión $X=7.5$.	pág.158
Figura 8.56.- Posición del camión $X=8$.	pág.159
Figura 8.57.- Momento que se desarrolla en la viga, y momento máximo que resisten las barras	pág.162

Figura 8.58.- Detalle de la armadura sobre la viga.	pág.164
Figura 8.59.- Esquema simplificado de la acción de la carga muerta sobre la viga.	pág.164
Figura 8.60.- Posición del camión que produce el máximo cortante en la viga.	pág.165
Figura 8.61.- Detalle de la cantidad y posición de los estribos a lo largo de la viga.	pág.171
Figura 8.62.- Detalle de la sección transversal de la viga.	pág.171
Figura 8.63.- Dimensiones recomendadas para el estribo, en función de su altura.	pág.172
Figura 8.64.- Dimensiones del estribo.	pág.174
Figura 8.65.- Dimensiones de la cajuela del estribo.	pág.175
Figura 8.66.- Nomenclatura de las partes del estribo.	pág.177
Figura 8.67.- Posición del camión que produce la máxima solicitación en los estribos.	pág.178
Figura 8.68.- Losa de aproximación y la reacción que produce en el estribo.	pág.179
Figura 8.69.- Empuje de tierras sobre el estribo.	pág.180
Figura 8.70.- Carga sobre el estribo por flotación.	pág.181
Figura 8.71.- Altura de la sección longitudinal del puente y su centroide.	pág.182
Figura 8.72.- Punto de acción de la carga de viento sobre la carga viva.	pág.183
Figura 8.73.- Sección Transversal de la superestructura dividida en áreas.	pág.186
Figura 8.74.- Distribución de esfuerzos en el suelo, debido a las cargas provenientes de la subestructura.	pág.188
Figura 8.75.- Requisitos de dimensiones y espaciamientos para los pilotes.	pág.203
Figura 8.76.- Dimensiones de los pilotes.	pág.203
Figura 8.77.- Variación de N_q y N_c para pilotes, según el ángulo de fricción.	pág.212
Figura 8.78.- Variación de α según la cohesión del suelo.	pág.214
Figura 8.79.- Dimensiones del bloque imaginario formado por los pilotes.	pág.215
Figura 8.80.- Empuje de tierras activo, sobre el vástago del muro.	pág.220
Figura 8.81.- Detalle de la armadura del vástago.	pág.224
Figura 8.82.- Acción de la fuerza del pilote sobre la punta de la zapata.	pág.225
Figura 8.83.- Detalle de armado de la zapata que corresponde a los esfuerzos producidos en la punta de ésta.	pág.229
Figura 8.84.- Acción de la fuerza del pilote sobre el talón de la zapata.	

.....	pág.229
Figura 8.85.- Armadura de la zapata correspondiente a los esfuerzos producidos en el talón de ésta.	pág.233
Figura 9.1.- Dimensiones del apoyo elastomérico.	pág.238
Figura 9.2.- Deformación unitaria del elastómero según su factor de forma y esfuerzo de compresión para una dureza= 60.	pág.240
Figura 9.3.- Sección Transversal del diafragma.	pág.244
Figura 9.4.- Modelo simplificado de la acción de la carga muerta sobre el diafragma.	pág.245
Figura 9.5.- Modelo simplificado de la acción de la carga viva sobre el diafragma.	pág.245
Figura 9.6.- Modelo simplificado de la acción de la carga muerta sobre el diafragma.	pág.248
Figura 9.7.- Modelo simplificado de la acción de la carga viva sobre el diafragma para el cortante.	pág.249
Figura 9.8.- Detalle de armado de la viga diafragma central, vista longitudinal del diafragma.	pág.251
Figura 9.9.- Detalle de armado de la viga diafragma, vista transversal.	pág.251
Figura 9.10.- Sección Transversal del diafragma sobre el apoyo.	pág.282
Figura 9.11.- Modelo simplificado de la acción de la carga muerta sobre el diafragma lateral, para el diseño a cortante.	pág.252
Figura 9.12.- Modelo simplificado de la acción de la carga viva sobre el diafragma lateral, para el diseño a flexión.	pág.253
Figura 9.13.- Modelo simplificado de la acción de la carga muerta sobre el diafragma lateral, para el diseño a cortante.	pág.256
Figura 9.14.- Modelo simplificado de la acción de la carga viva sobre el diafragma lateral, para el diseño a cortante.	pág.258
Figura 9.15.- Detalle de armado de la viga diafragma, vista longitudinal del diafragma.	pág.259
Figura 9.16.- Detalle de armado de la viga diafragma, vista transversal del diafragma.	pág.260
Figura 9.17.- Acción de la carga viva sobre la losa de aproximación.	pág.262
Figura 9.18.- Detalle de armado de la losa de aproximación, vista transversal.	pág.262
Figura 9.19.- Detalle de armado de la losa de aproximación, vista longitudinal.	pág.262
Figura 9.20.- Dimensiones del bordillo, y punto de acción de la carga sobre éste.	pág.263
Figura 9.21.- Detalle de armado en el bordillo.	pág.265
Figura 9.22.- Dimensiones de la armadura del bordillo.	pág.265
Figura 9.23.- Detalles de la baranda.	pág.266

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1.- Cantidad de habitantes, por sexo y por edad.	pág.2
Tabla 1.2.- Calendario de fiestas.	pág.5
Tabla 1.3.- Cantidad de alumnos y profesores en las escuelas de la parroquia.	pág.6
Tabla 1.4.- Centros de Salud de la parroquia.	pág.7
Tabla 1.5.- Producción agrícola en las diferentes comunidades de la parroquia.	pág.9
Tabla 1.6.- Producción pecuaria en las diferentes comunidades de la parroquia	pág.10
Tabla 1.7.- Solicitudes de Obras para la parroquia	pág.10
Tabla 3.1.- Resultados de laboratorio.	pág.20
Tabla 4.1.- Estaciones en el área de influencia del proyecto: Información Histórica.	pág.35
Tabla 4.2.- Características de la cuenca de aporte.	pág.36
Tabla 4.3.- Caudal máximo de diseño.	pág.36
Tabla 5.1.- Número de vehículos livianos y pesados.	pág.42
Tabla 5.2.- Cálculo del total de vehículos de diseño.	pág.45
Tabla 5.3.- Clasificación de Carreteras según el MOP.	pág.47
Tabla 5.4.- Ancho de calzada para puentes, según el TPDA.	pág.47
Tabla 6.1.- Datos más importantes del levantamiento Topográfico.	pág.48
Tabla 6.2.- Datos más importantes del estudio del suelo.	pág.48
Tabla 6.3.- Datos obtenidos de los estudios combinados.	pág.49
Tabla 7.1.- Valores de las cargas de viento sobre la estructura y carga viva.	pág.75
Tabla 7.2.- Grupos de importancia de los puentes.	pág.79
Tabla 7.3.- Categoría de comportamiento sísmico de los puentes, según su importancia y coeficiente de aceleración	pág.79
Tabla 7.4.- Procedimientos de análisis sísmicos aceptables según su categoría de comportamiento sísmico.	pág.80
Tabla 7.5.- Procedimientos de análisis sísmicos aceptables según su categoría de comportamiento sísmico.	pág.85
Tabla 7.6.- Modulo de cortante del elastómero según su dureza.	pág.93

Tabla 7.7.- Factores de modificación para diferentes capas del elastómero.	pág.93
Tabla 7.8.- Dimensiones de los diferentes tipos de bordillos.	pág.101
Tabla 8.1.- Peso por metro lineal de la carga muerta que conforma la losa.	pág.108
Tabla 8.2.- Pesos y momentos por metro longitudinal de las partes del voladizo.	pág.113
Tabla 8.3.- Cálculo de la carga muerta que actúan sobre la viga interior.	pág.119
Tabla 8.4.- Dimensiones del diafragma.	pág.119
Tabla 8.5.- Cálculo de los momentos flectores en diferentes puntos de la viga.	pág.121
Tabla 8.6.- Eje del camión que produce el maximo momento en los diferentes puntos.	pág.127
Tabla 8.7.- Momentos ultimos en diferentes puntos de la viga (T.m).	pág.132
Tabla 8.8.- Momentos ultimos en diferentes puntos de la viga (T.m).	pág.135
Tabla 8.9.- Cantidad de barras, longitud y posición, en la viga.	pág.136
Tabla 8.10.- Cantidad de barras, longitud y posición, en la viga.	pág.136
Tabla 8.11.- Cantidad de barras, longitud y posición, en la viga.	pág.137
Tabla 8.12.- Esfuerzos cortantes en diferentes puntos longitudinales de la viga.	pág.139
Tabla 8.13.- Esfuerzos cortantes últimos en diferentes puntos de la viga (T.m).	pág.145
Tabla 8.14.- Cantidad y separación de estribos, por tramos longitudinales de la viga.	pág.148
Tabla 8.15.- Carga muerta distribuida que soporta la losa.	pág.149
Tabla 8.16.- Momentos flectores en los diferentes puntos de la viga (T.m).	pág.151
Tabla 8.17.- Momentos por carga muerta y viva en diferentes tramos de la viga.	pág.159
Tabla 8.18.- Área de refuerzo necesaria para cada tramo de la viga.	pág.162
Tabla 8.19.- Cantidad, Longitud y posición de las barras en la viga.	pág.162
Tabla 8.20.- Cantidad, Longitud y posición de las barras en la viga.	pág.163
Tabla 8.21.- Cantidad, Longitud y posición de las barras en la viga.	pág.163
Tabla 8.22.- Fuerzas cortantes en diferentes tramos de la viga, por la acción de la carga muerta.	pág.165
Tabla 8.23.- Esfuerzos cortantes por carga muerta y viva, en cada tramo de la viga.	pág.169
Tabla 8.24.- Cantidad de estribos para cortante, en cada tramo de la viga.	pág.170
Tabla 8.25.- Pesos de cada una de las partes del estribo y los momentos que ejercen sobre el punto A (T.m).	

.....	pág.177
Tabla 8.26.- Pesos de cada una de las partes de la superestructura.	pág.177
.....	pág.184
Tabla 8.27.- Grupos de importancia de los puentes.	pág.185
.....	pág.185
Tabla 8.28.- Categoría de comportamiento sísmico de los puentes según su importancia y coeficiente de aceleración.	pág.185
.....	pág.185
Tabla 8.29.- Categoría de comportamiento sísmico de los puentes según su importancia y coeficiente de aceleración.	pág.186
.....	pág.187
Tabla 8.30.- Área transversal de la superestructura y su momento Mz.	pág.187
.....	pág.188
Tabla 8.31.- Resumen de los valores de las cargas y momentos que actúan sobre el estribo.	pág.188
.....	pág.190
Tabla 8.32.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga I.	pág.192
.....	pág.194
Tabla 8.33.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga IA.	pág.196
.....	pág.196
Tabla 8.34.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga II.	pág.202
.....	pág.203
Tabla 8.35.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga III.	pág.205
.....	pág.207
Tabla 8.36.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga VII.	pág.208
.....	pág.210
Tabla 8.37.- Verificación si las cargas máximas según los grupos de carga cumplen con los requisitos de capacidad de carga y asentamiento.	pág.217
.....	pág.221
Tabla 8.38.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga I.	pág.230
.....	pág.237
Tabla 8.39.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga IA.	pág.237
.....	pág.274
Tabla 8.40.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga II.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 8.41.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga III.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 8.42.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga VII.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 8.43.- Cargas máximas producidas por pilote según los grupos de carga, y verificación de la capacidad de carga.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 8.44.- Pesos y momentos Mz de las partes del vástago.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 8.45.- Pesos y momentos Mx del relleno sobre el talón de la zapata.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 9.1.- Factores de modificación para diferentes tipos de capas del elastómero.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 9.2.- Modulo de cortante del elastómero para diferentes tipos de dureza.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 10.1.- Actividades que afectan a los factores ambientales.	pág.274
.....	pág.274
Tabla 10.2.- Cualificación de las interacciones entre el impacto y la actividad.	pág.274
.....	pág.274

Tabla 10.3.- Cuantificación de las interacciones ambientales según su magnitud e importancia.	pág.275
Tabla 10.4.- Desglose de presupuesto para la construcción de los muros.	pág.275
Tabla 10.5.- Calificación del impacto ambiental producido por el desbroce y limpieza.	pág.276
Tabla 10.6.- Calificación del impacto ambiental producido por las excavaciones.	pág.276
Tabla 10.7.- Calificación del impacto ambiental producido por el relleno con mejoramiento.	pág.276
Tabla 10.8.- Calificación del impacto ambiental producido por la colocación del hormigón.	pág.277
Tabla 10.9.- Calificación del impacto ambiental producido por el transporte de materiales.	pág.277
Tabla 10.10.- Calificación del impacto ambiental producido por la construcción de vigas y tableros.	pág.277
Tabla 10.11.- Calificación del impacto ambiental producido por el funcionamiento del puente.	pág.278
Tabla 10.12.- Matriz de Leopold de las actividades y factores ambientales del puente Azhapud	pág.278
Tabla 10.13.- Ficha ambiental de la comunidad de Azhapud.	pág.280
Tabla 11.1.- Salarios mínimos de la construcción.	pág.290
Tabla 11.2.- Presupuesto referencial para el puente en la comunidad de Azhapud.	pág.297
Tabla 11.3.- Análisis de precios unitarios para los rubros del presupuesto para el puente Azhapud	pág.298
Tabla 11.4.- Cronograma valorado para el puente de Azhapud.	pág.324

RESUMEN

El siguiente trabajo de graduación presenta el diseño de un puente simplemente apoyado, ubicado sobre la quebrada Toctehaicu, para la Comunidad de Azhapud, que pertenece a la parroquia Octavio Cordero, de aproximadamente 16 metros de luz y 6 metros de ancho, además de cada uno de los estudios preliminares necesarios.

En los primeros capítulos se presentan los estudios preliminares, más adelante se presenta las normas que regirán el diseño, para concluir con el diseño propiamente dicho, sus planos y presupuesto.

El diseño está basado en las normas AASHTO, ACI, y el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras, así también con la ayuda del manual de diseño de puentes (2003), y el código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, estos manuales se basan en las normas AASHTO, presentándolas y explicándolas de una manera más comprensible.

Palabras clave: Estudios Preliminares, Diseño Sismo-Resistente, Puente, Concreto Reforzado.

ABSTRACT

The following graduate work presents the design of a bridge simply supported, based on Toctehaicu broken for Community Azhapud, which belongs to the parish Octavio Cordero, approximately 16 m span and 6 meters wide, Approximately with 16 meters span and 6 meters wide, along with each necessary preliminary study.

Preliminary studies are presented in the first chapters, later the rules governing the design are presented, concluding with the design itself, its plans and budget.

The design is based on AASHTO, ACI standards and the Manual of Geometric Design of Highways, and also with the help of the Manual Design of Bridges (2003), and the Colombian Code for Seismic Design of Bridges, these manuals are based on the AASHTO standards, presenting and explaining them in a more understandable manner.

Keywords: Preliminary Estudios, Earthquake-Resistant Design, Bridge, Reinforced Concrete.

OBJETIVOS

Objetivos generales

Crear un nuevo acceso a la comunidad de Azhapud, que sea más cómodo y rápido para sus habitantes, y gente que quiere llegar a dicha comunidad.

Objetivos específicos

1.- Detallar con claridad cada una de las etapas que se requieren para el diseño, así como las normas que los rigen.

2.- Mostrar con claridad cada uno de los cálculos requeridos en cada una de las etapas que se requieren para realizar el diseño.

3.- Desarrollar un recopilado de cada uno de los estudios preliminares para un mejor entendimiento del diseño del puente.

4.- Contribuir con el desarrollo de la provincia.

5.- Realizar un trabajo que sea entendible y didáctico, con el fin de que sirva como material de apoyo para nuevos estudiantes que deseen realizar trabajos similares.

INTRODUCCIÓN

Debido al crecimiento poblacional de la comunidad de Azhapud, y sus alrededores, el Gobierno Provincial del Azuay ha visto la necesidad de construir un puente sobre la quebrada Toctehaicu con el fin de que exista una segunda entrada y salida desde el pueblo hasta la carretera principal, que sea más cómoda y rápida.

Basados en esta necesidad, en el siguiente trabajo se realizará el diseño de dicho puente, así también se mostrarán con cierto detalle los estudios que se necesitan para llevar a cabo dicho diseño.

Los estudios preliminares son, estudio sociológico, estudio topográfico, estudio hidrológico, estudio hidráulico, estudio de suelos, y estudio de tráfico.

1. Información Preliminar.

1.1 Ubicación Geográfica Y límites.

La parroquia de Octavio Cordero Palacios está ubicada al norte de la Provincia del Azuay, a 18 km. de la ciudad de Cuenca. Limitada al Noreste con el cantón Déleg (Provincia del Cañar). Al Sur con la Parroquia Sidcay y al este por la Parroquia de Checa, con una extensión de 27 Km.

La cabecera parroquial está ubicada en las siguientes coordenadas: en el hemisferio occidental a una longitud X= 726796 y en la latitud sur Y= 9691978. A una altura de 2750 m. sobre el nivel del mar.

1.2 División Política.

La parroquia fue fundada con el nombre de Santa Rosa, el 4 de agosto de 1854, nombre con el que continúa hasta hoy dentro del fuero eclesiástico, pero en el campo civil, desde el 30 de octubre de 1933 fue designada Octavio Cordero Palacios, por consiguiente esta parroquia tiene dos denominaciones vigentes.

La parroquia Octavio Cordero Palacios está conformada por 16 comunidades y son las siguientes:

La Nube
El Cisne
San Luis de Parcoloma
San Bartolo
San Vicente
Santa Rosa
El Calvario
Adobepamba
Azhapud
Patrón Santiago
Corazón de Jesús
San Jacinto
El Rocío
Área Comunal
Cristo del Consuelo
Santa Marianita

Azhapud cuenta con parajes turísticos hermosos, como la iglesia, el cementerio, la loma de Guabizhún, Cuenca de Tulún, la Cueva de Millaycocha, entre otros.

1.2.1 División Política de Octavio Cordero Palacios.



Figura 1.1.- División Política de la parroquia Octavio Cordero Palacios.

1.3 Población.

La población de la Parroquia Octavio Cordero Palacios está conformada por 594 familias, 755 viviendas; distribuidas por comunidades de la siguiente manera.

COMUNIDAD	< 1 años		1-4 años		5-14 años		15-49 años		50-65 años		> 65 años		SUB TOTAL		TOTAL
	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	
La Nube	1	0	6	3	11	10	20	20	6	6	4	5	48	44	92
El Cisne	1	2	3	2	14	14	25	29	19	17	4	6	66	70	136
San Luis de Parcoloma	1	3	18	15	33	47	61	82	20	29	12	21	145	197	342
San Bartolo	0	1	2	0	19	7	15	19	7	16	5	5	48	48	96
San Vicente	0	0	0	1	7	9	24	27	10	12	7	10	48	59	107
Santa Rosa	0	2	11	8	16	23	37	47	4	15	16	23	84	118	202
El Calvario	0	0	0	0	8	11	21	23	4	9	15	14	48	57	105
Adobepamba	1	0	2	1	8	10	13	21	5	6	12	15	41	53	94
Azhapud	6	5	13	16	33	20	56	49	22	20	13	15	143	125	268
Patrón	0	0	1	1	9	5	9	9	3	6	3	7	25	28	53
Corazón de	1	0	2	0	13	10	11	29	3	9	8	19	38	67	105
San Jacinto	0	1	1	1	8	6	8	8	3	5	3	4	23	25	48
El Rocío	3	2	7	5	15	13	29	25	8	11	7	5	69	61	130
Área Comunal	3	3	7	5	8	9	13	13	5	7	5	7	41	44	85
Cristo del Consuelo	3	3	9	10	29	25	35	30	20	23	5	8	101	99	200
Santa Marianita	6	3	10	9	16	16	18	23	11	10	2	3	63	64	127
TOTALES	26	25	92	77	247	235	395	454	150	201	121	167	103	1159	2190
GRAN TOTAL	51		169		482		849		351		288				

Tabla 1.1.- Cantidad de habitantes, por sexo y por edad.

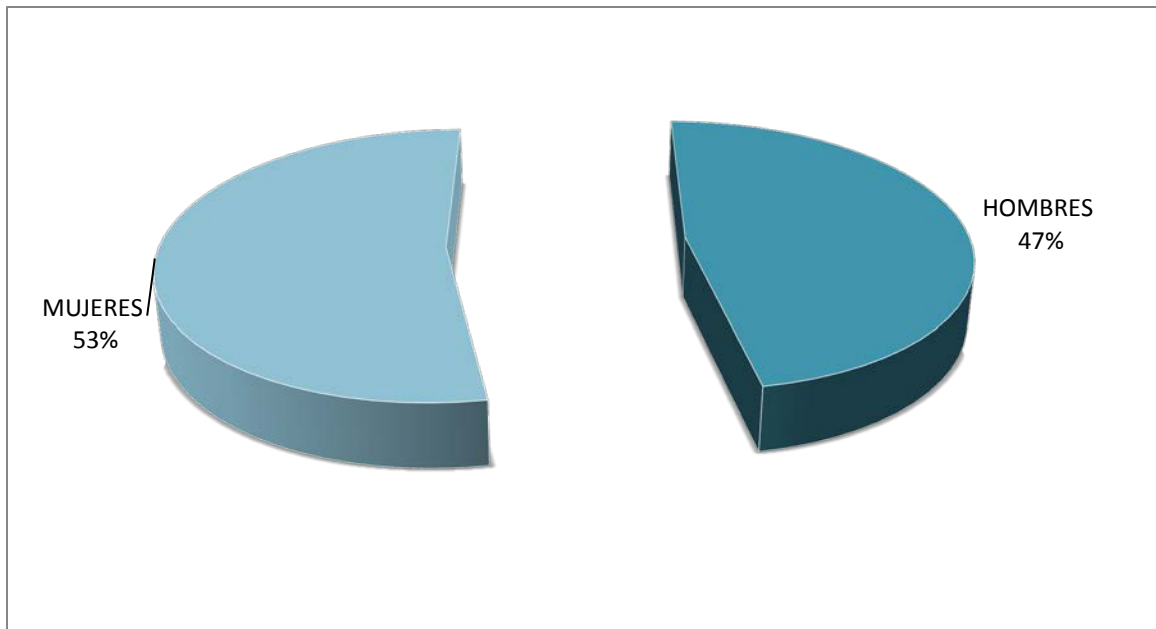


Figura 1.2.- Porcentaje de Población por sexo.

Como se puede apreciar en el gráfico la población femenina tiene una pequeña mayoría (6%), esto se ve reflejado en la migración de la población masculina.

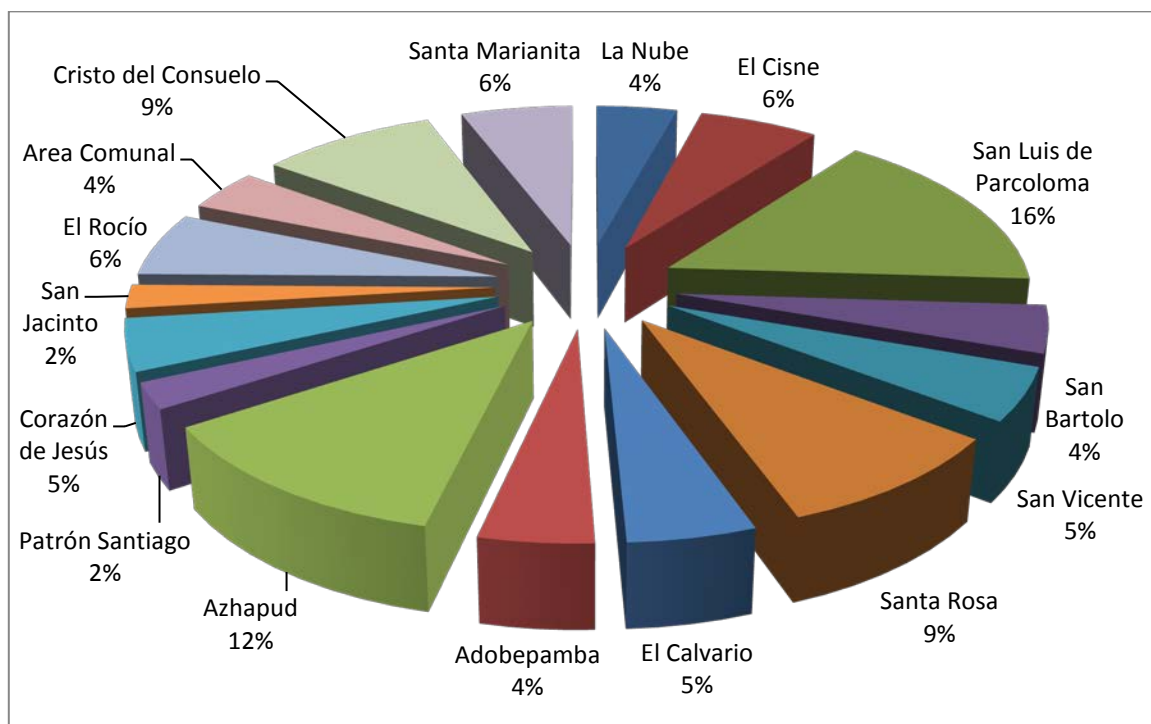


Figura 1.3.- Porcentaje de población por comunidad.

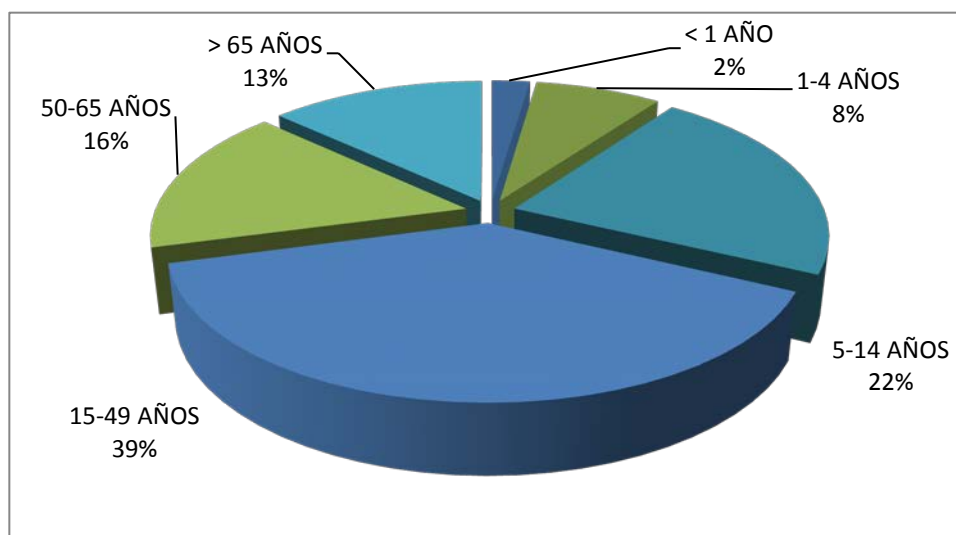


Figura 1.4.- Porcentaje de Población por Edad.

En lo relacionado a la población parroquial por edades; la comprendida entre los 15 a 49 años en la actualidad ocupa el primer lugar, seguido por los habitantes de 50 años y más, de esto se deduce que la población joven ha emigrado de su terruño natal.

1.4 Migración.

Los habitantes de la Parroquia Octavio Cordero Palacios se caracterizan por su amabilidad, generosidad y ser hospitalarios; predispuestos a superar todas las dificultades. Es razón suficiente para que se haya dado el fenómeno migratorio, quizá desde los años cuarenta; al inicio a las ciudades de Cuenca y Guayaquil, y desde la década de los setenta hacia los Estados Unidos y España.

Haciendo un total de población migrante, estos últimos años 640 habitantes abandonaron su tierra natal, de los cuales 427 son hombres y 213 mujeres.

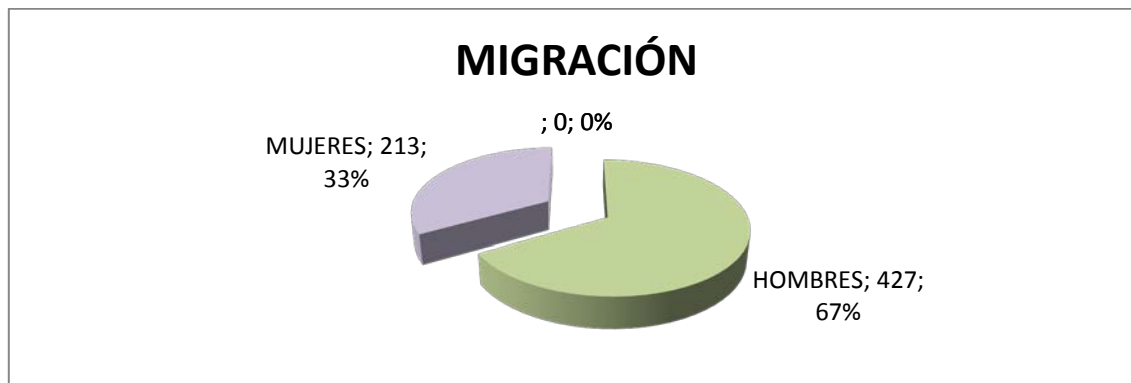


Figura 1.5.- Porcentaje de migración.

Este fenómeno social ha influido negativamente por:

- a) La existencia de comunidades poco pobladas.
- b) Descomposición del núcleo familiar.

1.5 Festividades.

Por ser una parroquia netamente religiosa cada una de sus comunidades celebra las fiestas en honor a su patrono. Con la debida anticipación los habitantes de la comunidad se reúnen para planificar la festividades y nombrar comisiones en lo religioso, cultural y deportivo.

Una vez elaborado el programa no puede faltar las invitaciones utilizando como medio de comunicación la radio. Llegado los días de fiesta los cohetes acompañado de la banda de músicos dan inicio a las festividades, no puede faltar el día de vísperas la vaca loca, el indio Lorenzo, la mama Juana, los disforzados y el Castillo.

Cabe destacar que en lo religioso la celebración de la misa y procesión es la parte principal de la fiesta, luego se continúa con los concursos de danza folklórica y autóctona, y por supuesto no faltan los encuentros deportivos, para finalizar con shows artísticos bailables.

COMUNIDAD	FECHA			PATRONO
La Nube	1	de	enero	Virgen de La Nube
El Cisne	14	de	septiembre	Virgen del Cisne
San Luis de Parcoloma	19	de	agosto	San Luis Rey de Francia
San Bartolo	24	de	agosto	San Bartolo
San Vicente	14	de	octubre	Señor de Los Milagros
Santa Rosa	30	de	agosto	Santa Rosa
El Calvario	24	de	septiembre	Señor de Los Milagros
Adobepamba	15	de	junio	Corazón de Jesús
Azhapud	15	de	agosto	Virgen del Rocío
Patrón Santiago	24	de	julio	Patrón Santiago
Corazón de Jesús	21	de	junio	Corazón de Jesús
San Jacinto	15	de	agosto	San Jacinto
El Rocío	15	de	agosto	Virgen del Rocío
Área Comunal	8	de	septiembre	Virgen Dolorosa
Cristo del Consuelo	15	de	octubre	Cristo del Consuelo
Santa Marianita	2	de	noviembre	Santa Marianita

Tabla 1.2.- Calendario de fiestas.

1.6 Rutas de acceso a la parroquia Octavio Cordero Palacios.

Para llegar a la Parroquia Octavio Cordero Palacios tenemos las siguientes rutas:

- 1.- Cuenca-Ricaurte-Bibín-Octavio Cordero Palacios.

2.- Cuenca-Ochoa León-Bibín-Octavio Cordero Palacios.

3.- Cuenca-Chiquintad-Checa-Octavio Cordero Palacios.

4.- Cuenca-Ricaurte-La Raya-Octavio Cordero Palacios.

La Empresa de Buses RICAURTE línea 11, presta un excelente servicio a la Parroquia; cubre las siguientes comunidades:

Cuenca-Ricaurte-Bibín-San Luis de Parcoloma-Cristo del Consuelo-El Rocío.

Cuenca-Ricaurte-Bibín-San Luis de Parcoloma-Cristo del Consuelo-San Vicente-Santa Rosa.

Cuenca-Ricaurte-El Guabo-La Raya (Limites entre Azuay y Cañar).

1.7 Educación Parroquial.

La parroquia Octavio Cordero Palacios cuenta con seis instituciones educativas localizadas en cinco comunidades y son las siguientes:

Comunidad	Nombre de la institución	Tipo	Alumnos	Alumnas	Profesores
San Luis de Parcoloma	Escuela Octavio C. Palacios	Fiscal	25	25	3
Cristo del consuelo	Escuela Jesús María Yépez	Fiscal	39	36	5
El Rodo	Escuela Dr. Gregorio C. Crespo	Fiscal	27	11	3
Azhapud	Escuela Padre Guillermo Mensi	Fiscal	19	15	3
Santa Rosa	Escuela Ezequiel Márquez	Fiscal	67	67	7
Santa Rosa	Colegio Dr., Adolfo Torres	Fiscal	29	17	8
Semi total			206	170	
Total			376		27

Tabla 1.3.- Cantidad de alumnos y profesores en las escuelas de la parroquia.

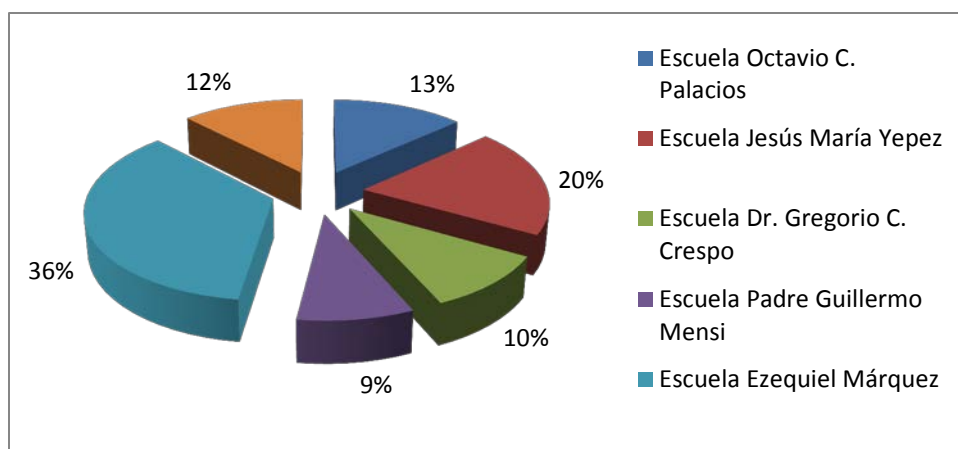


Figura 1.6.- Porcentaje de educación por escuela.

1.8 Salud.

La Parroquia Octavio Cordero Palacios en lo relacionado a la salud. Cuenta con los siguientes establecimientos:

- Seguro Social Campesino en San Luis.
- Sub-Centro de Salud OCP en Santa Rosa – Cabecera Parroquial.
- Emergencias Santa Rosa.
- Consultorio Odontológico.

Comunidad	Nombre	Tipo	Enfermedades	Programas
San Luis de Parcoloma	S.S.C.D.C. San Luis	IESS	Diarrea, Hipertensión, Diabetes	Diabetes
Santa Rosa	Sub-Centro Octavio C. Palacios	Publico	-Parasitosis, -Desnutrición, -Enfermedades respiratorias agudas, -dermatitis	Ninguno
Santa Rosa	Emergencias Santa Rosa	Privado	-Diarrea, -Enfermedades respiratorias, -Parasitosis, -Amigdalitis.	Ninguno
Santa Rosa	Odontología	Privado	-Caries, -Restos Radiculares, -Gingivitis.	Ninguno

Tabla 1.4.- Centros de Salud de la parroquia.

1.9 Servicios Básicos.

Los servicios básicos abarcan un porcentaje mayoritario en su cobertura, labor desarrollada por las diferentes instituciones de carácter público y privado.

En lo relacionado al sector eléctrico, el 99% de la población dispone de servicio eléctrico público.

Por ser una parroquia rica en fuentes hídricas, el 99% de su población dispone del servicio de agua entubada.

En lo referente al servicio telefónico público (ETAPA), el 70% dispone de este tipo de servicio, así como también la cobertura de telefonía móvil celular de Claro y Movistar.

San Luis de Parcoloma y Santa Rosa (10%) son las dos únicas comunidades que disponen del servicio de alcantarillado, por lo cual se considera como la primera necesidad parroquial.

La recolección de basura (20%) es realizada únicamente en ciertas comunidades por lo que necesita dotar de este servicio a las demás comunidades.

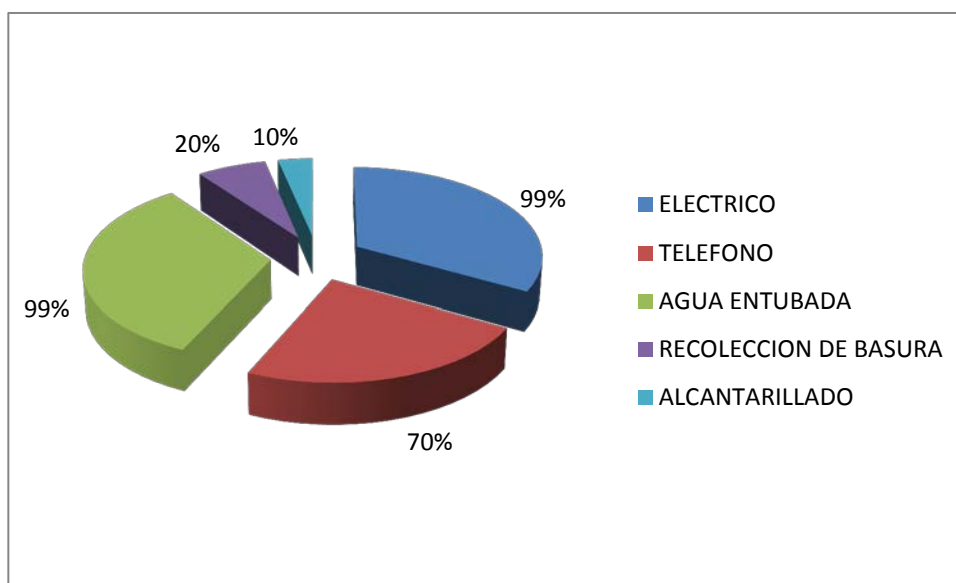


Figura 1.7.- Porcentaje de servicios básicos.

1.10 Actividades Productivas.

La agricultura es una de las actividades a la que se dedica la población de esta parroquia, dando especial importancia a la siembra de maíz, fréjol y haba, así como también las diferentes clases de hortalizas. Las mismas que son utilizadas para el consumo interno así como también para la comercialización en los diferentes mercados de la ciudad de Cuenca.

En segundo lugar tenemos la ganadería en especial en la comunidad de El Rocío y el Área Comunal, así como también se da importancia a la avicultura y la crianza de cuyes para lo cual se ha brindado la capacitación necesaria.

La población en su mayoría gente joven, se trasladan hasta la ciudad de Cuenca, para prestar sus servicios en la construcción, fábricas y demás centros de actividades productivas que a cambio de su trabajo reciben una remuneración que es indispensable para satisfacer sus diferentes necesidades.

1.11 Producción Agrícola.

Los pobladores de Octavio Cordero Palacios, siempre encontraron en la tierra (pacha mama) a una madre generosa, razón por la cual hizo del campo su hábitat entregándose en alma, vida y corazón al sagrado quehacer del cultivo. A pesar de la

fatigante y compleja tarea de abonar, arar, sembrar, quitar las malezas, aporcar y dar los cuidados necesarios a su siembra; grande y satisfactorio es luego de esperar un cierto tiempo el resultado obtenido en la cosecha.

El suelo de las áreas cultivables es fértil, se necesita de abono para lograr una mejor producción, el agua que utiliza la mayoría de comunidades para las labores agrícolas es estacional (lluvia) mientras que la minoría tiene sus sistemas de riego.

Cabe mencionar que los productos obtenidos son en primer lugar para el consumo interno así como también es comercializado en los diferentes mercados de la ciudad de Cuenca.

El siguiente cuadro resume la producción agrícola en las diferentes comunidades.

COMUNIDAD	PRODUCTOS					
	Maíz	Fréjol	Haba	Hortalizas	Frutas	Papas
La Nube	x	x	x	x	x	
El Cisne	x	x	x	x		
San Luis de Parcoloma	x	x	x	x		
San Bartolo	x	x	x	x		
San Vicente	x	x	x	x		
Santa Rosa	x	x	x	x		
El Calvario	x	x	x	x		
Adobepamba	x	x	x	x		
Azhapud	x	x	x	x		
Patrón Santiago	x	x	x	x		
Corazón de Jesús	x	x	x	x		
San Jacinto	x	x	x	x		
El Rocío	x	x	x	x		x
Área Comunal	x	x	x	x		x
Cristo del Consuelo	x	x	x	x		
Santa Marianita	x	x	x	x		

Tabla 1.5.- Producción agrícola en las diferentes comunidades de la parroquia.

Es importante mencionar que se está dando la producción agroecológica (sin químicos) especialmente en lo relacionado a las hortalizas.

1.12 Producción Pecuaria.

Aparte de la producción agrícola no puede faltar la producción pecuaria ya que desde tiempos remotos lo pobladores de Octavio Cordero Palacios, han sentido como necesidad prioritaria la crianza de animales tanto como medio de sustento así como también para la comercialización.

En el cuadro se detalla la producción pecuaria de las diferentes comunidades.

COMUNIDAD	PRODUCTOS			
	Ganado Vacuno	Aves	Cuyes	Chanchos
La Nube	x	x	x	x
El Cisne	x	x	x	x
San Luis de	x	x	x	x
San Bartolo	x	x	x	x
San Vicente	x	x	x	x
Santa Rosa	x	x	x	x
El Calvario	x	x	x	x
Adobepamba	x	x	x	x
Azhapud	x	x	x	x
Patrón Santiago	x	x	x	x
Corazón de Jesús	x	x	x	x
San Jacinto	x	x	x	x
El Rocío	x	x	x	x
Área Comunal	x	x	x	x
Cristo del	x	x	x	x
Santa Marianita	x	x	x	x

Tabla 1.6.- Producción pecuaria en las diferentes comunidades de la parroquia.

1.13 Ayuda interna y externa.

Todas las comunidades han recibido ayuda interna y externa por parte de las instituciones como son la Ilustre Municipalidad, el Consejo Provincial y la Junta Parroquial, en lo que respecta a mantenimiento vial, capacitación, servicio telefónico, obras de infraestructura y equipamiento, mejoramiento a las instituciones educativas, de salud y demás beneficios para el mejor desarrollo y adelanto de la parroquia.

1.14 Necesidades prioritarias de la parroquia.

Una vez encuestado a los Presidentes de los Comités de Desarrollo de las 17 comunidades, acerca de las tres necesidades más urgentes de sus comunidades, se ha obtenido las siguientes necesidades:

Orden	Necesidad	N° de Solicitudes
1	Alcantarillado	14
2	Capacitación a los líderes Comunitarios	11
3	Agua Potable	8
4	Seguridad Ciudadana	6
5	Puesto Médico	3
6	Crédito	3
7	Caminos y Puentes	1
8	Planificación Familiar	1
9	Organización o Asociación Comunitaria	1

Tabla 1.7.- Solicitudes de Obras para la parroquia.

2. Estudio Topográfico.

Se tomará una topografía correspondiente a aproximadamente 100 metros del río. El levantamiento topográfico deberá contener suficiente información para representar la configuración del terreno por el fondo del cauce, así como en las secciones hidráulicas, y los niveles del agua en ambos casos. De él se deducen la pendiente geométrica del cauce y la pendiente hidráulica del agua, tanto en el momento en que se realizó el estudio como para la creciente que corresponda al caudal de diseño. También con la información topográfica se realizará un croquis en planta que indica claramente la ubicación de la obra por diseñar, en relación con el entorno geográfico de la zona, incluyendo rutas de acceso y las distancias aproximadas, suficientes para facilitar el acceso al sitio del nuevo puente.

2.1 Ubicación del proyecto.

El sitio de estudio se encuentra ubicado dentro del área rural de la ciudad de Cuenca alrededor de las coordenadas UTM (727.785E; 9'690.801N), en el caserío de Azhapud de la parroquia Octavio Cordero, a 800 metros de la vía Ricaurte-Déleg.

El área de estudio limita al Norte con la Escuela Teresa Meneses, al Sur con predios particulares, al Oeste con el camino de acceso sin nombre y al Este con predios particulares.

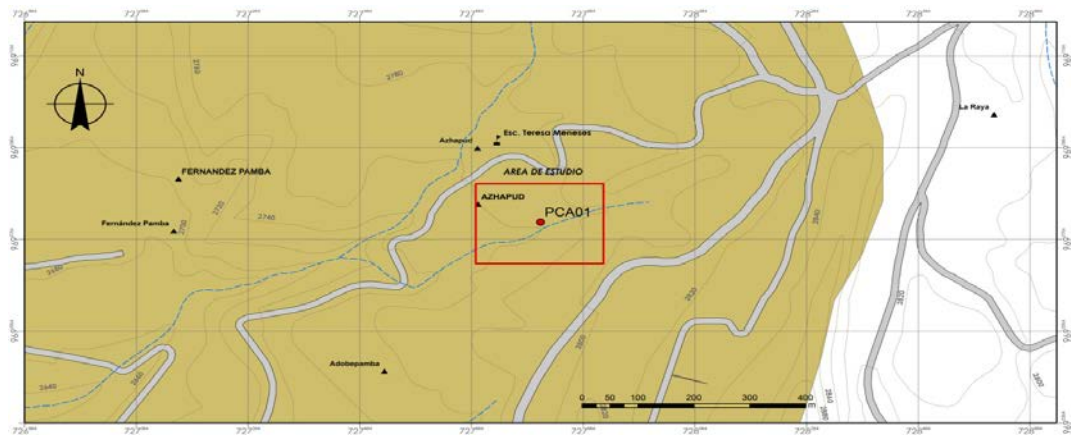


Figura 2.1.- Indica la ubicación del sitio de estudio.

2.2 Levantamiento en Planta de la zona del puente.

En el siguiente gráfico se muestra el levantamiento en planta de la zona donde se construirá el puente, con las curvas de nivel cada 50cm de variación de altura, además

se indica el eje del río, la ubicación de las calicatas para el estudio de suelos, la tubería de agua potable que se encuentra en la zona, y la probable ubicación de los estribos.

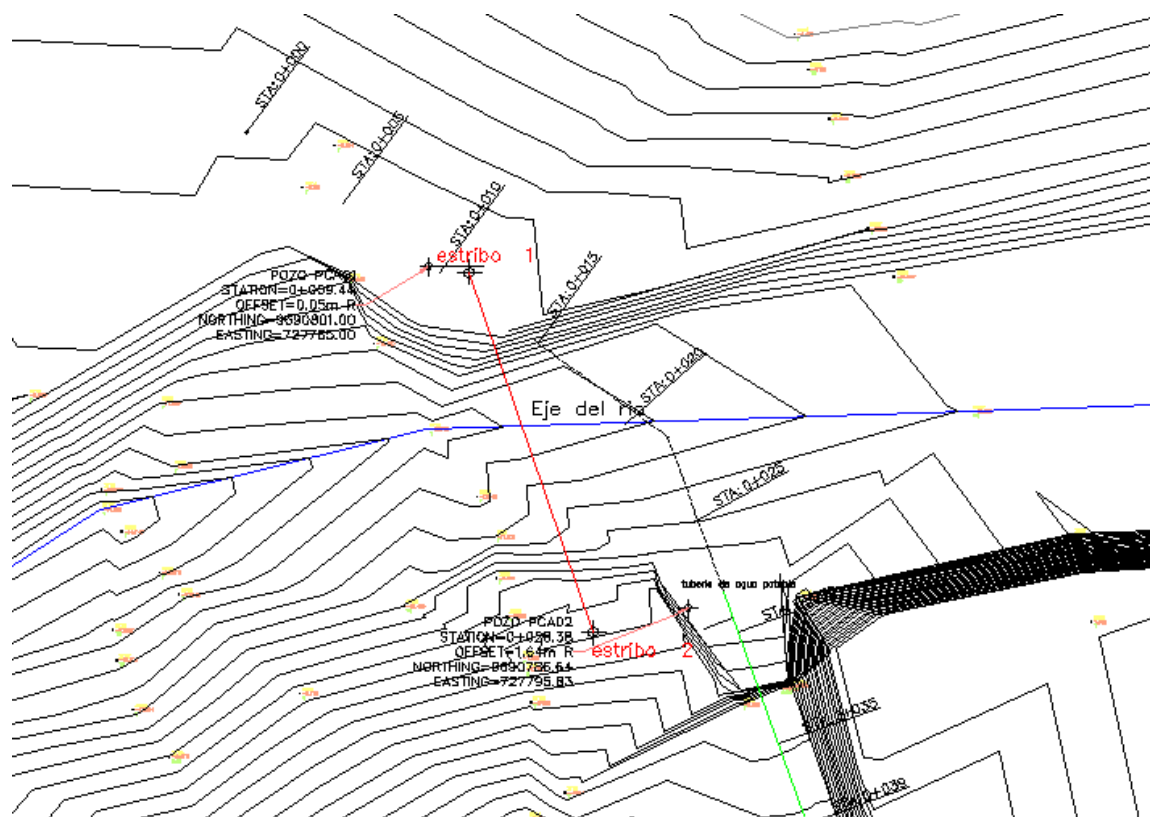


Figura 2.2.- Indica la ubicación del sitio de estudio.

3. Estudio de Suelos

3.1 Antecedentes.

Por petición del I. Consejo provincial del Azuay, se han realizado los estudios de mecánica de suelos de la zona de emplazamiento del puente a proyectarse en la quebrada Pajaritos del caserío Azhapud perteneciente a la parroquia Octavio Cordero en el cantón Cuenca, provincia del Azuay. Los resultados de este informe son: las capacidades portantes del suelo ubicado a nivel de cimentación en la zona de estudio, recomendaciones constructivas generales con respecto a los aspectos geotécnicos del proyecto.

Previo a la elaboración del presente informe se realizó la inspección del sitio de estudio, donde se realizó la excavación de 2 pozos de exploración por medios mecánicos y manuales, esto es debido al tipo de materiales que conforma la zona, por lo que dificulta el uso de herramienta manual en algunos casos, también se tomaron muestras las cuales fueron sometidas a ensayos de clasificación en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de Cuenca. Los resultados de laboratorio se adjuntan al presente informe.

3.2 Metodología de estudio.

Para el presente estudio se excavaron dos pozos, el primero utilizando maquinaria, donde se alcanzaron los 4.20 metros de profundidad, el segundo pozo se excavó con herramienta manual. Adicionalmente se realizó un registro estratigráfico de cada pozo; al mismo tiempo se han obtenido muestras de materiales representativos los cuales fueron sometidos a pruebas de clasificación y corte directo en laboratorio.

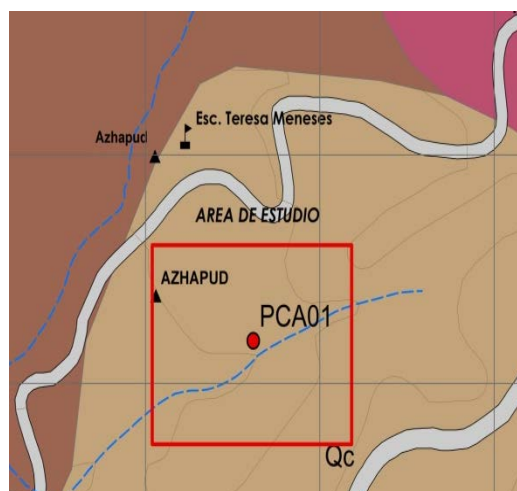


Figura 3.1.- Indica la ubicación de las perforaciones realizadas.

Una revisión de la geología de la zona combinada con los datos obtenidos en campo permite realizar una evaluación preliminar de las condiciones del suelo con propósitos de cimentación de las estructuras a proyectarse en el sitio.

La posición del nivel freático observado en el pozo de exploración PCA01, estuvo a 3.25m de profundidad, mientras que en el pozo de exploración PCA02 estuvo a 2.30m de profundidad, pero tomando como referencia el nivel de la superficie en cada pozo.

3.3 Entorno geológico.

3.3.1 Depósitos Coluviales (Qc).

Son depósitos de ladera y de pie de monte con materiales que han sufrido poco transporte, son muy heterogéneos dependiendo de la zona y el fenómeno inestable que les dio origen: deslizamientos, derrumbes, flujos, etc. De manera general se componen de mezclas heterogéneas de bloques y fragmentos angulares y subangulares en matriz limo arcillosa con microfragmentos. En el pozo de exploración y taludes adyacentes se encontraron las características mencionadas, por lo que es de especial interés el comportamiento geomecánico de la matriz encontrada en los pozos de exploración.

Otros depósitos de ladera están diferenciados como pie de monte sobre todo aquellos con influencia glacial (Pleistoceno).

"Los depósitos antiguos han sido modelados y suelen estar compactos, sin embargo ante la presencia de escorrentía facilitan la erosión y drenajes en forma de V, así como reactivaciones del terreno. Los depósitos recientes son zonas potencialmente inestables, sin sistema de drenaje conformado, susceptibles a la erosión hídrica, deslizamientos y flujos.

3.4 Columna Estratigráfica.

3.4.1 Pozo de exploración PCA01.

En el pozo de exploración PCA01 (ver Fig. 5.1), se encontraron 4 diferentes tipos de materiales; el primer estrato cerca de la superficie está compuesto por una capa vegetal de 0.90m de espesor. Luego de esta capa y hasta los 2.10m de profundidad se encontraron arenas limosas de color café claro de las cuales se tomó una muestra (M1) para realizar un ensayo de clasificación de suelo. Desde los 2.10m hasta los 2.85m de profundidad, se encontraron arenas limosas poco consolidadas de color café claro, éstas poseen gravas de tamaños centimétricos y subangulares lo que parece ser de origen coluvial. Finalmente desde los 2.85 hasta los 3.25m de profundidad justo a la profundidad donde se observó nivel freático, se encontró un estrato pequeño de Arenas

arcillosas de color negro lo que parece haberse formado en un ambiente aluvial de baja energía, de este estrato se obtuvo una muestra (M2) para realizar un ensayo de clasificación de suelo. A profundidades mayores se observa la persistencia del material de origen coluvial con microfragmentos.



Figura 3.2.- Perforación de 4.20m de profundidad, utilizando maquinaria.

POZO EXPLORACIÓN: PCA01

Proyecto:	Estudio de Suelos para el Puente de Azhaput	Datum:	WGS84	Nivel Freático:	3.25m
Coordenadas GPS:	727785 E 9690801 N	Formación:		Tipo de excavación:	Mecánica
Altitud:		Profundidad calicata:	4.00m	Muestras extraídas:	Alteradas

Profundidad	Descripción del Suelo																												
0.90	Capa vegetal de color café, con abundante presencia de raíces.																												
2.10	Arena limosa de color café claro poco consolidada, matriz granular redondeada. El material es similar al encontrado en el estrato 4 pero con menor humedad. <table><tr><td>LL:</td><td>27%</td><td>Clasificación</td><td>Gradación:</td></tr><tr><td>LP:</td><td>33%</td><td>SUCS:</td><td>SM</td><td>Boleos:</td></tr><tr><td>IP:</td><td>6%</td><td>AASTHO:</td><td></td><td>Grava:</td></tr><tr><td>% Humedad:</td><td></td><td></td><td></td><td>Arena</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>Finos:</td></tr></table>	LL:	27%	Clasificación	Gradación:	LP:	33%	SUCS:	SM	Boleos:	IP:	6%	AASTHO:		Grava:	% Humedad:				Arena					Finos:				
LL:	27%	Clasificación	Gradación:																										
LP:	33%	SUCS:	SM	Boleos:																									
IP:	6%	AASTHO:		Grava:																									
% Humedad:				Arena																									
				Finos:																									
2.85	Aglomerado aluvial compuesto por arenas limosas de color café claro similar a la anterior, pero con presencia de gravas suangulares de varios tamaños, el diámetro máximo llega hasta los 25cm. La matriz es poco consolidada con humedad media y representa un 70% del total																												
3.25	Arena arcillosa de color negro de plasticidad media, la humedad es alta puesto que a esta profundidad se presenta el nivel freático. De este material se obtuvo una muestra (M1) para realizar un ensayo de clasificación de suelos. <table><tr><td>LL:</td><td>26%</td><td>Clasificación</td><td>Gradación:</td></tr><tr><td>LP:</td><td>33%</td><td>SUCS:</td><td>SC</td><td>Boleos:</td><td>-</td></tr><tr><td>IP:</td><td>12%</td><td>AASTHO:</td><td></td><td>Grava:</td><td></td></tr><tr><td>% Humedad:</td><td></td><td></td><td></td><td>Arena</td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td>Finos:</td><td></td></tr></table>	LL:	26%	Clasificación	Gradación:	LP:	33%	SUCS:	SC	Boleos:	-	IP:	12%	AASTHO:		Grava:		% Humedad:				Arena						Finos:	
LL:	26%	Clasificación	Gradación:																										
LP:	33%	SUCS:	SC	Boleos:	-																								
IP:	12%	AASTHO:		Grava:																									
% Humedad:				Arena																									
				Finos:																									
4.00	Aglomerado aluvial similar al encontrado en el estrato 3																												

Foto 1. Indica los materiales encontrados en el



Foto 2. Indica la ubicación del PCA01.



Figura 3.3.- Estratigrafía de PCA-1.

3.4.2 Pozo de exploración PCA02.

En el pozo de exploración PCA02 (ver Fig. 5.2), se encontraron 3 diferentes tipos de materiales; el primer estrato cerca de la superficie y que se extiende hasta los 1.60m de profundidad está compuesto por Arena limosa de color café claro similar a la encontrada en el PCA01 poco consolidada y de baja plasticidad, es importante mencionar que el pozo se encuentra al pie de un talud de corte realizado para las obras de conducción de agua potable. Desde los 1.60m hasta los 2.20m de profundidad se encontraron gravas arenosas subangulares de color negro de diferentes tamaños con diámetros máximos de 4cm, el porcentaje de matriz areno limosa es del 70% similares a las encontradas en el PCA01. Finalmente hasta los 2.70m de profundidad se encontró Arena arcillosa de plasticidad media similar a la encontrada en el estrato 4 del PCA01, de este último material se obtuvo una muestra únicamente para realizar un ensayo de corte directo.



Figura 3.4.- Perforación manual de 2.70 metros de profundidad.

POZO EXPLORACIÓN: PCA02

Proyecto:	Estudio de Suelos para el Puente de Azhaput	Datum:	WGS84	Nivel Freático: 2.30m
Coordenadas GPS:	727795 E 9690786 N	Formación:		Tipo de excavación: Manual
Altitud:		Profundidad calicata:	2.70m	Muestras extraídas: Inalteradas

Profundidad	Descripción del Suelo
0.80	Arena limosa de color café claro similar a lo encontrado en el PCA01 con alto contenido de finos, la capa vegetal ha sido removida junto con gran parte del material. La zona corresponde al estribo colapsado de un antiguo puente.
1.60	Arena limosa de color café claro similar a la encontrada en el PCA01 poco consolidada y de baja plasticidad. De este material se obtuvo (M2) una muestra para realizar un ensayo de clasificación de suelos.
2.20	Gravas arenosas subangulares de color negro de diferentes tamaños con diámetros máximos de 4cm. El porcentaje de matriz arena limosa es del 70%.
2.30	Arena arcillosa de plasticidad media similar a la encontrada en el estrato 4 del PCA01. De este material se obtuvo una muestra para realizar un ensayo de corte directo.
2.70	

Foto 1. Indica los materiales encontrados en el PCA02.



Foto 2. Indica la ubicación del PCA02.



Figura 3.5.- Estratigrafía de PCA-2.

3.5 Pruebas de laboratorio.

Como se mencionó en el punto anterior, en el campo se extrajeron dos muestras alteradas para realizar ensayos de clasificación de suelos. Paralelamente se extrajo una muestra inalterada correspondiente al material areno arcilloso del segundo pozo con la finalidad de realizar un ensayo de corte directo y obtener parámetros geomecánicos para el diseño de las cimentaciones.

Los resultados de las muestras obtenidas para clasificación se resumen a continuación:

PCA 01 – Muestra N° 1 – Profundidad 1.90 m.

Clasificación SUCS: SM Arena limosa.

Límite Líquido 33.09%

Límite Plástico 26.72%

Índice Plástico 6.37%

Humedad Natural 26.58%

PCA 02 – Muestra N°2 – Profundidad 2.85 m.

Clasificación SUCS: SC Arena arcillosa.

Límite Líquido 33.17%

Límite Plástico 21.22%

Índice Plástico 11.95%

Humedad Natural 26.14%

3.5.1 Análisis de los ensayos y observaciones.

De acuerdo con las características de los materiales encontrados dentro de la excavación y las observaciones realizadas de las formaciones geológicas del lugar, los depósitos que predominan son coluviales con algo de aporte aluvial, de acuerdo con estudios previos realizados a nivel regional, se les atribuye los siguientes parámetros geomecánicos, ángulos de fricción interna drenados entre 25-35° y cohesiones drenadas entre 0-5000kg/m². Con respecto a las densidades de campo, están entre 1900-2200 Kg/m³. De acuerdo con los ensayos de laboratorio realizados a muestras intactas se tienen los siguientes resultados:

ENVOLVENTE DE FALLA (MUESTRA INALTERADA)				
MUESTRA	ESFUERZO NORMAL (Kg/cm ²)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm ²)	$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$ c (Kg/cm ²)	ϕ (°)
2	1.24	0.60	0.23	18.54
3	2.46	1.12		
4	4.96	1.87		

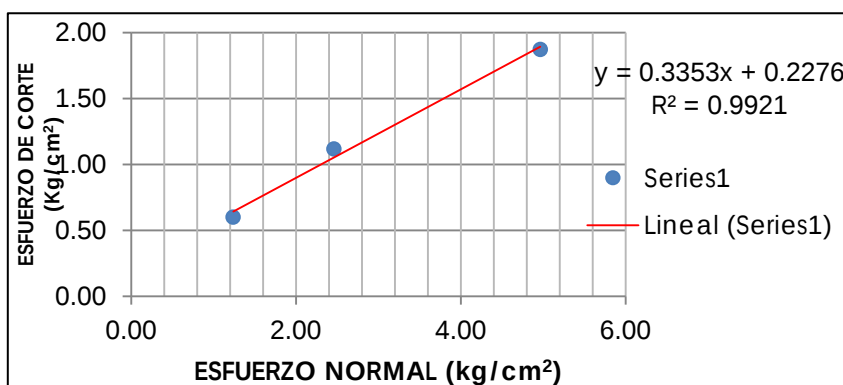


Tabla 3.1.- Resultados de laboratorio.

El ángulo de fricción obtenido es de 18°, mientras que la cohesión drenada es de 2200 Kg/m², estos datos son utilizados para el cálculo de capacidad portante y estabilidad de taludes.

3.5.2 Nivel de cimentación de la infraestructura.

De acuerdo con la estratigrafía encontrada en la exploración, la geología del lugar y la topografía a detalle 1:1000, se puede definir la profundidad de cimentación considerando una socavación moderada del cauce en la zona de emplazamiento del puente esviado. La siguiente figura muestra tanto la ubicación como el nivel recomendado para cimentación de los estribos del puente.

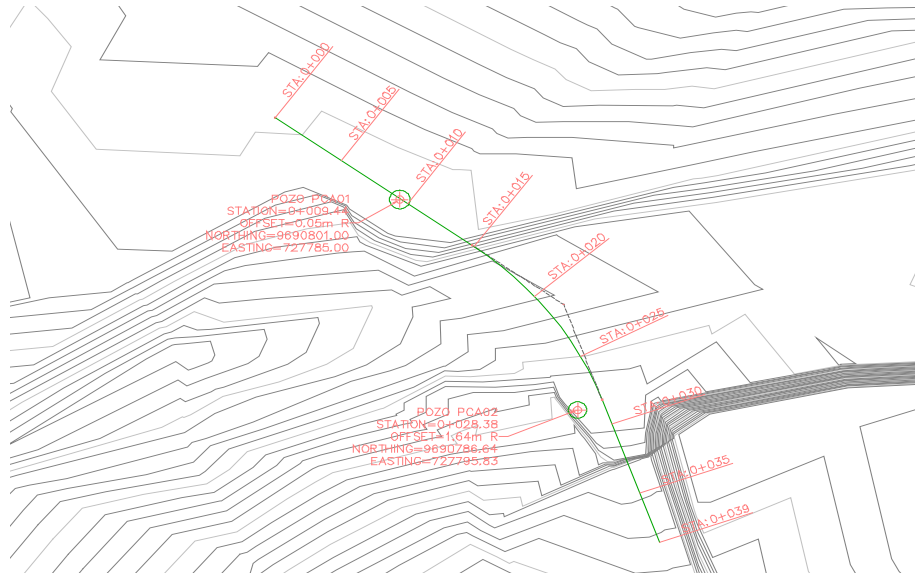


Figura 3.6.- Ubicación de calicatas.

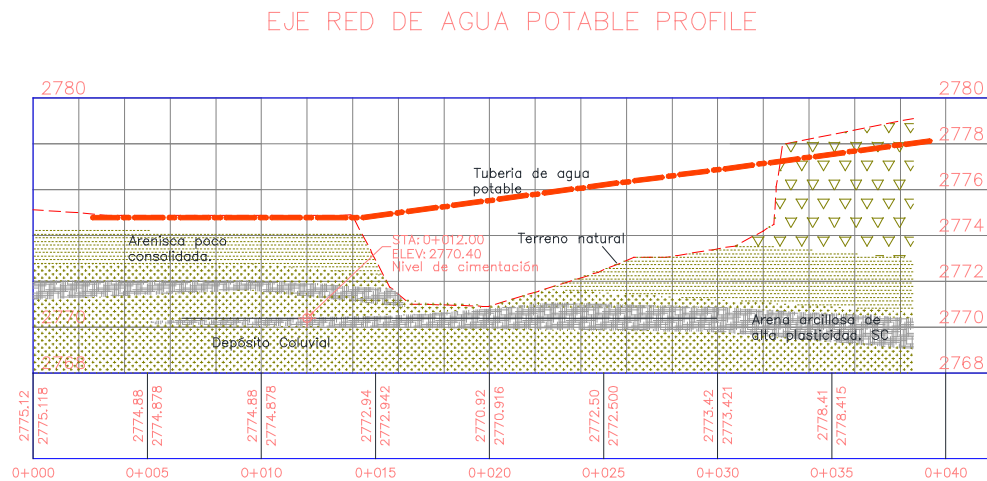


Figura 3.7.- Perfil estratigráfico del terreno.

De acuerdo con la litología encontrada en el sitio de emplazamiento de las obras y los parámetros resistentes determinados, el nivel de cimentación está a los 2770.40m de altura.

3.5.3 Determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación por teoría de capacidad última.

El cálculo de capacidad admisible del suelo de cimentación se realiza utilizando las teorías de capacidad última y los parámetros geomecánicos representativos. Los

valores de capacidad se calcularon para profundidades de cimentación correspondientes a 1.50 m debido a que por solicitaciones estructurales ese será la profundidad mínima de desplante de las zapatas aisladas y las zapatas continuas, por lo tanto se variaron los anchos de zapata como se observa en las tablas posteriores.

Parámetros geotécnicos representativos:

- Peso específico del material de cimentación 2050 kg/m³
- Peso específico del hormigón simple 2400 kg/m³
- Profundidad de desplante D_f
- Cohesión del material 0.22 kg/cm²
- Angulo de fricción interna 18°
- Nivel freático 2.30 m

Los valores de capacidad portante admisible neta del suelo se determina por la teoría de Brinch-Hansen y siguiendo las mismas hipótesis de la teoría de Terzaghi pero con la inclusión de factores de corrección adicionales por forma y profundidad de implantación de la zapata.

$$q'_u = c * N_c * S_c * d_c + \sigma'_D (N_q * S_q * d_q - 1) + 0.5 * \gamma * B * N * S_\gamma * d_\gamma \quad (3.1)$$

Donde:

q'_u : Capacidad neta última.

C: Cohesión del material, en condiciones no drenadas el ángulo de fricción es 0° y se utiliza Cu.

σ'_D : Esfuerzo efectivo en la base de la zapata.

γ : Peso específico del material por debajo del nivel de cimentación.

B: Ancho de la zapata.

N_c , N_q , N_γ : Factores de carga de acuerdo al tipo de material.

S_c , S_q , S_γ : Factores de modificación por forma.

d_c , d_q , d_γ : Factores de modificación por profundidad.

La capacidad admisible, se obtiene al aplicar un factor de seguridad a la capacidad última calculada por la teoría de Brinch-Hansen. En la práctica es aceptable un factor de seguridad de 3. Entonces se tiene:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (3.2)$$

3.5.4 Determinación de asentamientos esperados.

Para el cálculo del asentamiento esperado se consideró que la zapata está sometida a la carga máxima admisible que puede soportar. Los parámetros geomecánicos representativos de diseño del suelo son los siguientes:

- Módulo de elasticidad del material. 15 MPa
- Relación de Poisson. 0.30

La fórmula utilizada, que se presenta a continuación, considera que la zapata se comportará como perfectamente rígida:

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} * (1 - U_s^2) * \alpha \quad (3.3)$$

Donde:

B: Ancho de la zapata.

Se: Asentamiento inmediato.

Es: Módulo de elasticidad.

u_s : Relación de Poisson.

q_0 : Fuerza neta por unidad de área.

α_r : Coeficiente de deformación de la zapata.

De acuerdo al tipo de estructura que se va a emplazar en el terreno en estudio, se ha limitado el asentamiento máximo esperado a 25mm.

3.5.5 Resultados de capacidad portante.

Los resultados de la capacidad portante se mostrarán en el capítulos posteriores, donde se hará el diseño de las cimentaciones del puente, la razón por la cual se mostrarán los resultados en ese capítulo es debido que a que debemos primero conocer el ancho de la calzada que se determina con el estudio de tráfico, que a su vez nos indicará la longitud L transversal del tablero y la altura del muro de contención, que depende de dos factores, el nivel de cimentación y el nivel de aguas máximas, este último valor se lo determina con el estudio hidrológico-hidráulico, estos datos son necesarios conocer debido a que son parte de la fórmula de la capacidad portante.

3.5.6 Resultados del Asentamiento.

Los resultados del asentamiento también se mostrarán en capítulos posteriores, junto con el de capacidad portante, ya que son datos que se usan en conjunto.

3.5.7 Empuje de tierras.

El empuje activo se estima mediante la teoría de empuje de tierras de Rankine siguiendo la siguiente formulación:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.4)$$

Donde:

k_a : Coeficiente de empuje activo.

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo en grados.

El material a soportar tiene los siguientes parámetros geotécnicos:

Peso específico del material de cimentación	2050 kg/m ³
Cohesión del material	0.22 kg/cm ²
Angulo de fricción interna	18°

El factor de empuje lateral resultante en los muros es de 0.53, no es necesario considerar el empuje del agua subterránea porque se entiende que el diseño de las estructuras de contención de tierras estarán previstas de un sistema de drenaje adecuado a través del uso de mechinales en el paramento de los muros.

En capítulos posteriores se hará la demostración de la fórmula de Rankine.

3.6 Recomendaciones constructivas.

En base a lo expuesto se dan las siguientes recomendaciones constructivas:

- Se anticipa la necesidad de utilizar entibamiento temporal durante las excavaciones que se realizarán como parte del proyecto. Los taludes de excavación recomendados son de 0.75H:1.0V con lo cual se garantiza su estabilidad durante la fase de construcción.

- Para minimizar los riesgos de bloques caídos o desprendimientos de zonas puntuales se recomienda que los taludes temporales se excaven con una pendiente 0.75H:1.0V, con lo cual se puede garantizar su estabilidad durante la fase constructiva.
- Se recomienda que los últimos 0.50 metros de excavación se realicen con herramienta manual o equipo menor debido a la alteración del suelo que provoca el uso de maquinaria pesada.
- Los desniveles excesivos que se produzcan durante la fase de excavación se pueden rellenar con material de sitio removiendo las partículas con diámetros mayores a 7.5 cm (3 pulgadas) y compactando el material al 100% del Proctor Estándar.
- En el contacto del suelo con la cimentación se debe colocar un replantillo de hormigón pobre $f'c = 120 \text{ Kg/cm}^2$ de 10cm de espesor.
- El exceso de agua durante la fase de la construcción deberá desalojarse por medio de bombas según como se considere necesario.
- Se recomienda programar los trabajos de construcción en épocas de estiaje, con la finalidad de evitar el uso de ataguías muy grandes.
- Para el relleno trasdós de los estribos del puente se recomienda utilizar el material de sitio en caso que se pueda llegar a la densidad seca de 1500 Kg/m^3 , caso contrario deberá utilizarse material de relleno el cuál se compactará al 100% del proctor estándar.

3.7 Conclusiones sobre el estudio del suelo.

En base a todo lo expuesto se establecen las siguientes conclusiones:

- La zona en estudio se caracteriza desde el punto de vista geológico por la presencia de depósitos coluviales con aporte aluvial de las quebradas, lo que hace importante el análisis de los materiales finos a nivel de cimentación.
- La estabilidad de la zona de estudio queda garantizada a través de la construcción de los sistemas de drenaje tanto superficial como subterráneo, ya que estos depósitos son susceptibles a la erosión interna a causa del agua.

4. Estudio Hidrológico e Hidráulico.

El Informe contiene los criterios para la ejecución de los estudios hidrológicos-hidráulicos para el diseño del puente sobre la quebrada Toctehaicu.

Este estudio proporciona datos hidráulicos requeridos para el diseño estructural del puente puesto que es el conjunto de trabajos en campo y gabinete (procesamiento de información) que definen este diseño hidráulico, estableciendo las longitudes mínimas de la estructura y de sus claros, así como el espacio libre vertical mínimo que ha de dejarse entre el nivel de agua del diseño y el lecho inferior de la superestructura.

Los diseños se los harán para un periodo de retorno de 100 años, puesto que al ser estructuras muy valiosas se las debe proteger para eventos de al menos este período.

Luego de los análisis hidrológicos se procede a realizar los estudios hidráulicos necesarios para determinar, en los sitios se ubiquen las secciones hidráulicas, los niveles, tirantes y velocidades del flujo, que correspondan a los gastos calculados en la parte hidrológica.

Lo siguiente y la parte final del informe corresponde a establecer las longitudes mínimas del puente y de sus claros, y el galibo correspondiente.

Por tanto en el presente informe se incluyen los principales resultados de los estudios hidrológicos, esto es los caudales de diseño definitivos en sitios de diseño, este resumen se presenta en los acápites a continuación.

4.1 Ubicación del proyecto.

El proyecto se encuentra ubicado en la provincia del Azuay, dentro del cantón Cuenca en la Parroquia Octavio Cordero Palacios. Esta quebrada pertenece a la cuenca del río Paute, subcuenca del Burgay, y directamente se encuentra dentro de la microcuenca del río Déleg. Se encuentra localizado cerca de la población de Azhapud. Cabe mencionar que la topografía de este sector es completamente irregular.



Figura 4.1.- Croquis de la cuenca del Rio Paute, con sus subcuencas.

4.2 Datos topográficos.

Para un correcto análisis hidráulico se tomará una topografía correspondiente a aproximadamente 100 metros del río. El levantamiento topográfico deberá contener suficiente información para representar la configuración del terreno por el fondo del cauce, así como en las secciones hidráulicas, y los niveles del agua en ambos casos. De él se deducen la pendiente geométrica del cauce y la pendiente hidráulica del agua, tanto en el momento en que se realizó el estudio como para la creciente que corresponda al caudal de diseño. También con la información topográfica se realizará un croquis en planta que indica claramente la ubicación de la obra por diseñar, en relación con el entorno geográfico de la zona, incluyendo rutas de acceso y las distancias aproximadas, suficientes para facilitar el acceso al sitio del nuevo puente.

A continuación se muestra el croquis del levantamiento topográfico y las secciones transversales necesarias para el análisis hidráulico.

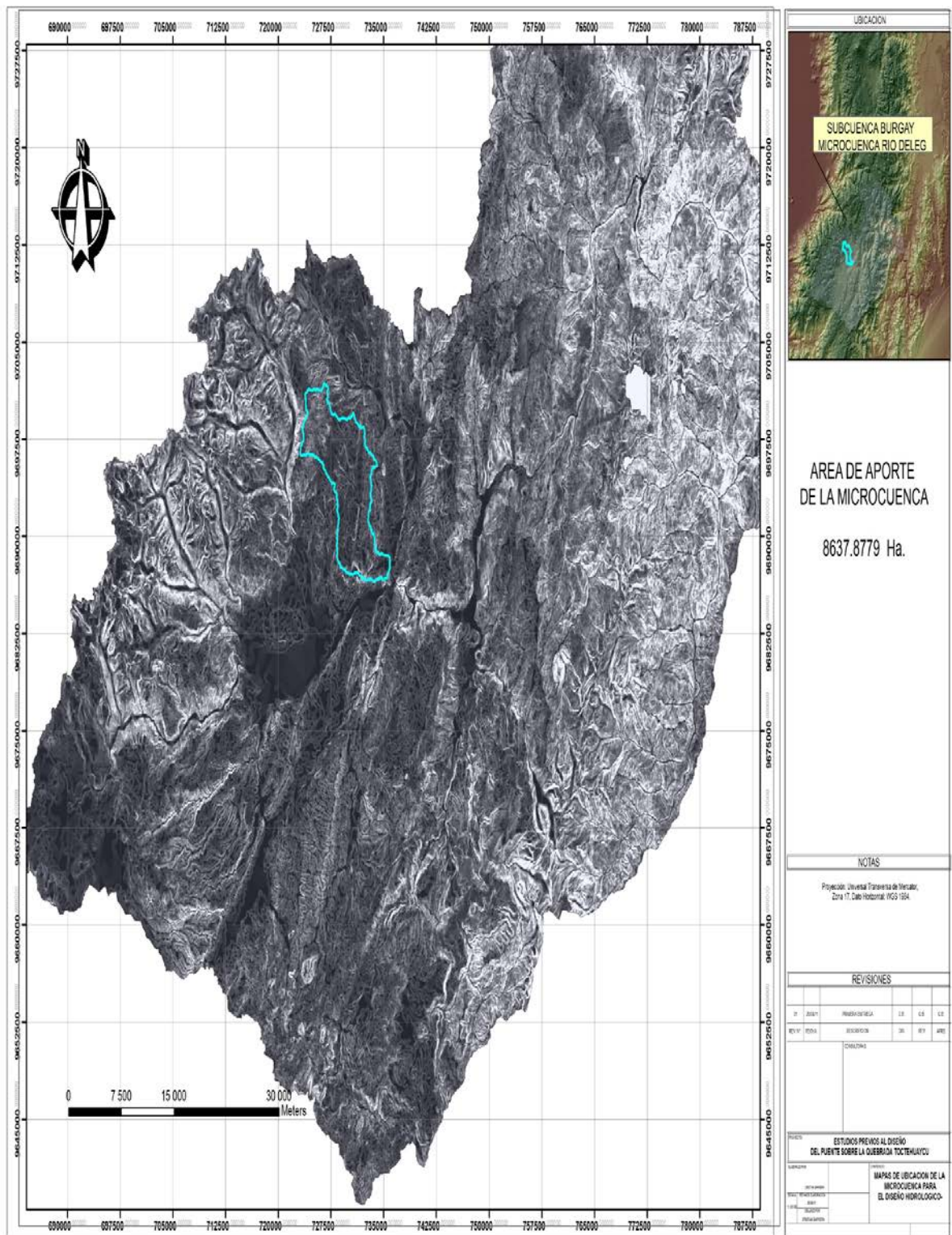


Figura 4.2.- Ubicación de la Microcuenca del Río Déleg.

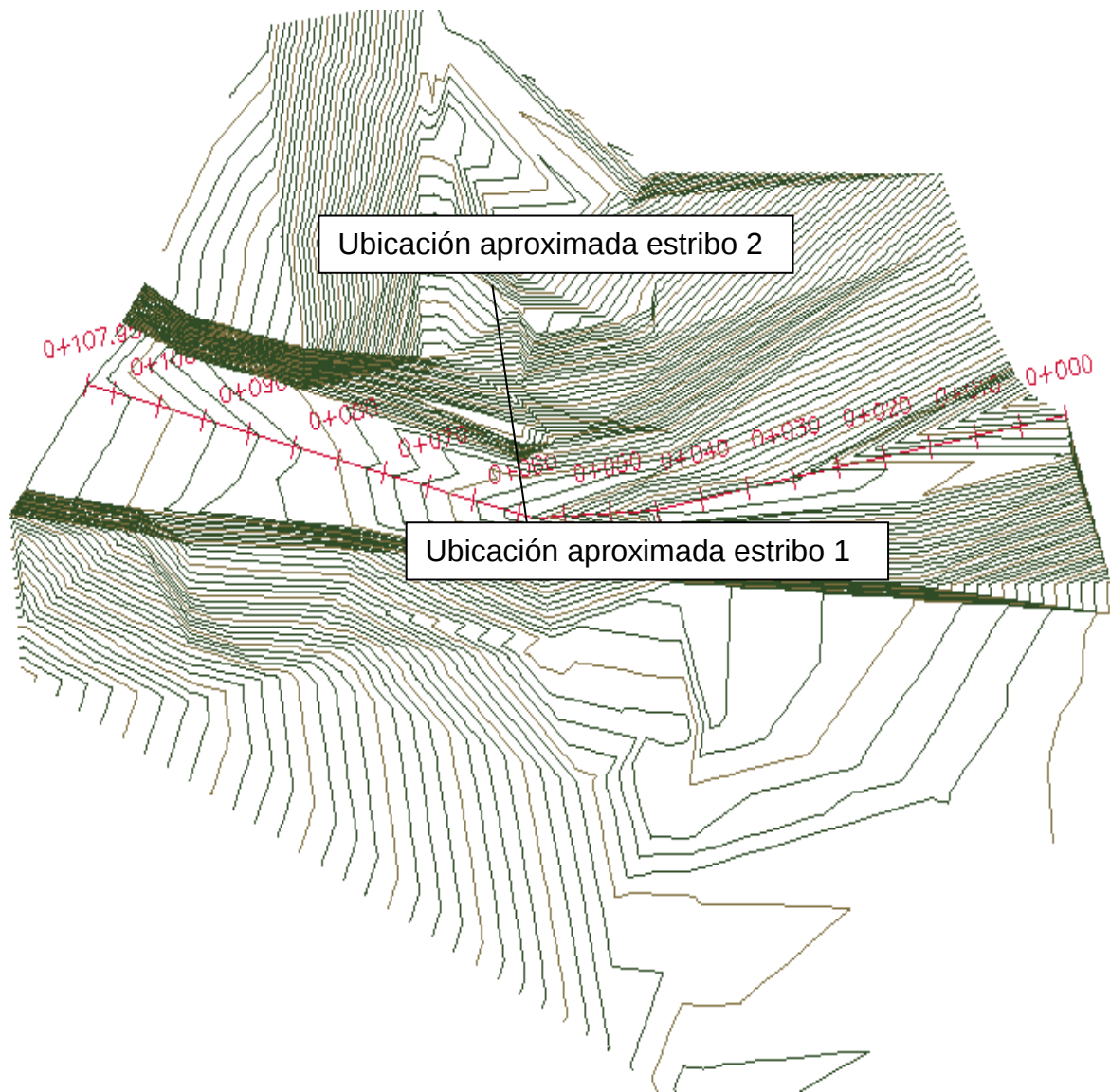
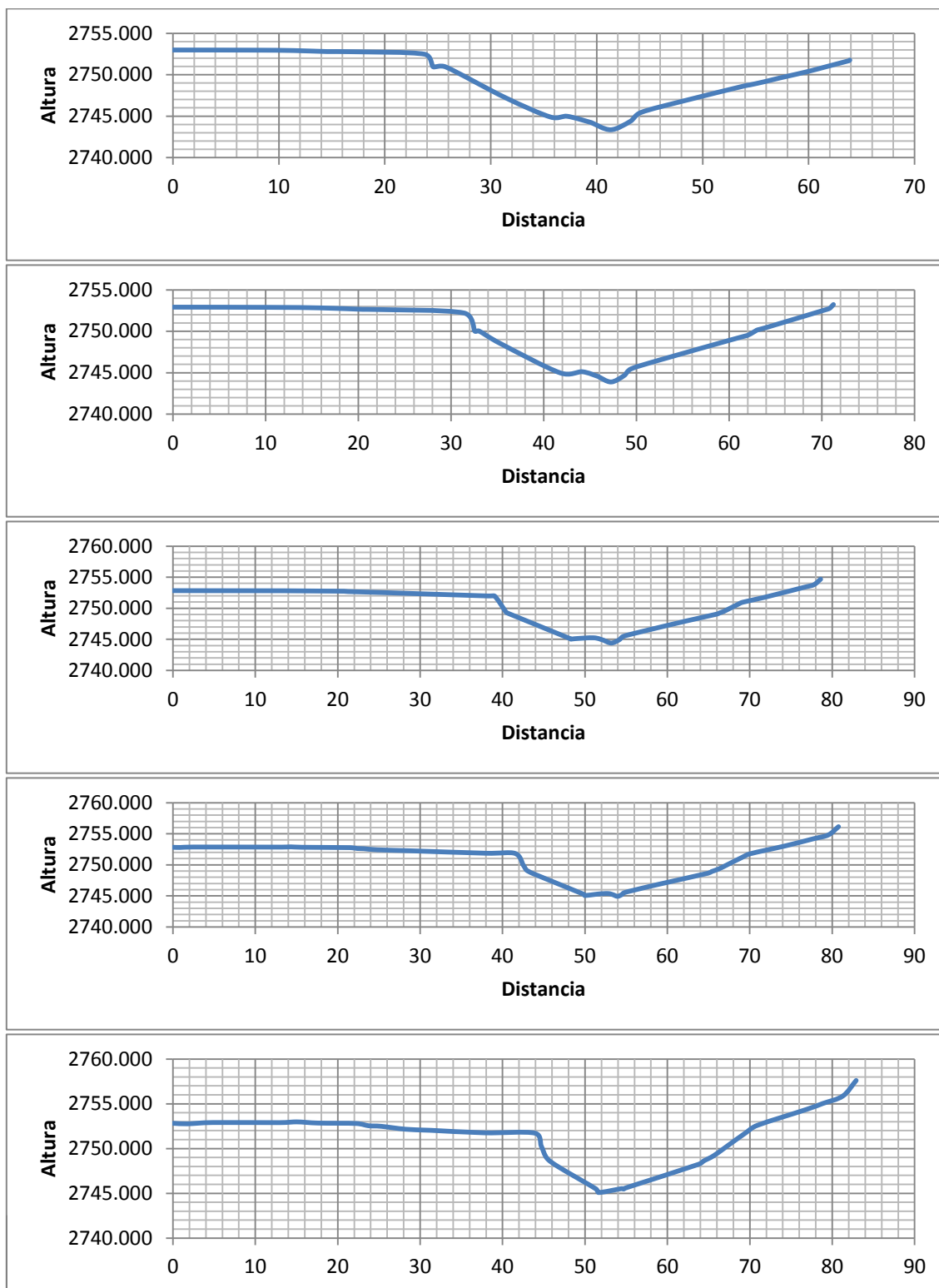


Figura 4.3.- Levantamiento en planta de la zona y ubicación de las secciones transversales.

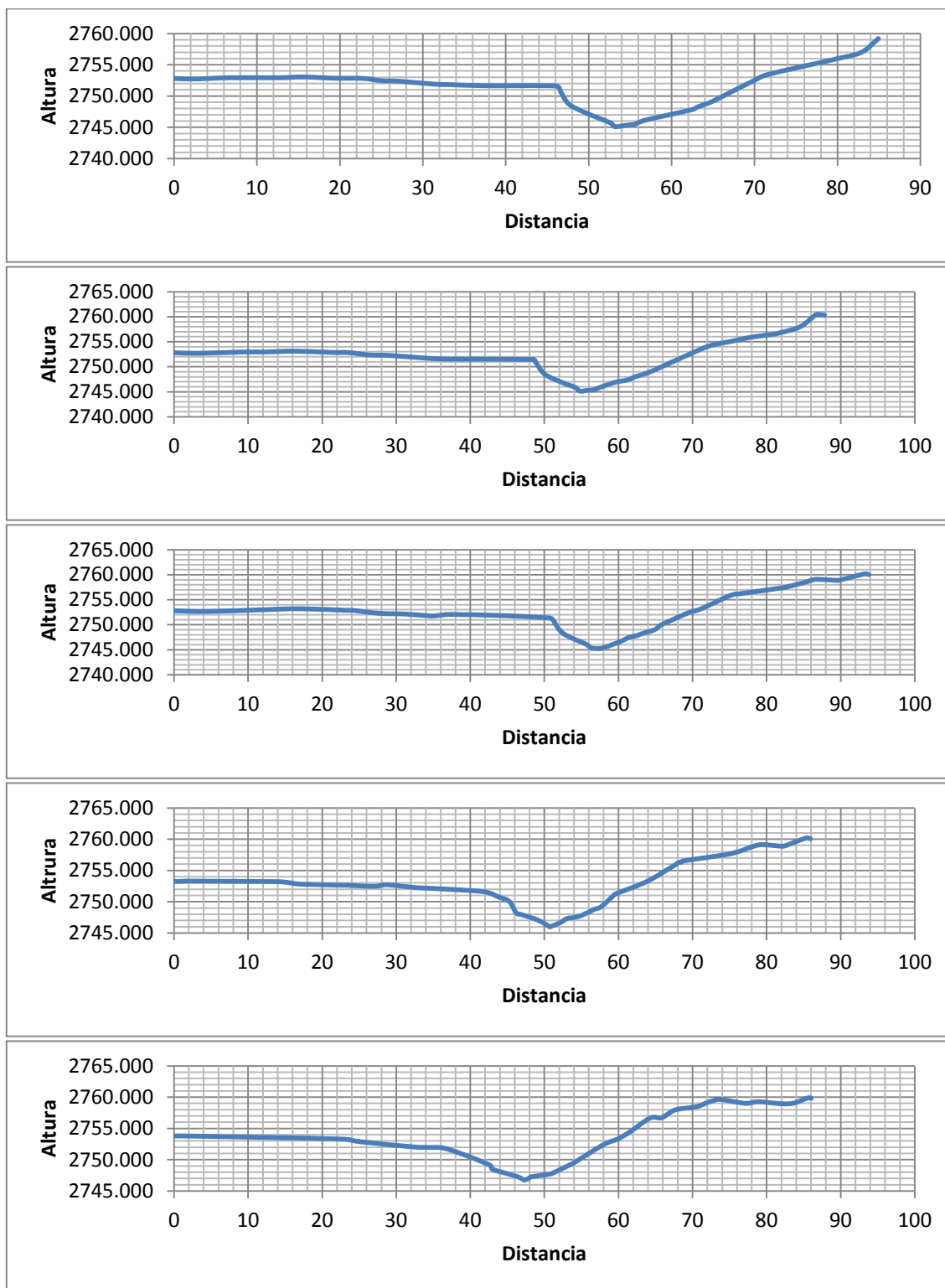
4.3 Secciones transversales.

A continuación se muestran el perfil de todas las secciones transversales obtenidas en el levantamiento, en los gráficos se indica una altura referencial cercana a la realidad, aproximadamente 25 metros de diferencia, pero que no influye en los cálculos.

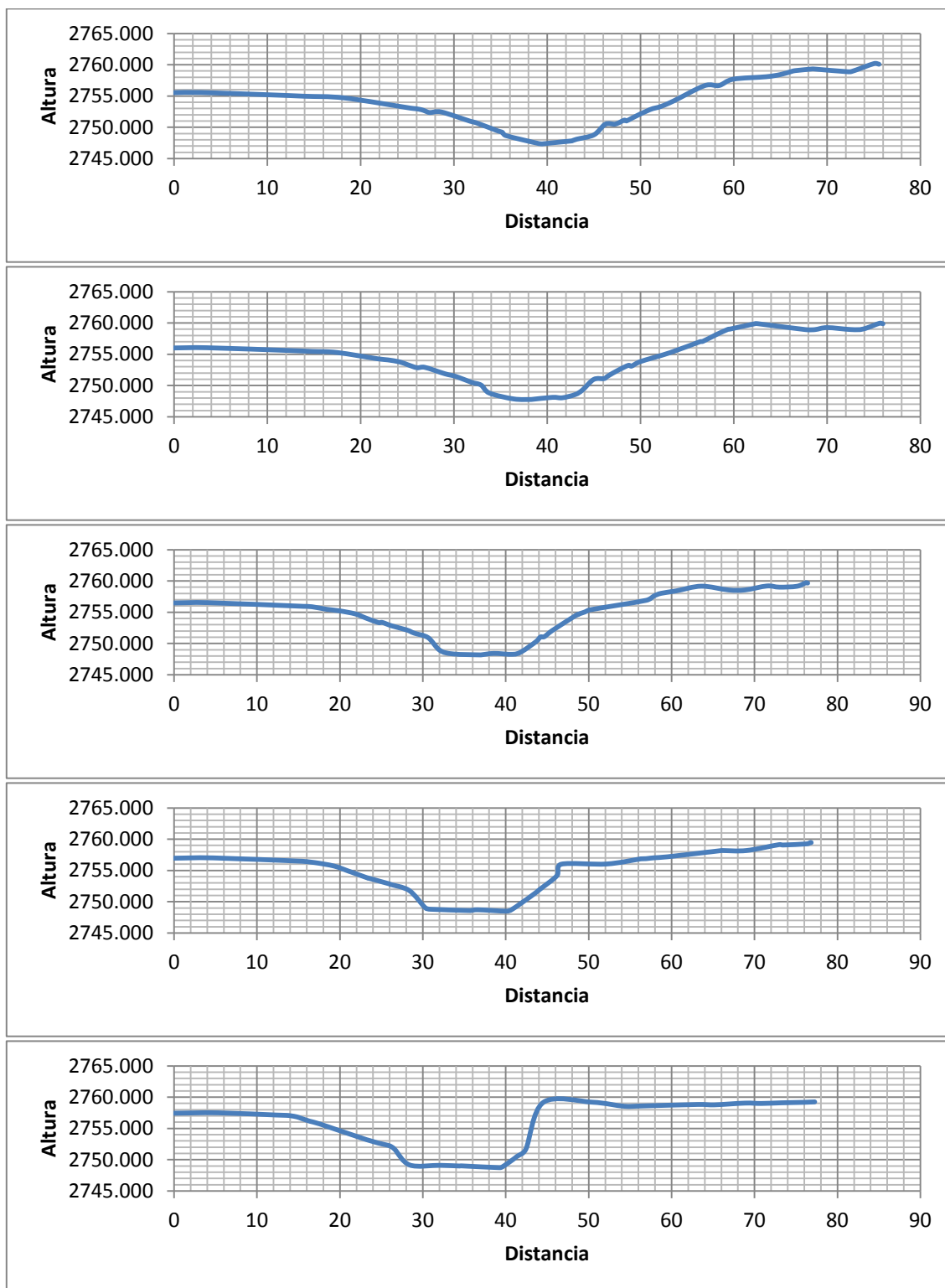
Secciones transversales: del 0+010 al 0+025.



Secciones transversales: del 0+030 al 0+50.



Secciones transversales: del 0+055 al 0+075.



Secciones transversales: del 0+080 al 0+090.

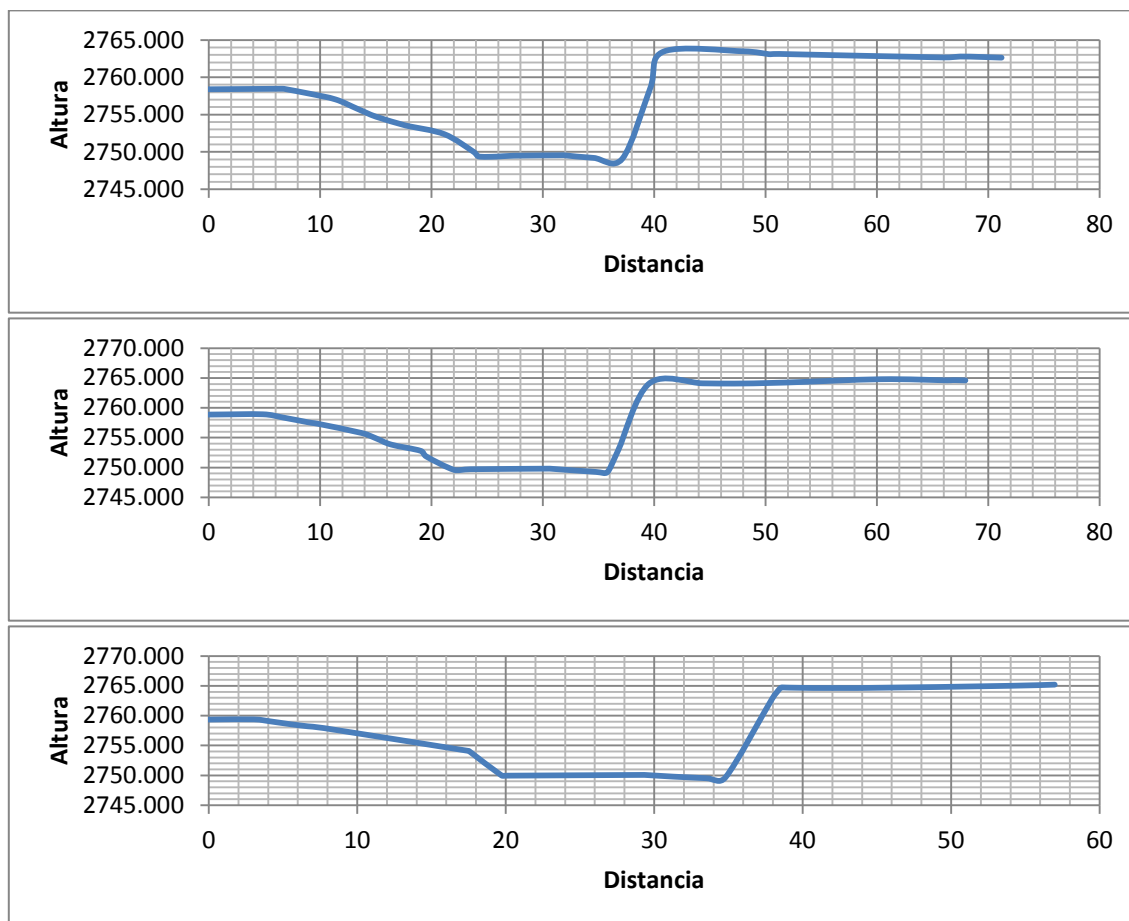


Figura 4.4.- Secciones Transversales de la quebrada.

4.4 Estudio Hidrológico.

La Figura 4.5 es un mapa de la cuenca del río Paute en donde se muestra la ubicación de las diferentes subcuencas, entre ellas la del río Burgay, mientras que la Figura 4.6 indica la Microcuenca del río Déleg, el cual es área de aporte directo para la quebrada en estudio.

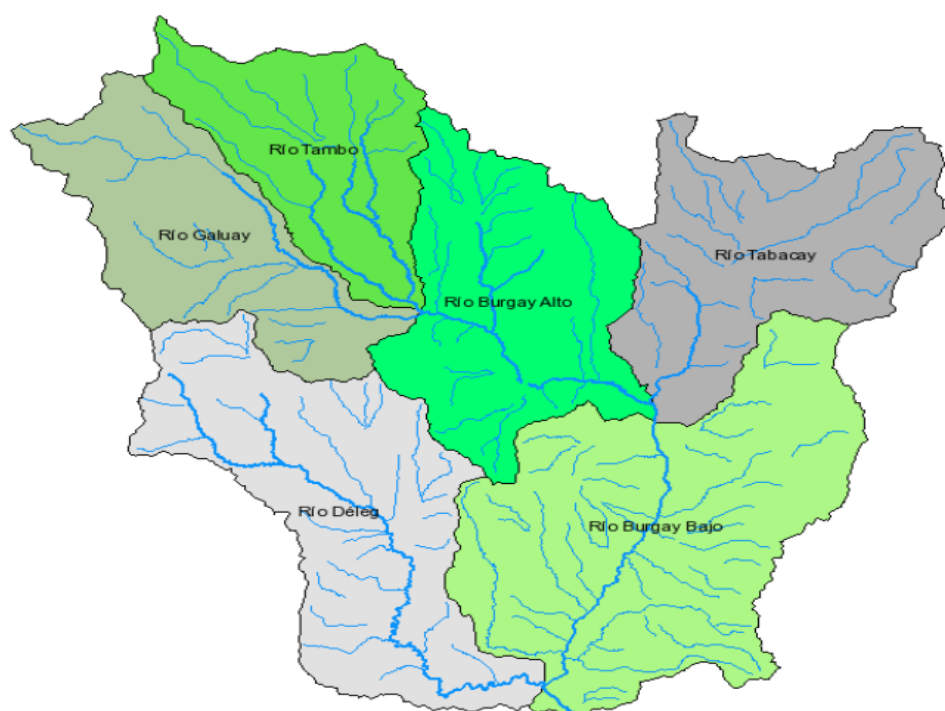


Figura 4.5.- Mapa de la cuenca del río Paute.

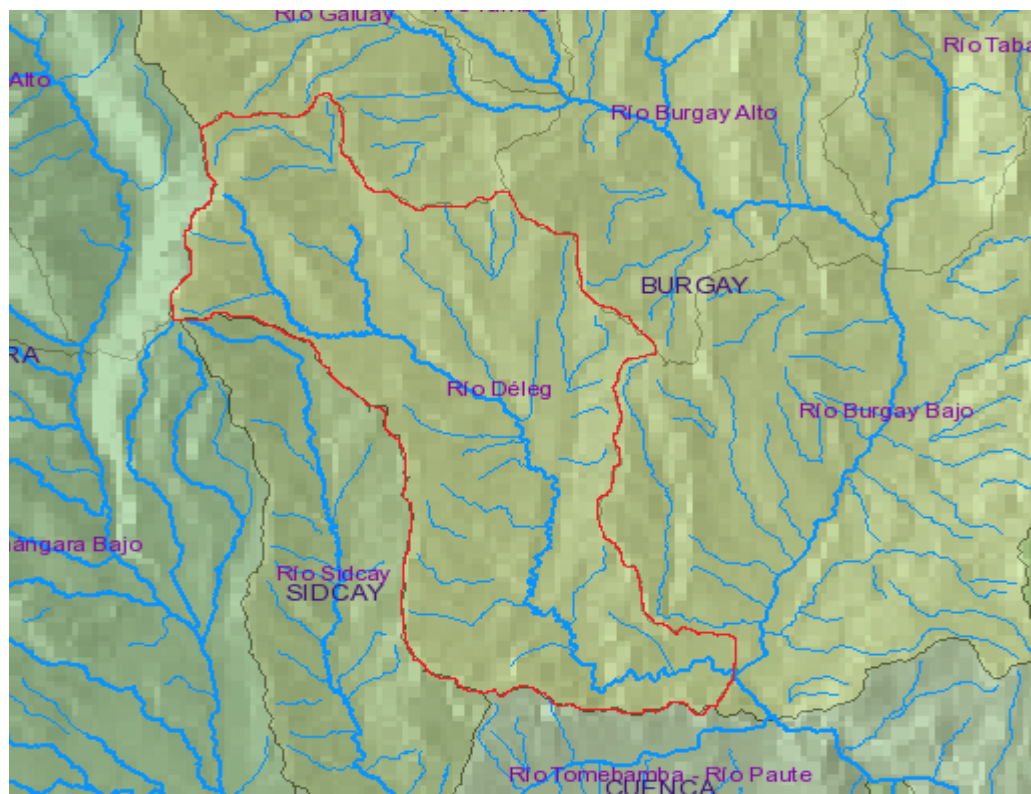


Figura 4.6.- Microcuenca del Río Déleg.

4.4.1 Determinación de caudales.

Es necesario realizar un análisis de las estaciones hidrológicas existentes dentro de la microcuenca del río Déleg, que contribuyan con información válida para el estudio.

Se establece que en la zona de estudio no existen estaciones hidrológicas con registros históricos, sin embargo dentro de la cuenca del río Burgay existen dos estaciones, la correspondiente a Déleg AJ Burgay (H-933) y Burgay AJ Déleg (H-932); esta última con muy poca información registrada. Las estaciones identificadas se resumen en la Tabla 4.1.

Estación	Código	Tipo	Fuente	Serie Disponible
Déleg AJ Burgay	H-933	Hidrométrica	INAMHI	1985
Burgay AJ Déleg	H-932	Hidrométrica	INAMHI	1985

Tabla 4.1.- Estaciones en el área de influencia del proyecto: Información Histórica.

4.4.2 Cálculo del tiempo de concentración.

Para la determinación del tiempo de concentración, que es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, se utilizó 2 conceptos distintos para tener un criterio mejor y optimizar así los resultados del estudio.

Fórmula de Kirpich.

$$t_c = 0.000325 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.1)$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración, (h).

L: Longitud del cauce principal, (m).

S: Pendiente promedio del recorrido del cauce, (m/m).

Fórmula Californiana (del U.S.B.R)

$$t_c = 0.066 * \left(\frac{L}{J} \right)^{0.77} \quad (4.2)$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración, (h).

L: Longitud del cauce principal, (Km).

J: Pendiente promedio del cauce, (m/m).

4.4.3 Levantamiento de Información: Parámetros de diseño.

4.4.3.1 Geomorfología.

Gracias al empleo de cartografía disponible para la zona, se trazó las subcuencas de aporte al punto de diseño. Así se indica en el resultado del cálculo de los parámetros morfológicos de la subcuenca aportante en la Tabla 4.2.

Subcuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)	Cota mínima (m s.n.m)	Cota Máxima (m s.n.m)	Desnivel (m)	Longitud Cauce (km)
Burgay	86.37	45.65	2405	3798	1393	22.3

Tabla 4.2.- Características de la cuenca de aporte.

4.4.3.2 Precipitación.

Lo fundamental es determinar el histograma de precipitaciones a modelar de acuerdo al comportamiento real de la zona, para ello se utilizó un histograma de 38 mm de precipitación ocurridos en 24 horas de duración basado en el periodo de retorno de 100 años de la estación Déleg al cual se aplicó el método del hidrograma unitario adimensional del Servicio de Conservación de Suelos (por sus siglas en ingles S.C.S, 1972), cuya metodología permite determinar los parámetros fundamentales del hidrograma.

4.4.3.3 Uso del Suelo: Número de Curva CN.

Uno de las factores más importantes que intervienen en el cálculo es el factor que caracteriza a la escorrentía, para ello se estimó el valor de CN según las características de la cuenca motivo de estudio.

El número de curva promedio obtenido para la cuenca aportante del río Déleg es de CN=60, sin embargo se va asumir un factor, por el lado de la seguridad, de CN= 65 ya que la escala de información de usos de suelos es muy baja y con esto se brinda mayor confianza en los resultados.

Con el ingreso de toda la información se procede al cálculo de la avenida para el periodo de retorno de 100 años, dando como resultados los expresados en la Tabla 4.3.

Microcuenca	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración (minutos)	Tiempo de concentración (horas)	Caudal Máximo de diseño(TR: 100 años) (m ³ /s)
Déleg	0.0278	320.4	5.34	44.9

Tabla 4.3.- Caudal máximo de diseño.

El caudal máximo de diseño obtenido para la Microcuenca del río Déleg es de 44,9 m³/s, sin embargo hay que considerar que el caudal de la quebrada en estudio está muy por debajo de los resultados obtenidos por la microcuenca, y tomando el lado de la seguridad, se tomará un caudal de diseño máximo de 25 m³/s, brindando mayor confianza en los resultados.

La Figura 4.7 muestra el hidrograma de crecida para la avenida de diseño para un periodo de retorno de 100 años con el cual se procederá a realizar el análisis hidráulico de la quebrada en estudio.

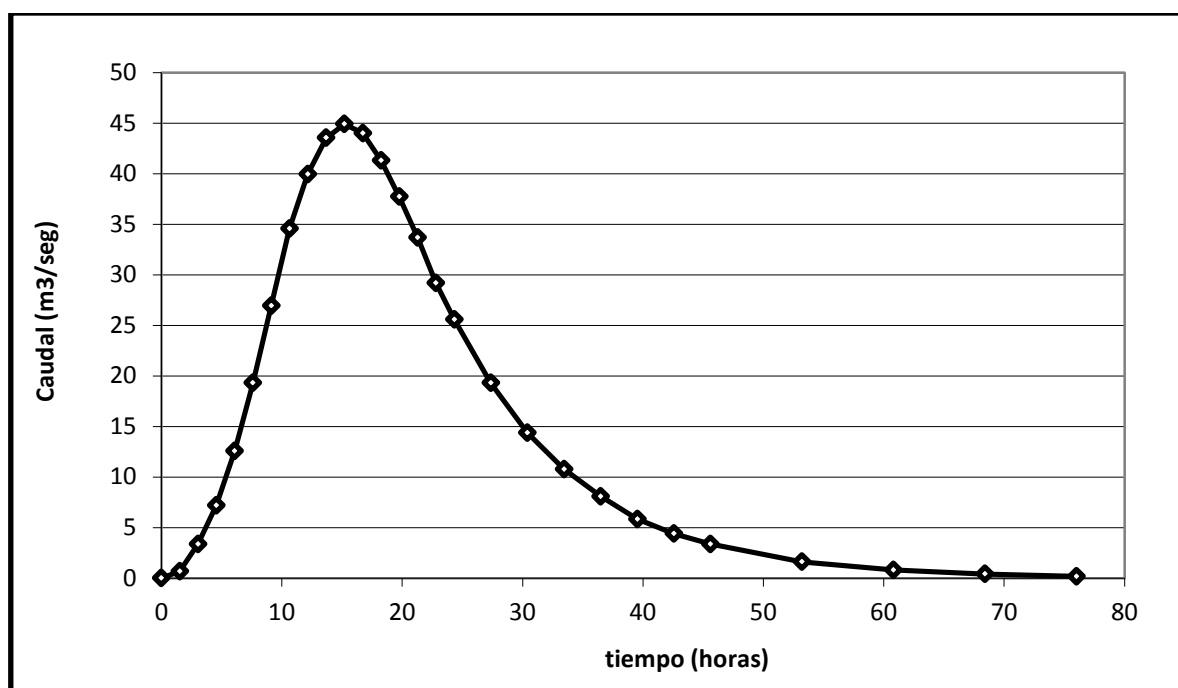


Figura 4.7.- Hidrograma de crecida para la avenida de diseño (Tr =100 Años).

4.5 Estudio Hidráulico.

4.5.1 Modelización matemática aplicando hec-ras.

Previo a la modelización es necesario saber que este modelo matemático (HEC-RAS) presentado en este proyecto tiene varios propósitos de uso. En general se puede decir que el modelo es una herramienta útil para la evaluación de procedimientos de control de inundaciones. Básicamente, el modelo determina el comportamiento hidráulico, en el espacio y en el tiempo, del flujo de agua en una planicie. Con él se encuentran las profundidades y las velocidades de flujo en cualquier punto de la zona en estudio en un tiempo dado.

4.5.2 Condiciones de frontera.

Para el análisis hidráulico mediante el uso de esta herramienta (HEC-RAS) se corrieron 19 secciones transversales, distribuidas cada 5 metros, se lo hizo para condiciones de flujo NO ESTACIONARIO, con el hidrograma determinado en el acápite anterior.

Por tanto las condiciones que se utilizó para el estudio son las siguientes:

Según el levantamiento topográfico realizado en el campo, la quebrada cuenta con una pendiente media de 2,78% por lo que se considera un cauce de montaña. Dado a que posee esta pendiente elevada se podría decir que el flujo que regirá este cauce es un flujo supercrítico. Esta hipótesis se afirmará más adelante.

Flujo: No Permanente y Mixto.

Condición Aguas Arriba: Hidrograma correspondiente a un periodo de 100 años de retorno.

Condición Aguas Abajo: Pendiente de fricción igual a 0,026.

Valores de Manning: 0,035 en el cauce del río y 0,05 en las llanuras.

Se debe tener en cuenta que la selección de un valor adecuado para el número “n” de Manning tiene mucha significancia en la precisión de los cálculos de los perfiles hidráulicos. Este valor es variable y depende de un gran número de factores entre los que incluyen: rugosidad de superficie, vegetación, irregularidades del cauce, alineación del cauce, erosión, obstrucciones, tamaño y forma del cauce, cambio temporal, temperatura, material en suspensión y carga de fondo.

En general, el número de Manning debe ser calibrado en todo sitio en donde sea disponible obtener información.

Cuando no se dispone de esta información, se deberán utilizar valores obtenidos para ríos en condiciones similares, o en valores obtenidos desde datos experimentales.

4.6 Resultados.

Es fácil determinar gracias a la Figura 4.8 y Figura 4.9 que en toda la zona de estudio el tramo presenta un flujo supercrítico ($Fr > 1$) debido a que está influenciada por una pendiente media en el tramo de 0,6%, lo que corrobora la hipótesis planteada al inicio del acápite.

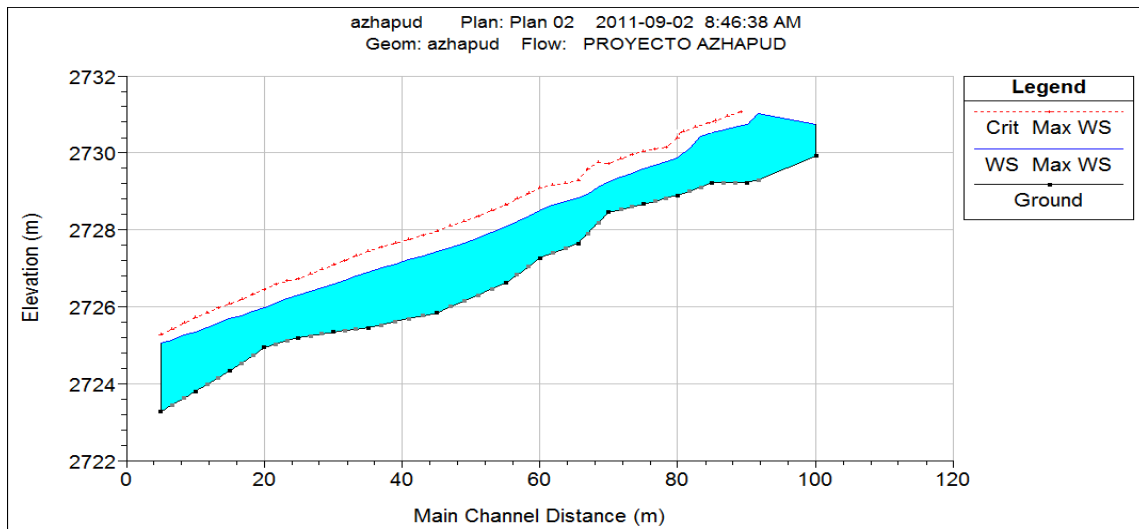


Figura 4.8.- Perfil Longitudinal de la quebrada en el entorno HEC-RAS.

Las secciones transversales demuestran que el cauce de la quebrada es capaz de mantener un caudal alto para esta zona ya que no existe desbordamiento de ninguna clase, por tanto se considera que el tramo de estudio es apto para la construcción de un puente.

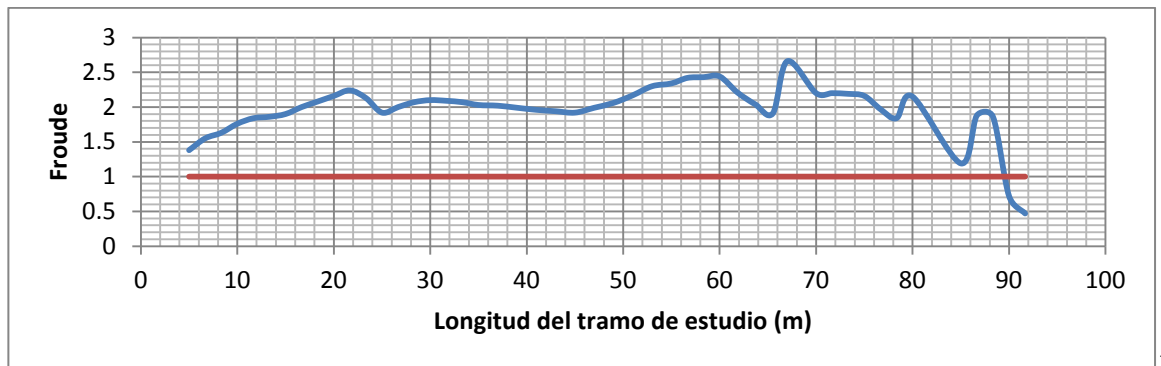


Figura 4.9.- Número de Froude a lo largo del tramo de estudio.

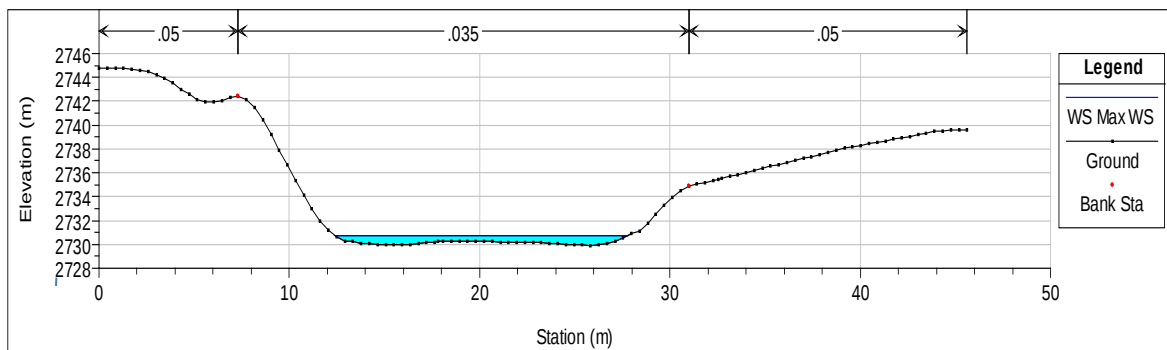


Figura 4.10.- Sección inicial de la zona de estudio Aguas Arriba.

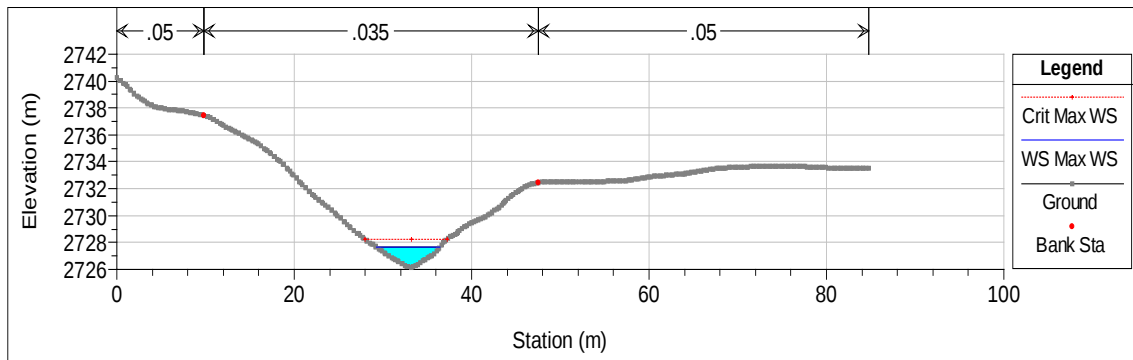


Figura 4.11.- Sección transversal cercana a la ubicación del puente.

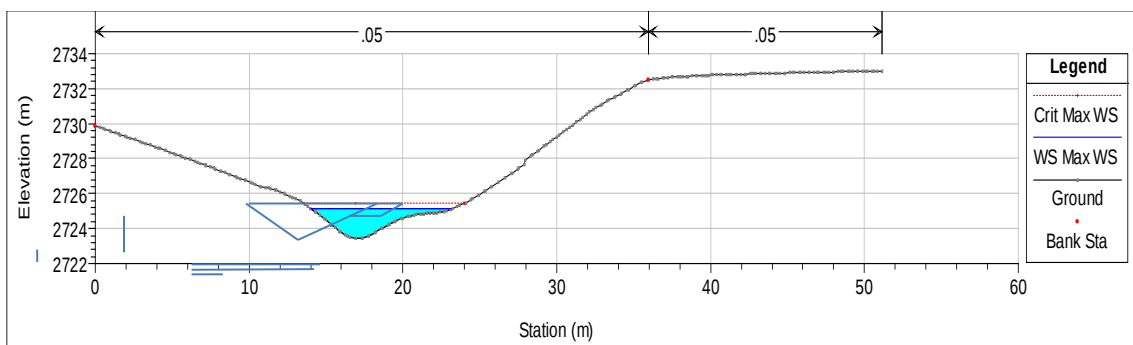


Figura 4.12.- Sección final de la zona de estudio Aguas Abajo.

En el sector de estudio se registran velocidades que varían desde los 3,63 m/s hasta los 0,21 m/s con una velocidad promedio de 2,12 m/s. En la Figura 4.13 se aprecia que en la sección del puente se registra una velocidad del alrededor de los 2,5 m/s.

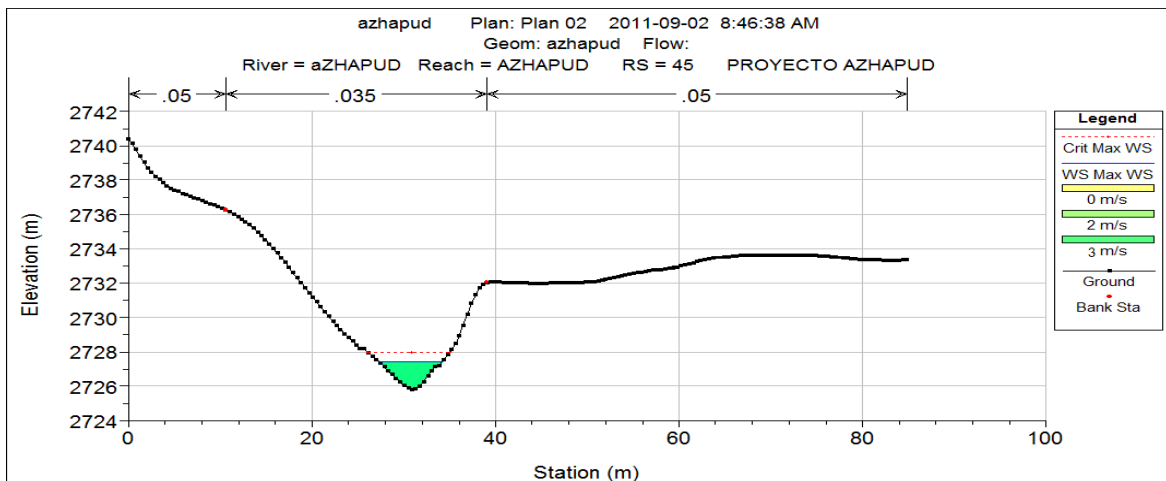


Figura 4.13.- Velocidades en el sector del puente.

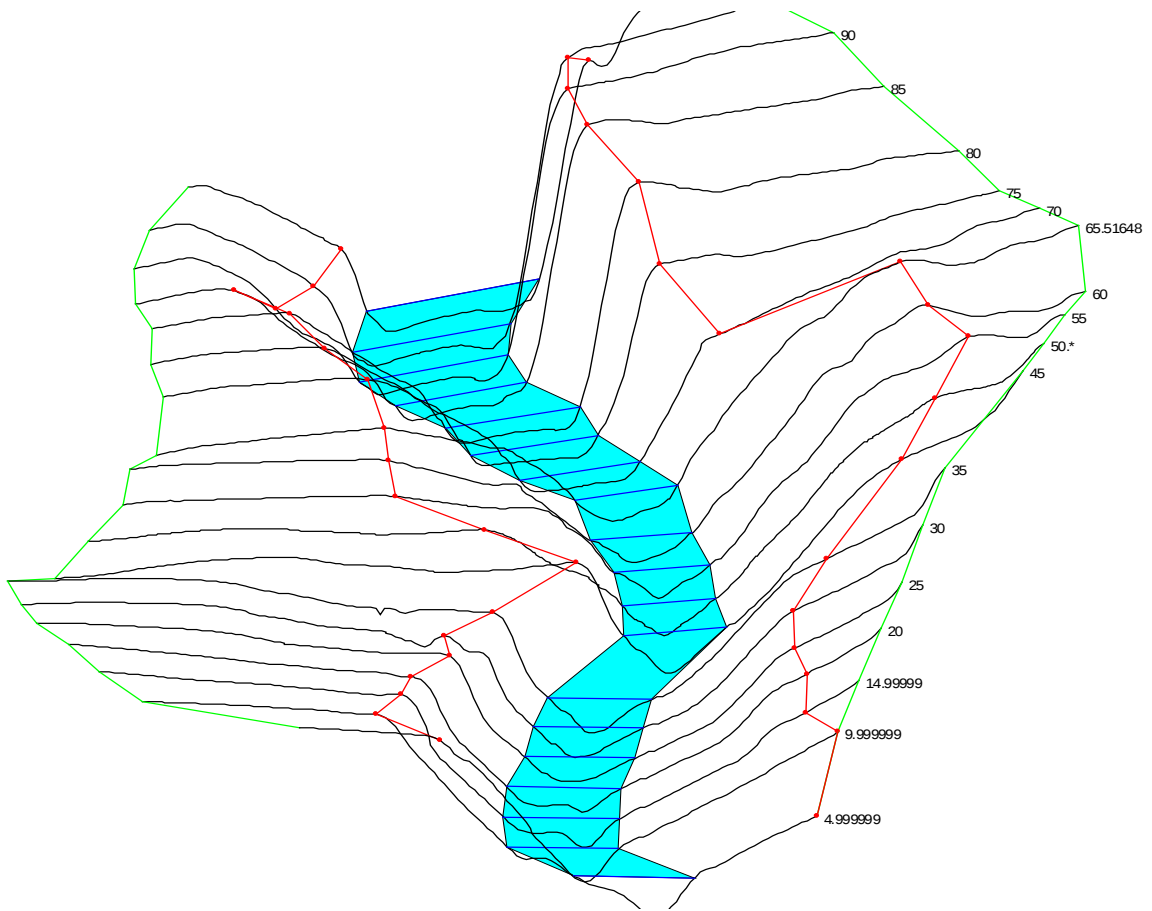


Figura 4.14.- Vista en el entorno HEC-RAS.

4.7 Recomendaciones.

Toda la zona de estudio está gobernada por un régimen de flujo supercrítico debido a las condiciones de topografía principalmente (pendientes altas).

Para la zona de estudio se registró velocidades que varían desde los 3,63 m/s hasta los 0.21 m/s con una velocidad promedio de 2,12 m/s, los valores están distribuidos de la siguiente forma, las velocidades más altas están localizadas en la parte superior (cauce de montaña), mientras que las velocidades más bajas se sitúan en la parte baja, en las secciones cercanas al emplazamiento del puente presenta valores intermedios de las velocidades muy cercanas al valor promedio.

Del estudio hidráulico cerca de la sección del puente, el calado máximo esperado en el sitio es de 1,5 metros con una velocidad aproximada de 2,13 m/s sin presentar problemas de desbordamiento en ningún sitio del tramo estudiado.

Por seguridad es recomendable una altura desde el nivel máximo de crecida de 1,5 metros hasta la plataforma del puente.

5. Estudio de tráfico.

5.1 Estudio de tráfico vehicular.

Dentro del diseño del puente se encuentra aspectos como el ancho de la calzada de éste, y en definitiva el ancho de su sección transversal.

Como nos dicta el Manual de Diseño de Puentes, el ancho de la sección transversal no será menor al ancho del acceso a éste, cuando los accesos al puente tampoco han sido diseñados aún, es necesario hacer un estudio del tráfico que nos permita determinar el ancho de la carretera que accede al puente, y el ancho del puente mismo.

Dentro del estudio se determinará el TPDA (tráfico promedio diario anual) que nos permitirá conocer a qué tipo de carretera pertenece la vía que da acceso al puente que se diseñará.

5.1.1 Aforo de tráfico.

Para establecer el TPDA del proyecto, se realizó el censo volumétrico de tráfico durante 2 días, viernes y sábado, 12 horas diarias desde las 7:30 AM hasta las 7:30 PM, además los datos fueron moldeados por las entrevistas que se hicieron a los pobladores del lugar, sobre la cantidad aproximada de vehículos que llegan a la zona en época de fiestas.

Del Censo Volumétrico De Tráfico realizado se obtuvieron los resultados que se muestran en la tabla siguiente.

Tipo de vehículo		Días		
		Lunes	Martes	Total
Livianos		23	24	47
Pesados	Buses	0	0	0
	Camiones	3	3	6
	Tráiler	0	0	0

Tabla 5.1.- Número de vehículos livianos y pesados.

5.1.2 Vehículo del proyecto.

Se llama vehículo de proyecto o vehículo de diseño un tipo de vehículo cuyos peso, dimensiones y características de operación se usan para establecer los controles de diseño que acomoden vehículos del tipo designado. Con propósitos de diseño geométrico, el vehículo de diseño debe ser uno, se podría decir que imaginario, cuyas dimensiones y radio mínimo de giro sean mayores que los de la mayoría de vehículos de su clase.

La AASHTO, considera los siguientes vehículos de diseño: el P (automóvil o de pasajeros), el SU (camión sencillo), el BUS, el A-BUS (bus articulado), los WB-40, WB-50, WB-60 (semirremolques), el MH (vehículo de vivienda), el P/T (con tráiler o remolque) y el P/B (con remolque para bote).

Para el desarrollo de este proyecto se ha decidido seguir las equivalencias correspondientes a:

1 livianos = 0.5 vehículo de diseño.

1 bus = 1 vehículo de diseño.

1 camión = 1.5 vehículo de diseño.

1 trailer = 2.5 vehículos de diseño.

5.1.3 Tráfico promedio diario anual.

En nuestro país la unidad de medida en el tráfico de una carretera es el volumen del tráfico promedio diario anual cuya abreviación es el TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual).

Para determinar el TPDA, lo ideal sería disponer de los datos de una estación de conteo permanente que permita conocer las variaciones diarias, semanales y estacionales. Además convendría disponer del registro de datos de un período de varios años que proporcione una base confiable para pronosticar el crecimiento de tráfico que se puede esperar en el futuro.

El TPDA se puede ajustar en base a factores mensuales obtenidos de datos de las estaciones permanentes, cuando éstas están disponibles, o del consumo de gasolina u otro patrón de variación estacional como la periodicidad de las cosechas.

5.1.3.1 Cálculo del tráfico promedio diario anual (tpda).

Este se basa en la siguiente ecuación:

$$TPDA = T_p + T_D + T_d + T_G \quad (5.1)$$

Donde:

T_d : Tráfico desviado.

T_p : Tráfico proyectado.

T_D : Tráfico desarrollado.

T_G : Tráfico generado.

Para una carretera que va a ser mejorada el TRÁFICO ACTUAL está compuesto por:

Tráfico Existente.

Es aquel que se usa en la carretera antes del mejoramiento y que se obtiene a través de los estudios de tráfico.

Tráfico Desviado.

Es aquel atraído desde otras carreteras o medios de transporte, una vez que entre en servicio la vía mejorada, en razón de ahorros de tiempo, distancia o costo.

En caso de una carretera nueva, el tráfico actual estaría constituido por el tráfico desviado y eventualmente por el tráfico inicial que produciría el desarrollo del área de influencia de la carretera.

Tráfico proyectado.

El pronóstico del volumen y composición del tráfico se basa en el tráfico actual. Los diseños se basan en una predicción del tráfico a 15 o 20 años y el crecimiento normal del tráfico, el tráfico generado y el crecimiento del tráfico por desarrollo.

Tráfico desarrollado.

Este tráfico se produce por incorporación de nuevas áreas a la explotación o por incremento de la producción de las tierras localizadas dentro del área de influencia de la carretera. Este componente del tráfico futuro, puede continuar incrementándose durante parte o todo el período de estudio. Generalmente se considera su efecto a partir de la incorporación de la carretera al servicio de los usuarios.

Tráfico generado.

El tráfico generado está constituido por aquel número de viajes que se efectuarían sólo si las mejoras propuestas ocurren, y lo constituyen:

- Viajes que no se efectuaron anteriormente.
- Viajes que se realizaron anteriormente a través de unidades de transporte público.
- Viajes que se efectuaron anteriormente hacia otros destinos y con las nuevas facilidades han sido atraídos hacia la carretera propuesta.

Generalmente, el tráfico generado se produce dentro de los dos años siguientes a la terminación de las mejoras o construcción de una carretera.

Ahora procederemos al Cálculo de los elementos necesarios para la obtención del TPDA:

Cálculo del Tráfico Actual T_A :

$$T_A = \frac{\text{Total de vehiculos}}{\text{tiempo}} \quad (5.2)$$

El total de vehículos de diseño se obtiene en la Tabla 5.2.

Tipo de vehículo		Tráfico Total	Factor de conversión	Vehículo de diseño
Livianos		47	0,5	24
Pesados	Buses	0	1	0
	Camiones	6	1,5	9
	Tráiler	0	2,5	0
				33

Tabla 5.2.- Cálculo del total de vehículos de diseño.

En la cual nuestro tiempo de duración de encuesta fue de: 2 días.

Obteniéndose un total de:

$$T_A = \frac{33}{2}$$

$$T_A = 16.5 \text{ veh\acute{u}culos/d\acute{a}a}$$

Cálculo del Tráfico Proyectado T_p :

$$T_p = T_A * (1 + i)^n \quad (5.3)$$

En donde:

i = tasa de crecimiento.

n = período de proyección expresado en años.

Para el valor de la tasa de crecimiento, el MOP ha realizado estudios a partir del año 1963, en los que ha determinado que para todo el Ecuador dicha tasa varía entre el 5% y 7%. Para nuestro cálculo asumiremos el 5%. Los diseños se basan en una predicción del tráfico a 15 o 20 años.

$$i = 0.05$$

n = 20 años

$$T_p = 16.5 * (1 + 0.05)^{20}$$

$$T_p = 43.78 \text{ veh\u00edculos.}$$

C\u00e1lculo del Tr\u00e1fico desarrollado T_D :

$$TD = TA * (1 + i)^{17} \quad (5.4)$$

$$TD = 16.5 * (1 + 0.05)^{17}$$

$$TD = 37.82 \text{ veh\u00edculos}$$

Tr\u00e1fico Desviado T_d :

$$Td = 0.20 * (T_p + TD) \quad (5.5)$$

$$Td = 0.20 * (43.78 + 37.82)$$

$$Td = 16.32 \text{ veh\u00edculos}$$

Tr\u00e1fico Generado T_G :

$$TG = 0.25 * (TP + TD) \quad (5.6)$$

$$TG = 0.25 * (43.78 + 37.82)$$

$$TG = 20.4 \text{ veh\u00edculos}$$

Tr\u00e1fico Promedio Diario Anual (TPDA):

$$TPDA = T_p + TD + T_d + TG$$

$$TPDA = 43.78 + 37.82 + 16.32 + 20.4$$

$$TPDA = 118.32 \text{ veh\u00edculos}$$

$$TPDA = 118 \text{ veh\u00edculos.}$$

5.2 Clasificaci\u00f3n de la v\u00eda seg\u00fan el M.O.P.

El MOP ha clasificado tradicionalmente las carreteras de acuerdo a un cierto grado de importancia basado m\u00e1s en el volumen del tr\u00e1fico y el n\u00famero de calzadas requerido que en su funci\u00f3n jer\u00e1rquica.

Según el tráfico proyectado para 20 años a nuestra vía en estudio tenemos que es de **118 vehículos por día**, valor con el que acogiéndonos a la tabla 2.3 basada en el cuadro III – I del libro de normas y diseño geométrico de carreteras emitido por el MOP la vía a diseñarse estaría enumerada en una carretera de **cuarto orden**.

FUNCION	CATEGORÍA DE LA VÍA		TPDA Esperado
Corredor Arterial	R - I o R - II	(Tipo)	>8000
	I	todos	3000 - 8000
	II	todos	1000 - 3000
Colectora	III	todos	300 - 1000
	IV	5,5E,6 y 7	100 - 300
Vecinal	V	4 y 4E	<100

Tabla 5.3.- Clasificación de Carreteras según el MOP.

5.3 Anchos de la calzada en puentes.

Los anchos de la calzada de los puentes debe ser lo suficientemente amplios para garantizar seguridad en la operación de los vehículos. En las carreteras diseñadas con las normas correspondientes a las clases superiores que sirven a grandes volúmenes de tráfico, los parapetos localizados muy cerca de los bordes de los carriles de tráfico resultan muy peligrosos. Los anchos de calzada de puentes, recomendados para el Ecuador, se consignan en la siguiente tabla.

Clase de Carretera	TPDA	Ancho de Calzada (m)	
		Recomendable	Absoluto
R - I o R - II	> 8000	11.5	10.00
I	3000 a 8000	11.5	8.5
II	1000 a 3000	8.5	8.5
III	300 a 1000	8.5	7.3
IV	100 a 300	7.3	4
V	<300	4	4

Tabla 5.4.- Ancho de calzada para puentes, según el TPDA.

El ancho de la calzada del puente será de 6 metros, incluyendo bordillos.

6. Resumen de los datos más importantes obtenidos por los estudios.

6.1 Estudio Topográfico.

Los datos del estudio topográfico ya han sido explicados anteriormente, los más importantes se indican en la siguiente tabla.

Puntos	Coordenadas según UTM	Coordenadas según BM	Altura
Calicata 1 (PCA-1)	UTM (727.785E; 9'690.801N)		
Calicata 2 (PCA-2)	UTM (727.795.83E; 9'690.786.86N)		
Llave de paso de la tubería de agua potable (BM)			2774.778
Estribo 1	UTM (787.786.678E; 9'690.800.764N)	(5.471E; 16.233N)	2775.1
Estribo 2	UTM (787.791.888E; 9'690.787.642N)	(5.693E; 0.234N)	2775.1

Tabla 6.1.- Datos más importantes del levantamiento Topográfico.

En la tabla anterior se muestran las coordenadas UTM de los puntos en donde se extrajo material para el estudio de suelos, además se muestra las coordenadas UTM de la ubicación los estribos, con su altura correspondiente, además se incluye las coordenadas según BM que es la llave de paso, para mayor facilidad en la localización de los puntos donde irán los estribos.

6.2 Estudio de Suelos.

Los datos más importantes del estudio de suelo, debido a que serán los que usaremos posteriormente en el diseño del puente son los que se indican en la siguiente tabla.

Peso específico del suelo	2050 Kg/m ³
Cohesión del suelo	2200 Kg/m ²
Relación de Poisson	0.30
Angulo de fricción del suelo	18 °C
Nivel de cimentación	2770.40 m
Factor de empuje lateral	0.53
Coefficiente de rozamiento	0.325
Altura del nivel freático	2771.30 m
Módulo de elasticidad del suelo	15 MPa

Tabla 6.2.- Datos más importantes del estudio del suelo.

6.3 Estudio Hidrológico e Hidráulico.

El dato más importante que se puede extraer del estudio hidrológico-hidráulico es el que se muestra a continuación.

Altura máxima de agua en la zona del puente = 2772.5 metros

6.4 Estudio de Tráfico.

El dato más importante que se obtuvo en el estudio de tráfico es el siguiente.

Ancho de la calzada = 6 metros

6.5 Datos combinados.

Estos datos son los que se obtienen a partir de analizar los diferentes estudios, y se muestran en la siguiente tabla.

Luz de diseño	16 metros
Altura del muro	4.7 metros

Tabla 6.3.- Datos obtenidos de los estudios combinados.

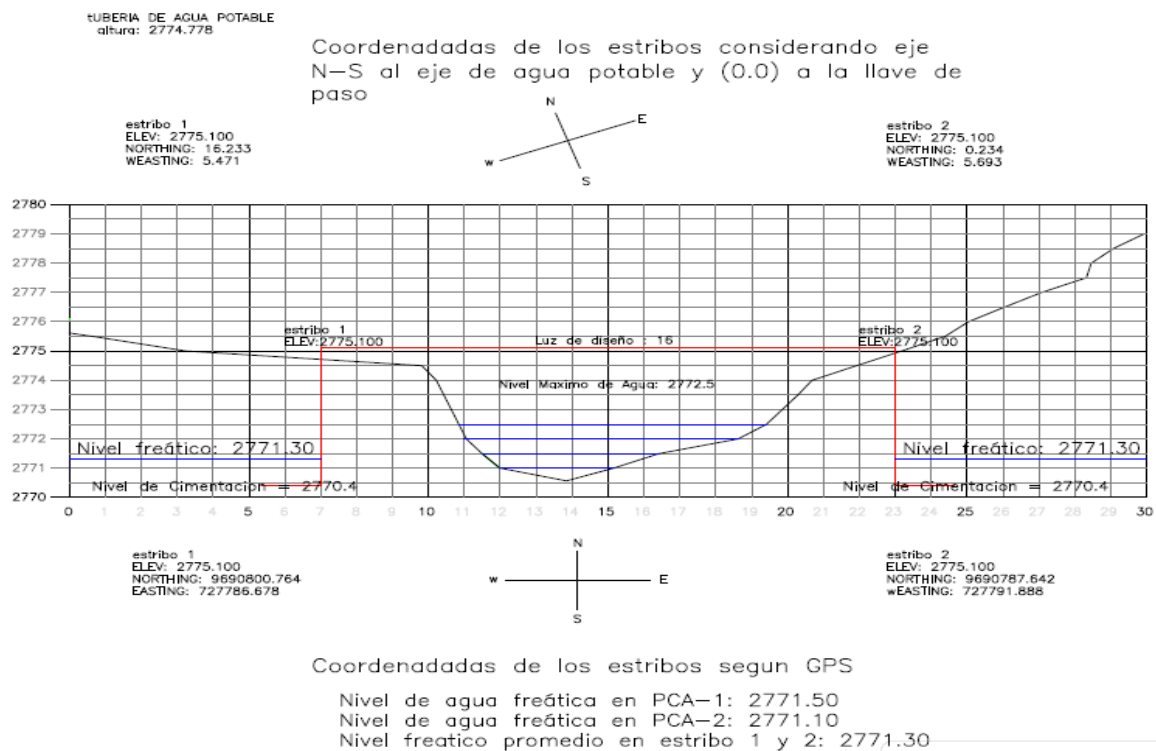


Figura 6.1.- Sección Transversal de la zona del puente.

7. Teoría previa al diseño.

7.1 Superestructura.

7.1.1 Pre-dimensionamiento.

El pre-dimensionamiento en sí, se basa en normas que son una guía en el diseño, dejando en parte la opción de decidir ciertos detalles al diseñador.

7.1.1.1 De la viga.

Peralte de las vigas principales.

AASHTO recomienda un peralte mínimo de $0.070L$ para vigas T simplemente apoyadas, estas relaciones tienen como objetivo prevenir las deflexiones excesivas que podrían afectar la funcionalidad de la estructura.

La altura de la viga que arroja la fórmula es tomada desde el borde inferior del alma del puente hasta el borde superior de la losa incluida.

$$H = 0.070L \quad (7.1)$$

H: Altura de la viga.

L: Luz de cálculo.

Espaciamiento libre entre vigas.

El espaciamiento entre vigas será aproximadamente 1.5 o 2 veces el peralte de la vigas.

Los valores suele estar entre 2.0 y 3.0 m. Asimismo, en algunos casos es conveniente hacer varias combinaciones para obtener la solución más económica.

$$S = 1.5H \text{ o } 2H \quad (7.2)$$

S: Espaciamiento libre entre vigas.

H: Altura de la viga .

Número y ancho de las vigas.

En el acápite siguiente se explica las dimensiones aproximadas que debe cumplir el volado de la losa, por lo tanto el ancho de vigas a usar viene de la siguiente fórmula.

-Elegimos un número de vigas acorde con las dimensiones del tablero.

$$A_{\text{viga}} = A_{\text{tablero}} - \frac{2 \cdot L_v - (n-1) \cdot S}{n} \quad (7.3)$$

Aviga: Ancho de la viga.

Atablero: Ancho del tablero.

Lv: Longitud del volado de la losa.

n: Número de vigas.

S: Espaciamiento libre entre vigas.

En caso de obtener anchos de vigas demasiado pequeños o demasiado grandes, pues se reducirá o aumentará el número de vigas, respectivamente.

7.1.1.2 De la losa.

Longitud del volado de losa.

AASHTO limita la longitud del volado a 1.80 metros o 0.5 S (separación de las vigas) de la misma manera, AASHTO limita la longitud de la calzada del volado a 0.91 metros.

Espesor o altura de la losa.

Para controlar las deflexiones y otras deformaciones que podrían afectar adversamente la funcionalidad de la estructura, varios manuales señalan cual debe ser el espesor recomendado dependiendo de la separación libre entre vigas, los valores de estos manuales aunque no iguales son muy similares.

Trujillo Orozco recomienda:

$$\frac{S}{30} < H_{\text{losa}} < \frac{S}{20} \quad (7.4)$$

AASHTO recomienda:

$$H_{\text{losa}} = 1.2 \left(\frac{S}{30} + 100 \right) \quad (7.5)$$

El CCDSP-95 recomienda:

$$H_{\text{losa}} = \left(\frac{S}{30} + 0.1 \right) \quad (7.6)$$

Hlosa: Espesor o altura de la losa.

S: Luz libre entre vigas.

Peralte mínimo

Además AASHTO especifica que el peralte mínimo excluyendo ranuras y el desgaste no será menor de 175mm.

7.1.1.3 De las vigas diafragma.

El diafragma es una viga transversal, también conocida como viga riostra, se encuentra colocada transversalmente entre las dos vigas exteriores longitudinales.

Peralte.

Las vigas diafragma o riostra suelen dimensionarse con peralte igual al 75% ó 70% del peralte las vigas longitudinales. Estas vigas diafragma podrán comenzar el tope superior de las vigas o podrán estar ubicadas en la parte inferior, de tal manera dejar un vacío entre la losa y la viga.

En el caso de las vigas cabezales, las alturas podrán ser iguales a las vigas longitudinales para ayudar a la estabilidad de la superestructura.

Ancho del alma.

El alma de las vigas diafragma oscila entre los 200 y 300mm de ancho. Además es recomendable que las vigas diafragma no se encuentren espaciadas a más de 15m.

7.1.2 Diseño de la losa.

El diseño de la losa se basa en obtener el valor de la carga muerta y carga viva que actúan sobre ella, con el fin de determinar la cantidad de acero de refuerzo que requiere.

7.1.2.1 Métodos para el diseño.

Se podrá usar cualquier método de análisis que satisfaga los requerimientos de equilibrio y compatibilidad y utilicen las relaciones esfuerzo - deformación de los materiales, pudiendo incluir pero no estar limitados a:

- Método clásico de desplazamientos y fuerzas.
- Método de diferencias finitas.
- Métodos de elementos finitos.
- Métodos de placas plegadas.
- Métodos de franjas finitas.
- Método de analogía de emparrillado.

- Otros métodos armónicos o en serie.
- Método de línea de influencia.

Método de las franjas.

Este método consiste en dividir transversalmente a la losa en franjas, con el objetivo de simplificar los análisis, suponiendo a la losa como varias vigas transversales que a su vez están apoyadas sobre las vigas longitudinales, también se considera a la losa como articulada en sus apoyos, de manera que el momento flector de la losa se lo calcule como si se tratara de una viga simplemente apoyada, como lo especifica el Manual de Diseño de puentes.

7.1.2.2 Losa entre vigas.

7.1.2.2.1 Diseño por flexión.

La Luz de cálculo S.

La luz de cálculo S es la distancia transversal entre apoyos donde descansa la losa del puente, es uno de los datos necesarios para determinar los esfuerzos cortantes, momentos flectores y deflexiones transversales que se desarrollan en la losa.

La luz de cálculo S de la losa depende del tipo de vigas sobre las que ésta se apoya, es necesario distinguir:

- Losa apoyada sobre vigas de concreto reforzado: En este caso la losa se funde monolíticamente con las vigas, formando una viga T. La luz S equivale a la luz libre entre vigas.

Carga muerta.

La carga muerta para el cálculo se considera a la losa libre entre vigas con una profundidad de 1 metro (método de las franjas).

Momento flector por carga muerta.

Al considerarse a la losa como una viga simplemente apoyada, el máximo momento que se produce en ésta por carga muerta, se desarrolla en el centro de los apoyos.

Carga viva.

Camión de diseño y Líneas de carga.

La carga viva para puentes carretera está conformada por camiones estándar o líneas de carga que son equivalentes a trenes de camiones.

Camión estándar de diseño.

El camión de diseño a utilizar en el diseño será el C40-95, los pesos y medidas del camión se indican en la siguiente figura.

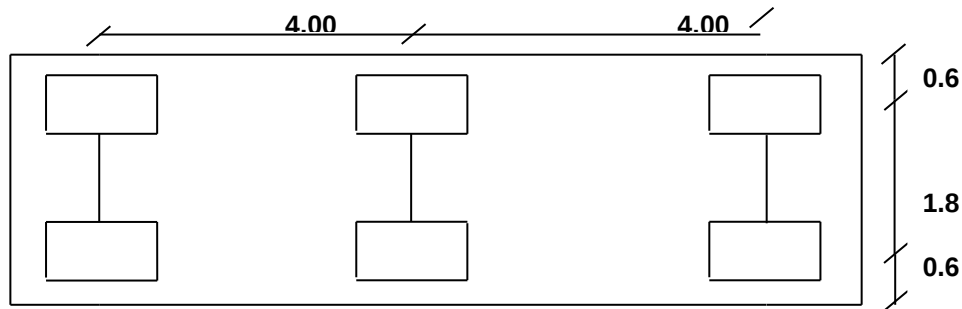


Figura 7.1.- Camión de diseño C40-95.

Líneas de carga.

Según el CCDSP 95:

A.4.3.2.1.1.- Cada línea de carga consiste de una carga uniforme por metro lineal de carril y una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de luces continuas) colocadas de manera tal que produzcan los máximos esfuerzos. Se supone que tanto la carga concentrada como la uniforme se distribuyen en un ancho de 3.05m sobre una línea perpendicular al carril. Para el cálculo de momentos y cortantes deben usarse diferentes cargas concentradas. La carga concentrada más liviana debe usarse para cuando se calculen esfuerzos de flexión y la más pesada cuando se calculen esfuerzos cortantes.

Según el artículo A.4.3 se usarán para el diseño, el camión C40-95 para puentes de luces menores a 28 metros y líneas de carga para luces superiores, el puente vehicular en la quebrada Toctehaicu es de una luz de 16 metros por lo tanto se usara el camión C40-95 en el diseño.

Factor de Impacto

En el diseño de puentes, la carga de impacto está asociada a la interacción de las cargas móviles con la superestructura del puente. Esta interacción produce vibraciones y aumenta los esfuerzos en los materiales.

Para simplificar la complejidad del problema que representa la obtención de la amplificación dinámica que introducen las cargas móviles, el CCDPS-95 define el impacto como un coeficiente por el que se deben mayorar las solicitaciones estáticas. De manera que:

$$\text{Carga Total} = \text{carga viva} * (1 + \text{Impacto}) \quad (7.7)$$

La fórmula del factor de impacto según CCSDP-95 es:

$$I = \frac{16}{40+S} \quad (7.8)$$

S: Distancia libre entre vigas.

En caso de que en la fórmula, el factor de impacto sea superior a 0.30, se tomará un valor de 0.30.

Momento flector por carga viva.

El artículo 4.4.2.2.1.1 CCDSP-95 especifica: Los momentos por metro de ancho, sin impacto, debido a la carga viva para luces simples se determinan de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$Ml = \frac{P(S+0.6)}{9.8} \quad (7.9)$$

MI: Momento flector por carga viva.

S: Carga de la rueda trasera del camión sin impacto.

S: Distancia libre entre vigas.

Las luces continuas sobre tres o más soportes se debe aplicar un factor de continuidad de 0.8 a los momentos, tanto positivos como negativos, calculados con la fórmula anterior.

El artículo 4.4.2.2.1 especifica que esta fórmula se utiliza solo en luces S, entre 0.60 y 7.30 m, con refuerzo principal perpendicular al tráfico.

Momento flector último.

El momento último es el que se usará para determinar la cantidad de refuerzo en la losa.

El momento último es la suma de los momentos máximos producidos por la carga viva y muerta en el mismo punto de acción, multiplicado por factores de seguridad, con el fin de brindar resultados más confiables en el diseño.

$$Mu = 1.3[MD + 1.67(I)(ML)] \quad (7.10)$$

Mu: Momento flector último.

MD: Momento flector por carga muerta.

MI: Momento flector por carga viva.

I: Factor de Impacto.

Diseño de la armadura.

El diseño de la armadura se lo realizará por el método de resistencia última.

7.1.2.3 Voladizo.

7.1.2.3.1 Diseño por flexión.

La Luz de cálculo S.

Losa apoyada sobre vigas de concreto reforzado.- En este caso la losa se funde monolíticamente con las vigas, formando una viga T. La luz S equivale a la distancia entre el extremo del tablero y el borde de la viga exterior.

Carga muerta.

La carga muerta de la losa que se considera, es la luz S multiplicada por un metro de profundidad.

Momento flector por carga muerta.

Para determinar el momento flector por carga muerta se considera al voladizo empotrado, por lo tanto el momento máximo se desarrollará en el extremo del voladizo.

Carga viva.

Camión de diseño y Líneas de carga.

Para el cálculo del momento máximo en el voladizo se utiliza el mismo camión de diseño y la línea de carga que en el cálculo del momento de la losa entre vigas.

La carga P del camión de diseño actuará a 0.30m del borde de la acera, bordillo o baranda en caso de no existir los dos anteriores.

Factor de impacto.

El impacto de las ruedas aumenta la carga que se produce sobre el tablero, para incluir el efecto del impacto, la AASHTO indica aplicar esta fórmula.

$$I = \frac{16}{40+S} \leq 0.30 \quad (7.11)$$

I: Factor de Impacto.

S: Distancia entre el borde de la viga exterior y la carga P.

Ancho de distribución de ruedas.

Refuerzo Perpendicular al tráfico.- Cada rueda en el elemento perpendicular al tráfico debe distribuirse sobre un ancho:

$$E = 0.8x + 1.1 \quad (7.12)$$

E: Ancho de distribución de ruedas.

X: Distancia entre el borde de la viga exterior y la carga P.

Momento flector por carga viva.

Para el cálculo del momento en el voladizo por carga viva, se utiliza la siguiente fórmula.

$$M = \frac{P}{E} * x \quad (7.13)$$

P: Carga de la rueda trasera sin impacto.

E: Ancho de distribución de ruedas.

X: Distancia entre el borde de la viga exterior y la carga P.

Cálculo del momento último producido en el voladizo.

El momento último en el voladizo, se calcula con la misma fórmula que se usa para calcular el momento último de la losa entre vigas.

$$M_u = 1.3[MD + 1.67(I)(ML)] \quad (7.14)$$

Mu: Momento flector último.

MD: Momento flector por carga muerta.

ML: Momento flector por carga viva.

I: Factor de Impacto.

Diseño de la Armadura.

El diseño de la armadura se lo realiza mediante el método de la resistencia última.

Cortante y adherencia.

El código AASHTO 3.24.4 especifica que las losas diseñadas para el momento flector, como se indica en los acápites anteriores, se consideran satisfactorias para la adherencia y el cortante.

7.1.3 Diseño de las vigas longitudinales.

El diseño de las vigas longitudinales se divide en el diseño de la viga interior y el diseño de la viga exterior, éstas soportan su propio peso y reciben las cargas de la losa, a la que dan soporte.

7.1.3.1 Diseño de la viga interior.

Consiste en determinar los momentos flectores y esfuerzos cortantes que actúan a lo largo de la viga, con el fin de calcular posteriormente la armadura que requiere, los momentos flectores se producen debido al peso propio, al peso del diafragma, y a la carga muerta y viva que provienen de la losa.

7.1.3.1.1 Diseño a flexión.

Carga Muerta.

La carga muerta que es tomada por las vigas depende de su área tributaria, la carga muerta está compuesta por el peso propio de la viga, el peso de la losa y el peso del o los diafragmas.

Carga distribuida.

La carga muerta distribuida que actúa a lo largo de la viga, son el peso propio de ésta y el peso de la losa que es tomada por la viga.

El peso de la losa que es tomada por la viga depende de la longitud aferente, como se explica enseguida.

Longitud Aferente.

La longitud aferente delimita la porción de la losa que es tomada por cada viga.

La longitud aferente que cada viga toma es igual a la distancia centro a centro entre espaciamientos libres adyacentes a la viga.

Carga puntual

La carga puntual que actúa en la viga, es debido al peso del diafragma, que se encuentra limitada por la longitud aferente.

Momento Flector por carga muerta.

El momento máximo por carga muerta en la viga, se produce en el centro de ésta.

Se obtienen además la variación del momento en la viga, cada cierta distancia, con el fin de poder calcular la cantidad de corte del refuerzo, convenientemente, en ciertos tramos de la viga.

Carga Viva.

La determinación de las solicitaciones producidas por la carga viva sobre las vigas longitudinales, es un problema altamente indeterminado dado la naturaleza móvil de la carga viva, además las cargas vivas no se aplican directamente sobre la losa sino sobre la viga.

El CCDSP-95 indica un método simplificado para calcular las solicitaciones de la carga viva sobre las vigas interiores y exteriores que compone la siguiente hipótesis:

-En las vigas longitudinales, se asume que no se produce ningún efecto de distribución longitudinal de las cargas de las ruedas, La distribución transversal se determina mediante el factor de rueda.

Camión de diseño.

El camión de diseño es el mismo que para el diseño de la losa, C40-95.

Factores de rueda.

Factor de rueda sobre el apoyo.

El factor de rueda es un valor que indica la carga transversal que toma la viga debida a las cargas de las ruedas del camión, al hacer el análisis, se considera la losa como una viga con tres apoyos que son, la viga en estudio y sus vigas adyacentes, pero articulada en el apoyo del centro (viga en estudio), las cargas vivas que actúan sobre esta viga ficticia son los camiones de diseño que puedan ingresar dentro de ésta, siempre considerando que la separación entre ejes del camión es de 1.80m y la separación entre camiones es de 1.20m, no necesariamente tienen que entrar camiones completos dentro de esta viga ficticia.

Según el CCDSP, artículo, A.4.3.4.1.-Vigas Interiores.- Los momentos flectores debidos a carga viva para cada viga interior se determinan aplicando a cada una de ellas la Carga de Ruedas multiplicadas por los Factores de Rueda (F.R) de la siguiente tabla, donde S es la distancia promedio entre vigas.

Factor de rueda en otras posiciones de la viga.

Para calcular el factor de rueda en otras posiciones se usa la siguiente fórmula.

$$Fr = S/1.8 \quad (7.15)$$

Fr: Factor de rueda.

S: Longitud centro a centro de las vigas.

Factor de Impacto.

El impacto de las ruedas aumenta la carga que se produce sobre el tablero, para incluir el efecto del impacto, la AASHTO indica aplicar esta fórmula.

$$I = \frac{16}{40+L} \quad (7.16)$$

L: Luz de diseño.

Líneas de influencia.

Una vez analizada la distribución transversal de las cargas con el método del factor de rueda y mayoradas con el factor de impacto, nos queda por hacer un análisis longitudinal, para esto debemos tener en claro el concepto de líneas de influencia.

Con las líneas de influencia podremos determinar la posición longitudinal del camión C40-95 que produzca el máximo momento flector y la máxima fuerza cortante por carga viva en la viga a diseñar.

La línea de influencia consiste en graficar la variación del momento flector o la fuerza cortante a lo largo de la viga, con diferentes posiciones longitudinales del camión C40-95.

La posición del camión que produce el máximo momento flector para cualquier longitud de viga es cuando la rueda intermedia se encuentra a 0.25m del centro longitudinal de la viga ($L/2+0.25$) con el eje delantero e intermedio por delante de $L/2$.

El máximo momento flector en otras posiciones del camión sobre la viga se produce debajo de la rueda trasera o intermedia del camión dependiendo de la posición de éste.

Momento Flector por carga viva.

El momento por carga viva se determina después de haber analizado la distribución transversal mediante el factor de rueda, y multiplicado las cargas de las ruedas, por el factor de rueda y el factor de impacto.

Se determina el momento máximo que se produce sobre la viga, para cualquier posición del camión de diseño (Cuando el eje intermedio del camión se encuentra en $L/2+0.25$) además los momentos máximos que se produce en la viga, para diferentes posiciones del camión de rueda, el momento máximo en la viga para cualquier posición del camión de diseño se produce debajo de la rueda trasera o intermedia del camión, dependiendo de la posición de éste.

Momento Último.

El momento último se lo calcula con la misma fórmula que se usa para calcular el momento último en la losa, el impacto ya no se incluye en la fórmula, porque ya ha sido incluida en análisis anteriores.

$$M_u = 1.3[MD + 1.67(ML)] \quad (7.17)$$

Mu: Momento flector último.

MD: Momento flector por carga muerta.

ML: Momento flector por carga viva.

El Momento flector último se lo determina para varias posiciones de la viga, el Momento flector por carga muerta y por carga viva solo podrán ser usadas en la misma fórmula de cortante último, si se desarrollan en el mismo punto.

Diseño de la armadura.

El diseño de la armadura se lo realiza por el método de la resistencia última, a continuación se muestra las separaciones que debe cumplir la armadura.

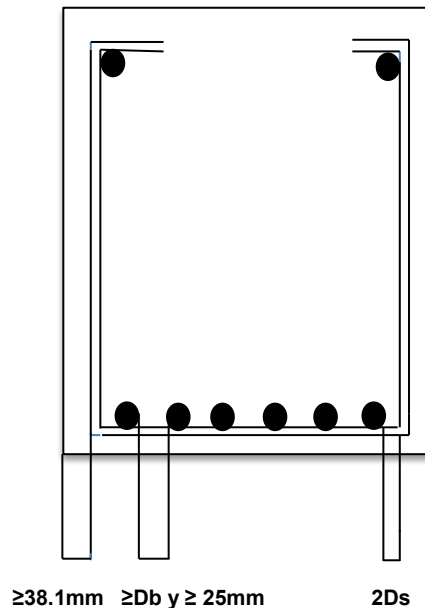


Figura 7.2.- Separaciones mínimas de la armadura.

7.1.3.1.2 Diseño a cortante.

Carga Muerta.

La Carga muerta que se considera para el análisis del cortante en la viga, es igual a la carga muerta que se considera para el análisis de flexión de la viga.

Esfuerzo Cortante por carga muerta.

El esfuerzo cortante por carga muerta máximo, que se produce en la viga, se desarrolla en los apoyos de ésta, también se obtienen los esfuerzos cortantes en otras posiciones para el análisis de la separación de estribos en cada tramo de la viga.

Carga Viva.

La carga viva para el análisis del cortante en la viga, es la producida por el camión C40-95 como en los análisis anteriores.

Factores de rueda.

Factor de rueda sobre el apoyo.

El valor del factor de rueda que se usa para las ruedas sobre el apoyo, es el mismo valor de factor de rueda, para las ruedas sobre el apoyo que se usa para el diseño a flexión.

Factor de rueda en otras posiciones de la viga.

El valor del factor de rueda que se usa para las ruedas que no se encuentran sobre el apoyo, es el mismo valor de factor de rueda, para las ruedas en que no están sobre el apoyo, que se usa para el diseño a flexión.

Factor de impacto.

Se usa la misma fórmula de factor de impacto que para el diseño a flexión de la viga.

Líneas de influencia.

Así como el diseño a flexión, las líneas de influencia servirán para determinar el cortante máximo que se produce en la viga bajo diferentes posiciones de ésta.

Esfuerzo Cortante por carga viva.

La máxima fuerza cortante que se desarrolla en la viga, generalmente se produce cuando la rueda trasera está sobre el apoyo, así mismo se calculan la fuerza cortante en otras posiciones del camión de diseño, con el fin de usar menos estribos por cortante, utilizando una mayor separación de estribos en diferentes tramos de la viga.

Esfuerzo Cortante último.

La fórmula del esfuerzo cortante último es la siguiente:

$$V_u = 1.3[VD + 1.67(VL)] \quad (7.18)$$

V_u : Esfuerzo cortante último.

VD : Esfuerzo cortante por carga muerta.

VL : Esfuerzo cortante por carga viva.

El esfuerzo cortante último se lo determina para varias posiciones de la viga, el esfuerzo cortante por carga muerta y por carga viva solo podrán ser usadas en la misma fórmula de cortante último, si se desarrollan en el mismo punto.

Diseño de la armadura por cortante.

La armadura de la viga se diseña para resistir el momento flector y esfuerzo cortante, mediante cualquier método de análisis de vigas T.

7.1.3.2 Viga exterior.

7.1.3.2.1 Diseño por flexión.

Carga Muerta

La carga muerta que es tomada por las vigas depende de su área tributaria, la carga muerta está compuesta por el peso propio de la viga, el peso de la losa y el peso del o los diafragmas.

Para vigas exteriores el área tributaria va desde el borde del tablero hasta el punto medio de la viga adyacente a la viga exterior.

CCDPS-95 A.4.3.2.- El peso de guardarruedas, barandas, carpeta asfáltica, y demás elementos colocados después de que la losa haya fraguado, puede repartirse por igual entre todas las vigas de la calzada.

Momento por carga muerta.

El momento máximo por carga muerta en la viga, se produce en el centro de ésta.

Se obtienen además la variación del momento en la viga, cada cierta distancia, con el fin de poder calcular la cantidad de corte del refuerzo, convenientemente, en ciertos tramos de la viga.

Carga Viva.

Para el análisis de la carga viva que actúa sobre la viga exterior, se usa el camión C40-95 de la misma manera que en la viga interior, usando criterios como el factor de rueda y líneas de influencia.

Factor de rueda.

Factor de rueda de las cargas sobre el apoyo de la viga.

El factor de rueda de las cargas sobre el apoyo de la viga para vigas exteriores, se determina suponiendo a la losa como una viga simplemente apoyada sobre las dos vigas longitudinales adyacentes al voladizo.

Factor de rueda para otras posiciones.

El factor de rueda para otras posiciones se determina con la siguiente fórmula recomendada por el CCDPS-95.

A.4.3.4.2.- Vigas Exteriores.- Los momentos debidos a carga viva se deben calcular con un factor de rueda obtenido suponiendo que la losa actúa como viga simple apoyada entre las vigas longitudinales.

Factor de impacto.

El factor de impacto se calcula de la misma manera que para la viga interior.

Para simplificar la complejidad del problema que representa la obtención de la amplificación dinámica que introducen las cargas móviles, el CCDPS-95 define el impacto como un coeficiente por el que se deben mayorar las solicitaciones estáticas. De manera que:

$$\text{Carga Total} = \text{carga viva} * (1 + \text{Impacto}) \quad (7.19)$$

Líneas de influencia.

El análisis de las posiciones longitudinales del camión más desfavorables para la viga exterior, se lo realiza usando líneas de influencia, de la misma manera que para las vigas interiores.

Momento por carga viva.

El momento por carga viva se determina después de haber analizado la distribución transversal mediante el factor de rueda, y haber determinado la posición del camión que produce el máximo momento.

Momento último.

El momento último se lo calcula con la misma fórmula que se usa para calcular el momento último en la losa y las vigas interiores.

Diseño de la armadura.

La armadura de la viga se diseña para resistir el momento flector y esfuerzo cortante, mediante cualquier método de análisis de vigas T.

7.1.3.2.2 Diseño a cortante.

Esfuerzo Cortante por carga muerta.

El esfuerzo cortante por carga muerta máximo, que se produce en la viga, se desarrolla en los apoyos de ésta, también se obtienen los esfuerzos cortantes en otras posiciones para el análisis de la separación de estribos en cada tramo de la viga.

Esfuerzo Cortante por carga viga.

Se lo obtiene de la misma manera que para la viga interior.

Esfuerzo Cortante último.

El esfuerzo último se lo calcula con la misma fórmula que se usa para calcular el esfuerzo cortante último en la losa.

Capacidad de carga de las vigas.

En ningún caso una viga exterior puede tener una capacidad de carga menor que una viga interior.

La capacidad de carga combinada de todas las vigas de un tramo no debe ser menor que la requerida para soportar la totalidad de las cargas muerta y viva que actúan en ese tramo.

7.2 Subestructura.

El análisis de la subestructura se divide en el pre-dimensionamiento y el diseño propiamente dicho.

7.2.1 Pre-dimensionamiento.

Las dimensiones preliminares del estribo del puente se las puede obtener en base a su altura, posteriormente en el rediseño se harán las modificaciones necesarias, en las dimensiones que se requieran.

En la siguiente grafica se muestran las dimensiones preliminares de las partes del estribo, en función de su altura.

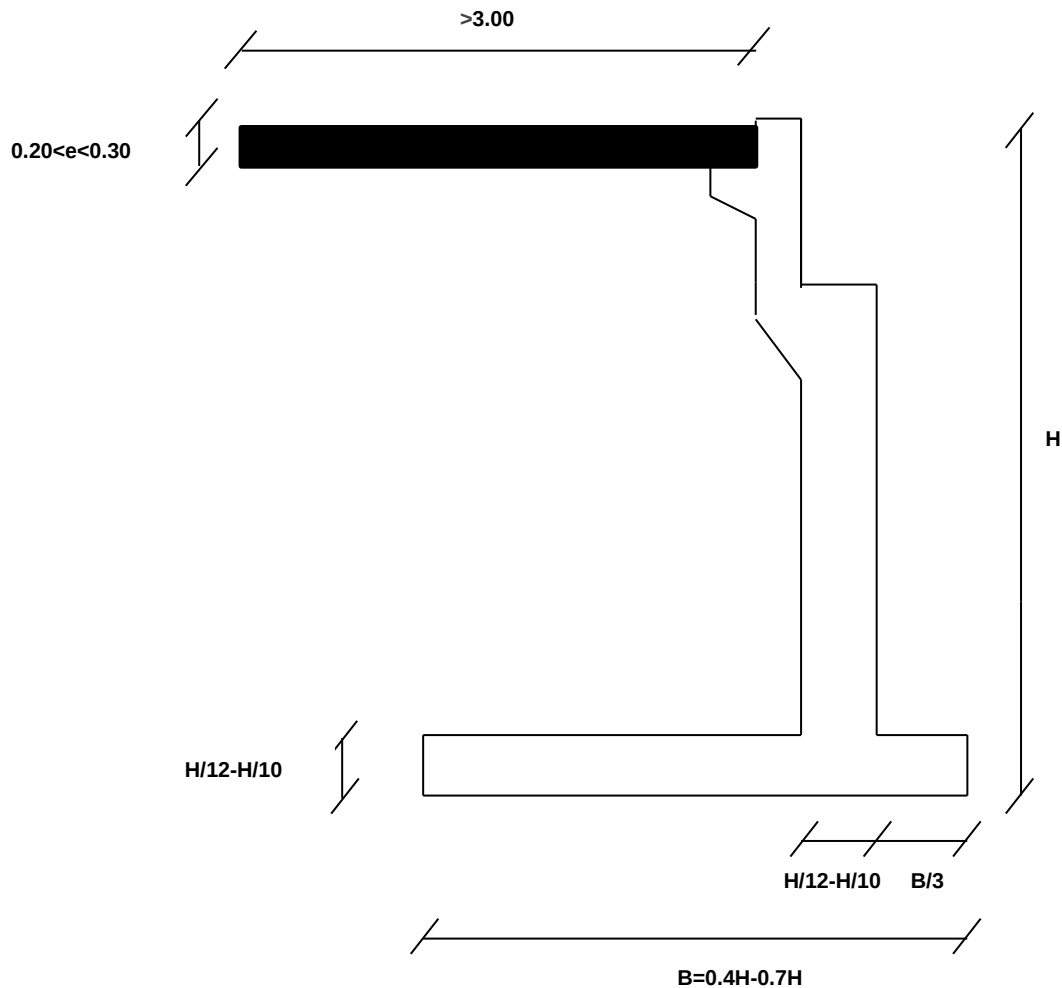


Figura 7.3.- Dimensiones aproximadas del estribo según su altura.

Altura del estribo.

La altura que tendrá el estribo depende del nivel de cimentación a la que se hará el emplazamiento que viene dado en el estudio de suelos, y de la altura que debe tener el puente, que depende del gálibo y/o de la altura de la rasante de la carretera.

Del vástago.

Altura del vástago.

La altura del vástago dependerá de la altura del estribo y la altura de la zapata.

Espesor del vástago.

El espesor del vástago se lo estima con la siguiente fórmula.

$$H/12 \leq e_v \leq H/10 \quad (7.20)$$

e_v : Espesor del vástago.

H : Altura del estribo.

Altura de la zapata.

La altura de la zapata se lo estima con la siguiente fórmula.

$$H/12 \leq e_v \leq H/10 \quad (7.21)$$

e_v : Espesor del vástago.

H : Altura del estribo.

Base de la zapata.

El ancho de la base de zapata se lo estima de la siguiente manera.

$$0.4H \leq B \leq 0.7H \quad (7.22)$$

H : Altura del estribo.

B : Base de la zapata.

Ancho de la punta de la zapata.

El valor del ancho de la punta de la zapata se recomienda que sea como se indica a continuación.

$$\text{ancho de la punta} = B/3 \quad (7.23)$$

B : Base de la zapata.

Ancho del talón de la zapata.

Una vez obtenido el valor del ancho de la zapata, y de su punta, el valor del talón se obtiene automáticamente.

Cajuela

Para la cajuela tomaremos una altura de la mitad de la altura de la viga, y un ancho suficiente para que entren en ella las tres vigas.

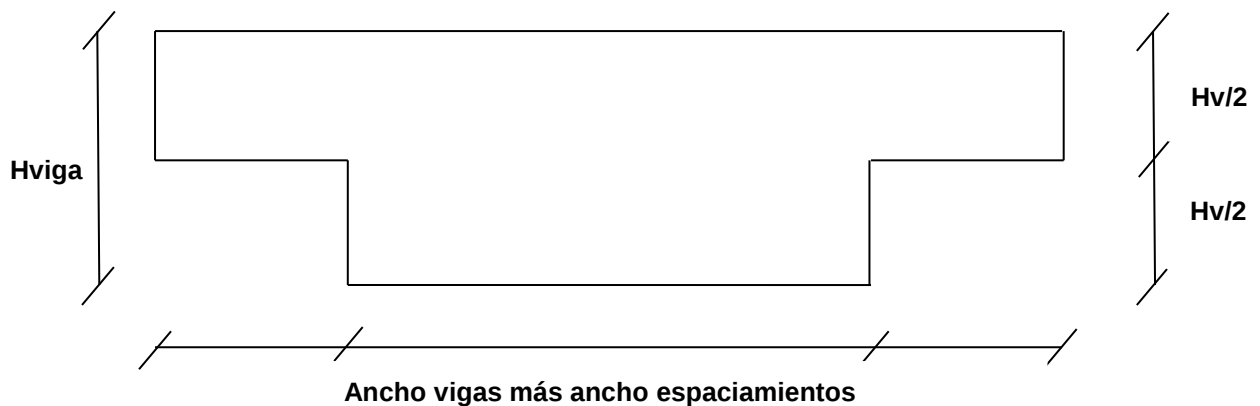


Figura 7.4.- Dimensiones recomendadas para la cajuela.

Losas de transición.

El Manual de Diseño de Puentes – 2003 del MTC – DCGF especifica que las losas de transición tendrán un espesor mínimo de 0.20m y una longitud límite justificada dentro de la geometría del puente y los accesos. Además, se especifica que estarán ligados a la estructura o al estribo del puente mediante articulaciones de concreto, sin conectores, y apoyadas en el terraplén de acceso.

Para minimizar los efectos del asentamiento en los extremos del puente, se puede utilizar losas de aproximación, con una longitud de 3 a 5 metros apoyadas en el estribo y el suelo, se debe colocar una viga de borde convenientemente reforzada en el extremo apoyado en el suelo.

7.2.2 Diseño del estribo.

El diseño del estribo se lo realiza por metro longitudinal de estribo, es decir se toma una franja de un metro de estribo, paralela al eje longitudinal del puente.

7.2.2.1 Cargas que actúan sobre el estribo.

Para el diseño de estribo, así como para el cálculo de los esfuerzos que se producen en el suelo, es necesario calcular las cargas que actúan sobre éste, las cuales son:

7.2.2.1.1 Peso propio del estribo.

Para calcular el peso propio del estribo, se lo puede dividir en partes, para una mayor comodidad en los cálculos.

Carga por metro lineal de estribo.

Como se dijo anteriormente, el diseño se hace por metro longitudinal de estribo, por lo tanto se debe obtener el peso/metro lineal de estribo, mediante la siguiente fórmula.

Momento en el punto A.

Para poder determinar las fuerzas que pueden producir volcamiento, además de su resistencia a éste, es necesario obtener el momento en el punto A generado por cada una de las fuerzas que actúan sobre el estribo.

7.2.2.1.2 Cargas provenientes de la superestructura.

7.2.2.1.2.1 Cargas producidas por la superestructura que corresponden a la carga muerta.

Las cargas de la superestructura que actúan sobre los estribos, que se consideran en los cálculos son los siguientes:

- Carga de la losa.
- Carga de las vigas.
- Carga de las riostras o diafragmas.
- Carga de la baranda.
- Carga del bordillo.
- Carpeta asfáltica.

Una vez determinado el peso total de la superestructura, se calcula la carga por metro lineal de estribo.

Carga por metro lineal de estribo.

La carga por metro lineal de estribo, se lo determina con la siguiente fórmula.

$$R_d = \frac{\text{Peso Superestructura}}{\text{número de estribos} \times \text{ancho del estribo}} \quad (7.24)$$

R_d: Reacción en el estribo por metro lineal.

Momento en el punto A.

Una vez obtenida la carga por metro lineal, se puede obtener fácilmente el momento con respecto al punto A del estribo de la siguiente manera.

$$M_A = R_d * (\text{ancho de la punta} + \frac{1}{2} \text{ ancho vastago}) \quad (7.25)$$

7.2.2.1.2.2 Cargas producidas por la superestructura que corresponden a la carga viva.

Para calcular la carga viva sobre el estribo se toma en cuenta lo siguiente:

- La máxima reacción sobre el estribo producida por la carga viva es cuando la rueda trasera del camión c40-95 se encuentra sobre ésta.

- No se considera el impacto.
- No se considera el factor de rueda.

Carga por metro lineal de estribo.

Una vez calculada la carga viva, se determina la carga por metro lineal de estribo dividiéndola para la longitud aferente, la longitud aferente es igual al ancho del camión de diseño.

$$Vl = \frac{\text{Carga viva}}{\text{longitud aferente}} \quad (7.26)$$

Momento en el punto A.

La carga viva se considera que actúa a 1.8 metros sobre el nivel de la calzada, por lo tanto la fórmula para calcular el momento en el punto A, con respecto a la carga viva es:

$$M_A = Vl * (1.80 + \text{Altura del vástago} + \text{altura de la zapata}) \quad (7.27)$$

7.2.2.1.3 Losa de aproximación.

Carga de la losa de aproximación sobre el estribo.

Para el cálculo de la carga de la losa de aproximación sobre el estribo se considera lo siguiente:

- Se considera a la losa simple apoyada, uno de estos apoyos es la ménsula del estribo.
- La reacción que actúa en la ménsula será considerada la carga que ejerce la losa sobre el estribo.
- La reacción que actúa en la ménsula, se considera que actúa en el centro de ésta.

La reacción se calcula de la siguiente manera:

$$R_{\text{losa}} = \frac{A_{\text{losa}} * \gamma_{\text{losa}}}{2} \quad (7.28)$$

Rlosa: Reacción entre la losa y el estribo.

Alosa: Área de la losa.

γ_{losa} : Peso específico de la losa.

Momento en el Punto A.

El momento en el punto A debido a la carga de la losa de aproximación sobre la estructura, como ya lo dijimos actúa en el centro de la ménsula, por lo tanto calculamos el momento de la siguiente manera.

$$M_A = R_{losa} * (\text{ancho de la punta} + \text{ancho del vastago} + \frac{1}{2} \text{ancho de la mensula}) \quad (7.29)$$

7.2.2.1.4 Cálculo del empuje de tierras sobre el muro.

Este empuje se desarrolla en el estribo, por el suelo que está detrás de éste, para determinar la carga por empuje de tierra, es necesario conocer ciertos valores como el ángulo de fricción del suelo y el peso específico de éste.

El empuje de tierras puede ser activo o pasivo, activo cuando el vástago o muro se desplaza alejándose del suelo, y pasivo cuando este se desplaza acercándose al suelo, en el diseño del puente en la quebrada Toctehaicu se considerará al empuje de tierras como activo.

La fórmula para calcular el empuje producido será la fórmula de Rankine, que es la siguiente:

$$EA = \frac{\gamma}{2} H^2 \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (7.30)$$

EA: Empuje Activo.

H: Altura del muro.

Φ : Ángulo de fricción del suelo.

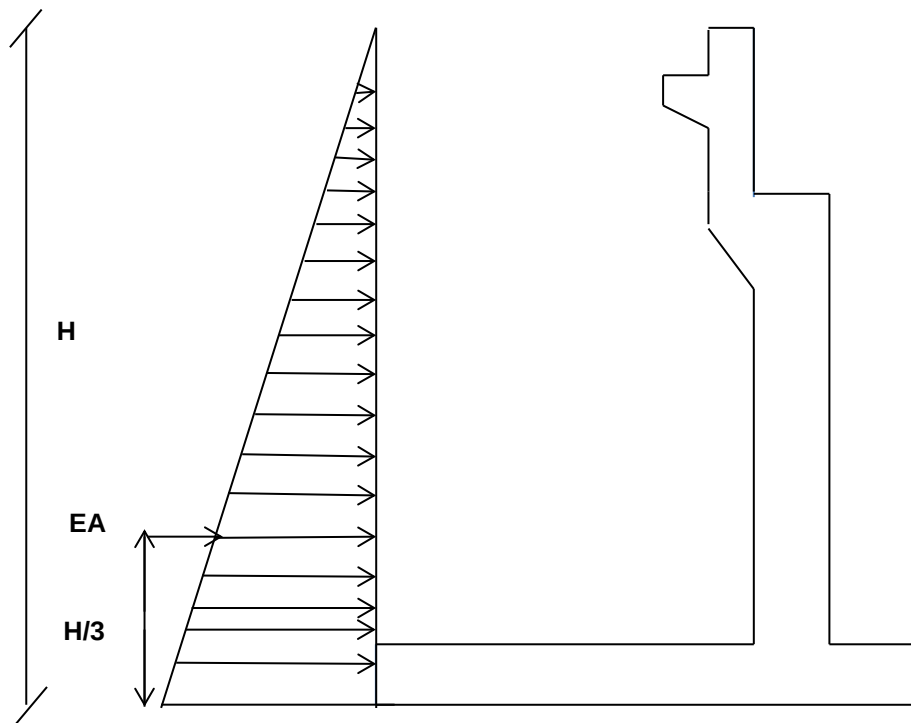


Figura 7.5.- Distribución de esfuerzos producidos por el empuje de tierras.

7.2.2.1.5 Cálculo del empuje producido por la flotación.

La flotación es la fuerza generada por el agua freática sobre el estribo, que trata de levantarlo.

Se considera que el agua freática puede tener una altura máxima igual a la altura de la zapata, ya que el vástago tiene lloraderas que filtran el agua freática que está por encima de la zapata.

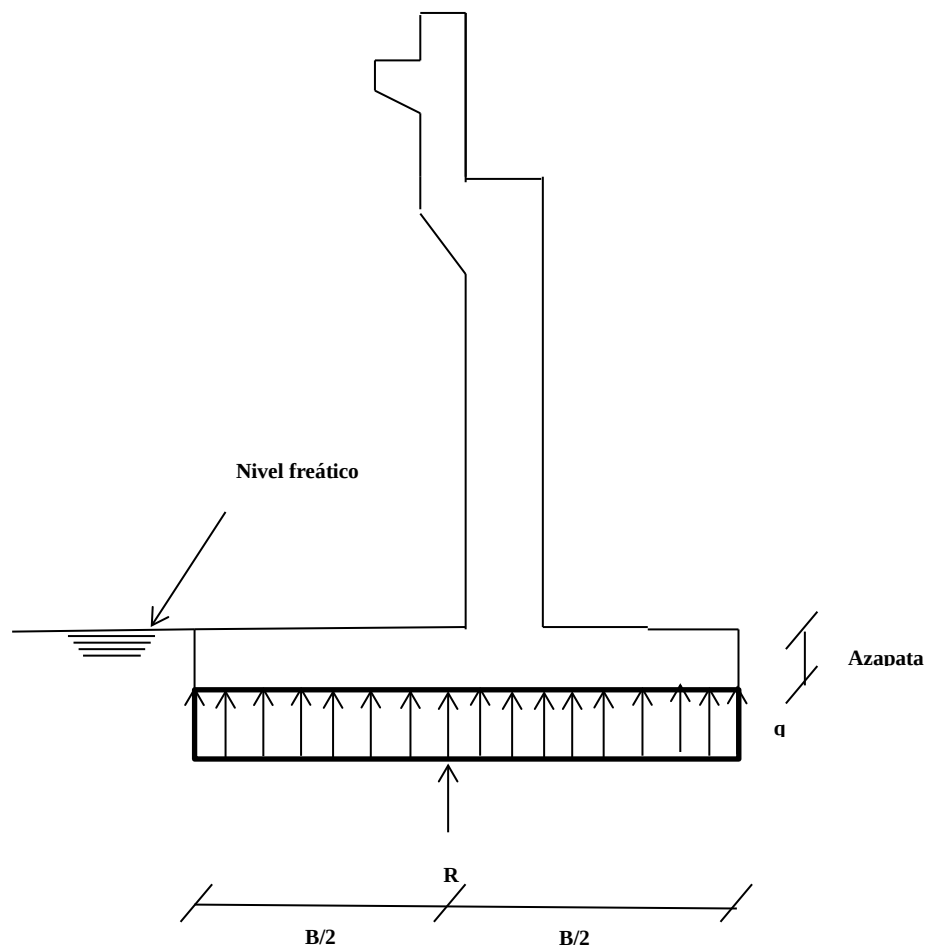


Figura 7.6.- Distribución de esfuerzos producidos por las fuerzas de flotación.

Empuje producido por la flotación.

Es fácil determinar la fórmula para conocer el empuje R producido por la flotación, al ver el gráfico anterior.

Primero determinamos la carga por metro lineal ejercida por el agua freática.

$$q = \gamma * H_{zapata} \quad (7.31)$$

q: Esfuerzo de flotación por metro cuadrado.

γ : Peso específico del agua.

Hzapata: Altura de la zapata.

Con este valor determinamos la carga R.

$$R = q * b \quad (7.32)$$

R: Fuerza puntual de flotación sobre el estribo.

b: Base de la zapata.

Momento en el punto A debido a la flotación.

El momento en el punto A se lo determina de la siguiente manera.

$$M = R * \frac{B}{2} \quad (7.33)$$

7.2.2.1.6 Fuerzas debidas al viento.

El viento es una carga que actúa en sentido longitudinal y transversal de los puentes, su magnitud depende entre otros factores, de la velocidad del viento, del ángulo de ataque de los mismos y de la forma del puente.

La teoría sobre la carga de vientos explicada en el CCDPS-95 divide a los puentes comunes de vigas y placas con una luz máxima de 40 metros de otros puentes, aquí haremos relevancia solo al artículo que habla sobre este tipo de puentes ya que es lo que nos interesa para el diseño del puente en la quebrada Toctehaicu.

A.3.6.2.1.3- Para puentes comunes de vigas y placas que tengan luces máximas de 40m se pueden utilizar las siguientes cargas.

W (Carga de viento sobre la estructura)	
Sentido Transversal	250Kgf/m ²
Sentido Longitudinal	60Kgf/m ²

WL (Carga de viento sobre la carga viva)	
Sentido Transversal	150Kgf/m
Sentido Longitudinal	60Kgf/m

Tabla 7.1.- Valores de las cargas de viento sobre la estructura y carga viva.

7.2.2.1.6.1 Fuerza del viento sobre la superestructura.

El área donde actúa el viento, debe ser la suma de las áreas de todos los elementos, incluyendo el sistema de piso y las barandas.

En otras palabras es el área rectangular de la sección longitudinal de la superestructura, delimitada por la luz de diseño, como base de esta área, y el alto de la superestructura, desde la base de la viga hasta el punto más alto de la baranda.

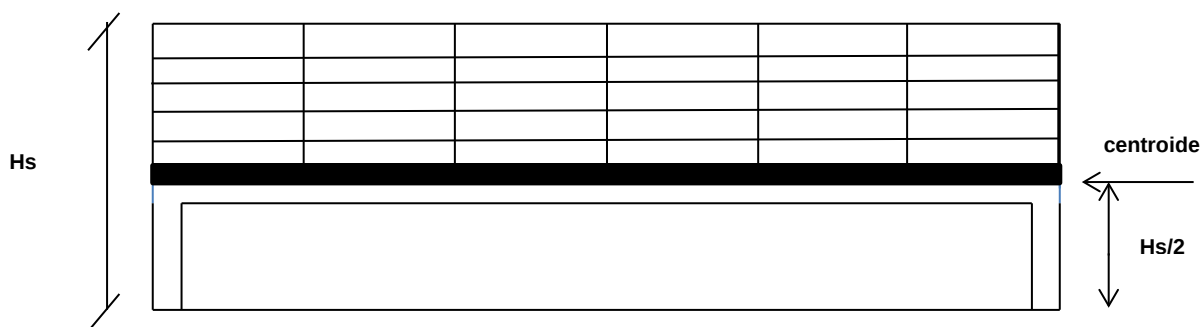


Figura 7.7.- Altura de la superestructura y centroide.

La carga de viento que actuara sobre la superestructura es:

$$W = w * \text{luz de diseño} * \text{altura de la superestructura} \quad (7.34)$$

W: Carga de viento sobre la superestructura.

w: Carga de viento por metro cuadrado.

A su vez esta carga actuará en el centroide de la superestructura que está a una altura de $H_s/2$ de la base de ésta.

Momento producido en el punto A.

La carga del viento actúa sobre la superestructura, que a su vez es transmitida a la subestructura, por lo tanto se produce un momento sobre el punto A del estribo, que lo determinamos de la siguiente manera.

$$M_A = W * \left(H_e - \frac{H_s}{2} \right) \quad (7.35)$$

H_e : Altura del estribo.

H_s : Altura de la superestructura.

7.2.2.1.6.2 Fuerza del viento sobre la carga viva.

La fuerza del viento que actúa sobre la carga viva se lo determina de manera similar a la que actúa sobre la superestructura.

Carga de viento debida a la carga viva.

La carga de viento que actúa sobre la carga viva, se expresa en metro lineal longitudinal o metro lineal transversal, si la carga es longitudinal o transversal, respectivamente.

Por lo tanto para una fuerza de viento longitudinal que actúa sobre la carga viva, la fórmula es:

$$Wl = wl * \text{luz de diseño} \quad (7.36)$$

Wl: Fuerza de viento sobre la carga viva.

wl: Fuerza de viento por metro longitudinal de losa.

Punto de acción de la carga de viento, sobre la carga viva.

La carga de viento sobre la carga viva, actúa a una altura de 1.8 metros sobre el nivel de la calzada.

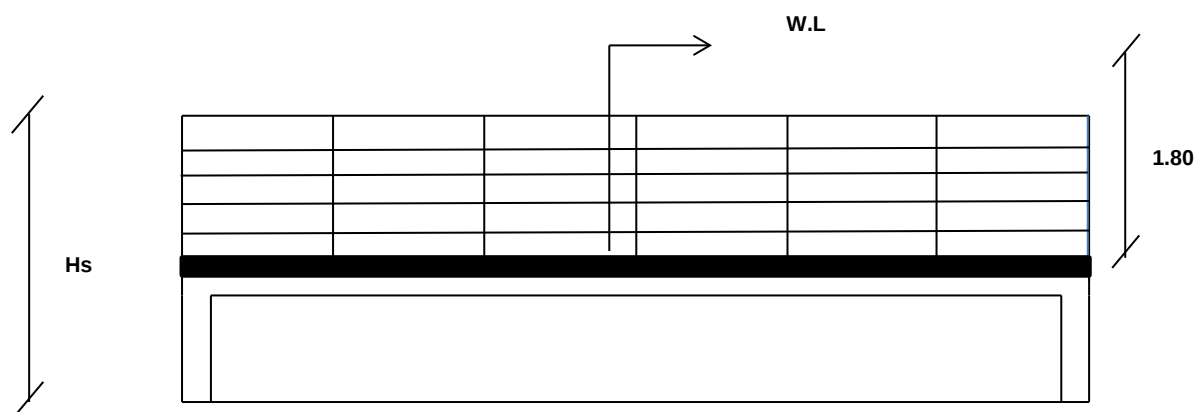


Figura 7.8.- Altura de acción del viento sobre la carga viva.

Carga por metro lineal de estribo.

La carga de viento por metro lineal de estribo, que actúa a lo largo de la superestructura, se lo determina de la siguiente manera.

$$Wl = \frac{wl}{\text{ancho del estribo}} * \text{luz de diseño} \quad (7.37)$$

Momento producido en el punto A.

Para determinar el momento en el punto A, debemos especificar que la fuerza del viento debida a la carga viva actúa a 1.80 metros sobre la calzada, por lo tanto la fórmula para determinarlo es:

$$M_{WL} = WL * (1.8 + H_{estribo}) \quad (7.38)$$

7.2.2.1.7 Fuerza Longitudinal.

Son fuerzas que actúan en la dirección longitudinal del puente, específicamente en la dirección del tráfico, provienen del frenado y de la desaceleración repentina de los vehículos que son transmitidas a la losa (y a su vez al puente en general) mediante la fuerza de fricción entre las ruedas del vehículo y ésta.

La magnitud de la fuerza longitudinal se obtiene empleando la segunda ley de Newton.

$$F = m * a \quad (7.39)$$

El CCDSP-95 recomienda tomar un valor para la fuerza longitudinal del 5% del camión de diseño por carril tomando en cuenta el sentido del tráfico.

$$L_f = 0.05 * \text{número de carriles en la misma dirección} * W_{\text{camión de diseño}} \quad (7.40)$$

$W_{\text{camión de diseño}}$: Peso del camión de diseño.

El CCDSP-95 dice:

A.3.4.4- Fuerzas longitudinales.- Debe considerarse el efecto de una fuerza longitudinal equivalente al 5% de la carga viva en todos los carriles que tengan tráfico en la misma dirección. Todos los carriles deben incluirse para el caso de puentes que puedan convertirse en puentes unidimensionales en el futuro.

El centro de gravedad (punto de aplicación) de la fuerza longitudinal debe localizarse a 1.80m sobre la calzada y esta fuerza debe transmitirse a la infraestructura a través de la superestructura.

Momento producido en el punto A.

El momento producido en el punto A del estribo se calcula de la siguiente manera.

$$M_A = L_f * (1.80 + \text{Altura del estribo}) \quad (7.41)$$

7.2.2.1.8 Cálculo de las fuerzas sísmicas.

7.2.2.1.8.1 Procedimientos para el análisis sísmico de puentes.

Se distinguen cuatro procedimientos para el análisis sísmico de puentes.

1.- Procedimiento de Análisis Sísmico Simplificado (PAS-S).- Este procedimiento se emplea para puentes de una luz o para puentes de categoría de comportamiento sísmico A (CCS-A).

2.- Procedimiento de Análisis Sísmico 1 (PAS-1).- Método de respuesta espectral de un solo modo,

3.- Procedimiento de Análisis Sísmico 2 (PAS-2).- Método de respuesta espectral de varios modos,

4.- Procedimiento de Análisis Sísmico 3 (PAS-3).- Método de respuesta integrando contra el tiempo las ecuaciones de movimiento y utilizando familias de acelerogramas.

7.2.2.1.8.2 Categoría de comportamiento sísmico.

En la siguiente tabla podemos ver los grupos de importancia de los puentes, que van desde el I al III.

Grupo I.- Puentes Esenciales	Todos los puentes rurales y urbanos pertenecientes a carreteras troncales, a vías urbanas, arterias y puentes que permiten el acceso a proyectos importantes como centrales hidroeléctricas.
Grupo ii.-Puentes Importantes	Todos los puentes rurales de vías principales al igual que todos los puentes de vías secundarias que sean las únicas en dar acceso a regiones de más de 50000 habitantes.
Grupo iii.-Otros puentes	Los puentes no comprendidos en los grupos anteriores.

Tabla 7.2.- Grupos de importancia de los puentes.

7.2.2.1.8.3 Coeficiente de aceleración sísmica.

En la siguiente tabla se puede ver la categoría de comportamiento sísmico del puente, que van del A al D, según su coeficiente de aceleración y su grupo de importancia.

Coeficiente de aceleración (A)	Clasificación por importancia		
	i	ii	iii
$A \leq 0.09$	CCS-B	CCS-A	CCS-A
$0.09 < A \leq 0.19$	CCS-C	CCS-B	CCS-B
$0.19 < A \leq 0.29$	CCS-C	CCS-C	CCS-C
$0.29 < A$	CCS-D	CCS-D	CCS-D

Tabla 7.3.- Categoría de comportamiento sísmico de los puentes, según su importancia y coeficiente de aceleración.

Coeficiente de aceleración sísmica en la zona del puente a diseñar.

El coeficiente de aceleración sísmica A depende de la zona sísmica Z a la que pertenezca, según la **NORMA ECUATORIANA DE LA COSTRUCCION (NEC-11)**, Capítulo 2 **PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE**.

El valor de A o Z (como se lo identifica en la norma) de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, A continuación se muestra el artículo 2.5.2.1 de la **NORMA ECUATORIANA DE LA COSTRUCCION (NEC-11)**, Capítulo 2 **PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE**.

Mapa de zonificación sísmica para diseño.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de acuerdo el mapa de la Figura 2.1. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nor-orienté que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta (Tabla 2.1). Para facilitar la determinación del valor de Z , en la Tabla 2.2 se incluye un listado de algunas poblaciones del país con el valor correspondiente. Si se ha de diseñar una estructura en una población o zona que no consta en la lista y que se dificulte la caracterización de la zona en la que se encuentra utilizando el mapa de la Figura 2.1, debe escogerse el valor de la población más cercana.

Según la **NORMA ECUATORIANA DE LA COSTRUCCION (NEC-11)**, Capítulo 2 **PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE**, el coeficiente de aceleración sísmica para la ciudad de Cuenca y zonas cercanas es de $A=0.25$.

7.2.2.1.8.4 Métodos aceptables a usar para el diseño sísmico, dependiendo de la categoría de comportamiento sísmico.

En la siguiente tabla se muestra los procedimientos de análisis sísmicos aceptables dependiendo de su categoría de comportamiento sísmico.

Categoría de comportamiento sísmico	Procedimientos de análisis aceptables		
CCS-A	PAS-S	PAS-S	PAS-S
CCS-B	PAS-S	PAS-1	PAS-1
CCS-C	PAS-S	PAS-1	PAS-2
CCS-D	PAS-S	PAS-1	PAS-2

Tabla 7.4.- Procedimientos de análisis sísmicos aceptables según su categoría de comportamiento sísmico.

7.2.2.1.8.5 Procedimiento simplificado de análisis

Debido a que el diseño sísmico del puente en la quebrada Toctehaicu se lo realizará por el procedimiento sísmico simplificado, solo se hará énfasis en ese método.

7.2.2.1.8.5.1 Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales del muro.

En el método simplificado de diseño, se considera que la fuerza sísmica que se desarrolla en el muro es igual al peso del muro multiplicado por K_h , donde K_h es la mitad del valor del coeficiente de aceleración horizontal, la carga actúa en el centro de gravedad del estribo.

Fuerzas sísmicas.

Los cálculos para determinar la fuerza sísmica debido a los efectos inerciales del muro, son los siguientes.

La siguiente fórmula indica la fuerza inercial del muro, que es tomada para el análisis sísmico.

$$S = WD * K_h \quad (7.42)$$

S: Fuerza inercial del muro.

WD: Peso del estribo incluyendo peso del terreno.

K_h : $\frac{1}{2}$ del coeficiente de aceleración.

Momento en el punto A del estribo.

La fuerza inercial del muro actúa en el centro de gravedad de éste, por lo tanto:

$$M_A = S * \text{centro de gravedad del muro} \quad (7.43)$$

7.2.2.1.8.5.2 Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales de la superestructura.

En el método simplificado de diseño, se considera que la fuerza sísmica que se desarrolla en la superestructura es igual al peso del muro multiplicado por el valor del coeficiente de aceleración horizontal, la carga actúa en el centro de gravedad de la superestructura.

Fuerzas sísmicas.

La fuerza inercial de la superestructura se lo determina con la siguiente fórmula.

$$S = W_s * \text{coeficiente de aceleración} \quad (7.44)$$

W_s : Peso de la superestructura por metro lineal de estribo.

Momento en el punto A del estribo.

La fuerza inercial de la superestructura actúa en el centro de gravedad de éste.

Cálculo del centro de gravedad de la superestructura.

La obtención del centro de gravedad de la sección transversal de la superestructura, se lo realiza con la fórmula siguiente.

$$C. g = \frac{nA_1z_1 + A_2z_2 + 2A_3z_3}{3A_1 + A_2 + 2A_3} \quad (7.45)$$

C.g : Centro de gravedad vertical de la sección trasversal de la superestructura.

N: Número de vigas.

A1: Área transversal de las vigas.

A2: Área transversal de la losa.

A3: Área transversal de los bordillos.

z1, z2, z3: Distancia vertical del centro de gravedad con respecto del eje x.

7.2.2.1.9 Otras cargas que no entrarán dentro del diseño del puente.

7.2.2.1.9.1 Presión de la corriente

Se refiere al efecto del flujo de agua y acumulación de sedimentos sobre las pilas, el puente sobre la quebrada Toctehaicu es simplemente apoyado así que no existirá presión de la corriente sobre la infraestructura.

7.2.2.1.9.2 Fuerzas centrífugas

El puente a diseñar es un puente recto sin curvas, por lo tanto no se desarrollará en ningún momento una fuerza centrífuga en los vehículos que posteriormente sea transmitida a la estructura.

7.2.2.1.9.3 Fuerzas de origen térmico,

La sección A.3.7 del CCDPS indica: Se deben tomar las medidas para los esfuerzos o movimientos causados por vibraciones de temperaturas. Se deben fijar las temperaturas máxima y mínima para el sitio de construcción y deben ser calculadas para una temperatura asumida para el momento de iniciación de la construcción.

Particular atención se debe prestar a la diferencia de temperatura ambiente y la del interior de elementos masivos de concreto.

7.2.2.2 Factores de carga y grupos de carga.

Las cargas que actúan sobre la subestructura no se desarrollan o más bien tienen casi nulas posibilidades de desarrollarse simultáneamente sobre ésta, por esta razón los manuales y códigos que rigen el diseño, han desarrollado los grupos de carga,

7.2.2.2.1 Grupo de Carga y sus combinaciones.

Un grupo de carga es una combinación de cargas que tienen más posibilidades de ocurrencia en simultáneo, basándose en condiciones ambientales y de diseño. A continuación se definen los once grupos de carga que dictan los manuales y códigos.

El **Manual de Diseño de Puentes** enumera los grupos de carga de la siguiente manera:

RESISTENCIA I.

Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

RESISTENCIA II.

Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.

RESISTENCIA III.

Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.

RESISTENCIA IV.

Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.

RESISTENCIA V.

Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I.

Combinación de carga incluyendo sismo.

EVENTO EXTREMO II.

Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.

SERVICIO I.

Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/hr y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas empotradas, placas de revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado.

SERVICIO II.

Combinación de carga considerado para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.

SERVICIO III.

Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.

FATIGA.

Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

El CCDPS-95 enumera a los grupos de carga desde el I hasta el X.

7.2.2.2.2 Factores de carga.

Son coeficientes de mayoración por los cuales las cargas son multiplicadas, el valor del factor de carga depende de la carga y del grupo de carga.

En la siguiente tabla se muestran los factores de carga usados en el diseño, mediante el método de los esfuerzos admisibles, según el CCDPS-95.

		λ	D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	%
GRUPOS DE CARGA	I	1	1	1	1	βE	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1	1	0	1	βE	1	1	0	0	0	0	0	*
	II	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1	1	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1	1	1	1	βE	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1	1	1	1	βE	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
	IX	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
	X	1	1	1	0	βE	0	0	0	0	0	0	0	100

*solo peso del estribo.

Tabla 7.5.- Procedimientos de análisis sísmicos aceptables según su categoría de comportamiento sísmico.

7.2.2.2.3 Uso de los grupos de carga dentro del diseño de la subestructura.

Una vez obtenidas todas las cargas que actúan sobre el estribo, debemos analizar los esfuerzos y asentamientos producidos en el suelo, y además la resistencia del estribo al volcamiento y deslizamiento, usando los grupos de carga.

Los esfuerzos producidos en el suelo, asentamiento, y la resistencia del estribo al volcamiento y deslizamiento debe quedar dentro de los parámetros permitidos, para todos los grupos de carga que están relacionados con el diseño.

7.2.2.3 Análisis del volcamiento, deslizamiento, esfuerzo producido en el suelo, capacidad de carga y asentamiento.

7.2.2.3.1 Volcamiento.

Antes de indicar la fórmula de la resistencia al volcamiento, debemos definir el concepto de momento estabilizador, y momento desestabilizador.

Momento estabilizador.

La sumatoria de momentos con respecto del punto A, que giran en dirección del talud de tierra que sostiene el estribo.

Momento desestabilizador.

La sumatoria de momentos con respecto del punto A, que giran en dirección contraria al talud de tierra que sostiene el estribo.

Resistencia al volcamiento.

La resistencia al volcamiento del estribo, se lo determina de la siguiente manera.

$$M_e = 2M_d \quad (7.46)$$

M_e : Momento estabilizador.

M_d : Momento desestabilizador.

La fórmula se la usa para cada uno de los grupos de carga a usar en el diseño.

7.2.2.3.2 Deslizamiento.

El cálculo de la posibilidad o no de deslizamiento, se lo realiza de la siguiente manera.

$$\Sigma f_x = 1.5(\Sigma f_y * u_k) \quad (7.47)$$

Σf_x : Fuerzas horizontales que actúan sobre el estribo.

Σf_y : Fuerzas verticales que actúan sobre el estribo.

u_k : Coeficiente de rozamiento estático que depende del tipo de suelo.

La fórmula se la usa para cada uno de los grupos de carga a usar en el diseño.

7.2.2.3.3 Esfuerzos producidos en el suelo.

Los cimientos tienen por objeto transmitir las cargas de la estructura al suelo, distribuyéndolos de tal manera que éste no falle por capacidad de carga y/o asentamientos excesivos,

La capacidad de carga del suelo, y sus esfuerzos admisibles según el asentamiento permitido en obras de puentes, son temas de mecánica de suelos, de tal manera que mediante estudios del suelo se determinen sus valores permisibles.

A su vez es necesario obtener la carga que se genera en el suelo producida por la estructura, con el fin de hacer una comparación con los esfuerzos admisibles por asentamiento permitido y capacidad de carga del suelo, y determinar si están dentro de los valores permitidos, el método que se usará para determinar la carga en el suelo es el de la “distribución trapezoidal de esfuerzos”.

Distribución trapezoidal de esfuerzos.

El procedimiento renuncia al cumplimiento de las condiciones de compatibilidad de deformaciones suelo-cimentación, al suponer que los esfuerzos sobre el suelo presentan una distribución lineal.

Las cargas excéntricas generalmente, sobre el cimiento producen una distribución trapezoidal de esfuerzos.

Las cargas que actúan en el centro de la zapata producen una distribución uniforme de esfuerzos, o sea rectangular.

Las cargas excéntricas pueden ser remplazadas por una sola carga resultante R que actúa a una distancia “e” del centro de la losa.

Las fórmulas para obtener los esfuerzos efectivos (σ_a y σ_b) en los bordes de la zapata y así poder graficar su distribución es:

$$\sigma_a = \frac{R}{BL} + \frac{6Re}{BL^2} \quad (7.48)$$

$$\sigma_b = \frac{R}{BL} - \frac{6Re}{BL^2} \quad (7.49)$$

R: Sumatoria de fuerzas verticales sobre el muro.

e: Excentricidad.

B: Ancho de base de la zapata.

L: Longitud de la zapata (1 metro).

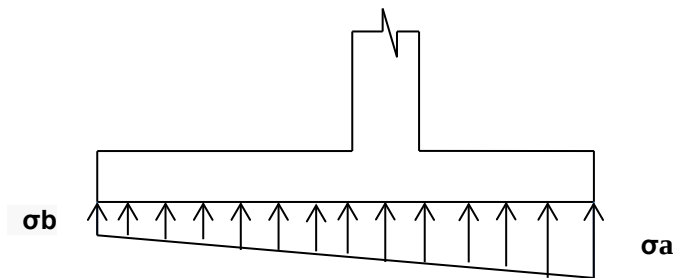


Figura 7.9.- Distribución de esfuerzos en el suelo, causados por las cargas sobre el estribo.

Excentricidad.

Es la distancia que existe entre el centro de gravedad de la zapata y la resultante de cargas que actúan sobre ella.

La fórmula se la usa para cada uno de los grupos de carga a usar en el diseño.

7.2.2.3.4 Capacidad de carga y Asentamiento.

Una vez obtenido los esfuerzos que se producen en el suelo debemos compararlos con su capacidad de carga y determinar su asentamiento que no deberá ser superior a 25mm, las fórmulas para la capacidad de carga y asentamiento ya fueron expresadas en el capítulo de estudio de suelos, y serán usadas en el capítulo del diseño del puente.

7.2.3 Elección de cimentación superficial o con pilotes.

Para determinar si la subestructura necesita pilotes, es necesario hacer el siguiente análisis

Capacidad de carga.

Si el esfuerzo producido en el suelo supera la capacidad de carga de éste, pues antes de considerar en usar pilotes, podemos tratar de reducir cargas sobre el suelo, entre tantas formas, nombraremos algunas.

- Aumentar el ancho de la zapata, tomando en cuenta que al hacerlo no supere el asentamiento permitido.

- Aumentar la profundidad de cimentación.

- Hacer un diseño de un estribo, con un vástago más cerca del centro, con el fin de aligerar las cargas en la punta de la zapata, para distribuirlas de mejor manera entre punta y talón.

- Disminuir el tamaño del estribo o partes de éste, sin embargo hay otros factores que determinan el tamaño del estribo, como la rasante de la carretera, el nivel de cimentación, el aumento de la posibilidad de deslizamiento o volcamiento del estribo, etc.

- Disminuir en lo que se pueda, las cargas provenientes de la superestructura, siempre considerando mantenerse dentro de las normas establecidas.

Si al hacer todos estos intentos para lograr que los esfuerzos producidos en el suelo sean menores a su capacidad de carga, o a su vez, si la única manera de lograr esto, es irrespetando otros factores como las normas, o la seguridad al volcamiento y deslizamiento o sobrepasando el asentamiento máximo, pues se tendrá que pensar en la posibilidad de poner estribos.

Asentamiento.

- Otro aspecto a tener en cuenta es el asentamiento, La AASTHO recomienda un asentamiento máximo de 25mm, entonces algunos criterios son:

- El asentamiento es inversamente proporcional a la base de la zapata, por lo tanto se puede pensar en disminuirla, siempre y cuando al hacerlo no irrespete la seguridad al volcamiento, deslizamiento, y sobrepase la capacidad de carga del suelo.

Si al hacer todos estos intentos, no se logra quedar dentro de los parámetros de asentamiento permisible, o si al lograrlo, se irrespetan normas, o se infringe la seguridad al deslizamiento o volcamiento, o sobrepasa la capacidad de carga, pues es necesario plantearse la idea de usar pilotes.

En resumen, un estribo debe satisfacer, la seguridad al volcamiento, deslizamiento, no sobrepasar la capacidad de carga en el suelo o su asentamiento permisible, cumplir las normas, etc. Si al tratar de hacer que cumpla una de éstas, se irrespete otra, se usarán estribos.

7.3 Diseño con Pilotes.

El diseño con pilotes consiste en determinar el diámetro, longitud y número de éstos, con el fin de aumentar la capacidad de carga y disminuir asentamientos, el diseño de los pilotes será explicado con detalle en el capítulo siguiente, ahora solo haremos referencia a los esfuerzos producidos en los pilotes por las cargas provenientes del estribo.

7.3.1 Esfuerzos producidos en el pilote.

La fórmula para determinar los esfuerzos producidos en cada uno de los pilotes, por las cargas soportadas es:

$$P_{\text{delantero}} = \frac{P}{2 \cdot \# \text{pilotes delanteros}} + \frac{P \cdot e}{B' \cdot \# \text{pilotes delanteros}} \quad (7.50)$$

$$P_{\text{trasero}} = \frac{P}{2 \cdot \# \text{pilotes traseros}} - \frac{P \cdot e}{B' \cdot \# \text{pilotes traseros}} \quad (7.51)$$

P: Carga total vertical sobre el estribo.

E: Excentricidad.

B': Distancia centro a centro de pilotes.

7.4 Diseño de la zapata, vástago, llave.

7.4.1 Zapata.

El diseño de la zapata se realiza por partes, ya que se analiza por separado el talón y la punta, como se explica a continuación.

Talón.

Las cargas que actúan sobre el talón son, la carga producida por el relleno, el peso propio, y la fuerza resistente que se produce en el suelo para contener estas cargas.

Una vez obtenido los valores de las cargas que actúan en el talón se obtiene el momento máximo flector que se genera en éste, como el talón se comporta como una viga en voladizo, el momento flector máximo se producirá en la unión talón-zapata.

Puntera.

El diseño de la puntera es similar al del talón, la diferencia es que en ésta no existe material de relleno que actúe sobre ella, por lo tanto las cargas que actúan sobre la puntera son, el peso propio y la fuerza resistente que se produce en el suelo, y que actúa sobre la puntera de la zapata, el momento máximo se produce en la unión puntera-zapata.

7.4.2 Vástago.

El momento flector que se produce en el vástago proviene del empuje de tierras que actúa sobre ella, de igual manera se considera al vástago como una viga en voladizo, por lo tanto el momento máximo se produce en la unión vástago-zapata.

7.4.3 Llave.

La llave se la diseñará cuando uno de los grupos de carga determine que no cumple con los requisitos de deslizamiento, la altura que tendrá la llave dependerá de la resistencia que se necesita desarrollar para evitar problemas de deslizamiento, si el diseño del estribo es con pilotes no se necesitará una llave.

7.5 Elementos complementarios.

7.5.1 Apoyos Elastoméricos.

Los apoyos elastoméricos tienen como función distribuir las cargas sobre el área de soporte de la superestructura, a la vez que nivelan las irregularidades de la superficie del acabado del concreto de la superestructura o de los apoyos.

Características de los apoyos de neofreno.

Resistencia a la compresión.-70 Kg/cm².

Durabilidad.-Vida útil 40 años, mantenimiento después de 35 años.

Las deformaciones verticales no deben exceder en un 15% del espesor inicial del mismo.

Los parámetros que definen el comportamiento de los apoyos de neofreno son la dureza, y el módulo de elasticidad a cortante G.

El área de apoyo elastomérico debe tener unas dimensiones tales que el esfuerzo producido sobre él, sea máximo de 50Kg/cm².

Diseño.

Para el diseño de los apoyos elastoméricos, se deben seguir los siguientes pasos:

Obtener la carga muerta y viva que actuará sobre el apoyo.

Se refiere a la carga muerta y viva proveniente de la superestructura.

Calcular el espesor del apoyo.

Fórmula.

El espesor del apoyo viene expresado por la fórmula:

$$h_{rt} > 2\Delta s \quad (7.52)$$

h_{rt} : Espesor del apoyo.

Δs : Deformación longitudinal total de la viga.

Deformación longitudinal total de la viga.

La deformación longitudinal de la viga, es la suma de la deformación térmica del concreto, más, la deformación debida a la retracción del fraguado.

Deformación térmica del concreto.

La deformación térmica del concreto viene dada por la fórmula.

$$\epsilon_{temp}/m = \text{coeficiente de dilatacion termica} * \Delta t \quad (7.53)$$

ϵ_{temp}/m : deformación térmica del concreto por metro lineal.

Δt : Variación máxima de temperatura.

Deformación por retracción del fraguado.

En ausencias de datos experimentales, es posible suponer que la deformación unitaria debida a la retracción del fraguado es el 10% de la deformación máxima utilizable del concreto a compresión.

$$\epsilon_{\text{ret.fraguado/m}} = 0.10 * 0.003 \quad (7.54)$$

Deformación total longitudinal de la viga.

$$\Delta s = L(\epsilon_{\text{temp}} + \epsilon_{\text{ret.fraguado}}) \quad (7.55)$$

L= Longitud de la viga.

Cálculo de la longitud L del apoyo.

Fórmula.

La longitud L del apoyo se calcula con la siguiente fórmula.

$$S = \frac{LW}{2h_{rt}(L+W)} \quad (7.56)$$

S: Factor de forma.

W: Distancia transversal del apoyo.

L: Distancia longitudinal del apoyo.

Hrt: Espesor de la capa interior del apoyo.

- Asumimos un ancho W del apoyo según el ancho de la base de la viga que soportará el apoyo.

- Calculamos el factor de forma con la siguiente ecuación

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta} \quad (7.57)$$

$\sigma_{c,TL}$: Esfuerzo promedio a compresión del apoyo.

G: Módulo de cortante del elastómero.

β : Factor de modificación.

Esfuerzo promedio a compresión del apoyo.

El CCDPS-95 indica:

$\sigma_{c,TL} \leq 70 \text{Kg/cm}^2$ Para apoyo reforzado con acero.

$\sigma_{c,TL} \leq 50 \text{Kg/cm}^2$ Para apoyos simples o apoyos reforzados con tela.

Módulo de cortante del elastómero.

Según el CCDPS-95, el módulo de cortante tiene un valor máximo y mínimo para cada tipo de elastómero dependiendo su dureza, así como explica la tabla.

Dureza	50	60	70
Módulo de cortante a 22.5 °C (Kg/cm ²)	6.65-9.10	9.10-14	14-21

Tabla 7.6.- Módulo de cortante del elastómero según su dureza.

Factor de modificación.

El factor de modificación a usar depende de ciertos parámetros, que tienen que ver con las capas de los apoyos, como indica la siguiente tabla.

Capas	Factor de modificación
Capas internas de apoyos reforzados	1
Capas de cubierta	1.4
Capas para apoyos simples	1.8

Tabla 7.7.- Factores de modificación para diferentes capas del elastómero.

Una vez obtenido los diferentes valores, se procede a despejar el factor de forma de la ecuación, y a obtener su valor.

Para finalizar con este paso, se procede a despejar L de la ecuación y a encontrar su valor.

Cálculo de esfuerzo efectivo a compresión del elastómero.

$$\sigma = \frac{P_{\text{servicio}}}{A} \quad (7.58)$$

P_{servicio} : Carga de servicio que soporta el elastómero (Carga muerta + carga viva sin impacto).

A: Área del elastómero.

Verificaciones de seguridad.

Una vez diseñado el apoyo, es necesario verificar que cumpla con ciertos requerimientos, que se nombran a continuación:

Verificación de que el esfuerzo en el elastómero no supere el valor permitido.

$$\sigma < \sigma_{c,TL} \quad (7.59)$$

Evaluación de la deflexión instantánea a compresión.

El valor del ángulo de rotación del elastómero, debido a las cargas que actúan en éste, debe ser igual o por lo menos cercano al ángulo de rotación que se produce en la viga que esta sobre el apoyo debido a las cargas que actúan sobre ésta.

Cálculo de la rotación del apoyo.

Para determinar la rotación del apoyo, primero debemos calcular la deflexión instantánea que se desarrolla en éste, debida a las cargas.

Deflexión Instantánea.

La deflexión instantánea que se produce en el apoyo, depende de dos factores, del espesor de las capas del elastómero y de su deformación unitaria, según las cargas que actúan sobre ella y el factor de forma. Para calcular la deformación unitaria, podemos hacerlo mediante las tablas que se encuentran en el CCDPS-95, las cuales son:

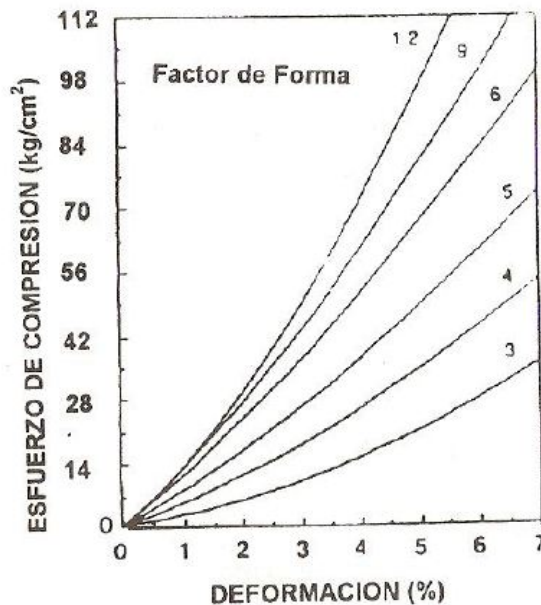


Figura 7.10.- Deformación del elastómero según su esfuerzo de compresión, factor de forma, y dureza, (Dureza 60).

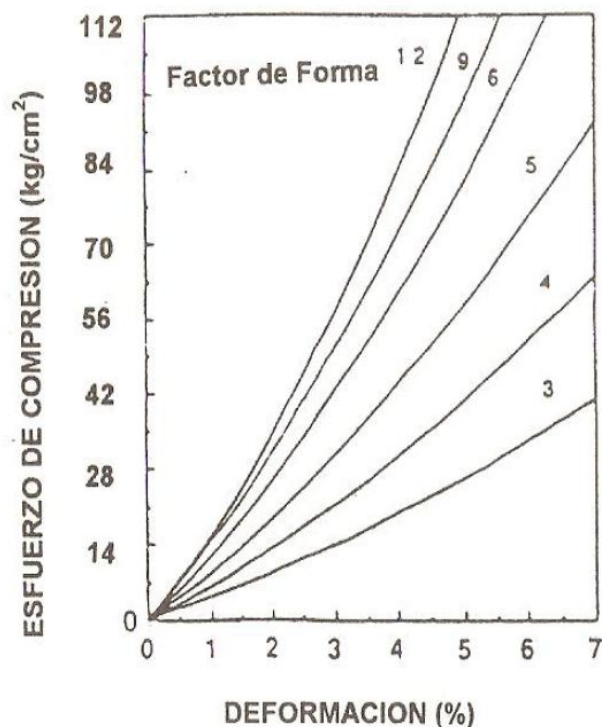


Figura 7.11.- Deformación del elastómero según su esfuerzo de compresión, factor de forma, y dureza, (Dureza 50).

Las tablas anteriores nos indican el porcentaje de deformación de las capas del elastómero, según las cargas que actúan sobre ella y su factor de forma, la deformación unitaria se determina dividiendo el porcentaje de deformación para 100.

Una vez que tenemos la deformación unitaria, obtenemos la deformación total, multiplicando la deformación unitaria por cada uno de los espesores de las capas del elastómero, y sumando estos valores.

$$\Delta c = \sum (\epsilon_i * h_{ri}) \quad (7.60)$$

Δc : Deformación del elastómero

ϵ_i : Deformación por capa del elastómero.

h_{ri} : Altura de cada capa.

7.5.2 Diafragmas.

En los extremos de las luces deben colocarse diafragmas para transmitir las cargas laterales a la subestructura. En luces mayores de 15 metros debe colocarse un diafragma en el punto de máximo momento positivo para uniformizar las deformaciones

de las vigas y para impedir la distorsión del puente. Los diafragmas pueden suprimirse si por medio de análisis o ensayos se demuestra que son innecesarios, pero debe verificarse que la losa puede soportar las deformaciones diferenciales causadas por la diferente deflexión de las vigas adyacentes.

Definición.

Parte de la superestructura, construida transversal al tráfico y que proporciona rigidez a las vigas.

Los diafragmas son utilizados para darle rigidez a la estructura y que esta mantenga su forma, se busca que estos le den rigidez a la torsión en el sentido transversal del puente y que distribuyan las cargas transversales producidas por el viento y por sismo.

7.5.2.1 Pre-dimensionamiento.

Se determina la altura de la viga principal para obtener la altura de los diafragmas de la siguiente manera:

$$H_{\text{diafragma}} = \frac{3}{4} H_{\text{viga}} \quad (7.61)$$

7.5.2.2 Diseño de los diafragmas.

El diseño del diafragma, tanto para momento, como para corte, se lo realiza como si cada tramo de ésta entre vigas, fuera una viga simplemente apoyada, donde sus apoyos son las dos vigas longitudinales adyacentes al tramo de diafragma.

7.5.2.2.1 Diseño a flexión.

Carga muerta.

La carga muerta que se considera en el diseño del diafragma, es la del peso propio de éste, incluyendo el espesor de la losa.

Momento Flector por carga muerta.

El momento flector que se usa para el diseño del refuerzo, es el que se desarrolla en el centro del diafragma, por ser el momento máximo.

Carga Viva.

Como podemos observar en el siguiente gráfico, el diseño a flexión del diafragma se lo hace considerando que la rueda trasera actúa en el centro de ésta, también se

considera al diafragma como simplemente apoyado entre las vigas longitudinales, no se considera el impacto.

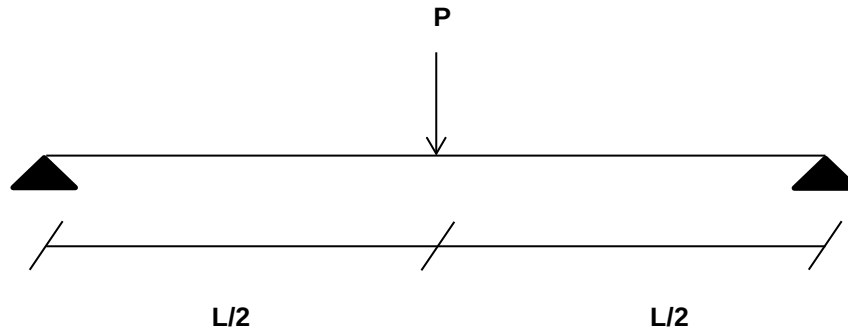


Figura 7.12.- Punto de acción de la rueda trasera del camión C40-95, sobre el diafragma, para su diseño por flexión.

Momento Flector por carga viva.

Así mismo se determina el momento flector que se desarrolla en el centro del diafragma, ya que ahí se produce el momento máximo.

Momento último.

La fórmula para el momento último es la siguiente.

$$M_u = 1.3(M_d + 1.67 * M_l) \quad (7.62)$$

Diseño de la armadura.

El diseño de la armadura se lo hace por el método de la resistencia última.

Refuerzo mínimo.

Muchas veces las cargas que se presentan sobre el diafragma, no son lo suficientemente grandes, por lo tanto se tendrá que tener énfasis en revisar si la cantidad de armadura calculada con el método anterior cumple con los requerimientos de refuerzo mínimo, con la siguiente ecuaciones.

$$A_s = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad (7.63)$$

b: Ancho de base del diafragma.

d: Altura de diseño del diafragma.

7.5.2.2.2 Esfuerzo cortante.

Carga muerta.

El valor de la carga muerta, es el mismo que se usa para el cálculo del momento flector.

Esfuerzo cortante por carga muerta.

El esfuerzo cortante máximo se produce en sus extremos, o en sus apoyos, que son las vigas longitudinales.

Carga viva.

La carga viva para el cálculo del esfuerzo cortante, es la que produce el eje trasero del camión C40-95, con sus dos ruedas.

Esfuerzo cortante por carga viva.

La posición del camión que se considera para el cálculo del esfuerzo cortante máximo es la que se muestra en la siguiente figura.

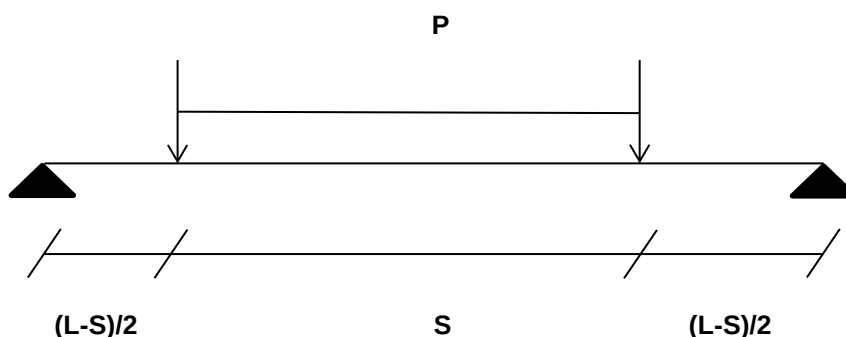


Figura 7.13.- Punto de acción del eje trasero del camión C40-95, sobre el diafragma, para su diseño por cortante.

Separación Máxima.

La separación máxima de los estribos es la que se muestra en la siguiente fórmula, donde d es la altura de diseño de la viga diafragma.

$$S = d/2 \quad (7.64)$$

7.5.2.3 Diseño del diafragma sobre los apoyos.

El diseño del diafragma en los apoyos tiene el mismo procedimiento que para el diafragma en el centro del claro, la única diferencia es que el peralte del diafragma en este caso, es mayor.

7.5.3 Losas de transición.

El pre-dimensionamiento de la losa de transición ya se explicó anteriormente, en este acápite se diseñará el refuerzo que requiere.

7.5.3.1 Diseño de la losa de aproximación.

7.5.3.1.1 Diseño por flexión.

Para determinar el momento flector de la losa, es necesario suponer la acción de la carga de la rueda trasera P en el centro de ésta.

La reacción que se produce en el suelo ante el peso propio de la losa y la carga P que actúa sobre ésta, se considera uniformemente lineal bajo todo el ancho de la losa, como se indica en la siguiente figura.

Cálculo del momento máximo flector.

Una vez explicado como actúa las fuerzas y reacciones sobre la losa, es fácil determinar la fórmula para el momento flector máximo, que se desarrolla en el centro de ésta.

Diseño de la armadura.

La armadura será diseñada por el método de resistencia última.

7.5.4 Bordillos

Los bordillos se pueden clasificar por su forma, en tres categorías:

Bordillos rectos.

Son los que tienen sus aristas longitudinales rectilíneas.

Bordillos curvos.

Comprenden las formas con aristas curvilíneas y están moldeados especialmente para ceñirse a los radios de las curvas de calzada y acera. La norma **UNE-127025** sólo estandariza como curvos los tipos A1, A3, C2, C3, C5 y C7.

Bordillos de escuadra.

Bajo este nombre se incluyen las unidades que tienen sus aristas longitudinales rectilíneas, y están moldeados especialmente para su uso en encuentros de dos líneas de bordillos perpendiculares. La norma **UNE 127025** sólo estandariza como escuadras los tipos A1, A3, C2, C3, C5 y C7.

Aspecto, textura, y color.

Los bordillos y piezas complementarias no deberán tener coqueras, despostilladuras, exfoliaciones, grietas ni rebabas en la cara vista. En las unidades de doble capa es admisible que en las caras no vistas, la textura pueda no ser totalmente cerrada. En éstos, la doble capa cubrirá totalmente las caras vistas de las piezas. Tampoco será admisible la aparición en la superficie de la cara vista de áridos provenientes del núcleo.

El bordillo o pieza complementaria puede estar constituido por un solo tipo de hormigón o estar compuesto por un núcleo de hormigón y una capa de mortero de acabado en su cara vista. En estos últimos, denominados de "doble capa", la cara vista estará completamente unida al hormigón del núcleo.

Esta cara vista puede ser lisa, pintada, estriada, pigmentada, lavada, texturada, con relieves acústicos o rebajes para incorporación de reflectantes.

Dimensiones.

En la siguiente tabla se recogen las dimensiones de los bordillos y ríoglas de hormigón que figuran en la norma **UNE 127025**.

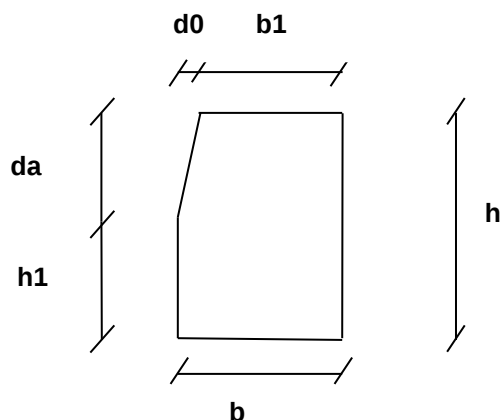


Figura 7.14.- Sección transversal de un bordillo típico.

	altura		ancho		longitud	chaflán	
	h± 0.5	h1± 0.5	b± 0.3	b1± 0.3	L± 0.5	da± 0.5	d0± 0.5
A1 20x14	20	17	14	11	100	3	3
A2 20x10	20	19	10	9	100	1	1
A3 20x8	20		8		100	R= 2 ± 0.3	
A4 20x8	20		8		100	R= 4 ± 0.3	
C2 30x22	30	16	22	19	100	14	3
C3 28x17	28	14	17	14	100	14	3
C5 25x15	25	11	15	12	100	14	3
C6 25x12	25	11	12	9	100	14	3
C7 22x20	22	12	20	4	100	10	16
C9 13x25	13	7	25	6	100 o 50	6	19
R2 14x25	14	11	25		100 o 50	3	25
R4 13x30	13	10	30		100 o 50	3	13.5

Tabla 7.8.- Dimensiones de los diferentes tipos de bordillos.

7.5.5 Barandas.

Deben proveerse barandas en los bordes de las estructuras, para protección del tráfico y de los peatones.

Tipos de barandas.

Los materiales para la baranda pueden ser concreto, madera, metal, o una combinación de ellos.

Las barandas se dividen en tres tipos, vehicular, peatonal y de bicicletas.

Baranda vehicular.

Tipo de baranda que solo toma en cuenta la seguridad de los vehículos, por lo tanto la altura de estas barandas es menor a las barandas peatonales y de bicicletas, la altura mínima es de 0.70 metros.

Baranda peatonal.

Tipo de baranda que además de tener en cuenta la seguridad de los vehículos, también lo hace para el tránsito peatonal, su altura mínima es de 1.10 metros.

Baranda de bicicletas.

Tipo de baranda que además de tener en cuenta la seguridad de los vehículos, también lo hace para el tránsito peatonal y de bicicletas, su altura mínima es de 1.40 metros.

8 Diseño del puente.

8.1 Superestructura.

8.1.1 Pre-dimensionamiento.

El pre-dimensionamiento o también conocido como pre-diseño, consiste en obtener los tamaños de los elementos más importantes que formarán parte del puente, después en la etapa de diseño se calculará la cantidad de refuerzo necesario para que estos elementos cumplan con los requerimientos.

Así mismo las dimensiones de los elementos están relacionadas al costo de la obra, por eso es necesario elegir valores que produzcan el menor costo y que cumpla con los requisitos, o incluso crear varias combinaciones de dimensiones de los elementos, y elegir el más apropiado.

Existen varios manuales y normas donde nos indica los valores máximos y/o mínimos para las diferentes medidas de los elementos. Y que nos ayudaran a elegir las mejores dimensiones posibles.

Número de vigas.

Para un tablero con ancho de 6 metros la cantidad de vigas podrían ser mínimo 2 o máximo 3 vigas, si elegimos 2 vigas el espaciamiento entre ellas, la longitud del voladizo y/o la viga tendrían un ancho demasiado grande, de esta manera descartamos la posibilidad de dos vigas y elegimos usar 3 vigas en nuestro diseño.

Altura de la viga (H).

La altura de la viga incluido el espesor de la losa, lo determinamos de la siguiente manera.

$$H = 0,070 L$$

$$H = 0.070(16)$$

$$H = 1.12 \text{ metros}$$

H: Altura de la viga en metros

L: Luz del puente

Tomamos una altura de 1.10m.

Espaciamiento entre vigas (S).

El espaciamiento libre entre vigas lo determinamos de la siguiente manera.

$$S = 1.50 * H$$

$$S = 1.50 * 1.10$$

$$S = 1.65 \text{ metros}$$

S: Espaciamiento libre entre vigas.

H: Altura de la viga.

Ancho del voladizo.

El ancho del voladizo lo determinamos de la siguiente manera.

$$\text{Ancho del voladizo} = 0.5 S$$

$$\text{Ancho del voladizo} = 0.5 * 1.65$$

$$\text{Ancho del voladizo} = 0.825 \text{ metros}$$

S: Espaciamiento libre entre vigas.

Ancho de la viga.

El ancho del alma de las vigas longitudinales se obtiene restando el ancho de los voladizos y el espaciamiento entre vigas, del ancho del tablero,

$$B = \text{ancho de la calzada} - (2 * S + 2 * \text{ancho del voladizo})$$

$$B = 6 - (2 * 1.65 + 2 * 0.825)$$

$$B = 0.35 \text{ metros}$$

S: Espaciamiento libre entre vigas.

En caso de obtener anchos de vigas demasiado altos o bajos, pues se tendría que hacer un nuevo análisis de dimensiones, también se puede elegir un ancho de viga y según este valor obtener la longitud del voladizo.

Espesor de la losa.

El espesor de la losa lo determinamos de la siguiente manera.

$$H_{\text{minplaca}} = \frac{S}{30} + 0.1$$

$$H_{\text{minplaca}} = \frac{1.65}{30} + 0.1$$

$$H_{\text{minplaca}} = 0.155 \text{ metros}$$

S: Espaciamiento libre entre vigas.

Según AASHTO

$$H_{\text{minplaca}} \geq 0.175 \text{ metros}$$

Por lo tanto tomamos un espesor de losa de 0.18 metros.

Diafragma.

Altura.

La altura del diafragma incluyendo el espesor de la losa lo determinamos de la siguiente manera.

$$H = \frac{3}{4} H_{\text{viga}}$$

$$H = \frac{3}{4} (1.10)$$

$$H = 0.825 \text{ metros}$$

H: Altura del diafragma.

Hviga: Altura de la viga.

Tomamos una altura de diafragma de 0.88 metros.

Ancho

El ancho del diafragma lo determinamos de la siguiente manera,

$$0.20 \text{ mm} < e_{\text{diafragma}} < 0.30 \text{ mm}$$

Ediafragma: Ancho del alma del diafragma.

Tomamos un ancho de 0.25 mm para el diafragma.

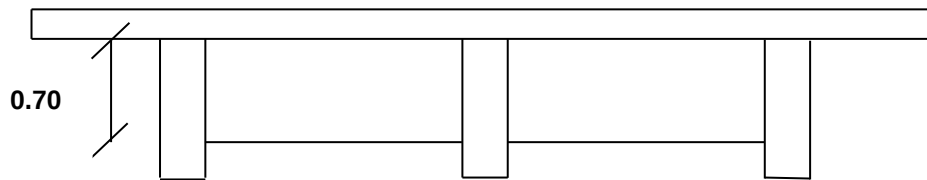


Figura 8.1.- Altura del diafragma central.

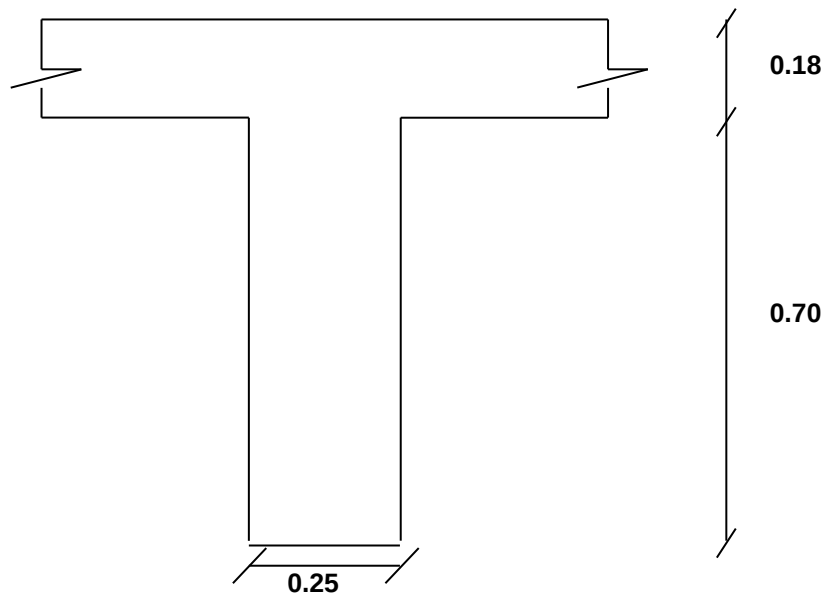


Figura 8.2.- Sección Transversal del diafragma, incluyendo la losa.

Bordillo.

El diseño del bordillo se lo realizará en el capítulo donde se hace énfasis a los otros elementos del puente, sin embargo debemos conocer las dimensiones de este para poder diseñar la losa y la viga.

En el capítulo anterior se habló de los tipos de bordillos y sus dimensiones, creemos que el más apropiado para el puente es el bordillo tipo C2 30x22.

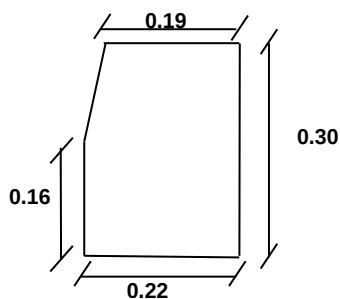


Figura 8.3.- Dimensiones del bordillo a usar dentro del diseño.

Barandas.

El tamaño de la baranda para tráfico y peatones, como ya se explicó en el capítulo anterior, es de 1.40 metros incluyendo la altura del bordillo, el peso de la baranda será de 100 kg/m lineal.

Los detalles de la baranda se muestran en el siguiente capítulo, donde se diseña las partes complementarias del puente.

En la siguiente figura se pueden ver las dimensiones de los principales elementos que conforman la superestructura del puente.

Vista Transversal.

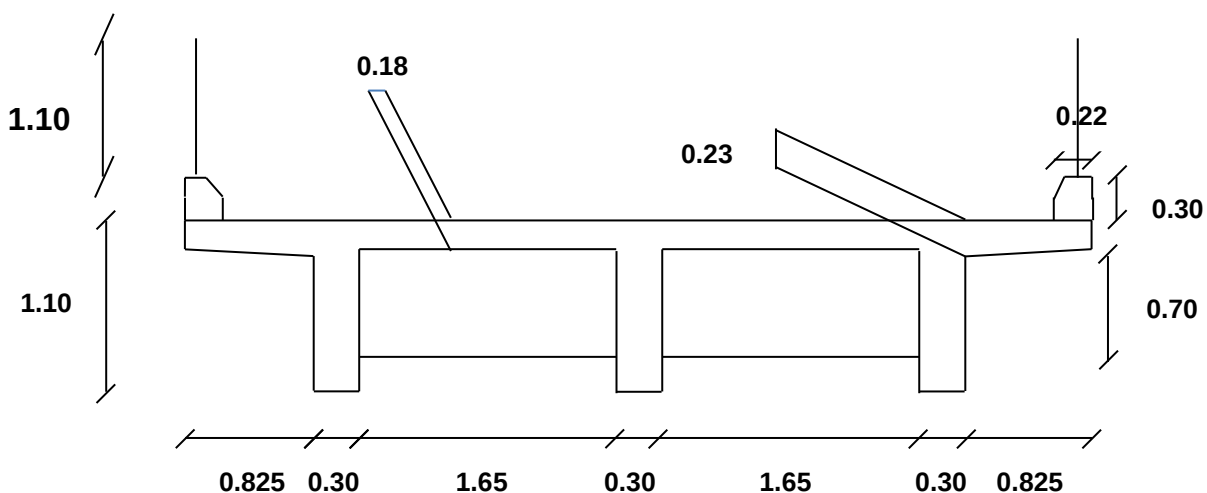


Figura 8.4.- Sección Transversal del puente vehicular en la quebrada Toctehaicu, distancias en metros.

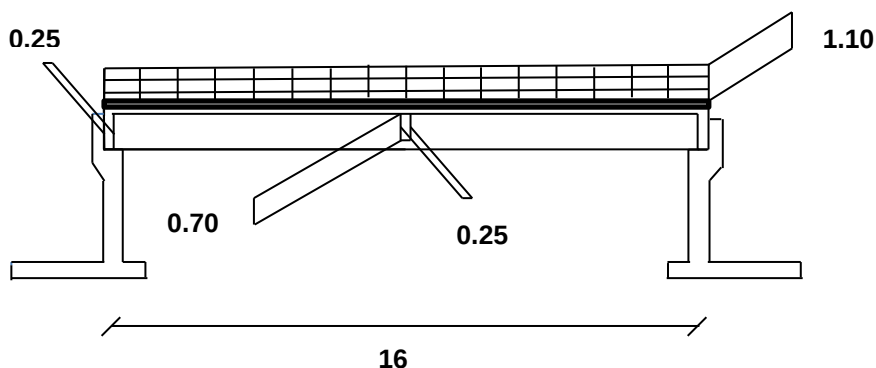


Figura 8.5.- Sección Longitudinal del puente vehicular en la quebrada Toctehaicu, distancias en metros.

8.1.2 Diseño de la losa.

8.1.2.1 Método de las franjas.

Para el diseño de la losa, se considera que esta es unidireccional, apoyada entre las vigas longitudinales, y que la losa se flexiona solo en sentido perpendicular al tránsito.

Para el diseño consideraremos que la losa descansa sobre apoyos articulados, además se supondrá a la losa como una viga rectangular de 1 metro de ancho, medido en sentido longitudinal, o sea la losa vendría a ser la suma de varias vigas transversales, de 1 metro de base, que descansan sobre las vigas longitudinales.

8.1.2.1.1 Losa entre vigas.

La losa entre vigas, es el tramo de losa que está entre las vigas, el diseño del voladizo se hace posteriormente.

8.1.2.1.1.1 Diseño por flexión.

El diseño de la losa se lo hace para que cumpla con los momentos flectores, que actúan sobre ella.

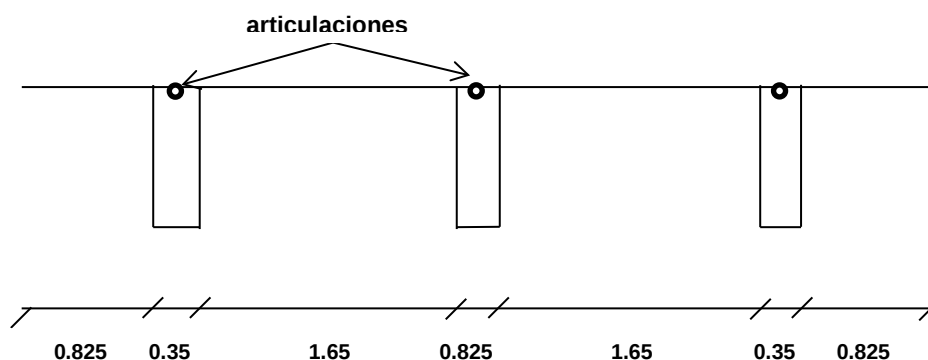


Figura 8.6.- Esquema simplificado de la losa apoyada sobre sus apoyos articulados.

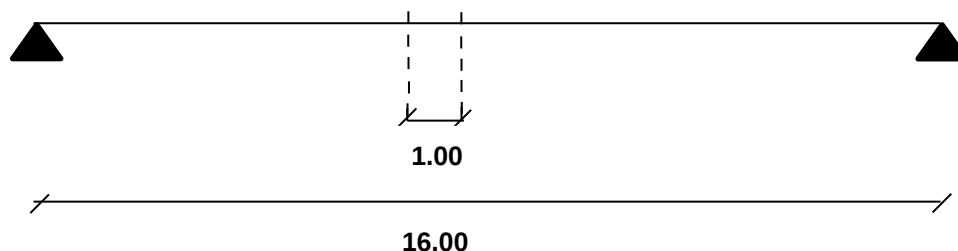


Figura 8.7.- Esquema simplificado, franja longitudinal del puente que se toma para el cálculo.

La Luz de cálculo S.

La luz de cálculo S para vigas de concreto reforzado, como ya se explicó en el capítulo anterior, es el espaciamiento libre entre vigas.

Carga muerta.

Las cargas que se tomarán a consideración para su diseño, son el peso propio de la losa, el peso de la capa de rodadura, éstas constituyen la carga muerta,

En la siguiente tabla se muestra los elementos a considerar, como carga que actúa sobre la losa y sus pesos, por metro lineal de longitud.

Carga Muerta	Peso específico Kg/m ³	Espesor (m)	Peso/metro lineal (T/m)
Peso de la losa	2400	0.18	0.432
Peso de la capa de rodadura	2200	0.05	0.11
Peso total			0.542

Tabla 8.1- Peso por metro lineal de la carga muerta que conforma la losa.

Momento flector por carga muerta.

El momento flector máximo que se produce en la losa entre vigas, es en el centro de la luz.

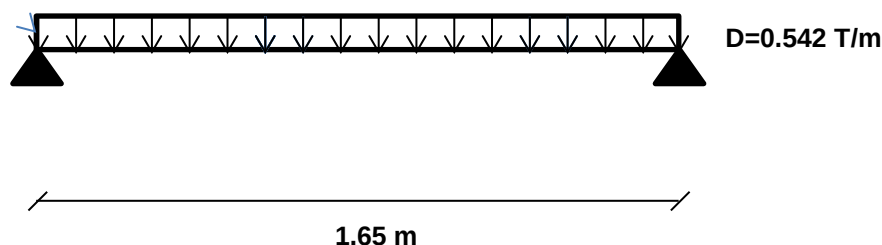


Figura 8.8.- Esquema simplificado de la losa entre vigas, para carga muerta, vista transversal.

La fórmula para determinar el momento flector en el centro de la luz es la siguiente.

$$MD = 0.125DL^2$$

$$MD = 0.125 * 0.54 * 1.65^2$$

$$MD = 0.184 \text{ Tm/m}$$

D: Carga muerta por metro de losa.

L: Luz libre de losa entre vigas.

Tomamos un MD = 0.19 Tm/m.

Carga viva.

La carga viva es el camión C40-95, como ya se dijo anteriormente, ya que el puente tiene una luz menor a 28 metros.

Ya que el diseño se lo realiza por franjas, solo se toma en cuenta el peso de una de las ruedas traseras del camión C40-95 (P=7.5), en el centro de la luz entre vigas.

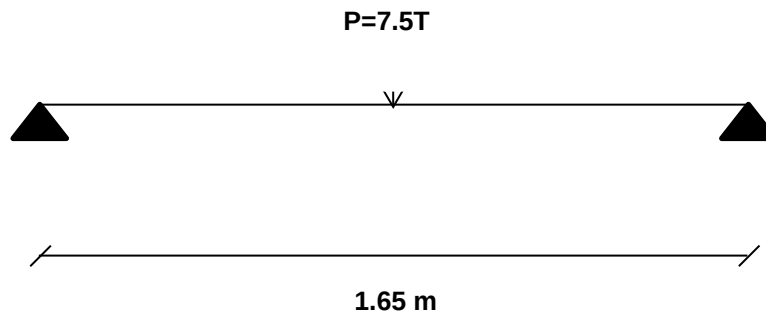


Figura 8.9.- Punto de acción de la carga viva en el diseño de la losa.

Factor de Impacto.

El factor de impacto lo obtenemos de la siguiente manera.

$$I = \frac{16}{40 + L}$$

$$I = \frac{16}{40 + 1.65}$$

$$I = 0.38$$

L: Luz libre de losa entre vigas.

Tomamos un factor de impacto de 0.30.

Momento flector por carga viva.

El momento lo calculamos con la fórmula que nos indica el CCDSP-95.

$$ML = 0.8 * PL * (S + 0.6)/9.8$$

$$ML = 0.8 * 7.5 * (1.65 + 0.6)/9.8$$

$$ML = 1.38 \text{ Tm/m}$$

PL: Carga de la rueda trasera del camión,

S: Luz libre entre vigas,

Momento flector último.

El momento último es la suma de los momentos máximos producidos por la carga viva y muerta en el mismo punto de acción, multiplicado por factores de seguridad, con el fin de brindar resultados más confiables en el diseño.

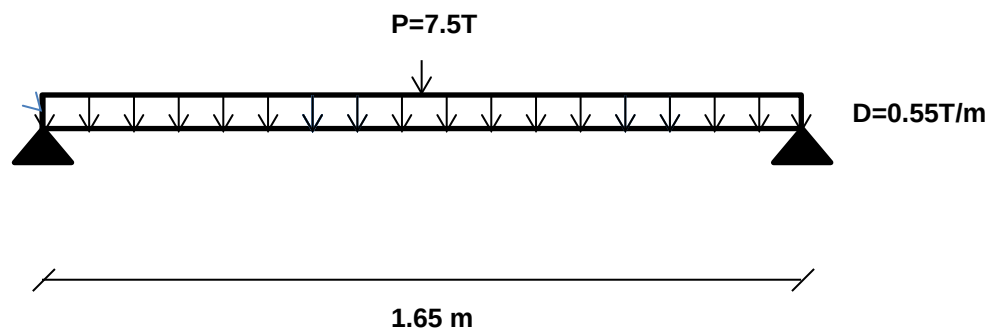


Figura 8.10.- Esquema simplificado de la acción de la carga viva y muerta sobre la losa entre vigas.

$$M_u = 1.3[MD + 1.67(I)(ML)]$$

$$M_u = 1.3[0.19 + 1.67(1.30)(1.38)]$$

$$M_u = 4.14 \text{ Tm/m}$$

Diseño de la armadura.

El método de diseño para la armadura será el de resistencia última.

Para el cálculo de la armadura necesaria, como ya se dijo anteriormente, se considera a la losa como una viga rectangular transversal de 1m de ancho y 0.18m de altura que es el espesor de la losa, además se trabajará con un $d=(0.18-0.05)\text{m}$, los datos se muestran a continuación.

Datos

$$M_u = 4.14 \text{ Tm/m}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}$$

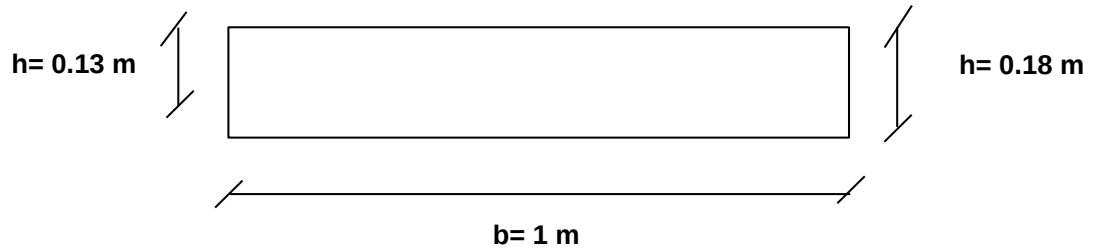


Figura 8.11.- Sección longitudinal de la losa tomada para el diseño de la armadura.

Procedimiento de cálculo.

Obtenemos la cuantía necesaria,

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{4.14}{0.9 * 1 * 0.13^2}$$

$$R_n = 272.19 \text{ T/m}^2$$

$$R_n = 27.22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 27.22}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.0071$$

Acero de refuerzo.

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

$$A_s = p * b * d$$

$$A_s = 0.0071 * 100 * 13$$

$$A_s = 0.0071 * 1300$$

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2$$

Cantidad de barras.

8 barras del #4 en cada metro longitudinal de tablero proporcionan un área de 10,32 cm^2/m .

Separación de las barras.

Para calcular la separación de las barras primero haremos énfasis en los requerimientos del código ACI.

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

$$S = \frac{100}{8}$$

$$S = 12.5 \text{ cm}$$

El espaciamiento centro a centro entre barras es de 12 cm.

Detalles constructivos.

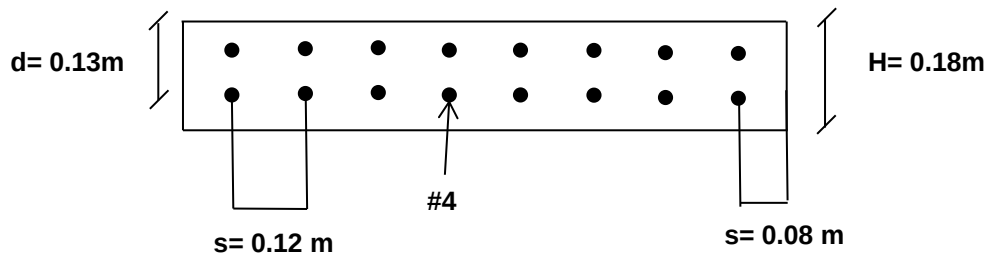


Figura 8.12.-Sección longitudinal de 1 metro de la losa y su barra de refuerzo.

8.1.2.1.2 Voladizo.

Una vez diseñada la losa entre vigas, se procede a diseñar el voladizo, de la siguiente manera.

8.1.2.1.2.1 Diseño por flexión.

El diseño del voladizo, por flexión, se lo realiza de tal manera que soporte los momentos máximos flectores que ocurren en él.

El diseño del voladizo es muy parecido al diseño de la losa que se encuentra entre vigas, se calcula la carga muerta y viva que soporta, se obtiene los momentos máximos que actúan en el voladizo, que es la distancia libre entre el extremo del voladizo y la viga exterior. Posteriormente se pasa a determinar la cantidad de refuerzo necesaria.

La luz de cálculo S.

La luz de cálculo S como ya se dijo en capítulos anteriores, es el tramo de losa entre el borde de la viga exterior y el borde del tablero.

Carga muerta.

La carga muerta del voladizo se divide en 4 partes que son: bordillo, baranda, zona rectangular y zona triangular de la losa.

Para el cálculo de la carga muerta dividimos al voladizo en 4 partes, como muestra la siguiente figura, y calculamos sus pesos por separado y luego sumamos para obtener el peso total por metro longitudinal y sus momentos máximos.

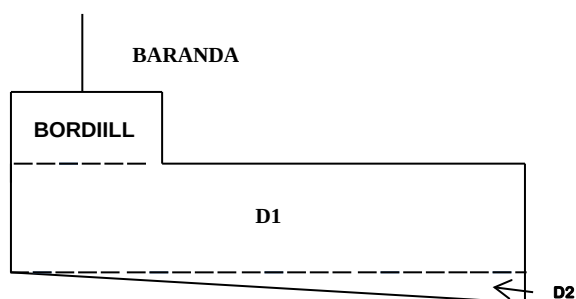


Figura 8.13.-Sección Transversal del voladizo.

Momento flector por carga muerta.

Al tratar el voladizo como una viga empotrada, el momento máximo flector se desarrollará en el empotramiento, en este caso lo hará en el borde de la viga exterior, por lo tanto se determina el momento flector de cada una de las partes de la carga muerta, con respecto a este punto.

Partes	Altura (m)	Base (m)	Área (m ²)	Peso específico (kg/m)	Carga/m lineal (kg/m)	Momento (Kg.m/m)
D1	0.18	0.825	0.149m ²	2400	357.6	156.06
D2	0.05	0.825*0.5	0.021m ²	2400kg/m	50.4	14.30
bordillo	0.30	0.205	0.062m ²	2400kg/m	147.6	105.53
baranda					100	72.5
Total						348.39

Tabla 8.2.- Pesos y momentos por metro longitudinal de las partes del voladizo.

Carga viva.

Camión de diseño.

Para el cálculo del momento máximo producido por la carga viva, consideramos la acción de una rueda del camión C40-95(P=7.5Kg) actuando a una distancia de 0.30 m, medida desde el bordillo, como se muestra en la siguiente figura.

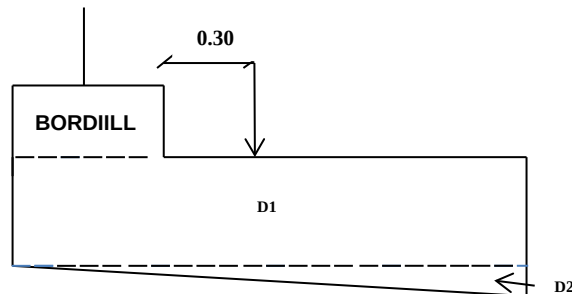


Figura 8.14.- Punto de acción de la carga viva en el voladizo.

Factor de impacto.

El factor de impacto se lo calcula con la siguiente fórmula.

$$I = \frac{16}{40 + X}$$

Donde X es la distancia entre la carga viva y el extremo del voladizo donde se produce el máximo momento.

$$X = \text{ancho voladizo} - \text{ancho bordillo} - 0.3$$

$$X = 0.825 - 0.22 - 0.3 = 0.305 \text{ metros}$$

$$I = \frac{16}{40 + 0.305}$$

$$I = 0.396$$

Tomamos un factor de impacto de $I = 0.30$.

Ancho de distribución de ruedas.

El Ancho de distribución de ruedas, como su nombre lo indica es un factor que determina como se distribuye la carga de ruedas en sentido longitudinal a lo largo del voladizo, mientras mayor sea este factor, la cantidad de ruedas que actuarán en sentido

longitudinal a lo largo del voladizo será menor, por lo tanto la carga de estas ruedas por metro longitudinal decrecerá.

El ancho de distribución de rueda viene dado por la siguiente fórmula.

$$E = 0.8X + 1.1$$

$$E = 0.8 * 0.305 + 1.1$$

$$E = 1.34 \text{ m}$$

Momento flector por carga viva.

El momento por carga viva se obtiene fácilmente al multiplicar la carga de rueda $P=7.5\text{Kg}$ dividido por el ancho de distribución de rueda, multiplicado por la distancia libre entre la viga exterior y ella.

$$Ml = \frac{Pl}{E} * X$$

$$Ml = \frac{7.5}{1.34} * 0.305$$

$$Ml = 1.593 \text{ Tm/m}$$

Cálculo del momento último producido en el voladizo.

El momento último para el voladizo lo determinamos de la misma manera que para la losa entre vigas.

$$Mu = 1.3[MD + 1.67M(l + I)]$$

$$Mu = 1.3[0.348 + 1.67(1.593) * (1.30)]$$

$$Mu = 4.948 \text{ Tm/m}$$

Diseño de la Armadura.

Obtenemos la cuantía necesaria.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2}$$

$$Rn = \frac{4.948}{0.9 * 1 * 0.12^2}$$

$$R_n = 381.79 \text{ T/m}^2$$

$$R_n = 38.179 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 38.179}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.0103$$

Acero de Refuerzo.

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_s = p * b * d$$

$$A_s = 0.0103 * 100 * 13$$

$$A_s = 13.39 \text{ cm}^2$$

Cantidad de barras.

7 barras del #5 en cada metro longitudinal de tablero proporcionan un área de 14 cm^2/m arriba de la losa.

Separación de las barras.

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

$$S = \frac{100}{7}$$

$$S = 14.3 \text{ cm}$$

Tomamos una separación de 14 cm.

Armadura de retracción y fraguado.

Se debe colocar una armadura de 3 cm²/m a lo ancho de la losa, perpendicular a la armadura de refuerzo principal de flexión.

Espaciamiento entre barras.

$$S = \frac{L * A_{si}}{A_s}$$
$$S = \frac{100 * 0.71}{3}$$
$$S = 24 \text{ cm}$$

Se colocará 4 barras del #3 en cada metro transversal de la losa, separadas 24 cm.

Refuerzo de distribución.

Se debe colocar un refuerzo de distribución a lo ancho de la luz libre entre vigas, la cantidad de refuerzo a colocar es:

$$A_{s_{\text{distribución}}} = \frac{121}{\sqrt{S}}$$
$$A_{s_{\text{distribución}}} = \frac{121}{\sqrt{165}}$$
$$A_{s_{\text{distribución}}} = 9.42 \text{ cm}^2$$

S: Luz libre entre vigas.

Espaciamiento entre barras.

Se utilizará el número de barra #4.

$$S = \frac{L * A_{si}}{2 * A_s}$$
$$S = \frac{165 * 1.29}{2 * 9.42}$$
$$S = 11 \text{ cm}$$

S: Separación centro a centro entre barras.

A_{si}: Área de cada barra.

A_s: Área total de refuerzo.

Esta cantidad de refuerzo va en la franja media de la luz libre entre vigas, y por lo menos un 50% irá en las franjas exteriores.

La separación de las barras en las franjas exteriores es de 22 cm.

Detalles constructivos.

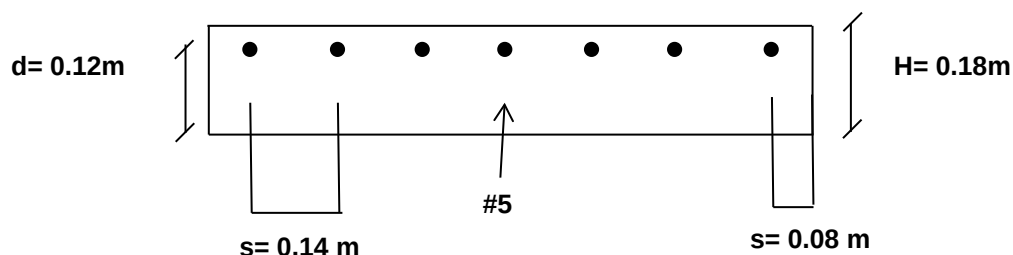


Figura 8.15.-Sección longitudinal de 1 metro de la losa y su barra de refuerzo.

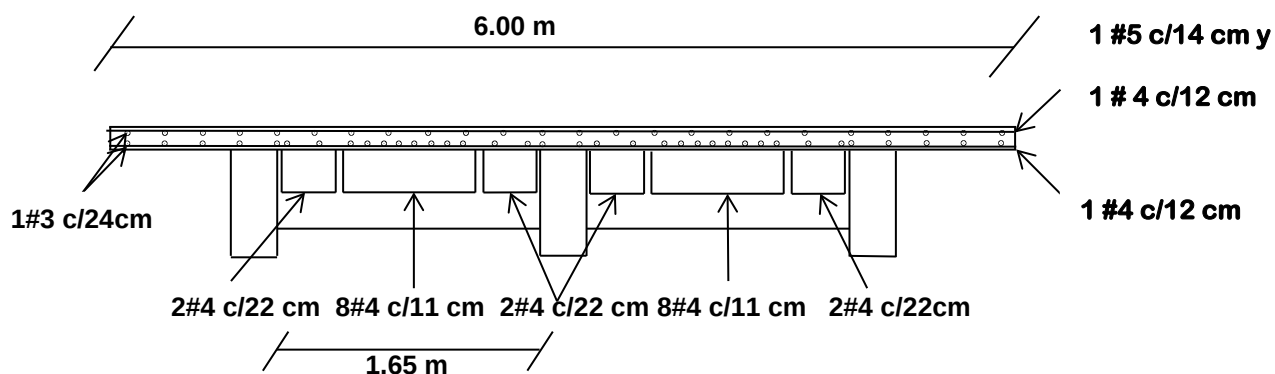


Figura 8.16.-Sección Transversal del puente, con su armadura.

8.1.3 Diseño de la viga.

En el diseño de la viga, la viga interior y la viga exterior se las analiza por separado.

8.1.3.1 Diseño de la viga interior.

En el diseño de la viga interior entran dos tipos de análisis, el análisis por flexión y el análisis por cortante.

8.1.3.1.1 Diseño a flexión.

El diseño de la viga interior consiste en obtener la carga muerta y viva que soporta y determinar el momento máximo y los momentos en varios tramos de la viga, debido a estas cargas.

Carga Muerta.

La carga muerta que actúa sobre la viga se divide en dos tipos:

- Carga Distribuida
- Carga Puntual

Carga distribuida.

Está conformada por el peso propio de la viga y la porción del peso de la losa que ésta soporta, que depende de su longitud aferente, como ya vimos en el capítulo anterior.

La longitud aferente para nuestro diseño es:

$$L_{\text{aferente}} = S + \text{ancho de la viga}$$

$$L_{\text{aferente}} = 1.65 + 0.35 = 2 \text{ metros}$$

s: Luz libre entre vigas.

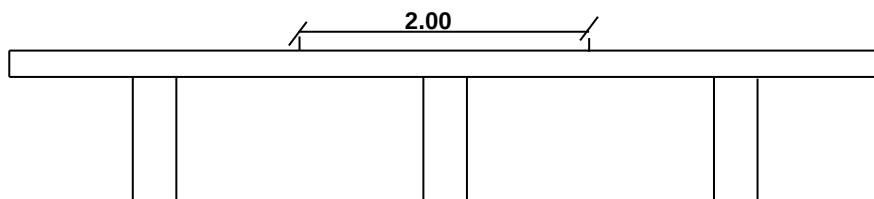


Figura 8.17.- Longitud aferente de losa que actúa sobre la viga interior.

Cálculo de las cargas

Carga	Dimensiones (m)	Ancho (m)	Peso específico (Kg/m ³)	Carga kg/m
Losa	0.18	2	2400	864 kg/m
Viga	0.92	0.35	2400	772.4kg/m
Capa de	0.05	2	2200	220
Total				1856.4

Tabla 8.3.- Cálculo de la carga muerta que actúa sobre la viga interior.

Carga puntual.

Diafragma.

En el acápite donde se hace mención al pre-dimensionamiento del puente se llegó a determinar los siguientes valores para el diafragma.

Ancho	0.25 metros
Peralte sin incluir losa	0.70 metros
Peralte incluido losa	0.88 metros

Tabla 8.4.- Dimensiones del diafragma.

El diafragma actuará como una carga puntual que actúan en el centro longitudinal de las vigas.

$$W_d = V * \gamma$$

$$W_d = 0.25 * 0.70 * 1.65 * 2.4$$

$$W_d = 0.693 \text{ T}$$

W_d : Peso del diafragma.

V : Volumen del diafragma.

γ : Peso específico del diafragma.

Modelo simplificado de cargas sobre la viga.

La carga muerta que actúa en la viga interior es de 1.856 T/m que proviene de la losa y el peso propio de la viga, y se distribuye uniformemente a lo largo de ésta, y de 0.693 T que proviene del peso del diafragma que actúa como una carga puntual en el centro longitudinal de la viga interior.

A continuación se presenta un esquema simplificado de la viga interior y la acción de la carga muerta.

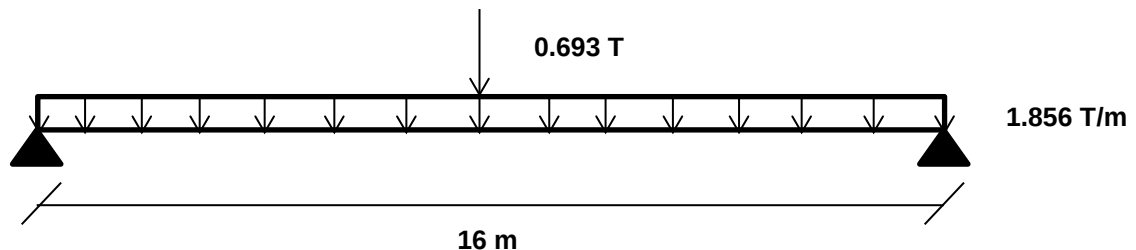


Figura 8.18.- Esquema simplificado de la viga interior longitudinal apoyada sobre los estribos,, con la carga muerta que actúa en ella.

Momento Flector por carga muerta.

Cálculo del momento flector máximo producido por carga muerta que se desarrolla en la viga interior.

Datos.

Carga distribuida= 1.856 T/m

Carga del diafragma= 0.693 T

Cálculo de las reacciones.

Por sumatorias de fuerzas obtenemos las reacciones en los dos apoyos de la viga, producido por carga muerta.

$$R1 + R2 = 1.856 * 16 + 0.693$$

$$R1 + R2 = 28.66 \text{ T}$$

$$R1 = 15.19 \text{ T}$$

$$R2 = 15.19 \text{ T}$$

Ecuación de momento flector.

La ecuación del momento flector es la siguiente.

$$15.19x - 1.856 \frac{x^2}{2}$$

La ecuación del momento flector anterior es para el tramo entre 0 y 8 metros, sin embargo al actuar las cargas simétricamente a lo largo de la viga, solo es necesario conocer la variación del momento para este tramo, en la otra mitad del tramo los momentos son iguales al primer tramo.

El máximo momento que se desarrolla en la viga es en el centro, de tal manera que obtenemos el momento en ese punto, adicionalmente obtenemos los momentos que se producen en la viga en diferentes puntos elegidos.

Distancia X	Ecuación del Momento flector para cada punto	Momento flector
1.5 m	$15.19x - 1.856 \frac{1.5^2}{2}$	20.697 T.m
2 m	$15.19x - 1.856 \frac{2^2}{2}$	26.668 T.m
3 m	$15.19x - 1.856 \frac{3^2}{2}$	37.218 T.m
4.5 m	$15.19x - 1.856 \frac{4.5^2}{2}$	49.593 T.m
6 m	$15.19x - 1.856 \frac{6^2}{2}$	57.732 T.m
7.5 m	$15.19x - 1.856 \frac{7.5^2}{2}$	61.725 T.m
7.75 m	$15.19x - 1.856 \frac{7.75^2}{2}$	61.985 T.m
8 m	$15.19x - 1.856 \frac{8^2}{2}$	62.128 T.m

Tabla 8.5.- Cálculo de los momentos flectores en diferentes puntos de la viga.

Carga Viva.

Para la carga muerta, la porción de losa que toma la viga depende de la longitud aferente, sin embargo para la carga viva, la porción de la losa que es encargada de transmitirla es la distancia centro a centro de las vigas adyacentes a la viga en estudio.

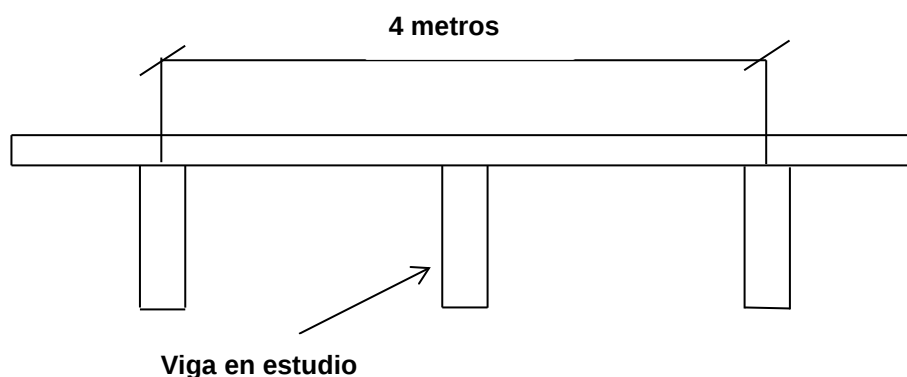


Figura 8.19.- Ancho de la losa que se considera para el análisis de la carga viva sobre la viga.

Camión de diseño.

El camión de diseño a usar es el C40-95, éste se puede trasladar por diferentes puntos transversales del puente, además el traslado longitudinal produce variaciones en los momentos flectores del puente, de tal manera que debemos analizar estos fenómenos, con el método de factor de rueda y líneas de influencia, respectivamente.

Factores de rueda.

Factor de rueda sobre el apoyo.

La definición del factor de rueda ya fue explicada en el capítulo anterior.

A continuación se presenta el análisis de la determinación del factor de rueda, cuando el camión se encuentra sobre el apoyo de la viga interior (posición de la rueda trasera $X=0$), en las posiciones transversales más desfavorables para ésta.

Se analizan dos posiciones transversales del camión, y se elige el factor de rueda mayor entre estas dos posiciones.

Posición 1.

Cuando las ruedas del camión se encuentran sobre la viga interior.

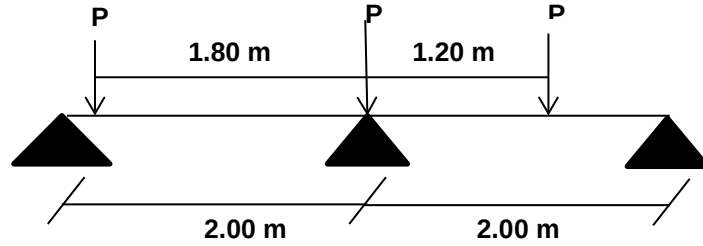
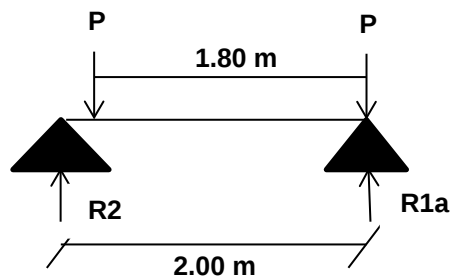


Figura 8.20.- Modelo simplificado de la viga interior, y la carga viva que actúa sobre ella, posición 1.

Cálculo de las reacciones.

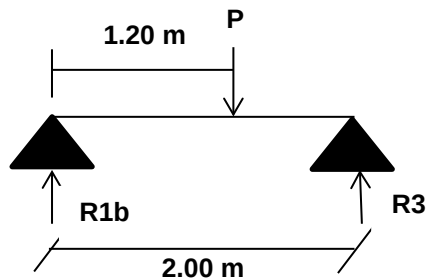
Al considerar los apoyos de la losa como articulados, se puede analizar por separado, de la siguiente manera.

Tramo 1.



$$R1a = \frac{2P + 0.2P}{2}$$

Tramo 2.



$$R1b = \frac{2P + 0.8P}{2}$$

Sumatoria de reacciones.

$$R1a + R1b = \frac{5P}{2}$$

Posición 2.

Cuando la viga en estudio se encuentra en la mitad de dos camiones.

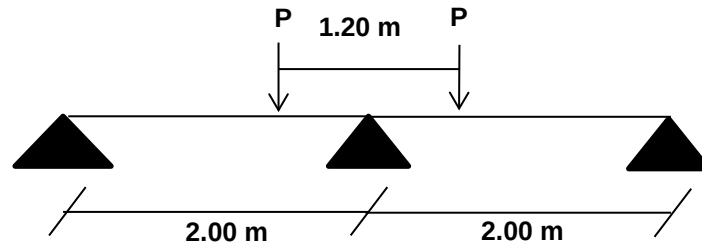
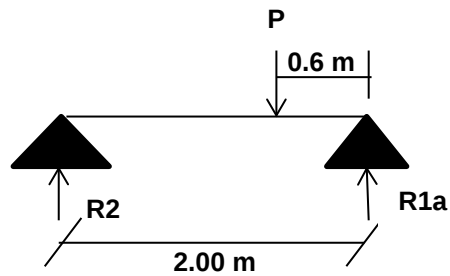


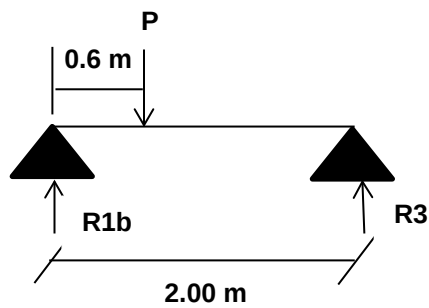
Figura 8.21.- Modelo simplificado de la viga interior, y la carga viva que actúa sobre ella, posición 2.

Tramo 1.



$$R1a = \frac{1.4p}{2}$$

Tramo 2.



$$R2v = \frac{1.4p}{2}$$

Sumatoria de reacciones.

$$R1a + R1b = 1.4P$$

El factor de rueda más desfavorable para la viga, el que producirá las máximas sollicitaciones en ésta, es 5/2.

Factor de rueda en otras posiciones de la viga.

El factor de rueda para otras posiciones se obtiene de la siguiente manera.

$$Fr = \frac{S}{1.8}$$

$$Fr = 1.11$$

S: Separación centro a centro entre vigas.

Factor de Impacto.

El factor de impacto se obtiene de manera similar que para la losa, sin embargo en esta ocasión se considera la luz de diseño, en la fórmula.

$$I = \frac{16}{40 + L}$$

$$I = \frac{16}{40 + 16}$$

$$I = 0.286$$

L: Luz de diseño

Tomamos un factor de impacto de 0.29.

Líneas de influencia.

Con las líneas de influencia podremos determinar la posición longitudinal del camión C40-95 que produzca el máximo momento flector y la máxima fuerza cortante por carga viva en la viga a diseñar.

La línea de influencia consiste en graficar la variación del momento flector o la fuerza cortante a lo largo de la viga, con diferentes posiciones longitudinales del camión C40-95

Momento Flector por carga viva.

Determinación del momento flector máximo en la viga interior.

1.- Obtención del peso final de las ruedas del camión, que actúan sobre la viga.

Multiplicamos las cargas producidas por cada uno de los ejes transversales del camión C40-95 por el factor de rueda y el factor de impacto a utilizar, de esta manera se trabajarán con los pesos netos del camión que soporta la viga interior, incluido el impacto.

Carga producida por la rueda trasera e intermedia.

$$P * Fr * I = 7.5 * 1.11 * 1.29 = 10.74 \text{ T}$$

Carga producida por la rueda delantera.

$$P * Fr * I = 5 * 1.11 * 1.29 = 7.16 \text{ T}$$

Cálculo de los momentos flectores.

Momento flector máximo.

El momento máximo flector se presentará debajo del eje intermedio del camión, cuando este se encuentra a 8.25m del primer apoyo o apoyo de entrada.

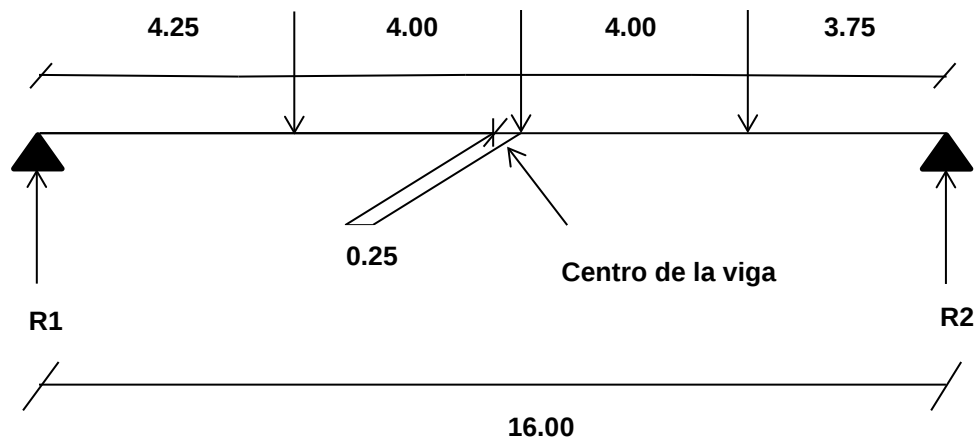


Figura 8.22.- Posición de la carga viva que produce el máximo momento flector en la viga.

Reacción R1.

$$R1 = \frac{11.75P1 + 7.75P1 + 3.75P2}{16}$$

$$R1 = \frac{11.75(10.74 + 7.75(10.74) + 3.75(7.16)}{16}$$

$$R1 = 14.768 \text{ T}$$

$$M = R1x$$

Momento.

$$M = 14.768 * 8.25 - 10.74 * 4$$

$$M = 29.535 \text{ T.m}$$

Momentos en otras posiciones del camión.

En la siguiente tabla se muestra las posiciones del camión en donde se obtendrán los momentos adicionales.

Punto en estudio.	Eje del camión que está encima del punto en estudio.
1.5	Eje trasero
2	Eje trasero
3	Eje trasero
4.5	Eje trasero
6	Eje intermedio
7.5	Eje intermedio
8	Eje intermedio

Tabla 8.6.- Eje del camión que produce el máximo momento en los diferentes puntos.

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=1.5$, es cuando el eje trasero del camión se encuentra en este punto.

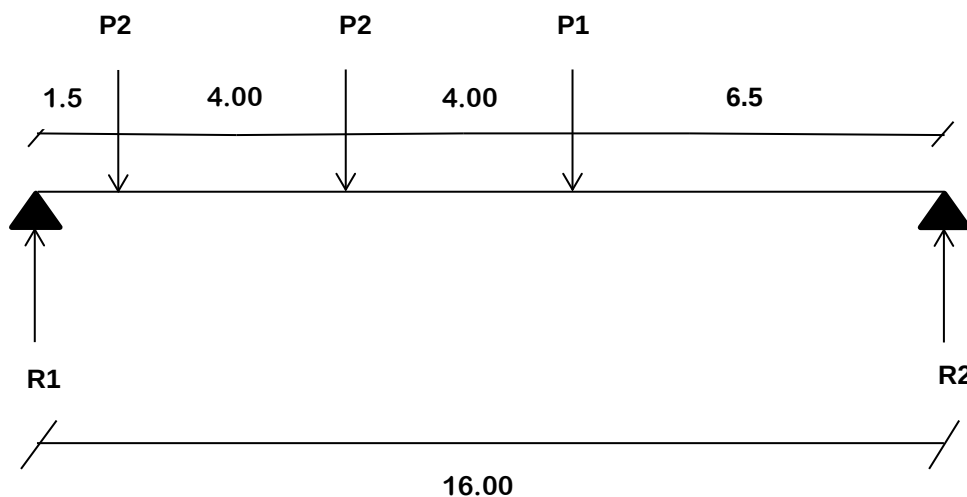


Figura 8.23.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=1.5$.

$$R1 = \frac{14.5P2 + 10.5P2 + 6.5P1}{16}$$

$$R1 = \frac{14.5(10.74) + 10.5(10.74) + 6.5(7.16)}{16}$$

$$R1 = 19.69 \text{ T}$$

$$M = R1x$$

$$M = 19.69 * 1.5$$

$$M = 29.535 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=2$, es cuando el eje trasero del camión se encuentra en este punto.

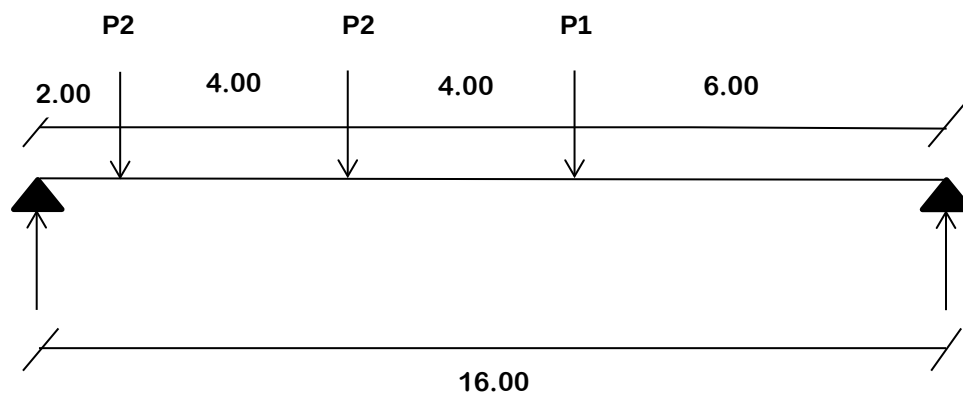


Figura 8.24.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=2$.

Cálculo de reaccion $R1$.

$$R1 = \frac{14P2 + 10P2 + 6P1}{16}$$

$$R1 = \frac{14(10.74) + 10(10.74) + 6(7.16)}{16}$$

$$R1 = 18.795 \text{ T}$$

Cálculo del momento flector

$$M = R1x$$

$$M = 18.795 * 2 = 37.59 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=3$ y $X=4.5$, es cuando el eje trasero del camión se encuentra sobre estos puntos.

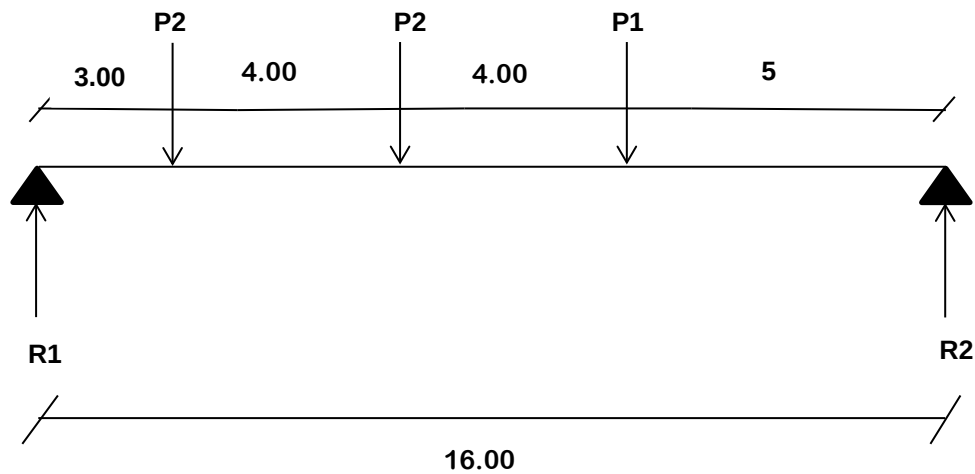


Figura 8.25.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=3$.

Cálculo de la reacción R_1 .

$$R_1 = \frac{13P_2 + 9P_2 + 5P_1}{16}$$

$$R_1 = \frac{13(10.74) + 9(10.74) + 5(7.16)}{16}$$

$$R_1 = 17.005$$

Cálculo del momento.

$$M = R_1 x$$

$$M = 17.005 * 3 = 51.015$$

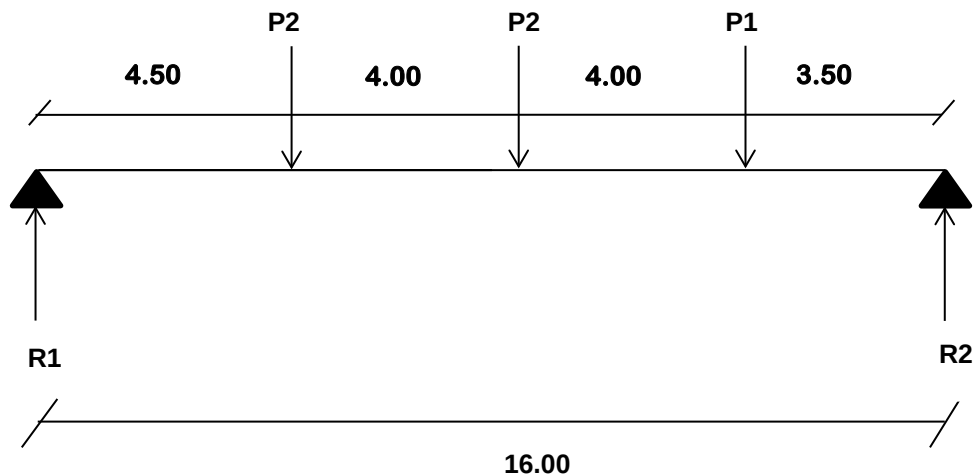


Figura 8.26.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=4.5$.

$$R1 = \frac{11.5P2 + 7.5P2 + 3.5P1}{16}$$

$$R1 = \frac{11.5(10.74) + 7.5(10.74) + 3.5(7.16)}{16}$$

$$R1 = 14.32 \text{ T}$$

$$M = R1x$$

$$M = 14.32 * 4.5 = 64.44 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en X=6, es cuando el eje intermedio del camión se encuentra en este punto, el eje delantero se encuentra en X=2 y el eje trasero en X=10, o sea con la dirección de movimiento del camión invertida.

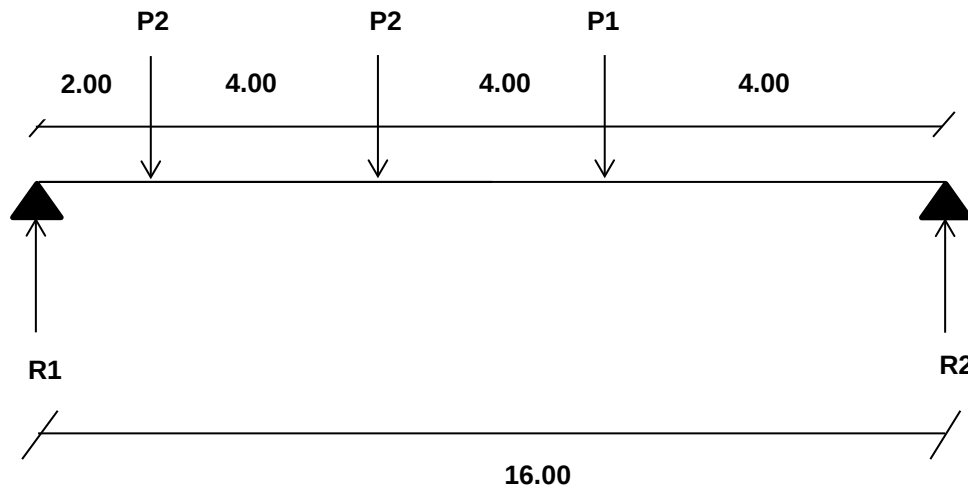


Figura 8.27.- Posición del camión que produce el momento máximo en X=6.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{14P1 + 10P2 + 6P2}{16}$$

$$R1 = \frac{14(7.16) + 10(10.74) + 6(10.74)}{16}$$

$$R1 = 17.005 \text{ T}$$

Cálculo del momento flector.

$$M = R1x - 4P2$$

$$M = 17.005 * 6 - 7.16 * 4$$

$$M = 73.39 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=7.5$, es cuando el eje intermedio del camión se encuentra en este punto, el eje delantero se encuentra en $X=3.5$ y el eje trasero en $X=11.5$ o sea con la dirección de movimiento del camión invertida.

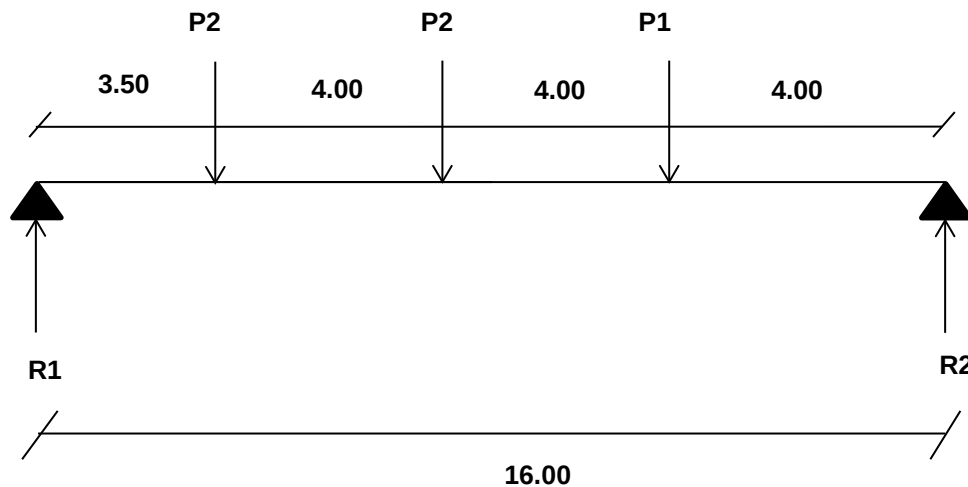


Figura 8.28.- Posición del camión que produce el momento máximo en $X=7.5$.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{12.5P2 + 8.5P2 + 4.5P1}{16}$$

$$R1 = \frac{12.5(7.16) + 8.5(10.74) + 4.5(10.74)}{16}$$

$$R1 = 14.32 \text{ T}$$

Cálculo del momento flector.

$$M = R1x - 4P2$$

$$M = 14.32 * 7.5 - 7.16 * 4$$

$$M = 78.76 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=8$, es cuando el eje intermedio del camión se encuentra en este punto.

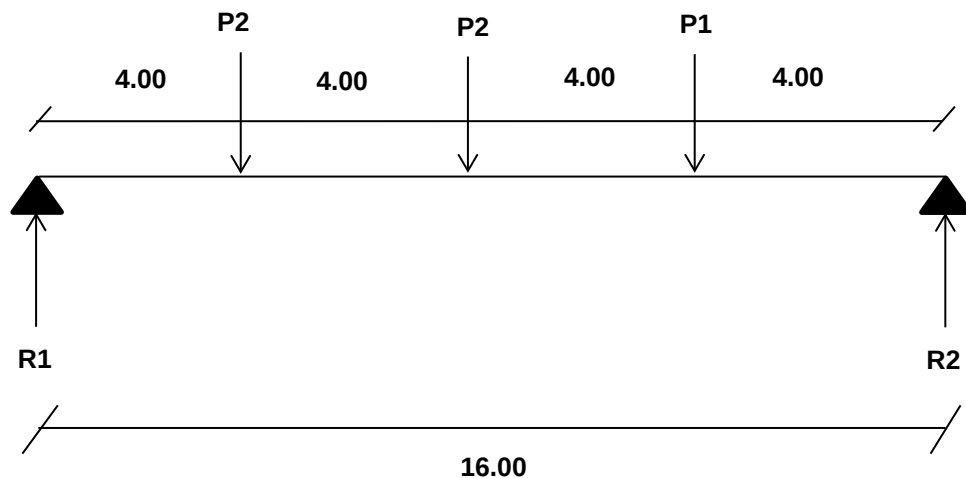


Figura 8.29.- Posición del camión que produce el momento máximo en X=8.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{12.5P2 + 8.5P2 + 4.5P1}{16}$$

$$R1 = \frac{12(10.74) + 8(10.74) + 4(7.16)}{16}$$

$$R1 = 15.215 \text{ T}$$

Cálculo del momento flector.

$$M = R1x - 4P2$$

$$M = 15.215 * 8 - 10.74 * 4$$

$$M = 78.76 \text{ T.m}$$

Momento Último.

El momento último a diferencia de la losa, se obtiene para varios puntos longitudinales de la viga, y no solo donde se desarrolla el momento máximo.

$$Mu = 1.3(Md + 1.67MI)$$

Momentos	X=1.5	X=2	X=3	X=4.5	X=6	X=7.5	X=7.75	X=8
Md	20.697	26.668	37.218	49.593	57.732	61.725	61.985	62.128
MI	29.535	37.59	51.015	64.44	73.39	78.76	78.786	78.76
Mu	91.023	116.276	159.137	204.37	234.381	251.23	251.625	251.754

Tabla 8.7.- Momentos últimos en diferentes puntos de la viga (T.m).

Diseño de la Armadura.

El cálculo de la armadura se lo realiza para el máximo momento último que se desarrolla en la viga.

Cálculo de la Cantidad de Armadura de Flexión para la viga interior.

Elegimos un valor de Z aproximado a la realidad, donde:

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

Tomaremos un valor de:

$$Z = 0.9d$$

$$Z = 0.9(0.95) = 0.855$$

Calculamos As:

$$M_u = A_s * f_y * Z$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y * Z}$$

$$A_s = \frac{25175400}{4200 * 85.5}$$

$$A_s = 70.107 \text{ cm}^2$$

Calculamos el valor de a:

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

$$a = \frac{70.107 * 4200}{0.85 * 210 * 200}$$

$$a = 8.245 \text{ cm}$$

Con este valor calculamos un nuevo valor para Z y volvemos a realizar los pasos anteriores.

$$Z = d - a/2$$

$$Z = 95 - \frac{8.245}{2} = 90.878$$

Calculamos As:

$$As = \frac{Mu}{f_y * Z}$$
$$As = \frac{25175400}{4200 * 90.878} = 65.958 \text{ cm}^2$$

Calculamos el valor de a:

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 f'_c * b}$$
$$a = \frac{65.958 * 4200}{0.85 * 210 * 200}$$
$$a = 7.76 \text{ cm}$$

Calculamos por tercera vez el valor de Z para realizar nuevamente el procedimiento.

$$Z = d - \frac{a}{2}$$
$$Z = 95 - \frac{7.76}{2} = 91.12$$

Calculamos As:

$$As = \frac{Mu}{f_y * Z}$$
$$As = \frac{25175400}{4200 * 91.12} = 65.783 \text{ cm}^2$$

El último valor obtenido de As es muy cercano al anterior así que no basta seguir haciendo iteraciones, tomamos un valor final para el área de refuerzo de:

$$As = 65.783 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

23 barras del #6, proporcionan un área de 65.32 cm^2 , que es suficiente para resistir los esfuerzos de flexión en la zona de momento máximo.

Área de refuerzo para otras posiciones.

Obtenemos el cuadro adicional de las áreas requeridas en diferentes tramos de la viga, y la cantidad de barras #9 que se necesitan, de la siguiente manera.

$$A_s = \frac{M_u}{f_y * Z}$$

	1.5	2	3	4.5	6	7.5	7.75	8
Mu	91.023	116.276	159.137	204.37	234.381	251.23	251.625	251.754
As	23.785	30.382	41.582	53.402	61.243	65.646	65.749	65.782
#6	11	11	15	19	22	23	23	23

Tabla 8.8.- Momentos últimos en diferentes puntos de la viga (T.m).

Corte de las barras.

Las barras generalmente tienen una longitud máxima de 12 metros, además el cortar las barras en donde sea posible disminuye los costos en la obra, por esta razón procederemos a cortar donde sea posible.

En la siguiente figura se muestra en azul, la curva de momento flector a lo largo de la viga, además se muestra en rojo el momento flector máximo que resisten las barras si las colocamos en cantidad, como indica la figura, es decir, 23 barras desde x=6 hasta x=12, 12 barras desde x=4.5 hasta x= 13.5, etc. Las prolongaciones indican la longitud de desarrollo de las barras.

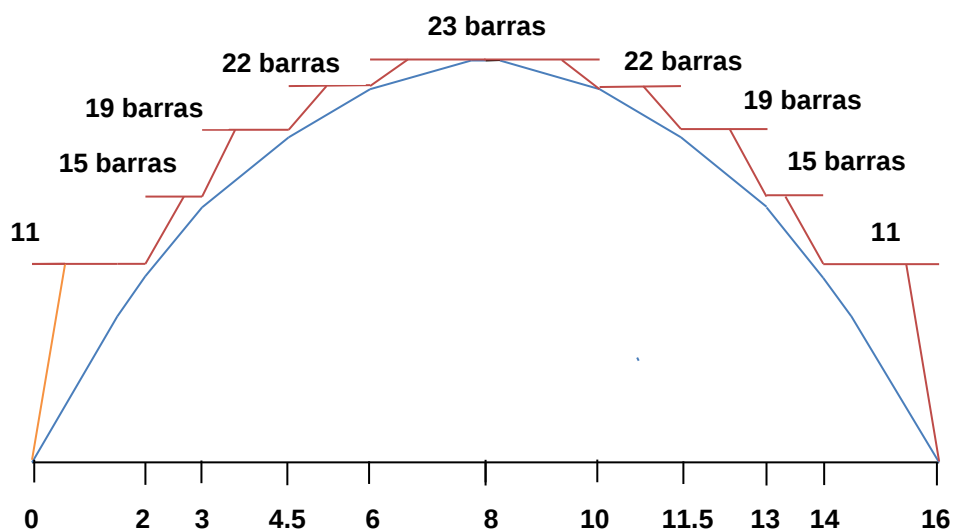


Figura 8.30.- Momento producido en la viga, y momento máximo que pueden resistir las barras según su cantidad.

Debido a la que generalmente las barras tienen una longitud comercial máxima de 12 metros, las que superen esa longitud deberán ser empalmadas, la longitud y cantidad de las barras se muestran en la siguiente tabla.

Cantidad de barras	Longitud	Posición longitudinal en la viga
11	2.89	Desde X=0.05(con un dobléz de 0.30) hasta X=2.64
15	12	Desde X=2 hasta X=14
4	10	Desde X=3 hasta X=13
3	7	Desde X=4.5 hasta X=11.5
1	4	Desde X=6 hasta X=10
11	2.89	Desde X=13.36 hasta X=15.95(con un dobléz de 0.30)

Tabla 8.9.- Cantidad de barras, longitud y posición, en la viga.

Armadura intermedia.

Debe colocarse armadura intermedia cuando la distancia entre las dos camas del refuerzo (inferior y superior) es mayor a 30 centímetros, de la siguiente manera.

$$A_{S_{intermedio}} = 5.29 * h_{viga}$$

$$A_{S_{intermedio}} = 5.29 * 1.10$$

$$A_{S_{intermedio}} = 5.82 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

6 barras del #4 proporcionan un área de refuerzo para la zona intermedia de la viga de 7.74cm².

En la siguiente tabla se muestra la cantidad y longitud de las barras intermedias que irán en la viga.

Cantidad de barras	Longitud	Posición longitudinal en la viga
6	2.56	Desde X=0 hasta X=2.56
6	12	Desde X=2 hasta X=14
6	2.56	Desde X=13.44 hasta X=16

Tabla 8.10.- Cantidad de barras, longitud y posición, en la viga.

Armadura superior o de compresión.

Se usa un 33% del acero e tensión por efectos de sismo, de la siguiente manera.

$$A_{S_{superior}} = 0.33 * A_{S_{inferior}}$$

$$A_{S_{superior}} = 0.33 * 65.782$$

$$A_{S_{\text{superior}}} = 21.708 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

6 barras del #7 proporcionan un área de refuerzo para la cama superior de 23.22 cm².

Cantidad de barras	Longitud	Posición longitudinal en la viga
6	3.18	Desde X=0 hasta X=3.18
6	12	Desde X=2 hasta X=14
6	3.18	Desde X=12.82 hasta X=16

Tabla 8.11.- Cantidad de barras, longitud y posición en la viga.

Acero mínimo para tensión y compresión

El acero mínimo para compresión y tensión se lo comprueba de la siguiente manera.

$$A_{S_{\text{minimo}}} = \frac{14.1 * b * d}{f_y}$$

$$A_{S_{\text{minimo}}} = \frac{14.1 * 35 * 95}{4200}$$

$$A_{S_{\text{minimo}}} = 11.16 \text{ cm}^2$$

El acero calculado para tensión y compresión es superior al acero mínimo, el acero intermedio no se compara con el acero mínimo, se usa el calculado.

Detalle constructivo.

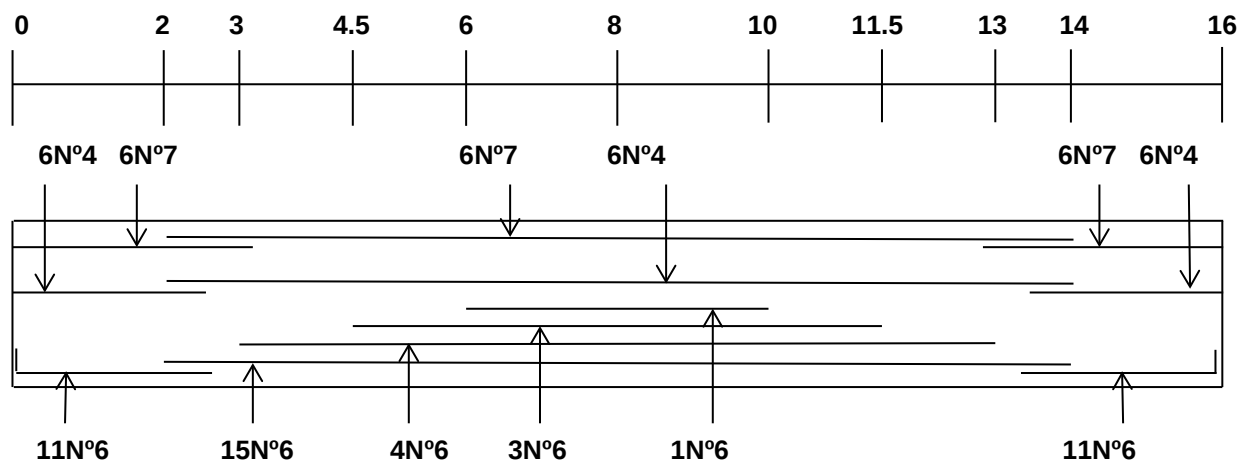


Figura 8.31.- Detalle Constructivo de la armadura de la viga, sección longitudinal

8.1.3.1.2 Diseño a cortante.

El diseño a cortante se basa en obtener el cortante máximo en la viga, producida por las cargas. Adicionalmente se obtiene el cortante que se produce en diferentes tramos de la viga, con el fin de usar menos cantidad de estribos en donde se pueda.

Carga Muerta.

El valor de la carga muerta usada para determinar los esfuerzos cortantes, es el mismo valor que se usó para determinar los momentos flectores.

A continuación se presenta un esquema simplificado de la viga interior y la acción de la carga muerta.

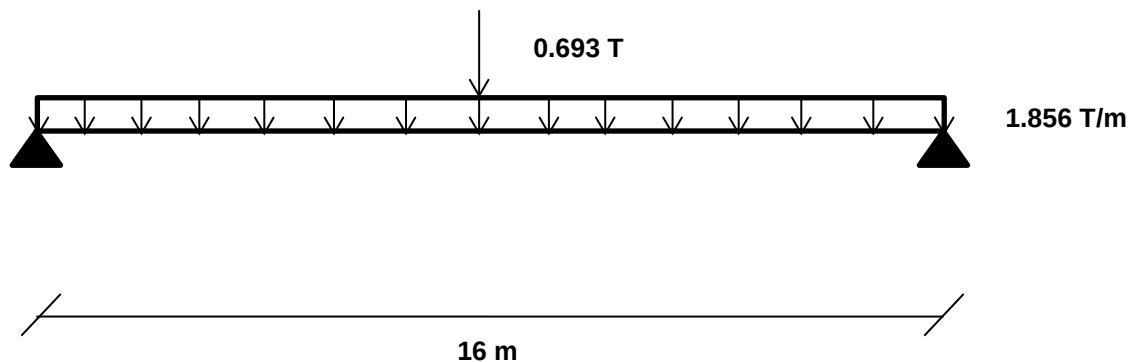


Figura 8.32.- Esquema simplificado de la viga interior longitudinal apoyada sobre los estribos, con la carga muerta que actúa en ella.

Esfuerzo Cortante.

Cálculo del esfuerzo cortante producido por carga muerta que se desarrolla en la viga interior.

Datos.

Carga distribuida= 1.856 T/m

Carga del diafragma= 0.693 T

Cálculo de las reacciones.

Por sumatorias de fuerzas obtenemos las reacciones en los dos apoyos de la viga, producidas por carga muerta.

$$R1 + R2 = 1.856 * 16 + 0.693$$

$$R1 + R2 = 30.389$$

$$R1 = 15.195 \text{ T}$$

$$R2 = 15.195 \text{ T}$$

Ecuación de esfuerzo cortante.

La ecuación del esfuerzo cortante es la siguiente.

Para la primera

$$Vd = 15.195 - 1.856x$$

La ecuación del esfuerzo cortante anterior es para el tramo entre 0 y 8 metros, sin embargo al actuar las cargas simétricamente a lo largo de la viga, solo es necesario conocer la variación del cortante para este tramo, en la otra mitad del tramo los cortante son iguales al primer tramo, pero negativos.

El máximo cortante que se desarrolla en la viga es en el apoyo, de tal manera que obtenemos el cortante en ese punto, adicionalmente obtenemos los cortantes que se producen en la viga en diferentes puntos elegidos.

Punto en estudio	Ecuación de Cortante	Valor de cortante en el punto
0	$Fv = 15.195 - 1.856(0)$	15.195
1.5	$Fv = 15.195 - 1.856(1.5)$	12.411
2	$Fv = 15.195 - 1.856(2)$	11.483
3	$Fv = 15.195 - 1.856(3)$	9.627
4.5	$Fv = 15.195 - 1.856(4.5)$	6.843
6	$Fv = 15.195 - 1.856(6)$	4.059
7.5	$Fv = 15.195 - 1.856(7.5)$	1.275
7.75	$Fv = 15.195 - 1.856(7.75)$	0.811
8	$Fv = 15.195 - 1.856(8)$	0.347

Tabla 8.12.- Esfuerzos cortantes en diferentes puntos longitudinales de la viga.

Carga Viva.

El método para calcular el cortante por carga viva que actúa sobre la viga, se lo hace de manera similar al de momentos flectores, considerando una porción de losa que va centro a centro de las vigas adyacentes a la viga en estudio.

Factores de rueda.

Los factores de rueda calculados para determinar el cortante en las vigas, serán los mismos que se usaron para determinar los momentos flectores.

Para ruedas sobre el apoyo	2.5
Para ruedas en otras posiciones	1.11

Factor de impacto.

El valor para el impacto, determinado en el análisis de flexión de la viga, es el mismo que se usará para el análisis de corte de la viga.

$$I = 0.286$$

Esfuerzo Cortante por carga viva.

Antes de calcular los esfuerzos cortantes que se producen en la viga, debemos encontrar la carga neta producida por el camión sobre la viga.

1.- Obtención del peso final de las ruedas del camión, que actúan sobre la viga.

Antes de proceder a encontrar las fuerzas cortantes en la viga, debemos multiplicar la carga de las ruedas del camión por el factor de impacto y el factor de rueda correspondiente, de manera similar a como se lo hizo para el cálculo del momento flector máximo.

Carga producida por la rueda trasera cuando esta sobre el apoyo.

$$\text{Rueda trasera} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga trasera}$$

$$7.5 * 1.29 * 2.5 = 24.19 \text{ T}$$

Carga producida por la rueda trasera e intermedia en cualquier otra posición.

$$\text{Rueda trasera} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga trasera}$$

$$7.5 * 1.29 * 1.11 = 10.74 \text{ T}$$

Carga producida por la rueda delantera.

$$\text{Rueda trasera} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga trasera}$$

$$5 * 1.29 * 1.11 = 7.16 \text{ T}$$

Cálculo de los esfuerzos cortantes.

Esfuerzo cortante máximo

Como pudimos darnos cuenta en el análisis de la fuerza cortante producida en la viga debida a la carga muerta, la máxima fuerza cortante se presenta en los apoyos de la viga, de manera similar será para la máxima fuerza cortante producida por la carga

viva, además la posición del vehículo que producirá que la reacción presente su máxima sollicitación será en el momento en que la rueda trasera este encima de éste, como muestra la siguiente figura.

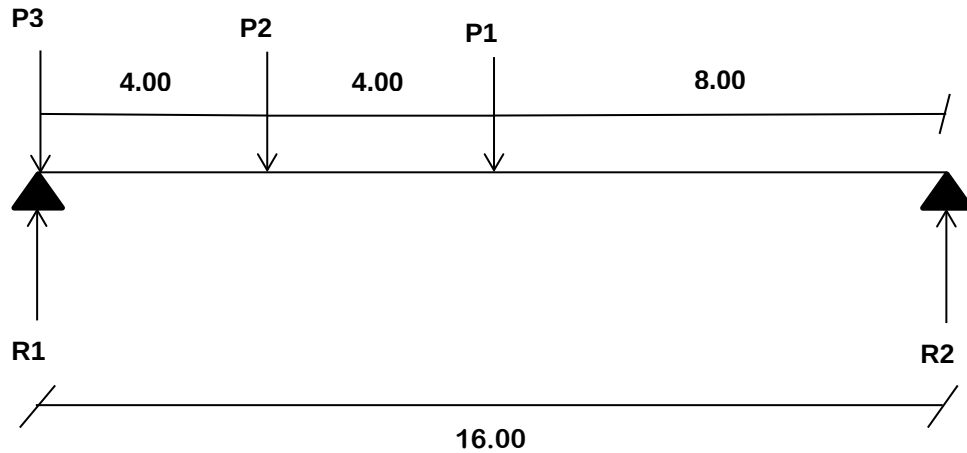


Figura 8.33.- Posición del camión que produce el máximo esfuerzo cortante.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{24.19 * 16 + 10.74 * 12 + 7.16 * 8}{16}$$

$$R1 = 35.825 \text{ T}$$

Cálculo del esfuerzo cortante en otros puntos.

Cuando X=1.5.

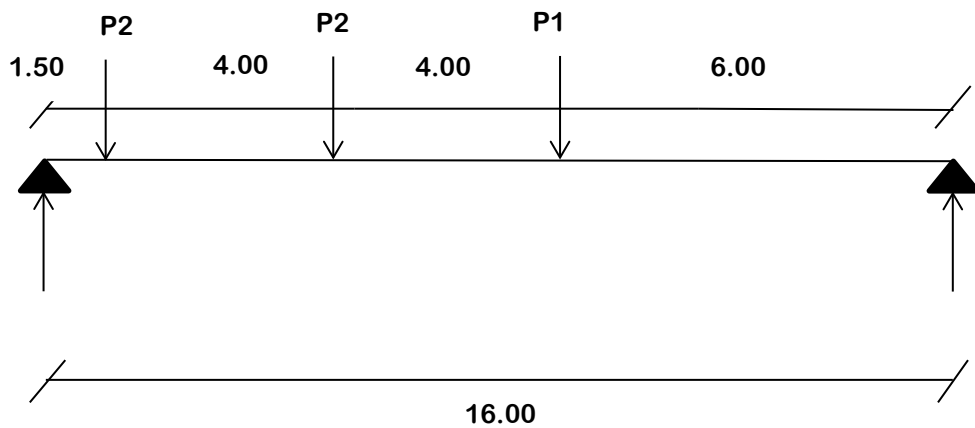


Figura 8.34.- Posición del camión X=1.5m.

Cálculo del cortante.

$$R1 = \frac{14.5 * 10.74 + 10.5 * 10.74 + 6.5 * 7.16}{16}$$

$$R1 = 19.69 \text{ T}$$

$$Fv = 19.69 \text{ T}$$

Cuando X=2.

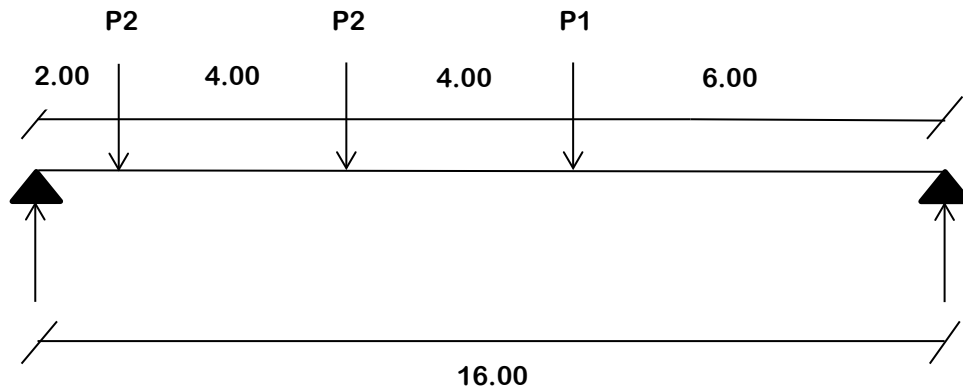


Figura 8.35.- Posición del camión X=2m.

Cálculo del cortante.

$$R1 = \frac{14 * 10.74 + 10 * 10.74 + 6 * 7.16}{16}$$

$$R1 = 19.795$$

$$Fv = 19.795$$

Cuando X=3.

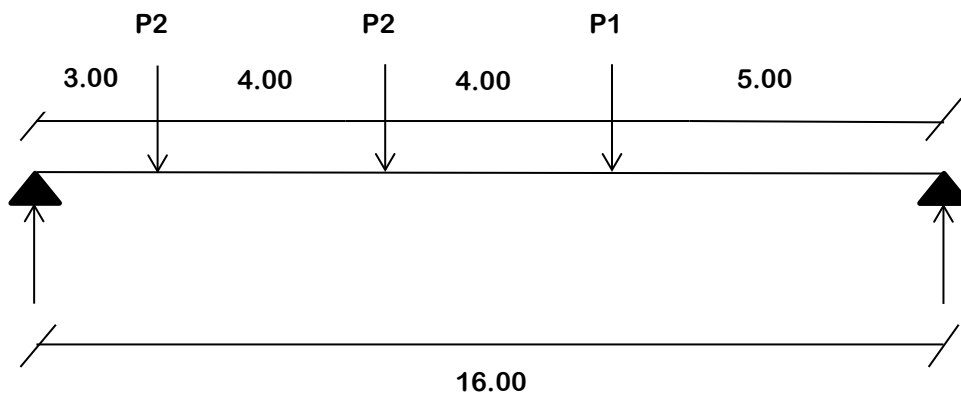


Figura 8.36.- Posición del camión X=3m.

Cálculo del cortante.

$$R1 = \frac{13 * 10.74 + 9 * 10.74 + 5 * 7.16}{16}$$

$$R1 = 17.005 \text{ T}$$

$$F_v = 17.005 \text{ T}$$

Cuando X=4.5.

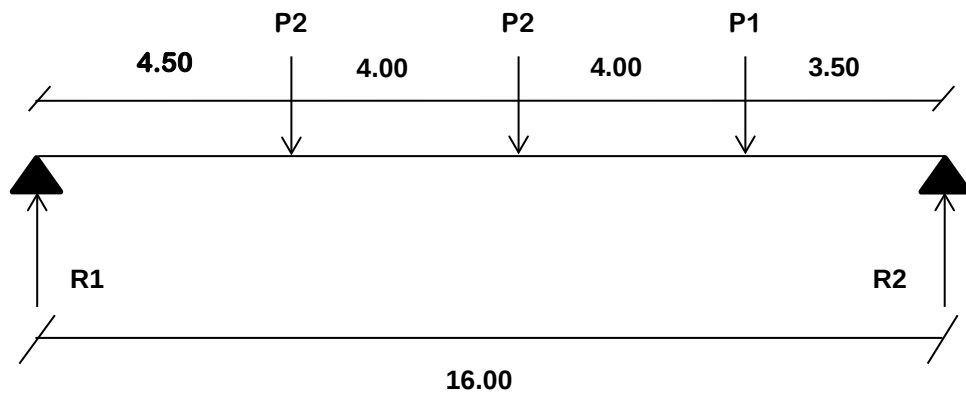


Figura 8.37.- Posición del camión X=4.5m.

Cálculo del cortante.

$$R1 = \frac{11.5 * 10.74 + 7.5 * 10.74 + 3.5 * 7.16}{16}$$

$$R1 = 14.32 \text{ T}$$

$$F_v = 14.32 \text{ T}$$

Cuando X=6.

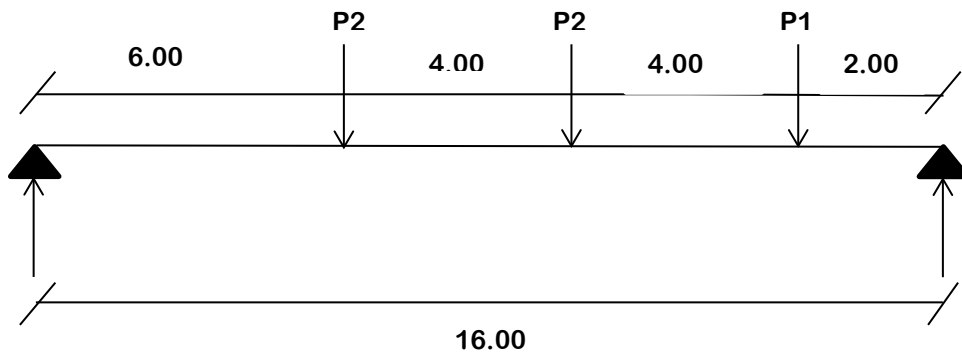


Figura 8.38.- Posición del camión X=6m.

Cálculo del cortante.

$$R1 = \frac{10 * 10.74 + 6 * 10.74 + 2 * 7.16}{16}$$

$$R1 = 11.635 \text{ T}$$

$$F_v = 11.635 \text{ T}$$

Cuando X=7.5.

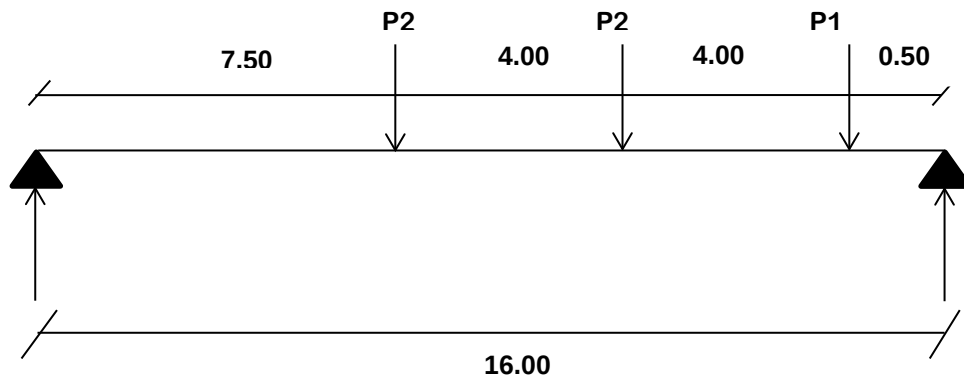


Figura 8.39.- Posición del camión X=7.5m.

Cálculo del cortante.

$$R1 = \frac{8.5 * 10.74 + 4.5 * 10.74 + 0.5 * 7.16}{16}$$

$$R1 = 8.95 \text{ T}$$

$$F_v = 8.95 \text{ T}$$

Cuando X=7.75.

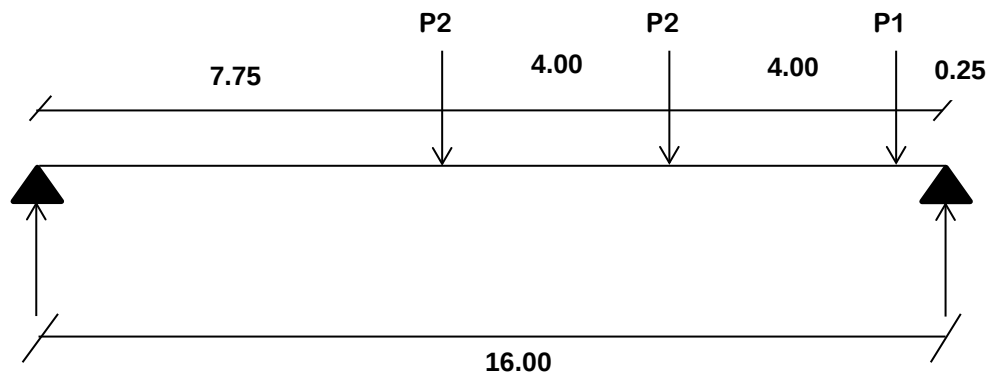


Figura 8.40.- Posición del camión X=7.75m.

Cálculo del cortante.

$$R1 = \frac{8.25 * 10.74 + 4.25 * 10.74 + 0.25 * 7.16}{16}$$

$$R1 = 8.503 \text{ T}$$

$$F_v = 8.503 \text{ T}$$

Cuando X=8.

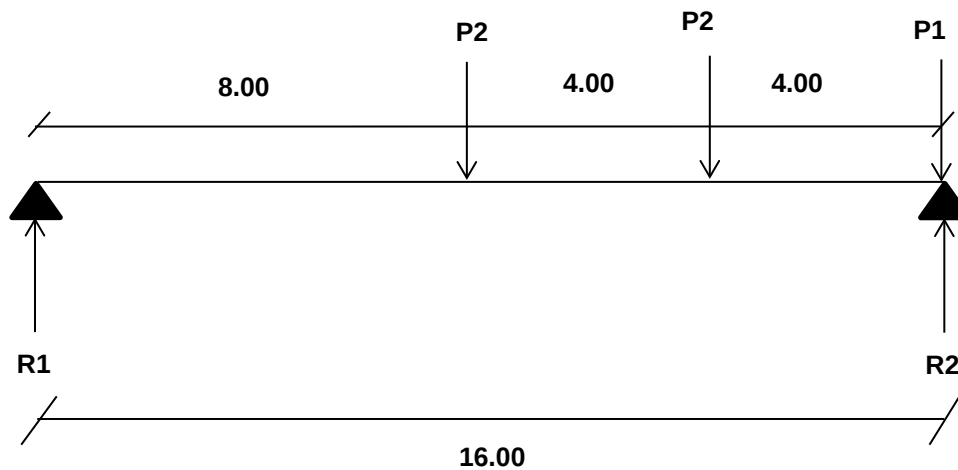


Figura 8.41.- Posición del camión X=8m.

Cálculo del cortante.

$$R1 = \frac{8 * 10.74 + 4 * 10.74}{16}$$

$$R1 = 8.055$$

$$F_v = 8.055$$

Esfuerzo Cortante último.

El esfuerzo cortante último lo calculamos de la siguiente manera.

$$v_u = 1.3(V_d + 1.67 * V_l)$$

Puntos	X=0	X=1.5	X=2	X=3	X=4.5	X=6	X=7.5	X=7.75	X=8
Vd	15.195	12.411	11.483	9.627	6.843	4.059	1.275	0.811	0.347
VI	35.825	19.69	18.795	17.005	14.32	11.635	8.95	8.503	8.055
Vu	97.53	58.88	55.732	49.433	39.985	30.536	21.088	19.514	17.939

Tabla 8.13.- Esfuerzos cortantes últimos en diferentes puntos de la viga (T.m)

Diseño de la armadura por cortante.

Análisis de la necesidad de estribos.

Los estribos se usan para resistir la fuerza al corte que desarrolla en la viga, sin ellos la viga tendría una resistencia limitada, de tal manera que se debe determinar si en la viga se desarrolla un esfuerzo de corte tal que no pueda ser soportado por el concreto de ésta, de ser así se tendrá que calcular la cantidad de estribo necesaria que colaborará en soportar las fuerzas cortantes.

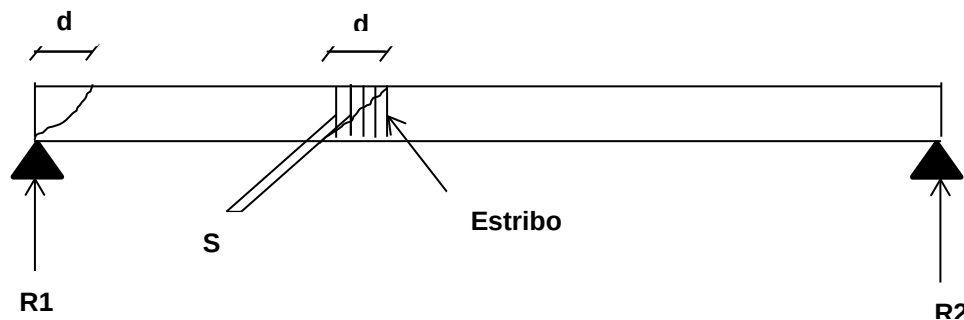


Figura 8.42.- Espaciamiento de estribos y tipo de agrietamiento por cortante.

Para determinar la cantidad de estribos necesaria y su separación seguimos los siguientes pasos

- 1.- Calculamos la fuerza cortante que puede ser resistida por el concreto.

La fuerza cortante que puede resistir el concreto está relacionada con el esfuerzo máximo de compresión que soporta y con su área, multiplicado por un factor, de la siguiente manera.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} * 35 * 95$$

$$v_c = 25537 \text{ Kg}$$

v_c : Fuerza cortante máxima que resiste el concreto.

b_w : Ancho de la base inferior de la viga.

d : Altura de diseño.

El concreto de la viga puede resistir sin estribos hasta una fuerza cortante de 25537 Kg, de análisis anteriores se pudo determinar que la fuerza cortante máxima producida

en la viga por carga muerta es de 14330 kg, por carga viva es de 41700 kg, por lo tanto sumados los dos resultados y multiplicado por algunos factores de mayorización, la fuerza cortante que debe resistir la viga es de 109160 kg, nos damos cuenta así que la viga no puede resistir las fuerzas cortantes por si sola, por lo tanto se necesita el aporte de estribos.

2.- Calculamos la fuerza cortante que será resistida por los estribos.

$$v_s = \frac{97.53}{0.85} - 25.53$$

$$v_s = 89.211 \text{ T}$$

3.- Calculamos el área necesaria de estribo para resistir esa fuerza cortante.

$$v_s = A_v * 4200$$

$$A_v = \frac{89211}{4200}$$

$$A_v = 21.241 \text{ cm}^2$$

4.- Elegimos el tipo de estribo apropiado y calculamos la cantidad.

$$n = \frac{21.241}{2 * 0.71}$$

$$n = 14.9 \approx 15 \text{ estribos}$$

5.- Determinamos la separación de los estribos.

$$S = \frac{\text{longitud de tramo}}{2} * \left(\frac{1}{n} + \frac{1}{n-1} \right)$$

$$S = 75 * \left(\frac{1}{15} + \frac{1}{14} \right)$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

6.- Hacemos el mismo procedimiento para el resto de tramos de la viga.

El cortante en ciertos puntos, son muy similares a sus puntos adyacentes, por lo tanto la cantidad y espaciamiento de los estribos se los determinará para tramos más extensos a los que fueron usados previamente, el cortante para determinar la cantidad de cada tramo es el máximo del tramo.

	Entre X=0 y X=1.5	Entre X=1.5 y X=3	Entre X=3 y X=4.5	Entre X=4.5 y X=6	Entre X=6 y X=8
Cortante	97.53	58.88	49.433	39.985	30.536
cantidad	15	7	5	4	-
separación	11	24	34	44	-

Tabla 8.14.- Cantidad y separación de estribos, por tramos longitudinales de la viga.

7.- Comprobamos las separaciones con la Separación máxima permitida.

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{max} = \frac{95}{2}$$

$$S_{max} = 47\text{cm}$$

En el tramo x=6 y x=8, se usará la cantidad de estribos mínima, es decir 5 barras #3 con una separación de 45cm.

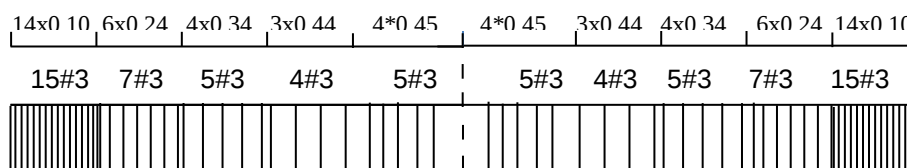


Figura 8.43.- Detalle de colocación de los estribos a lo largo de la viga.

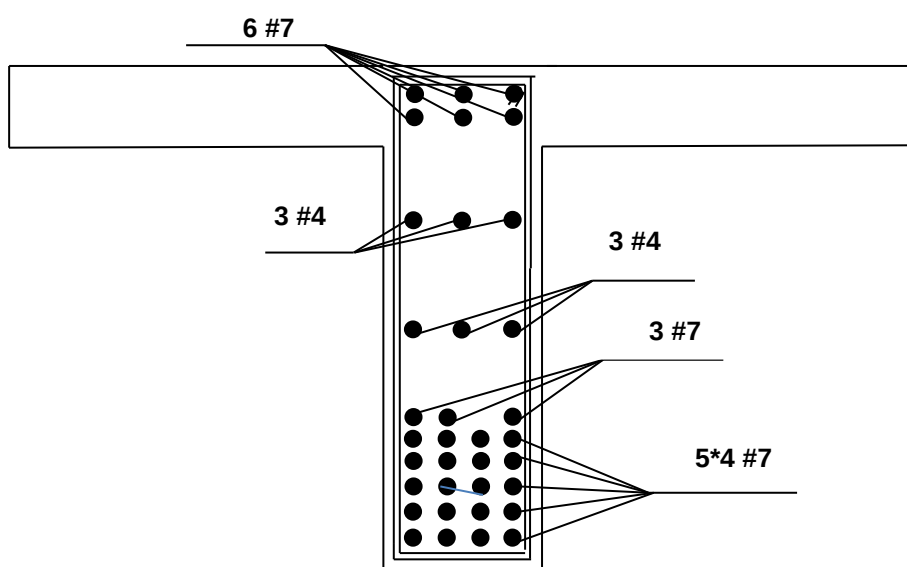


Figura 8.44.- Detalle, sección transversal de la viga.

8.1.3.2 Diseño de la viga exterior.

8.1.3.2.1 Diseño a flexión.

El diseño de la viga exterior es muy similar al de la viga interior, consiste en obtener la carga muerta y viva que soporta y determinar el momento máximo que se desarrolla en la viga debido a estas cargas.

Carga Muerta.

La carga muerta que actúa sobre la viga se divide en dos tipos.

Carga distribuida.

Que está conformada por el peso propio de la viga y la porción del peso de la losa que ésta soporta.

Longitud Aferente.

La Longitud Aferente de la viga exterior va desde el borde del voladizo hasta el punto medio de la separación libre entre la viga exterior a diseñar y la viga interior adyacente.

$$\text{Longitud Aferente} = 0.825 + .35 + 0.825$$

$$\text{Longitud Aferente} = 2\text{metros}$$

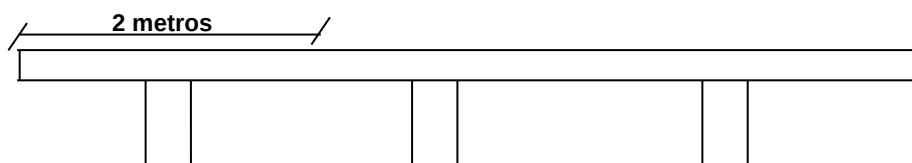


Figura 8.45.- Ancho de la losa resistida por la viga exterior, (longitud aferente).

Cálculo de la Carga distribuida.

A continuación se presenta una tabla con el cálculo de los pesos que soporta la viga debido a las cargas distribuidas.

Partes	Dimensiones	Área	Peso específico	Peso total
Losa D1	0.18*1.175	0.2115	2400	507.6
Losa D2	(0.18+0.23)*0.5*0.825	0.169	2400	405.9
Viga	0.92*0.35	0.322	2400	772.8
Baranda				100
Bordillo	0.205*0.30	0.062	2400	147.6
Capa de rodadura	0.05*1.78	0.089	2400	213.6
Total				2147.5Kg/m

Tabla 8.15.- Carga muerta distribuida que soporta la losa.

Carga puntual.

La carga puntual que actúa sobre la viga exterior es producida por el peso del diafragma que actúa en ella, como ya vimos parte del peso del diafragma es tomado por la viga interior, el resto es tomado por las vigas exteriores, y lo calculamos de la siguiente manera.

$$W_{\text{diafragma}} = V * \gamma$$

$$W_{\text{diafragma}} = 0.25 * 0.7 * 0.825 * 2.4$$

$$W_{\text{diafragma}} = 0.346 \text{ T}$$

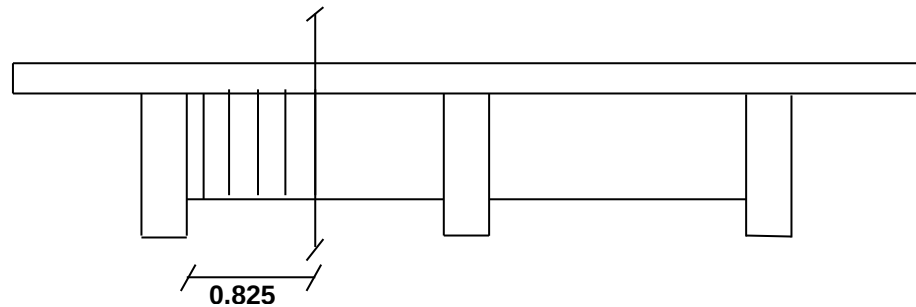


Figura 8.46.- Porción del diafragma que es tomada por la viga exterior.

Modelo simplificado de las cargas que actúan sobre la viga.

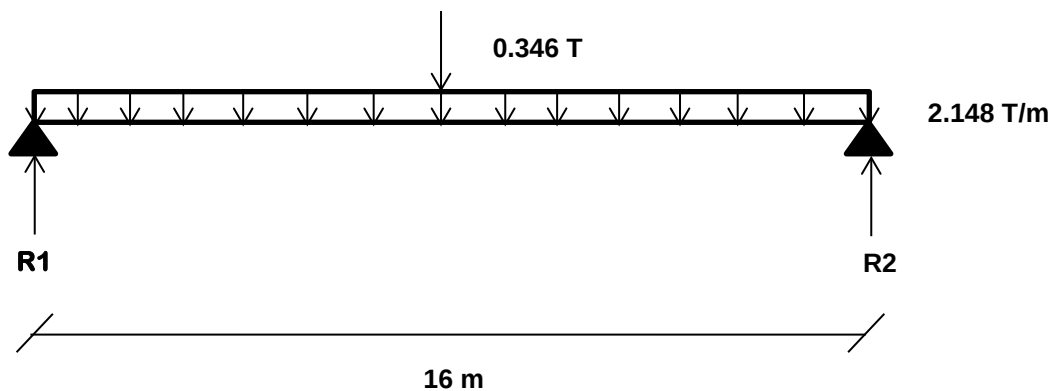


Figura 8.47.- Esquema simplificado de la viga exterior longitudinal apoyada sobre los estribos,, con las carga muerta que actúa en ella.

Momento Flector por carga muerta.

Cálculo del momento flector máximo producida por carga muerta que se desarrolla en la viga interior

Datos.

Carga distribuida=2.148 T/m

Carga del diafragma=0.347T

Cálculo de las reacciones.

$$R1 = \frac{2.148 * 16 * 8 + 0.347 * 8}{16}$$

$$R1 = 17.358 \text{ T}$$

Ecuación de Momento Flector.

$$17.358x - 2.148 \frac{x^2}{2}$$

Tabla de Momentos.

Puntos	Ecuación del momento flector	Momento Resultante
0	$17.358(0) - 2.148 \frac{x^2}{2}$	0
1.5	$17.358(1.5) - 2.148 \frac{1.5^2}{2}$	23.6205
2	$17.358(2) - 2.148 \frac{2^2}{2}$	32.568
3	$17.358(3) - 2.148 \frac{3^2}{2}$	42.408
4.5	$17.358(4.5) - 2.148 \frac{4.5^2}{2}$	56.363
6	$17.358(6) - 2.148 \frac{6^2}{2}$	65.484
7.5	$17.358(7.5) - 2.148 \frac{7.5^2}{2}$	69.773
7.75	$17.358(7.75) - 2.148 \frac{7.75^2}{2}$	70.017
8	$17.358(8) - 2.148 \frac{8^2}{2}$	70.128

Tabla 8.16.- Momentos flectores en los diferentes puntos de la viga (T.m).

Carga Viva.

Camión de diseño.

El camión de diseño es el mismo que se usó para el cálculo de la viga interior, C40-95.

Factores de rueda.

Factor de rueda sobre el apoyo.

A continuación se presenta el análisis de la determinación del factor de rueda para la viga exterior.

De acuerdo con la recomendación de la AASHTO se supone una distancia de 60 cm entre el bordillo y la rueda exterior, para analizar el factor de rueda.

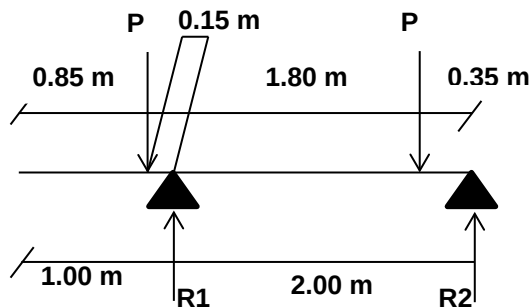


Figura 8.48.- Posición transversal del camión para el cálculo del factor de rueda.

Cálculo del factor de rueda.

$$R1 = \frac{2.15P + 0.35P}{2}$$

$$R1 = 1.23 P$$

El factor de rueda para las ruedas sobre el apoyo en la viga exterior es de 1.23, sin embargo de acuerdo al CCDPS-95 que establece que en ningún caso la viga interior tendrá mayor capacidad de carga que la viga exterior.

Por lo tanto el factor de rueda calculado en 1.25 no cumple con lo requerido, entonces usaremos el factor de rueda sobre el apoyo calculado para la viga interior que es:

$$Fr = 2.5$$

Factor de rueda en otras posiciones de la viga.

El cálculo del factor de rueda para otras posiciones de la rueda en la viga exterior, se calcula con la misma fórmula que para la viga interior.

$$Fr = \frac{S}{1.68}$$

$$Fr = \frac{2}{1.68}$$

$$Fr = 1.11$$

Para que la viga exterior tenga una mayor capacidad de carga que la interior, tomaremos un valor ligeramente superior a 1.11.

$$Fr = 1.15$$

Factor de impacto.

El factor de impacto es el mismo valor que para la viga interior.

Momento Flector por carga viva.

Cargas totales de las ruedas del camión.

Multiplicamos las cargas producidas por cada uno de los ejes transversales del camión C40-95 por el factor de rueda y el factor de impacto a utilizar, de esta manera se trabajarán con los pesos netos del camión que soporta la viga interior, incluido el impacto

- Rueda trasera + impacto + factor de rueda.

$$\text{Rueda trasera} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga trasera}$$

$$7.5 * 1.29 * 1.15 = 11.126$$

- Rueda intermedia + impacto + factor de rueda.

$$\text{Rueda intermedia} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga intermedia}$$

$$7.5 * 1.29 * 1.15 = 11.126$$

- Rueda delantera + impacto + factor de rueda.

$$\text{Rueda delantera} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga delantera}$$

$$5 * 1.29 * 1.15 = 7.418$$

Cálculo de los momentos flectores.

El máximo momento flector por carga viva que puede ocurrir en la viga, se da cuando la rueda intermedia del camión está a 0.25 m del centro de la viga, con el eje intermedio y delantero en el segundo tramo.

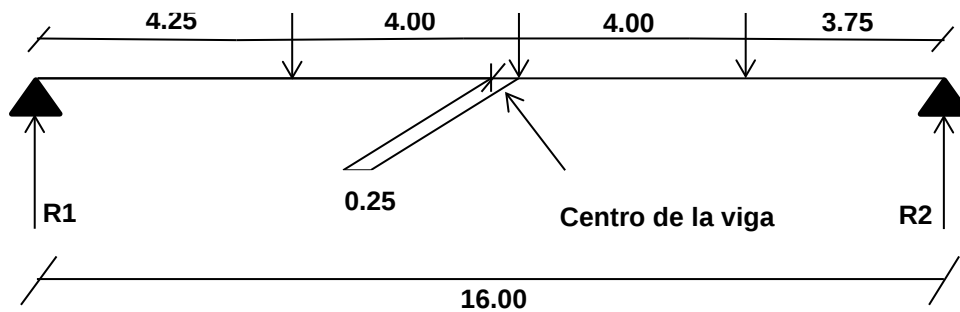


Figura 8.49.- Posición del camión que produce el máximo momento flector en la viga.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{11.75 P2 + 7.75 P2 + 3.75 p1}{16}$$

$$R1 = \frac{11.75(11.126) + 7.75(11.126) + 3.75(7.418)}{16}$$

$$R1 = 15.298 \text{ T}$$

Cálculo del momento.

$$M = 15.298 * 8.25 - 4 * 11.126$$

$$M = 81.705 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=1.5$, es cuando el eje trasero del camión se encuentra en este punto.

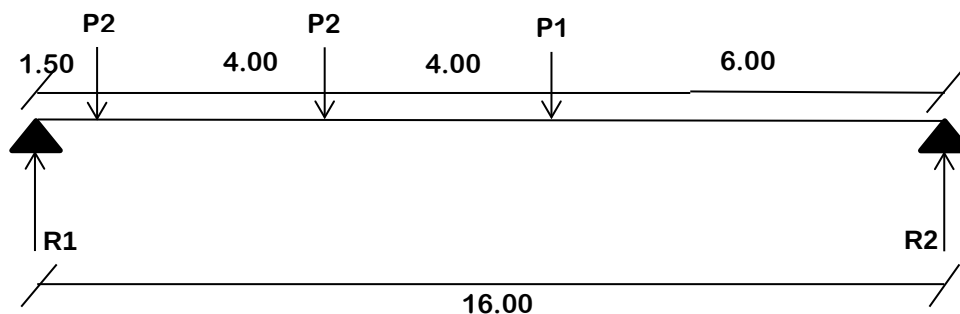


Figura 8.50.- Posición del camión $X=1.5$.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{14.5 P2 + 10.5 P2 + 6.5 P1}{16}$$

$$R1 = \frac{14.5(11.126) + 10.5(11.126) + 6.5(7.418)}{16}$$

$$R1 = 20.398 \text{ T}$$

Cálculo del momento.

$$M = R1x$$

$$M = 20.398 * 1.5$$

$$M = 30.597 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=2$, es cuando el eje trasero del camión se encuentra en este punto.

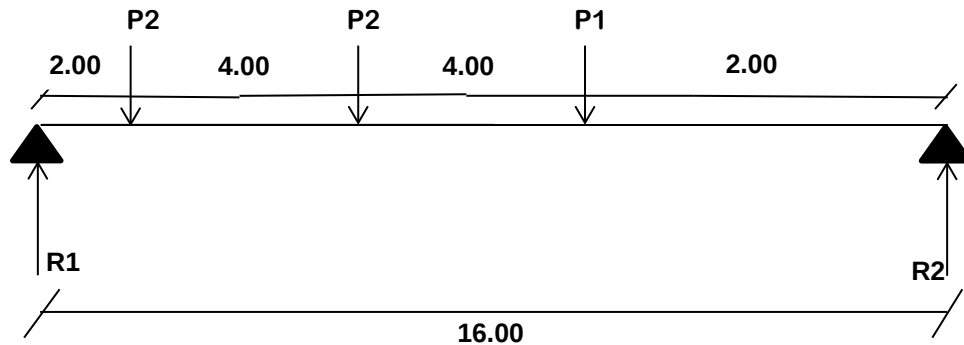


Figura 8.51.- Posición del camión $X=2$.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{14P2 + 10P2 + 6P1}{16}$$

$$R1 = \frac{14(11.126) + 10(11.126) + 6(7.418)}{16}$$

$$R1 = 19.471 \text{ T}$$

Cálculo del momento.

$$M = R1x$$

$$M = 19.471 * 2$$

$$M = 38.942 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=3$, es cuando el eje trasero del camión se encuentra en este punto.

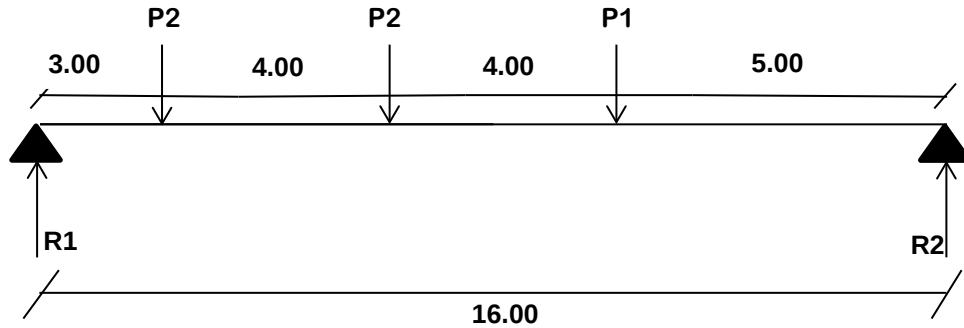


Figura 8.52.- Posición del camión $X=3$.

Cálculo de la reacción R_1 .

$$R_1 = \frac{13P_2 + 9P_2 + 5P_1}{16}$$

$$R_1 = \frac{13(11.126) + 9(11.126) + 5(7.418)}{16}$$

$$R_1 = 17.616 \text{ T}$$

Cálculo del momento.

$$M = R_1 x$$

$$M = 17.616 * 3$$

$$M = 52.848 \text{ T}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=4.5$, es cuando el eje trasero del camión se encuentra en este punto.

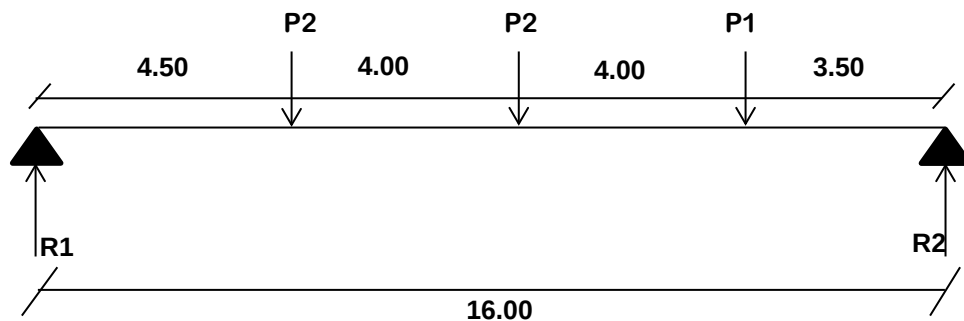


Figura 8.53.- Posición del camión $X=4.5$.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{11.5P2 + 7.5P2 + 3.5P1}{16}$$

$$R1 = \frac{11.5(11.126) + 7.5(11.126) + 3.5(7.418)}{16}$$

$$R1 = 14.835 \text{ T}$$

Cálculo del momento.

$$M = R1x$$

$$M = 14.835 * 4.5$$

$$M = 66.76 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en X=6, es cuando el eje intermedio del camión se encuentra en este punto, el eje delantero se encuentra en X=2 y el eje trasero en X=10, o sea con la dirección de movimiento del camión invertida.

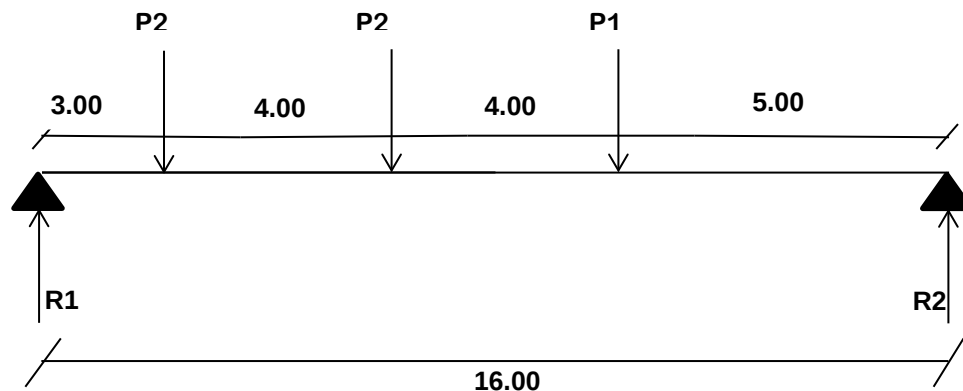


Figura 8.54.- Posición del camión X=6.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{14P2 + 10P1 + 6P1}{16}$$

$$R1 = \frac{14(7.418) + 10(11.126) + 6(11.126)}{16}$$

$$R1 = 17.617 \text{ T}$$

Cálculo del momento.

$$M = R1x - 4P2$$

$$M = 17.617 * 6 - 7.418 * 4$$

$$M = 76.03 \text{ T.m}$$

El máximo momento flector por carga viva que se puede presentar en $X=7.5$, es cuando el eje intermedio del camión se encuentra en este punto, el eje delantero se encuentra en $X=3.5$ y el eje trasero en $X=11.5$, o sea con la dirección de movimiento del camión invertida.

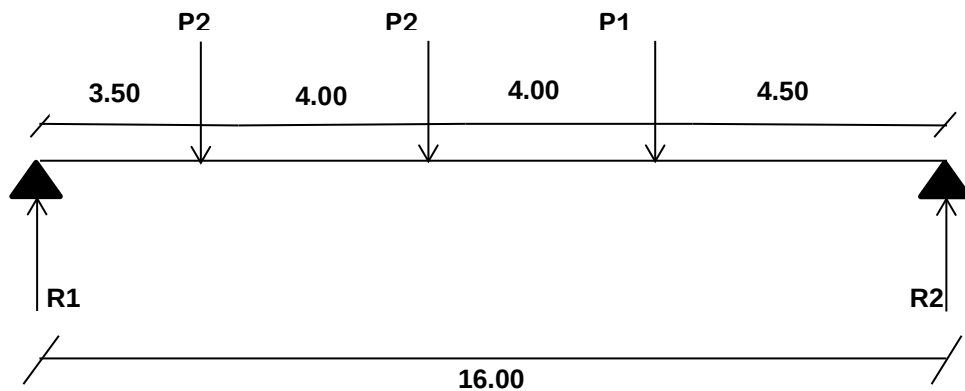


Figura 8.55.- Posición del camión $X=7.5$.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{12.5P2 + 8.5P2 + 4.5P1}{16}$$

$$R1 = \frac{12.5(7.418) + 8.5(11.126) + 4.5(11.126)}{16}$$

$$R1 = 14.835 \text{ T}$$

Cálculo del momento.

$$M = R1x - 4P2$$

$$M = 14.835 * 7.5 - 7.418 * 4$$

$$M = 81.592 \text{ T.m}$$

El máximo momento que se produce en el centro de la viga es cuando el eje intermedio está en el centro de ésta.

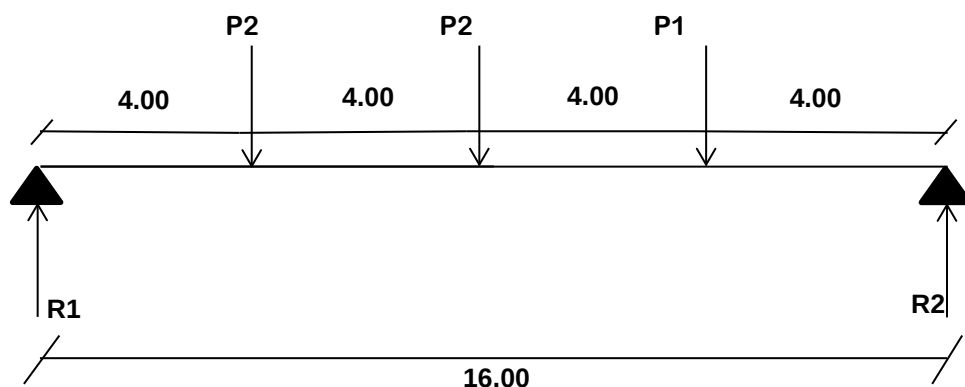


Figura 8.56.- Posición del camión X=8.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{12.5P2 + 8.5P2 + 4.5P1}{16}$$

$$R1 = \frac{12(11.126) + 8(11.126) + 4(7.418)}{16}$$

$$R1 = 15.762 \text{ T}$$

Cálculo del momento.

$$M = R1x - 4P2$$

$$M = 15.7762 * 8 - 11.126 * 4$$

$$M = 81.592 \text{ T.m}$$

Momento Último

El momento último lo calculamos con la siguiente fórmula.

$$Mu = 1.3 * (Md + 1.67 * MI)$$

Puntos	X=1.5	X=2	X=3	X=4.5	X=6	X=7.5	X=7.75	X=8
Md	23.6205	32.568	42.408	56.363	65.484	69.773	70.017	70.128
MI	30.597	38.942	52.848	66.76	76.03	81.592	81.705	81.592
Mu	97.133	126.881	169.863	218.208	250.190	267.841	268.404	268.303

Tabla 8.17.- Momentos por carga muerta y viva en diferentes tramos de la viga (T.m).

Diseño de la Armadura.

Armadura de Tensión.

Cálculo del Área de refuerzo.

Elegimos un valor de Z aproximado a la realidad, donde:

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

Tomaremos un valor de:

$$Z = 0.9d$$

$$Z = 0.9(0.95) = 0.855$$

Calculamos As:

$$M_u = A_s * f_y * Z$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y * Z}$$

$$A_s = \frac{26840400}{4200 * 85.5}$$

$$A_s = 74.744 \text{ cm}^2$$

Calculamos el valor de a:

$$0.85f'_c ab = A_s f_y$$

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

$$a = \frac{74.744 * 4200}{0.85 * 210 * 200}$$

$$a = 8.793 \text{ cm}$$

Con este valor calculamos un nuevo valor para Z y volvemos a realizar los pasos anteriores.

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

$$Z = 95 - \frac{8.793}{2} = 90.604$$

Calculamos As:

$$As = \frac{Mu}{f_y * Z}$$

$$As = \frac{26840400}{4200 * 90.604} = 70.533 \text{ cm}^2$$

Calculamos el valor de a:

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 f'_c * b}$$

$$a = \frac{70.533 * 4200}{0.85 * 210 * 200}$$

$$a = 8.298 \text{ cm}$$

Calculamos por tercera vez el valor de Z para realizar nuevamente el procedimiento.

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

$$Z = 95 - \frac{8.298}{2} = 90.851$$

Calculamos As:

$$As = \frac{Mu}{f_y * Z}$$

$$As = \frac{26840400}{4200 * 90.851}$$

El último valor obtenido de As es muy cercano al anterior así que no basta seguir haciendo iteraciones, tomamos un valor final para el área de refuerzo de:

$$As = 70.341 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

19 barras del número 7 proporcionan un área de refuerzo de 73.53cm²

$$A_s = \frac{M_u}{f_y * Z}$$

Puntos	X=1.5	X=2	X=3	X=4.5	X=6	X=7.5	X=7.75	X=8
Mu	97.133	126.881	169.863	218.208	250.190	267.841	268.404	268.303
As	25.456	33.252	44.516	57.186	65.568	70.194	70.315	70.341
#7	9	9	12	15	17	19	19	19

Tabla 8.18.- Área de refuerzo necesaria para cada tramo de la viga.

En la siguiente figura se muestra en azul, la curva de momento flector a lo largo de la viga, además se muestra en rojo el momento flector máximo que resisten las barras si las colocamos en cantidad, como indica la figura, es decir, 19 barras desde x=6 hasta x=12, 17 barras desde x=4.5 hasta x= 13.5, etc. Las prolongaciones indican la longitud de desarrollo de las barras.

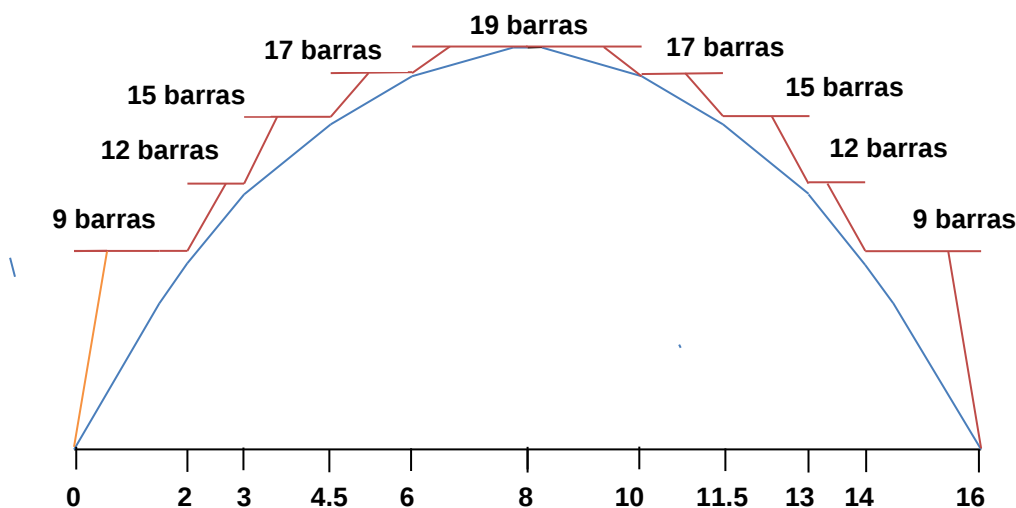


Figura 8.57.- Momento que se desarrolla en la viga, y momento máximo que resisten las barras según su cantidad.

Debido a la que generalmente las barras tienen una longitud comercial máxima de 12 metros, las que superen esa longitud deberán ser empalmadas, la longitud y cantidad de las barras se muestran en la siguiente tabla.

Cantidad de barras	Longitud	Posición longitudinal en la viga
9	3.12	Desde X=0.05(con un dobléz de 0.30) hasta X=2.87
12	12	Desde X=2 hasta X=14
3	10	Desde X=3 hasta X=13
2	7	Desde X=4.5 hasta X=11.5
2	4	Desde X=6 hasta X=10
9	3.12	Desde X=13.13 hasta X=15.95(con un dobléz de 0.30)

Tabla 8.19.- Cantidad, Longitud y posición de las barras en la viga.

Armadura intermedia.

Debe colocarse armadura intermedia cuando la distancia entre las dos camas del refuerzo (inferior y superior) es mayor a 30 centímetros, de la siguiente manera.

$$A_{S_{intermedio}} = 5.29 * h_{viga}$$

$$A_{S_{intermedio}} = 5.29 * 1.10$$

$$A_{S_{intermedio}} = 5.82 \text{ cm}^2$$

Número de barras

6 barras del #4 proporcionan un área de refuerzo para la zona intermedia de la viga de 7.74cm².

En la siguiente tabla se muestra la cantidad y longitud de las barras intermedias que irán en la viga.

Cantidad de barras	Longitud	Posición longitudinal en la viga
6	2.56	Desde X=0 hasta X=2.56
6	12	Desde X=2 hasta X=14
6	2.56	Desde X=13.44 hasta X=16

Tabla 8.20.- Cantidad, Longitud y posición de las barras en la viga.

Armadura superior o de compresión.

Se usa un 33% del acero e tensión por efectos de sismo, de la siguiente manera.

$$A_{S_{superior}} = 0.33 * A_{S_{inferior}}$$

$$A_{S_{superior}} = 0.33 * 69.656$$

$$A_{S_{superior}} = 22.99 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

4 barras del #9 proporcionan un área de refuerzo para la cama superior de 25.8 cm².

Cantidad de barras	Longitud	Posición longitudinal en la viga
4	3.96	Desde X=0 hasta X=3.96
4	12	Desde X=2 hasta X=14
4	3.96	Desde X=12.04 hasta X=16

Tabla 8.21.- Cantidad, Longitud y posición de las barras en la viga.

Acero mínimo para tensión y compresión

El acero mínimo para compresión y tensión se lo comprueba de la siguiente manera.

$$A_{S_{\text{minimo}}} = \frac{14.1 * b * d}{f_y}$$

$$A_{S_{\text{minimo}}} = \frac{14.1 * 35 * 95}{4200}$$

$$A_{S_{\text{minimo}}} = 11.16 \text{ cm}^2$$

El acero calculado para tensión y compresión es superior al acero mínimo, el acero intermedio no se compara con el acero mínimo, se usa el calculado.

Detalle constructivo

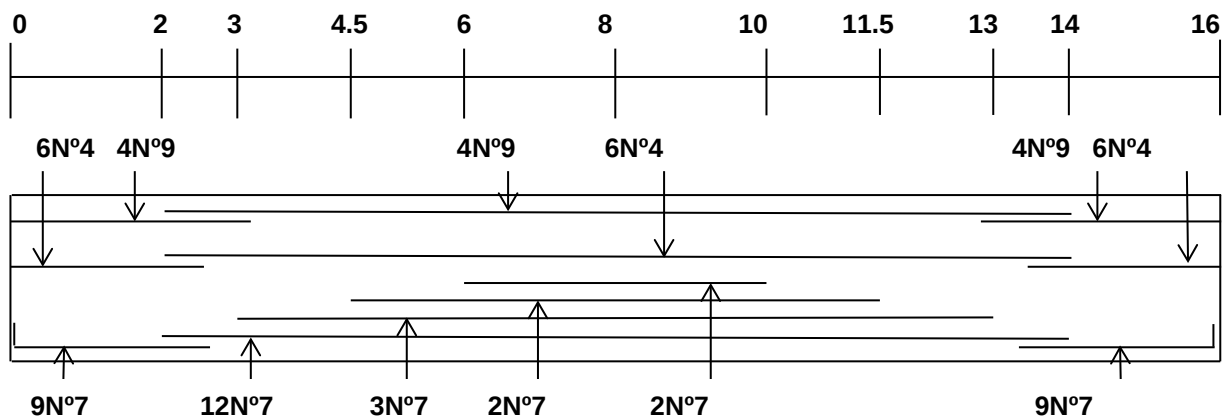


Figura 8.58.-Detalle de la armadura sobre la viga.

8.1.3.2.2 Diseño por cortante.

Carga muerta.

La carga muerta que es considerada para el diseño por cortante de la viga exterior, es la misma que fue considerada para la viga interior.

Modelo simplificado de la carga muerta actuando sobre la viga exterior.

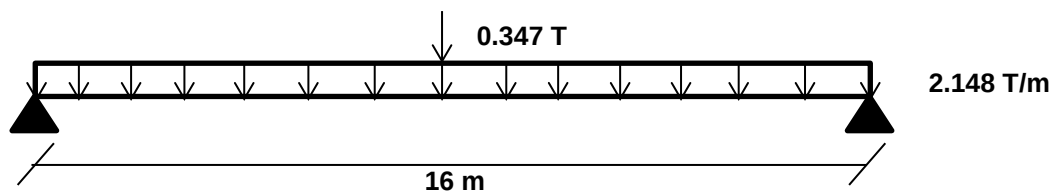


Figura 8.59.- Esquema simplificado de la acción de la carga muerta sobre la viga.

8.1.3.2.2.1 Esfuerzo cortante por carga muerta.

Cálculo del esfuerzo cortante producido por carga muerta que se desarrolla en la viga interior.

Datos.

Carga distribuida= 2.148 T/m

Carga del diafragma= 0.347 T

Cálculo de las reacciones.

Por sumatorias de fuerzas obtenemos las reacciones en los dos apoyos de la viga, producidas por carga muerta.

$$R1 + R2 = 2.148 * 16 + 0.346$$

$$R1 + R2 = 33.754 \text{ T}$$

$$R1 = R2 = 17.357 \text{ T}$$

Ecuación de esfuerzo cortante.

La ecuación del esfuerzo cortante es la siguiente.

$$Vd = 17.357 - 2.148x$$

La ecuación del esfuerzo cortante anterior es para el tramo entre 0 y 8 metros, sin embargo al actuar las cargas simétricamente a lo largo de la viga, solo es necesario conocer la variación del cortante para este tramo, en la otra mitad del tramo los cortante son iguales al primer tramo, pero negativos.

El máximo cortante que se desarrolla en la viga es en el apoyo, de tal manera que obtenemos el cortante en ese punto, adicionalmente obtenemos los cortantes que se producen en la viga en diferentes puntos elegidos.

Punto en estudio	Ecuación de Cortante	Valor de cortante en el punto
0	$Fv = 17.357 - 2.148(0)$	17.357
1.5	$Fv = 17.357 - 2.148(1.5)$	14.135
2	$Fv = 17.357 - 2.148(2)$	13.061
3	$Fv = 17.357 - 2.148(3)$	10.913
4.5	$Fv = 17.357 - 2.148(4.5)$	7.691
6	$Fv = 17.357 - 2.148(6)$	4.469
7.5	$Fv = 17.357 - 2.148(7.5)$	1.247
7.75	$Fv = 17.357 - 2.148(7.75)$	0.71
8	$Fv = 17.357 - 2.148(8)$	0.173

Tabla 8.22.- Fuerzas cortantes en diferentes tramos de la viga, por la acción de la carga muerta (T).

8.1.3.2.2 Esfuerzo Cortante por carga viva.

Antes de calcular los esfuerzos cortantes que se producen en la viga, debemos encontrar las cargas netas producidas por el camión sobre la viga.

1. -Obtención del peso final de las ruedas del camión, que actúan sobre la viga.

Antes de proceder a encontrar las fuerzas cortantes en la viga, debemos multiplicar la carga de las ruedas del camión por el factor de impacto y el factor de rueda correspondiente.

Carga producida por la rueda trasera cuando esta sobre el apoyo.

$$\text{Rueda trasera} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga trasera}$$

$$7.5 * 1.29 * 2.5 = 24.19 \text{ T}$$

Carga producida por la rueda trasera e intermedia en cualquier otra posición.

$$\text{Rueda trasera} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga trasera}$$

$$7.5 * 1.29 * 1.15 = 11.126 \text{ T}$$

Carga producida por la rueda delantera.

$$\text{Rueda trasera} * \text{impacto} * \text{factor de rueda} = \text{carga trasera}$$

$$5 * 1.29 * 1.15 = 7.418 \text{ T}$$

Cálculo de los esfuerzos cortantes.

Esfuerzo cortante máximo

La máxima fuerza cortante se presenta en los apoyos de la viga, de manera similar será para la máxima fuerza cortante producida por la carga viva, además la posición del vehículo que producirá que la reacción presente su máxima sollicitación será en el momento en que la rueda trasera este encima de éste.

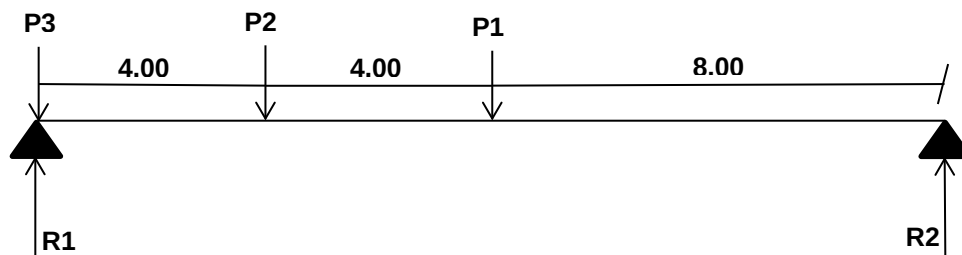


Figura 8.60.- Posición del camión que produce el máximo cortante en la viga.

Cálculo de la reacción R1.

$$R1 = \frac{24.19 * 16 + 10.74 * 12 + 7.16 * 8}{16}$$

$$R1 = 35.825 \text{ T}$$

Cálculo de los cortantes en otros puntos de la viga.**Cuando X=1.5.**

El máximo cortante que se produce en X=1.5 es cuando la rueda trasera del camión esta sobre éste.

$$R1 = \frac{14.5 * 11.126 + 10.5 * 11.126 + 6.5 * 7.418}{16}$$

$$R1 = 20.398 \text{ T}$$

$$Fv = 20.398 \text{ T}$$

Cuando X=2.

El máximo cortante que se produce en X=2 es cuando la rueda trasera del camión esta sobre éste.

$$R1 = \frac{14 * 11.126 + 10 * 11.126 + 6 * 7.418}{16}$$

$$R1 = 19.471 \text{ T}$$

$$Fv = 19.471 \text{ T}$$

Cuando X=3.

El máximo cortante que se produce en X=3 es cuando la rueda trasera del camión esta sobre éste.

$$R1 = \frac{13 * 11.126 + 9 * 11.126 + 5 * 7.418}{16}$$

$$R1 = 17.616 \text{ T}$$

$$Fv = 17.616 \text{ T}$$

Cuando X=4.5.

El máximo cortante que se produce en X=4.5 es cuando la rueda trasera del camión esta sobre éste.

$$R1 = \frac{11.5 * 11.126 + 7.5 * 11.126 + 3.5 * 7.418}{16}$$

$$R1 = 14.835 \text{ T}$$

$$Fv = 14.835 \text{ T}$$

Cuando X=6.

El máximo cortante que se produce en X=6 es cuando la rueda trasera del camión esta sobre éste.

$$R1 = \frac{10 * 11.126 + 6 * 11.126 + 2 * 7.418}{16}$$

$$R1 = 12.053 \text{ T}$$

$$Fv = 12.053 \text{ T}$$

Cuando X=7.5.

El máximo cortante que se produce en X=7.5 es cuando la rueda trasera del camión esta sobre éste.

$$R1 = \frac{8.5 * 11.126 + 4.5 * 11.126 + 0.5 * 7.418}{16}$$

$$R1 = 9.272 \text{ T}$$

$$Fv = 9.272 \text{ T}$$

Cuando X=7.75.

El máximo cortante que se produce en X=7.75 es cuando la rueda trasera del camión esta sobre éste.

$$R1 = \frac{8.25 * 11.126 + 4.25 * 11.126 + 0.25 * 7.418}{16}$$

$$R1 = 8.808 \text{ T}$$

$$Fv = 8.808 \text{ T}$$

Cuando $X=8$.

El máximo cortante que se produce en $X=8$ es cuando la rueda trasera del camión esta sobre éste.

$$R1 = \frac{8 * 11.126 + 4 * 11.126}{16}$$

$$R1 = 8.345 \text{ T}$$

$$F_v = 8.345 \text{ T}$$

Cortante último.

El cortante último se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_u = 1.3(V_d + 1.67 * V_l)$$

Puntos	X=0	X=1.5	X=2	X=3	X=4.5	X=6	X=7.5	X=7.75	X=8
Vd	17.357	14.135	13.061	10.913	7.691	4.469	1.247	0.71	0.173
VI	36.241	19.471	18.795	17.616	14.835	12.053	9.272	8.808	8.345
Vu	101.243	60.647	57.783	52.431	42.205	31.977	21.751	20.045	18.342

Tabla 8.23.- Esfuerzos cortantes por carga muerta y viva, en cada tramo de la viga (T).

Diseño de la armadura por cortante.

Para determinar la cantidad de estribos necesaria y su separación seguimos los mismos pasos que para la viga interior.

1.- Calculamos la fuerza cortante que puede ser resistida por el concreto.

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

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 35 * 95$$

$$V_c = 25537 \text{ Kg}$$

2.- Calculamos la fuerza cortante que será resistida por los estribos.

$$v_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$v_s = \frac{101.243}{0.85} - 25.537$$

$$v_s = 93.572 \text{ T}$$

3.- Calculamos el área necesaria de estribo para resistir esa fuerza cortante.

$$V_s = A_v * f_y$$

$$A_v = \frac{93.572}{4200}$$

$$V_s = 22.28 \text{ cm}^2$$

4.- Elegimos el tipo de estribo apropiado y calculamos la cantidad.

$$n = \frac{V_s}{2 * A_v}$$

$$n = \frac{22.28}{2 * 0.71}$$

$$n = 15.69 \approx 16 \text{ estribos}$$

5.- Determinamos la separación de los estribos.

$$S = \frac{\text{longitud de tramo}}{2} * \left(\frac{1}{n} + \frac{1}{n-1} \right)$$

$$S = 75 * \left(\frac{1}{16} + \frac{1}{15} \right)$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

6.- Hacemos el mismo procedimiento para el resto de tramos de la viga.

El cortante en ciertos puntos, son muy similares a sus puntos adyacentes, por lo tanto la cantidad y espaciamiento de los estribos se los determinara para tramos más extensos a los que fueron usados previamente, el cortante para determinar la cantidad de cada tramo es el máximo del tramo.

Tramos	Entre X=0 y	Entre X=1.5 y	Entre X=3 y	Entre X=4.5 y	Entre X=6 y
Cortante	101.243	60.647	52.431	42.205	31.977
cantidad	16	8	7	5	-
separación	9	20	24	34	-

Tabla 8.24.- Cantidad de estribos para cortante, en cada tramo de la viga.

7.- Comprobamos las separaciones con la Separación máxima permitida.

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{95}{2}$$

$$S_{\max} = 47.5 \text{ cm}$$

En el tramo X=6 y X=8 se usará el acero mínimo, es decir 5 barras con una separación de 45 cm.

Detalles constructivos.

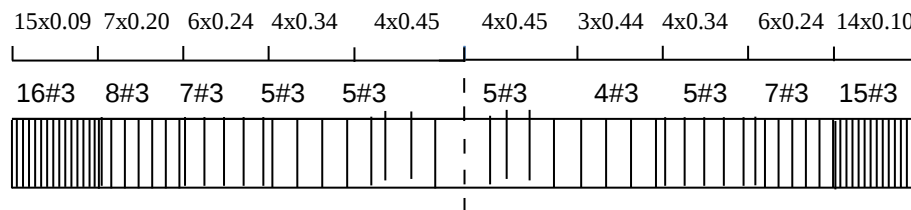


Figura 8.61.- Detalle de la cantidad y posición de los estribos a lo largo de la viga.

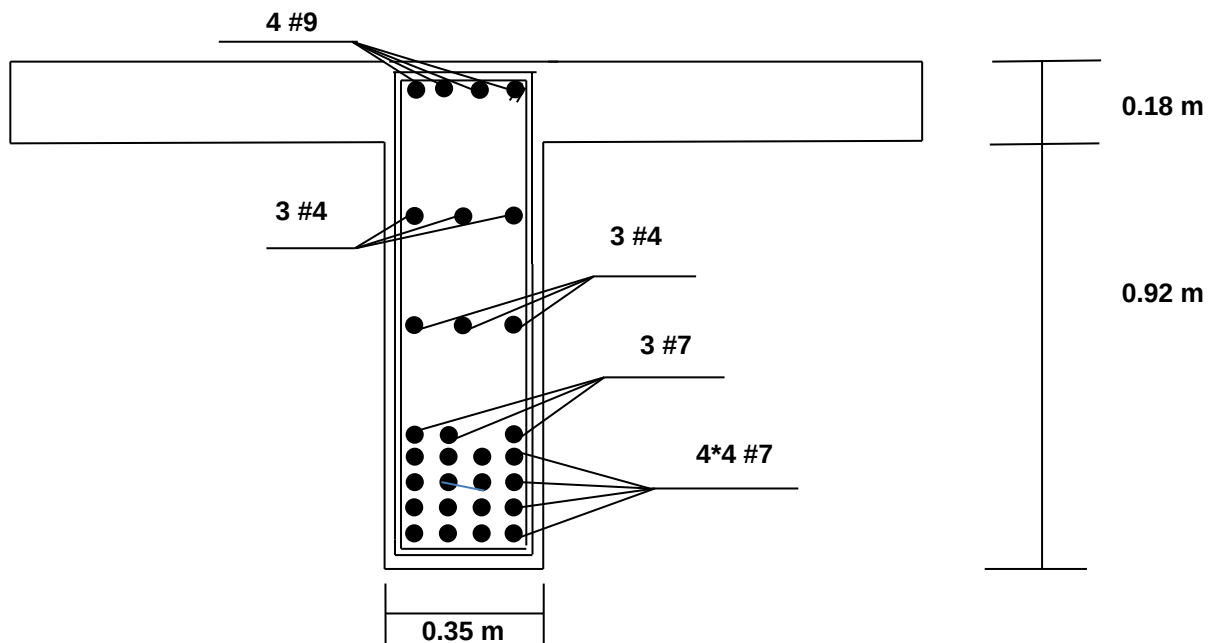


Figura 8.62.- Detalle de la sección transversal de la viga.

8.2 Subestructura.

8.2.1 Pre-dimensionamiento.

En la siguiente imagen podemos ver las dimensiones de las partes que conforman el estribo, recomendadas por la AASTHO, estas dimensiones se pueden modificar si al

realizar el diseño, no cumplen con los parámetros de seguridad al volcamiento, deslizamiento, y a la capacidad de carga del suelo.

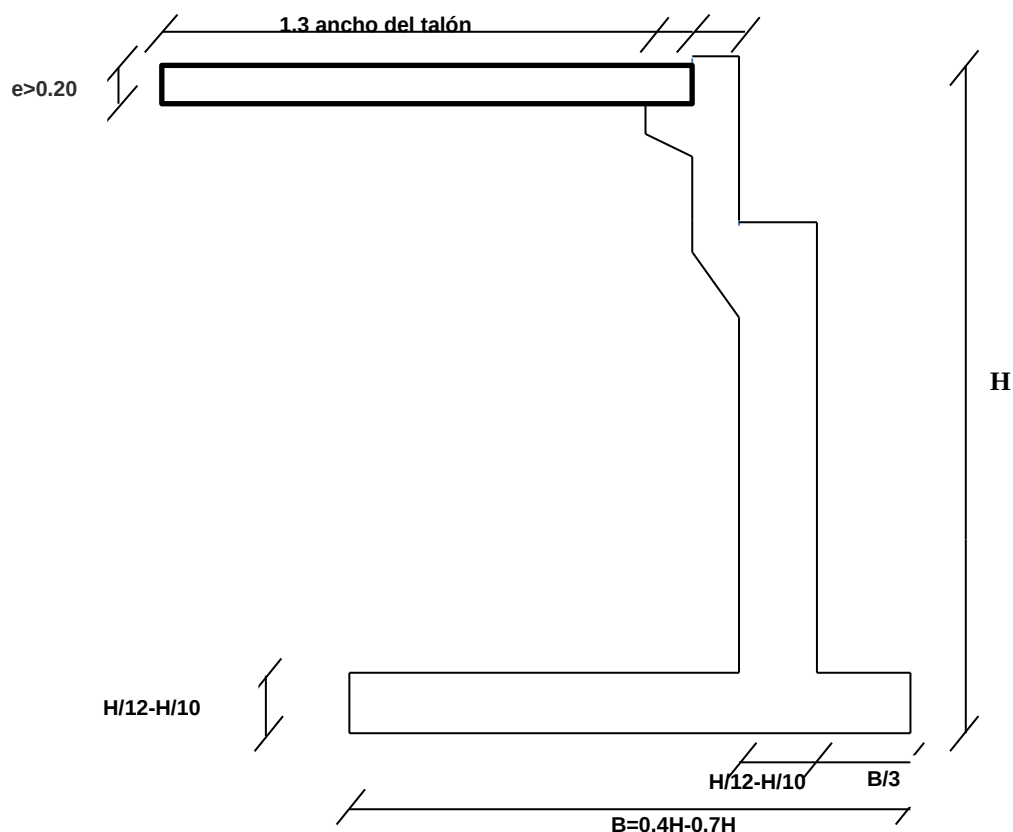


Figura 8.63.- Dimensiones recomendadas para el estribo, en función de su altura.

Altura del muro.

La altura del muro a diseñar, según los estudios hidrológicos e hidráulicos, y de suelos se ha propuesto que sea de 4.7 metros.

Altura de la zapata.

La altura de la zapata se recomienda que este entre $H/12$ y $H/10$.

$$\frac{H}{12} = \frac{4.7}{12} = 0.39$$

$$\frac{H}{10} = \frac{4.7}{10} = 0.47$$

H: Altura del estribo.

Debido a que el suelo tiene un coeficiente de rozamiento bajo, se ha considerado tomar un mayor valor en la altura de la zapata para que la llave por cortante no sea muy grande, y para aumentar la resistencia al deslizamiento, tomaremos una zapata de 0.8 metros.

.Base de la zapata.

El ancho de base de zapata se recomienda que este entre $0.4H$ y $0.7H$.

$$B \approx 0.4H = 0.4 * 4.7 = 1.88 \text{ m}$$

$$B \approx 0.7H = 0.7 * 4.7 = 3.29 \text{ m}$$

Para aumentar la resistencia al volcamiento tomaremos un ancho de base de 4 metros.

Ancho de la punta de la zapata.

Para el ancho de la punta se recomienda que sea aproximadamente la tercera parte del ancho de base de la zapata.

$$\text{Punta} = \frac{B}{3} = \frac{4}{3} = 1.33 \text{ m}$$

Tomamos un ancho de punta de 1.70 metros.

Ancho del vástago.

Se recomienda un ancho de vástago entre $H/12$ y $H/10$.

$$\frac{H}{12} = \frac{4.7}{12} = 0.39 \text{ m}$$

$$\frac{H}{10} = \frac{4.7}{10} = 0.47 \text{ m}$$

Tomamos un ancho de base de 0.5 metros.

Losa de aproximación.

Altura.

La altura o espesor de la losa de aproximación lo determinamos de la siguiente manera.

$$0.30 \text{ m} > e > 0.20 \text{ m}$$

e: Espesor de la losa de aproximación.

Tomamos una altura de la losa de aproximación de 0.30 metros.

Longitud.

Consideramos una longitud de placa algo mayor al ancho del talón de la zapata, usaremos una longitud de placa de 1.3 veces el talón de la zapata.

$$L_{\text{aproximacion}} = 1.3 * 1.80$$

$$L_{\text{aproximacion}} = 2.34 \text{ metros}$$

Usamos una longitud de 3 metros para la losa de aproximación.

Para el resto de dimensiones, tomaremos valores acordes al tamaño general del estribo, los valores se indican en la figura.

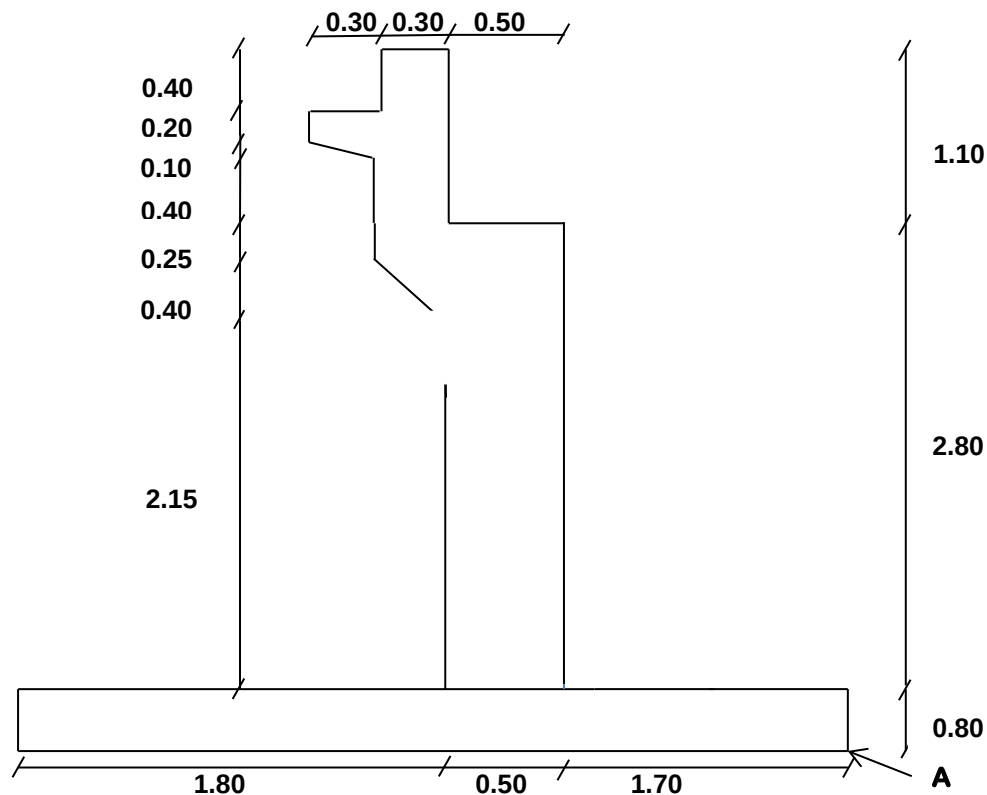


Figura 8.64.- Dimensiones del estribo.

Cajuela.

Para la cajuela tomaremos una altura de la mitad de la altura de la viga, y un ancho suficiente para que entren en ella las tres vigas.

$$H_{\text{cajuela}} = \frac{H_{\text{viga}}}{2}$$

$$H_{\text{cajuela}} = \frac{1.10}{2}$$

$$H_{\text{cajuela}} = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Ancho}_{\text{cajuela}} = 3 * B_{\text{viga}} + 2S$$

$$\text{Ancho}_{\text{cajuela}} = 3 * 0.35 + 2 * 1.65$$

$$\text{Ancho}_{\text{cajuela}} = 3.65 \text{ m}$$

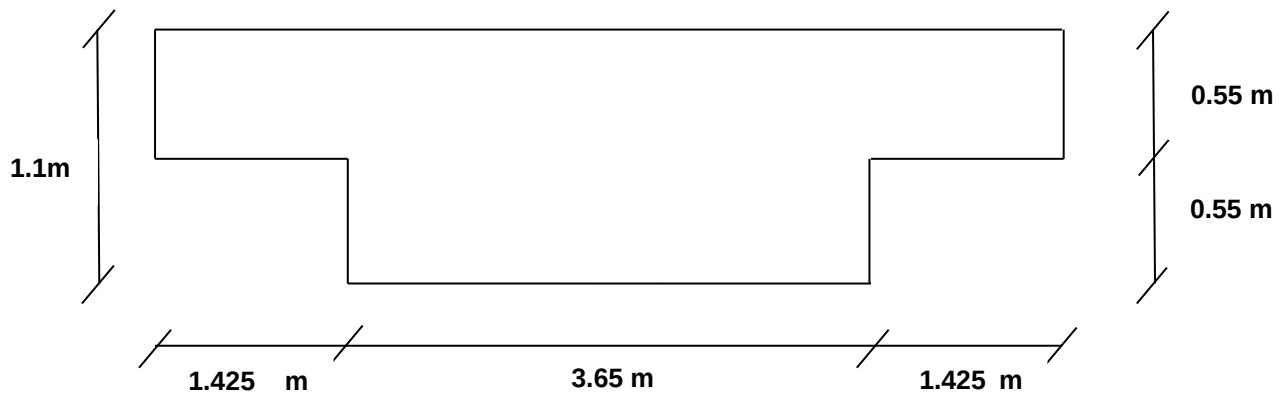


Figura 8.65.- Dimensiones de la cajuela del estribo.

Longitud L del estribo.

La longitud L del estribo se encuentra perpendicular al eje del puente, su valor depende del ancho de la calzada, el cual debe ser igual o mayor que éste, además depende de la capacidad de carga del suelo y sus posibles asentamientos.

Elegiremos una longitud de estribo algo mayor al ancho de la calzada.

$$L_{\text{estribo}} = 6.5 \text{ metros}$$

8.2.2 Diseño del estribo.

Para el diseño del estribo se consideró una cimentación superficial, sin embargo después de probar varias combinaciones de dimensiones del estribo, se optó por hacer

un diseño con pilotes, ya que ninguna cumplía con todos los requerimientos de seguridad de la subestructura, sin embargo para fines didácticos se mostrará a continuación un ejemplo de los varios diseños de cimentación superficial que se propuso antes de llegar a la conclusión de usar pilotes.

Para el diseño del estribo seguiremos los siguientes pasos.

- 1.- Obtener los valores de las cargas que actúan sobre el estribo.
- 2.- Analizar que grupos de carga son afines al diseño.
- 3.- Obtener el momento total con respecto al punto A, la fuerza total horizontal y vertical que actúan sobre el estribo, según cada uno de los grupos de carga.
- 4.- Obtener el esfuerzo producido en el suelo y asentamiento para cada uno de los grupos de carga.
- 5.- Analizar si el esfuerzo producido en el suelo y asentamiento obtenidos en cada uno de los grupos de carga están dentro de los parámetros permitidos.
- 6.- Obtener la resistencia al deslizamiento y volcamiento para cada uno de los grupos de carga.
- 7.- Analizar si la resistencia al volcamiento y deslizamiento en cada uno de los grupos de carga, están dentro de los parámetros permitidos.
- 8.- En caso de no cumplir uno de los parámetros, rediseñar usando otras dimensiones del estribo.
- 9.- En caso de no cumplir los parámetros usando diferentes combinaciones de dimensiones del estribo, considerar la utilización de pilotes.
- 10.- Calcular la longitud, diámetro y número de pilotes, para cumplir todos los parámetros indicados anteriormente, para cada uno de los grupos de carga.

8.2.2.1 Cargas que actúan sobre el estribo.

8.2.2.1.1 Peso propio del estribo.

El peso de estribo incluyendo el peso del relleno, se lo obtiene por metro longitudinal. Se obtiene además el momento que las cargas por su peso propio producen en el punto A, además de Maz con el fin de posteriormente encontrar el centro de gravedad de la subestructura, para cálculos de fuerzas sísmicas.

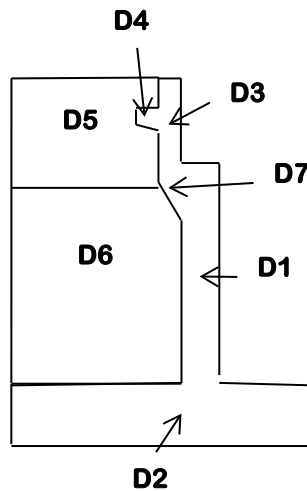


Figura 8.66.- Nomenclatura de las partes del estribo.

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Altura	Base	Área	Peso específico	Peso/m	Xa	Max	Za	Maz
D1	2.8	0.5	1.05	2.4	3.53	1.95	6.88	2.2	7.77
D2	0.8	4	3.2	2.4	7.68	2	15.36	0.4	3.072
D3	1.35	0.3	0.41	2.4	0.98	2.35	2.303	4.03	3.95
D4	0.25	0.3	0.08	2.4	0.19	2.65	0.504	4.2	0.80
D5	1.35	1.5	2.03	2.05	4.16	3.48	14.477	4.03	16.765
D6	2.55	1.85	4.72	2.05	9.78	3.33	32.568	1.93	18.875
D7	0.4	0.3	0.06	2.4	0.14	2.3	0.322	3.22	0.45
Total					26.46		72.414		51.682

Tabla 8.25.- Pesos de cada una de las partes del estribo y los momentos que ejercen sobre el punto A (T.m).

8.2.2.1.2 Cargas provenientes de la superestructura.

Las cargas que provienen de la superestructura son de dos tipos, el peso de la superestructura y la carga viva (Camión C40-95).

8.2.2.1.2.1 Cargas producidas por la superestructura que corresponden a la carga muerta.

Cuadro de Cálculo.

Partes de la	Altura	Ancho	Longitud	Cantidad	Volumen	Peso	Peso
Losa	0.18	.6	16	1	17.28	2.4	41.47
Bordillo	0.30	0.205	16	2	1.97	2.4	4.73
Baranda			16	2		0.1	3.2
Vigas	.0.92	.0.35	16	3	15.46	2.4	37.10
Riostra central	0.70	3.3	0.25	1	0.58	2.4	1.39
Riostra de borde	0.92	3.3	0.25	2	1.52	2.4	3.65
Carpeta asfáltica	0.05	5.56	16	1	4.43	2.2	9.75
total							101.29

Tabla 8.26.- Pesos de cada una de las partes de la superestructura (T).

Carga por metro lineal de estribo.

$$D2 = \frac{\text{Peso Superestructura}}{\text{número de estribos} * \text{ancho del estribo}}$$

$$D2 = \frac{101.29}{2 * 6.5}$$

$$D2 = 7.792 \text{ T/m}$$

Momento en el punto A por metro lineal de estribo.

$$M_{D2} = 7.792 * 1.95 = 15.194 \text{ T.m/m}$$

8.2.2.1.2.2 Cargas producidas por la superestructura que corresponden a la carga viva.

Para el cálculo de la carga viva, se considera a la rueda trasera del camión sobre el apoyo, no se considera ni el factor de rueda ni el impacto.

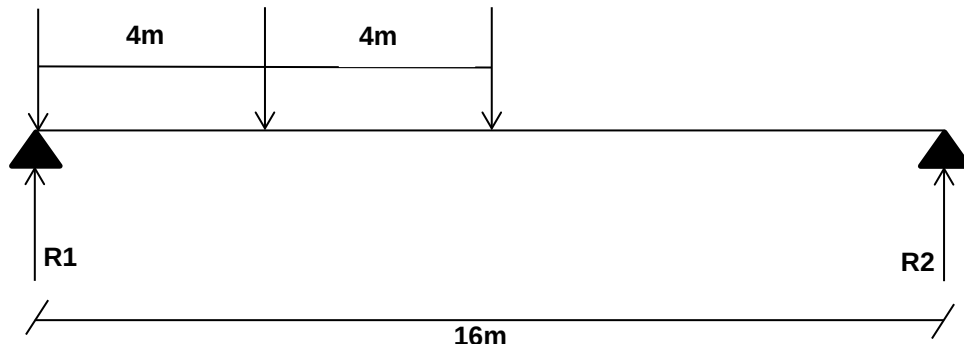


Figura 8.67.- Posición del camión que produce la máxima sollicitación en los estribos.

Reacción debida a la carga viva sin impacto.

$$R1 = \frac{7.5 * 16 + 7.5 * 12 + 5 * 8}{16}$$

$$R1 = 15.63 \text{ T}$$

Carga por metro lineal de estribo.

Para el cálculo de la carga viva por metro lineal de estribo, se considera una longitud aferente igual al ancho del camión C40-95.

$$L = \frac{R1}{\text{ancho camión}}$$

$$L = \frac{15.63}{3}$$

$$L = 5.21 \text{ T/m}$$

L: Carga viva.

Momento en el punto A.

$$M_L = 5.21 * 1.95 = 10.16 \text{ Tm/m}$$

8.2.2.1.3 Losa de aproximación.

La losa de aproximación se considera simplemente apoyada sobre la ménsula, la reacción se encuentra en el centro de ésta.

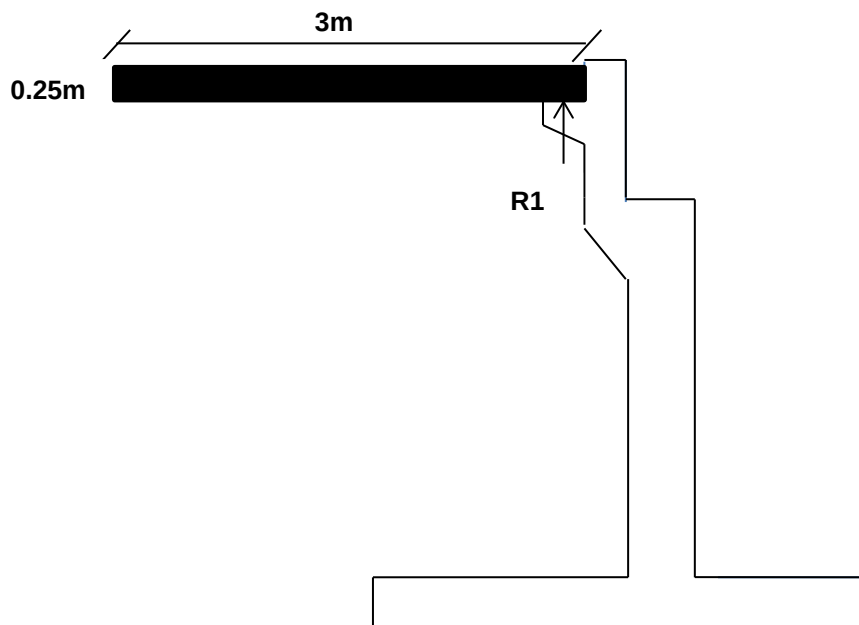


Figura 8.68.- Losa de aproximación y la reacción que produce en el estribo.

Carga de la losa de aproximación sobre el estribo.

Datos

Longitud= 3

Espesor= 0.25

$$D3 = \frac{1}{2} * 3 * 0.25 * 2.4$$

$$D3 = 0.9 \text{ T/m}$$

D3: peso de la losa de aproximación.

Momento en el Punto A.

$$M_{D3} = 0.9 * 2.65$$

$$M_{D3} = 2.385 \text{ T. m/m}$$

8.2.2.1.4 Cálculo del empuje de tierras sobre el muro.

El empuje activo de tierras sobre el muro, se lo calcula con la fórmula de Rankine.

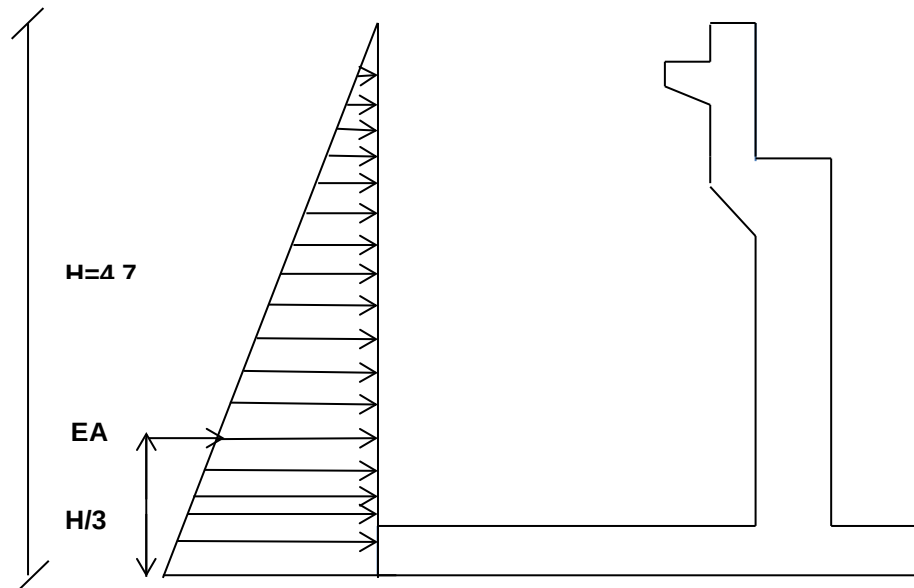


Figura 8.69.- Empuje de tierras sobre el estribo.

Empuje de tierras sobre el muro.

$$EA = \frac{\gamma}{2} H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$EA = \frac{2.05}{2} 4.7^2 \tan^2 \left(45 - \frac{18}{2} \right)$$

$$EA = 12 \text{ T/m}$$

EA: Empuje Activo del suelo sobre el muro.

Momento en el punto A debido al empuje de tierras.

$$M_{EA} = 12 * \frac{4.7}{3} = 18.8 \text{ T.m/m}$$

8.2.2.1.5 Cálculo del empuje producido por la flotación.

La flotación es una carga uniformemente distribuida que actúa por debajo de la zapata, empujando a ésta hacia arriba.

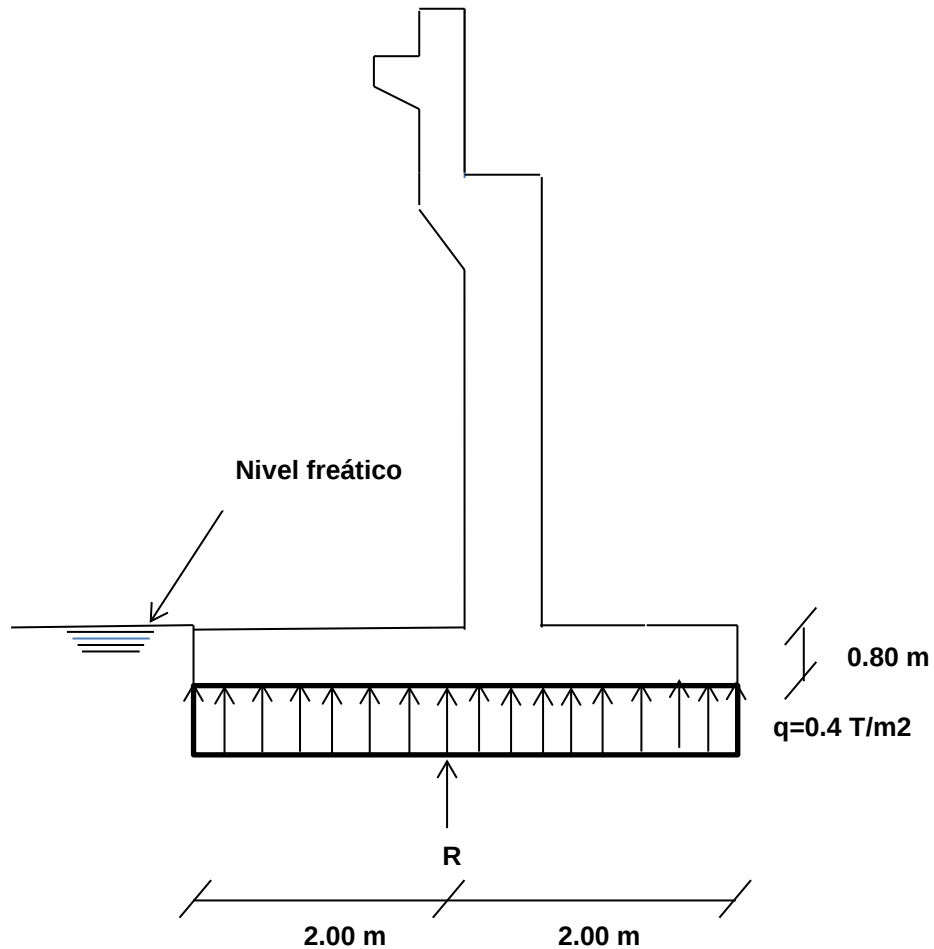


Figura 8.70.- Carga sobre el estribo por flotación.

Empuje producido por la flotación.

$$\text{Presion en el plano a - a} = 0.8 * 1 = 0.8 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Fuerza de flotacion} = 0.8 * 4 = 3.2 \text{ T/m}$$

Momento en el punto A debido a la flotación.

$$M_A = 3.2 * 2 = 6.4 \text{ T.m/m}$$

8.2.2.1.6 Fuerzas debidas al viento.

La acción de las fuerzas del viento sobre la estructura fue explicada en el capítulo anterior.

8.2.2.1.6.1 Fuerza del viento sobre la superestructura.

Se considera una fuerza unitaria de 60 kg/m² que actúa sobre el área vertical longitudinal de la superestructura.

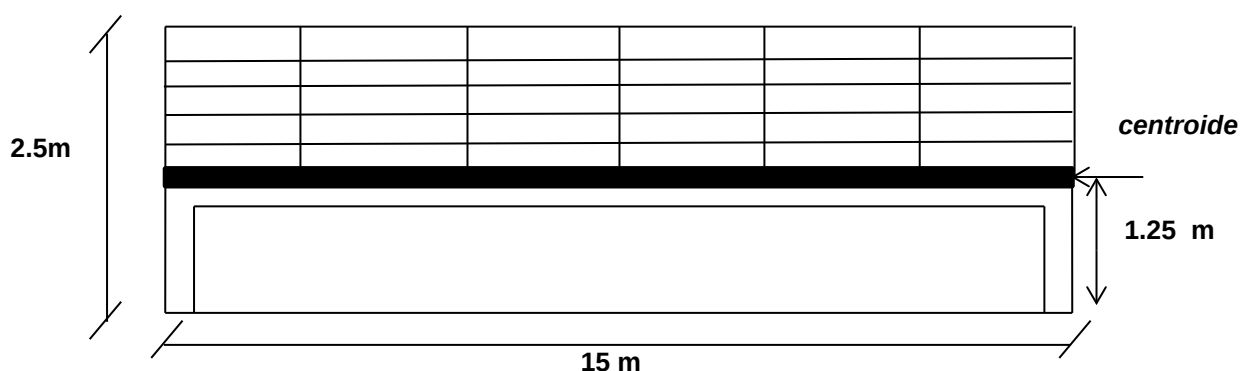


Figura 8.71.- Altura de la sección longitudinal del puente y su centroide.

Cálculo de las fuerzas.

Datos.

Fuerza unitaria de viento= 60kg/m²

Area longitudinal de la superestructura = altura * luz

$$\text{altura} = 1.10 + 0.30 + 0.8 = 2.2\text{m}$$

$$\text{Luz} = 15\text{m}$$

$$\text{Area} = 33\text{m}^2$$

$$W = 33 * 60 = 1980 \text{ Kg}$$

Carga de viento por metro de estribo.

$$W = \frac{1980}{6.5} = 305\text{Kg/m}$$

Momento producido en el punto A.

$$M_{AW} = 0.305 * (1.1 + 3.6)$$

$$M_{AW} = 1.434 \text{ T, m/m}$$

8.2.2.1.6.2 Fuerza del viento sobre la carga viva.

La fuerza del viento sobre la carga viva se considera a 1.8 metros sobre el nivel de la calzada, su carga por metro longitudinal de losa es de 60 kg/m.

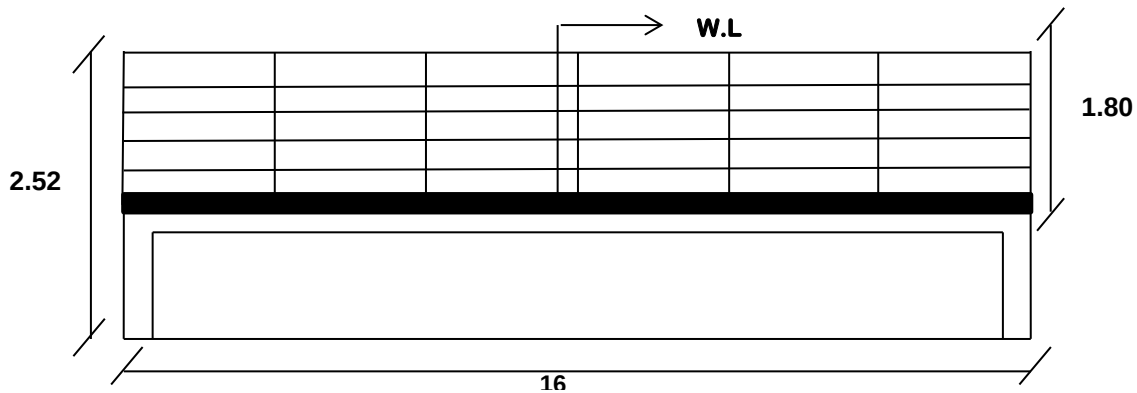


Figura 8.72.- Punto de acción de la carga de viento sobre la carga viva (m).

Cálculo de las fuerzas.

$$Wl = 60 * 16 = 960 \text{ Kg}$$

$$WL = \frac{960}{6.5} = 148 \text{ Kg/m}$$

Momento producido en el punto A.

$$M_{AWL} = 0.148 * 6.5$$

$$M_{AWL} = 0.962$$

8.2.2.1.7 Fuerza Longitudinal.

La fuerza longitudinal es producida por los vehículos al frenar o desacelerar.

Cálculo de la Fuerza.

$$F = 0.05 * 40$$

$$F = 2 \text{ T}$$

Fuerza longitudinal por metro de estribo.

$$LF = \frac{F}{\text{longitud estribo}}$$

$$LF = \frac{2}{6.5} =$$

$$LF = 0.308 \text{ T.m}$$

Momento producido en el punto A del estribo.

$$M_{ALF} = 0.308 * (1.80 + 4.7)$$

$$M_{ALF} = 2\text{Tm/m}$$

8.2.2.1.8 Cálculo de las fuerzas sísmicas.

8.2.2.1.8.1 Procedimientos para el análisis sísmico de puentes

El procedimiento que se usará para el análisis sísmico, será el “Análisis Sísmico Simplificado”.

8.2.2.1.8.2 Categoría de comportamiento sísmico.

Grupo I.- Puentes Esenciales	Todos los puentes rurales y urbanos pertenecientes a carreteras troncales, a vías urbanas, arterias y puentes que permiten el acceso a proyectos importantes como centrales hidroeléctricas.
Grupo II.-Puentes Importantes	Todos los puentes rurales de vías principales al igual que todos los puentes de vías secundarias que sean las únicas en dar acceso a regiones de más de 50000 habitantes.
Grupo III.-Otros puentes	Los puentes no comprendidos en los grupos anteriores.

Tabla 8.27.- Grupos de importancia de los puentes.

El puente sobre la quebrada Toctehaicu entra en el Grupo III, “Otros puentes”

8.2.2.1.8.3 Coeficiente de aceleración sísmica

Como ya se conoció en el capítulo anterior, el coeficiente de aceleración sísmica para la zona en estudio es igual a:

$$\text{Coef, aceleracion} = 0.25$$

Además pertenece al grupo III dentro de la categoría de comportamiento sísmico, por lo tanto según la siguiente tabla, la importancia del puente que estamos diseñando. es CCS-C.

Coeficiente de aceleración (A)	Clasificación por importancia		
	i	ii	iii
$A \leq 0.09$	CCS-B	CCS-A	CCS-A
$0.09 < A \leq 0.19$	CCS-C	CCS-B	CCS-B
$0.19 < A \leq 0.29$	CCS-C	CCS-C	CCS-C
$0.29 < A$	CCS-D	CCS-D	CCS-D

Tabla 8.28.- Categoría de comportamiento sísmico de los puentes según su importancia y coeficiente de aceleración.

La clasificación por importancia del puente es CCS-C.

8.2.2.1.8.4 Procedimiento de análisis.

En el capítulo anterior se nombraron los diferentes procedimientos de análisis para sismo, según la importancia del puente, en la siguiente tabla podemos ver que para una categoría de importancia CCS-C, el procedimiento simplificado de análisis es aceptable.

Categoría de comportamiento sísmico	Procedimientos de análisis aceptables.		
CCS-A	PAS-S	PAS-S	PAS-S
CCS-B	PAS-S	PAS-1	PAS-1
CCS-C	PAS-S	PAS-1	PAS-2
CCS-D	PAS-S	PAS-1	PAS-2

Tabla 8.29.- Categoría de comportamiento sísmico de los puentes según su importancia y coeficiente de aceleración.

8.2.2.1.8.4.1 Procedimiento simplificado de análisis.

El procedimiento simplificado de análisis se lo realiza de la siguiente manera.

8.2.2.1.8.4.1.1 Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales del muro.

Se analiza los efectos inerciales del muro y de la superestructura por separado, en el peso del muro se incluye en peso del terreno sobre la zapata.

Cálculo de las cargas.

Datos

Peso del estribo= 26.46T (incluye peso del terreno)

Coeficiente de aceleración = 0.25

Altura del centro de gravedad del muro.

$$C.g = \frac{Mza}{\sum F_x}$$

$$C. g = \frac{51.682}{26.46}$$

$$C. g = 1.95 \text{ m}$$

Fuerza sísmica del muro.

$$EQ1 = \sum F_x * K_h$$

$$K_h = \frac{\text{coeficiente de aceleración}}{2}$$

$$K_h = \frac{0.25}{2} = 0.125$$

$$EQ1 = 26.46 * 0.125 = 3.308 \text{ T/m}$$

Momento en el punto A del estribo.

$$M_{EQ1} = EQ1 * C. g$$

$$M_{EQ1} = 3.308 * 1.95 = 6.451 \text{ Tm/m}$$

8.2.2.1.8.4.1.2 Fuerza sísmica debida a los efectos inerciales de la superestructura.

Cálculo del centro de gravedad de la superestructura.

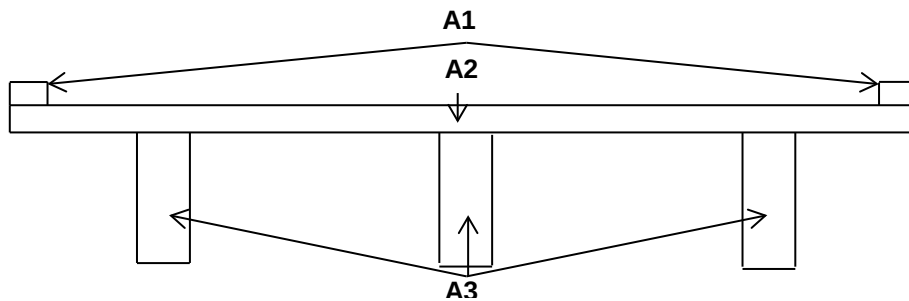


Figura 8.73.- Sección Transversal de la superestructura dividida en áreas.

Cuadro de Cálculo.

Símbolo	Altura	Ancho	Cantidad	Área	Altura del centro de gravedad	Momento
A1	0.30	0.205	2	0.123	1.25	0.15
A2	0.18	6	1	1.08	1.01	1.09
A3	0.92	0.35	3	0.83	0.46	0.38
Total				1.99		1.56

Tabla 8.30.- Área transversal de la superestructura y su momento Mz.

$$Y = \frac{\text{Momento horizontal}}{\text{Area}}$$

$$Y = \frac{1.62}{2.03} = 0.80 \text{ m}$$

Cálculo de las fuerzas.

$$EQ2 = W_{\text{superestructura/m}} * \text{coef de aceleracion}$$

$$EQ2 = 7.792 * 0.25 = 1.948 \text{ T/m}$$

Momento en el punto A del estribo.

$$M_{EQ2} = 1.948 * (0.80 + 3.6) = 8.57 \text{ Tm/m}$$

8.2.2.2 Resumen de las fuerzas y momentos sobre el estribo.

Datos	Peso/m	Momento en A
1.-Peso del estribo (D1) (incluye peso de terreno)	26.46	72.414
2.-Peso de la superestructura (D2)	7.792	15.194
3.-Peso debido a la placa de aproximación (D3)	0.9	2.385
Peso por carga muerta (D)	35.152	89.993
4.-Fuerza debida a la carga viva (L)	5.21	10.16
5.-Empuje de tierras estático (E)	12.00	18.80
6.-Empuje producido por la flotación (B)	3.2	6.4
7.-Fuerzas debidas a las cargas de viento (W) (WL)		
Fuerza del viento debida a la carga muerta	0.305	1.434
Fuerza del viento debida a la carga viva	0.148	0.962
8.-Fuerza Longitudinal (LF)	0.308	2.00
9.-Fuerza Sísmica (EQ)		
Efectos inerciales del estribo	3.308	6.451
Efectos inerciales de la superestructura	1.948	8.57
Fuerza sísmica total	5.256	15.021

Tabla 8.31.- Resumen de los valores de las cargas (T) y momentos (T.m) que actúan sobre el estribo.

8.2.2.3 Análisis de las cargas que actúan sobre el estribo, según los diferentes grupos de carga.

En el acápite anterior se obtuvo las cargas que actúan sobre el estribo, pero no todas actúan simultáneamente, así que se deberán obtener la carga total que actúa sobre el estribo, según cada grupo de carga que corresponda.

Los grupos de carga que están relacionados al diseño son

- Grupo de Carga I
- Grupo de Carga II
- Grupo de Carga III

- Grupo de Carga VII

El análisis se basa en obtener los esfuerzos que se producen en el suelo, así como su resistencia al volcamiento y deslizamiento, la manera como se distribuye los esfuerzos en el suelo ya se explicó anteriormente, y se muestra en la siguiente figura.

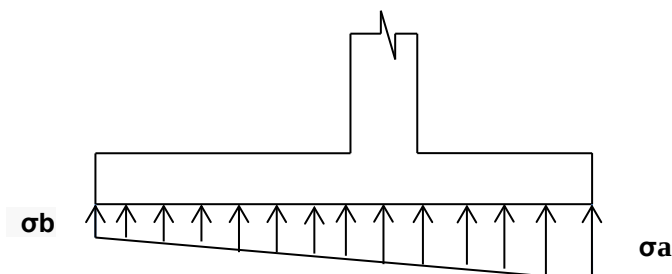


Figura 8.74.- Distribución de esfuerzos en el suelo, debido a las cargas provenientes de la subestructura.

8.2.2.3.1 Grupo de carga I.

$$1(D + (L + I) + CF + B_E E + B + SF), \text{ Esfuerzos } 100\%$$

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido Horizontal	Momento MA
D	35.152	35.152	0	89.993
L	5.21	5.21	0	10.16
CF	0	0	0	0
βE	$1.3 \cdot 12$	0	$-1.3 \cdot 12$	$-1.3 \cdot 18.80$
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0	0	0
total		37.162	-15.6	69.313

Tabla 8.32.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga I.

Esfuerzos que se producen en el suelo.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{69.313}{37.162}$$

$$d = 1.87\text{m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

$$e = \frac{b}{2} - e$$

$$e = \frac{4}{2} - 1.87$$

$$e = 0.13 \text{ m}$$

Esfuerzo del suelo en el punto a.

$$\sigma_a = \frac{R_t}{A} + \frac{6 * R_t * e}{B * L^2}$$

$$\sigma_a = \frac{37.162}{4 * 1} + \frac{6 * 37.162 * 0.13}{1 * 4^2}$$

$$\sigma_a = 9.291 + 1.812$$

$$\sigma_a = 11.103 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzo del suelo en el punto b.

$$\sigma_b = \frac{R_t}{A} - \frac{6 * R_t * e}{B * L^2}$$

$$\sigma_b = \frac{37.162}{4 * 1} - \frac{6 * 37.162 * 0.13}{1 * 4^2}$$

$$\sigma_b = 9.291 - 1.812$$

$$\sigma_b = 7.479 \text{ T/m}^2$$

Revisión de seguridad al volcamiento.

$$M_{\text{estabilizador}} = 100.153 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{desestabilizador}} = 30.84 \text{ T.m}$$

$$f.s = \frac{100.153}{30.84}$$

$$f.s = 3.25 > 2 \text{ cumple}$$

Revisión de seguridad al deslizamiento

$$\text{Festabilizador} = \text{carga vertical} * u_s$$

$$\text{Festabilizador} = 37.162 * 0.32 = 11.892 \text{ T}$$

$$\text{Fdesestabilizador} = \text{carga horizontal} = 15.6 \text{ T}$$

$$f.s = \frac{11.892}{15.6}$$

$$F.s = 0.762 < 1.5 \text{ no cumple}$$

8.2.2.3.2 Grupo de carga IA.

$$1(D + CF + B_E E + B + SF), (\text{solo peso del estribo})$$

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido horizontal	Momento MA
D	26.46	26.46	0	72.414
CF	0	0	0	0
βE	1.3*12	0	-1.3*12	-1.3*18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0	0	0
Total		23.26	-15.6	41.574

Tabla 8.33.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga IA.

Esfuerzos que se producen en el suelo.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{41.574}{23.26}$$

$$d = 1.79\text{m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

$$e = \frac{b}{2} - e$$

$$e = \frac{4}{2} - 1.79$$

$$e = 0.21\text{m}$$

Esfuerzos producidos.

Esfuerzo del suelo en el punto a.

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \frac{R_t}{A} + \frac{6 * R_t * e}{B * L^2} \\ \sigma_a &= \frac{23.26}{4 * 1} + \frac{6 * 23.26 * 0.21}{1 * 4^2} \\ \sigma_a &= 5.815 + 1.832 \\ \sigma_a &= 7.647\text{T/m}^2\end{aligned}$$

Esfuerzo del suelo en el punto b.

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{R_t}{A} - \frac{6 * R_t * e}{B * L^2} \\ \sigma_b &= \frac{23.26}{4 * 1} - \frac{6 * 23.26 * 0.21}{1 * 4^2} \\ \sigma_b &= 5.815 - 1.832 \\ \sigma_b &= 3.983\text{ T/m}^2\end{aligned}$$

Revisión de seguridad al volcamiento.

$$M_{\text{estabilizador}} = 72.414\text{ T.m}$$

$$M_{\text{desestabilizador}} = 30.84\text{ T.m}$$

$$f.s = \frac{72.414}{30.84} = 2.35 > 2 \text{ cumple}$$

Revisión de seguridad al deslizamiento.

$$F_{\text{estabilizador}} = \text{carga vertical} * u_s$$

$$F_{\text{estabilizador}} = 23.26 * 0.32 = 7.443\text{ T}$$

$$F_{\text{desestabilizador}} = \text{carga horizontal} = 15.6\text{ T}$$

$$f.s = \frac{7.443}{15.6} = 0.477 < 1.5 \text{ no cumple}$$

8.2.2.3.3 Grupo de carga II.

1(D + E + B + SF + W), Esfuerzos 125%

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido Horizontal	Momento MA
D	35.152	35.152	0	89.993
E	12	0	-12	-18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0	0	0
W	0.305	0	-0.305	-1.434
Total		31.952	-12.305	63.359

Tabla 8.34.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga II.

Esfuerzos que se producen en el suelo.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{63.359}{31.952}$$

$$d = 1.98 \text{ m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

$$e = \frac{b}{2} - d$$

$$e = \frac{4}{2} - 1.98 \text{ m}$$

$$e = 0.02 \text{ m}$$

Esfuerzos producidos.

Esfuerzo en el punto A.

$$\sigma_a = \frac{R_t}{A} + \frac{6 * R_t * e}{B * L^2}$$

$$\sigma_a = \frac{31.952}{4 * 1} + \frac{6 * 31.952 * 0.02}{1 * 4^2}$$

$$\sigma_a = 7.988 + 0.24$$

$$\sigma_a = 8.228 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzo en el punto B.

$$\sigma_b = \frac{R_t}{A} - \frac{6 * R_t * e}{B * L^2}$$

$$\sigma_b = \frac{31.952}{4 * 1} - \frac{6 * 31.952 * 0.02}{1 * 4^2}$$

$$\sigma_b = 7.988 - 0.24$$

$$\sigma_b = 7.748 \text{ T/m}^2$$

Revisión de seguridad al volcamiento.

$$M_{\text{estabilizador}} = 89.993 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{desestabilizador}} = 26.878 \text{ T.m}$$

$$f.s = \frac{89.998}{26.878}$$

$$f.s = 3.35 > 2 \text{ cumple}$$

Revisión de seguridad al deslizamiento.

$$F_{\text{estabilizador}} = \text{carga vertical} * u_s$$

$$F_{\text{estabilizador}} = 31.952 * 0.32 = 10.225 \text{ T}$$

$$F_{\text{desestabilizador}} = \text{carga horizontal} = 12.305 \text{ T}$$

$$f.s = \frac{10.225}{12.305}$$

$$f.s = 0.83 < 1.5 \text{ no cumple}$$

8.2.2.3.4 Grupo de carga III.

$$1(D + (L + I) + CF + B_E E + B + SF + 0.3W + WL + LF), \text{ Esfuerzos } 125\%$$

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido horizontal	Momento MA
D	35.152	35.152	0	89.993
L	5.21	5.21	0	10.16
CF	0	0	0	0
BE	1.3*12	0	-1.3*12	-1.3*18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0	0	0
0.3W	0.3*0.305	0	-0.3*0.305	-0.3*1.434
WL	0.148	0	-0.148	-0.962
LF	0.308	0	-0.308	-2
Total		37.162	-16.148	65.921

Tabla 8.35.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga III.

Esfuerzos que se producen en el suelo.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{65.921}{37.162}$$

$$d = 1.77 \text{ m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

$$e = \frac{b}{2} - e$$

$$e = \frac{4}{2} - 1.77$$

$$e = 0.23 \text{ m}$$

Esfuerzos producidos.

Esfuerzo en el punto A.

$$\sigma_a = \frac{R_t}{A} + \frac{6 * R_t * e}{B * L^2}$$

$$\sigma_a = \frac{37.162}{4 * 1} + \frac{6 * 37.162 * 0.23}{1 * 4^2}$$

$$\sigma_a = 9.291 + 3.205$$

$$\sigma_a = 12.496 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzo en el punto B.

$$\sigma_b = \frac{R_t}{A} - \frac{6 * R_t * e}{B * L^2}$$

$$\sigma_b = \frac{37.162}{4 * 1} - \frac{6 * 37.162 * 0.23}{1 * 4^2}$$

$$\sigma_b = 9.291 - 3.205$$

$$\sigma_b = 6.086 \text{ T/m}^2$$

Revisión de seguridad al volcamiento.

$$M_{\text{estabilizador}} = 100.153 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{desestabilizador}} = 34.305 \text{ T.m}$$

$$f.s = \frac{100.153}{34.305}$$

$$f.s = 2.92 > 2 \text{ cumple}$$

Revisión de seguridad al deslizamiento.

$$F_{\text{estabilizador}} = \text{carga vertical} * u_s$$

$$F_{\text{estabilizador}} = 37.162 * 0.32 = 11.892 \text{ T}$$

$$F_{\text{desestabilizador}} = \text{carga horizontal} = 16.15 \text{ T}$$

$$f.s = \frac{11.892}{16.15}$$

$$f.s = 0.736 < 1.5 \text{ no cumple}$$

8.2.2.3.5 Grupo de carga VII.

$$1(D + E + B + SF + EQ), \text{ Esfuerzos } 133\%$$

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido horizontal	Momento MA
D	35.152	35.152	0	89.993
E	12	0	-12	-18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0		0
EQ	5.256	0	-5.256	-15.021
Total		31.952	-17.256	49.772

Tabla 8.36.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga VII.

Esfuerzos que se producen en el suelo.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{49.772}{31.952}$$

$$d = 1.56 \text{ m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

$$e = \frac{b}{2} - d$$

$$e = \frac{4}{2} - 1.56$$

$$e = 0.44 \text{ m}$$

Esfuerzos producidos.

Esfuerzo en el punto A.

$$\sigma_a = \frac{R}{A} + \frac{6 * R_t * e}{B * L^2}$$

$$\sigma_a = \frac{31.952}{4 * 1} + \frac{6 * 31.952 * 0.44}{1 * 4^2}$$

$$\sigma_a = 7.988 + 5.272$$

$$\sigma_a = 13.26 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzo en el punto B.

$$\sigma_b = \frac{R}{A} - \frac{6 * R_t * e}{B * L^2}$$

$$\sigma_b = \frac{31.952}{4 * 1} - \frac{6 * 31.952 * 0.44}{1 * 4^2}$$

$$\sigma_b = 7.988 - 5.272$$

$$\sigma_b = 2.716 \text{ T/m}^2$$

Revisión de seguridad al volcamiento.

$$M_{\text{estabilizador}} = 89.993 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{desestabilizador}} = 40.221 \text{ T.m}$$

$$f.s = \frac{89.993}{40.221}$$

$$f.s = 2.24 > 2 \text{ cumple}$$

Revisión de seguridad al deslizamiento.

$$F_{\text{estabilizador}} = \text{carga vertical} * u_s$$

$$F_{\text{estabilizador}} = 31.952 * 0.32 = 10.225 \text{ T}$$

$$F_{\text{desestabilizador}} = \text{carga horizontal} = 17.256 \text{ T}$$

$$f.s = \frac{10.225}{17.256}$$

$$f.s = 0.592 < 1.5 \text{ no cumple}$$

El resto de grupos no gobiernan el diseño.

8.2.2.4 Capacidad de carga y asentamiento.

8.2.2.4.1 Capacidad de carga.

Como ya se vio en el capítulo de suelos, la capacidad de carga se lo obtiene con la siguiente fórmula.

$$q' = c * N_c * S_c * d_c + \sigma_d * (N_q * S_q * d_q - 1) + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma$$

Resolución de $c * N_c * S_c * d_c$.

Cohesión C

De los estudios de suelos se obtuvo que la cohesión es de:

$$c = 2.2 \text{ T/m}^2$$

Factor adimensional N_q .

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi * \tan \phi}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{18}{2} \right) * e^{\pi * \tan 18}$$

$$N_q = 5.26$$

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

Factor adimensional N_c .

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi$$

$$N_c = (5.26 - 1) * \cot 18$$

$$N_c = 13.10$$

Factor adimensional S_c .

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_c = 1 + \frac{4}{6.5} * \frac{5.26}{13.10}$$

$$S_c = 1.247$$

Factor adimensional dc.

$$dc = 1 + 0.4 * \tan^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$dc = 1 + 0.4 * \tan^{-1}\left(\frac{4.7}{4}\right)$$

$$dc = 1.346$$

Por lo tanto el primer término de la ecuación de la capacidad de carga es:

$$c * Nc * Sc * dc = 48.37 \text{ T/m}^2$$

Resolución de $\sigma_d * (Nq * Sq * dq - 1)$.

Esfuerzo efectivo σ_d .

$$\sigma_d = \gamma * Df$$

$$\sigma_d = 2.05 * 4.7$$

$$\sigma_d = 9.635 \text{ T/m}^2$$

γ : peso específico del suelo.

Df : profundidad de cimentación.

Factor adimensional Sq .

$$Sq = 1 + \frac{B}{L} * \tan \phi$$

$$Sq = 1 + \frac{4}{6.5} * \tan 18$$

$$Sq = 1.2$$

Factor adimensional dq .

$$dq = 1 + 2 * \tan \phi * (1 - \sin \phi)^2 * \tan^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$dq = 1 + 2 * \tan 18 * (1 - \sin 18)^2 * \tan^{-1}\left(\frac{4.7}{4}\right)$$

$$dq = 1.268$$

Por lo tanto el segundo término de la ecuación de la capacidad de carga es:

$$\sigma_d * (N_q * S_q * d_q - 1) = 67.60 \text{ T/m}^2$$

Resolución de $0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma$

Factor adimensional N_γ .

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \phi$$

$$N_\gamma = 2 * (5.26 + 1) * \tan 18$$

$$N_\gamma = 4.07$$

Factor adimensional S_γ .

$$S_\gamma = 1 - 0.4 * \frac{B}{L}$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 * \frac{4}{6.5}$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 * \frac{4}{6.5}$$

$$S_\gamma = 0.754$$

Factor adimensional d_γ .

$$d_\gamma = 1$$

Por lo tanto el tercer término de la ecuación de la capacidad de carga es:

$$0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma = 12.58 \text{ T/m}^2$$

La capacidad de carga del suelo por metro cuadrado, a una profundidad de desplante de 4.7 metros y una zapata de B=4 metros y L=6.5 metros es:

$$q' = c * N_c * S_c * d_c + \sigma_d * (N_q * S_q * d_q - 1) + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma$$

$$q' = 128.55 \text{ T/m}^2$$

Capacidad de carga admisible.

$$q_{adm} = \frac{q'}{FS}$$

$$q_{adm} = \frac{128.55}{3}$$

$$q_{adm} = 42.85 \text{ T/m}^2$$

8.2.2.4.2 Asentamiento.

La fórmula para calcular el asentamiento es la siguiente.

$$S = \frac{B * q_0}{E_s} * (1 - u_s^2) * \alpha$$

La capacidad de carga máxima según el asentamiento es la siguiente.

$$q_0 = \frac{S * E_s}{B * (1 - u_s^2) * \alpha}$$

Cálculo de m.

$$m = \frac{L}{B}$$

$$m = \frac{6.5}{4}$$

$$m = 1.625$$

L: Longitud de la zapata.

B: Ancho de la zapata.

Cálculo de α .

$$\alpha = \frac{1}{\pi} * \left(\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m^2} + m}{\sqrt{1 + m^2} - m} \right) + m * \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m^2} + 1}{\sqrt{1 + m^2} - 1} \right) \right)$$

$$\alpha = \frac{1}{\pi} * \left(\ln \left(\frac{\sqrt{1 + 1.625^2} + 1.625}{\sqrt{1 + 1.625^2} - 1.625} \right) + 1.625 * \ln \left(\frac{\sqrt{1 + 1.625^2} + 1}{\sqrt{1 + 1.625^2} - 1} \right) \right)$$

$$\alpha = 1.405$$

Por lo tanto la capacidad de carga máxima para un asentamiento de 25mm es:

$$q_0 = \frac{0.025 * 1530.612}{4 * (1 - 0.30^2) * 1.405}$$

$$q_0 = 7.48 \text{ T/m}^2$$

8.2.2.5 Breve análisis para determinar si la subestructura necesita pilotes.

En la siguiente tabla se muestran las cargas máximas según los diferentes grupos de carga.

Grupos de carga	Carga máxima producida (T/m ²)	Esfuerzo máximo tolerable por capacidad de carga (T/m ²)	Esfuerzo máximo tolerable por asentamiento (T/m ²)	Verificación
Grupo de carga I	11.103	42.85	7.48	No cumple
Grupo de carga IA	7.647	42.85	7.48	No cumple
Grupo de carga II	8.228	42.85*1.25=53.56	7.48*1.25=9.35	cumple
Grupo de carga III	12.496	42.85*1.25=53.56	7.48*1.25=9.35	No cumple
Grupo de carga VII	13.26	42.85*1.33=56.99	7.48*1.33=9.95	No cumple

Tabla 8.37.- Verificación si las cargas máximas según los grupos de carga cumplen con los requisitos de capacidad de carga y asentamiento.

En la tabla anterior se puede ver que en los diferentes grupos de carga se presentan esfuerzos que entran dentro de la capacidad de carga permitida, sin embargo no entran dentro de la capacidad de carga permitida por asentamiento, esto quiere decir que se producirán asentamientos mayores a lo permisible para puentes.

Se hicieron varias combinaciones con diferentes dimensiones del estribo en hojas de Excel, y ninguna cumplía con todos los requerimientos, ya sea de volcamiento, asentamiento, capacidad de carga, por lo tanto se optó por hacer un diseño con pilotes.

8.2.3 Diseño de la subestructura con pilotes.

Para el diseño de la subestructura con pilotes usaremos los siguientes pasos:

- Elegir un diámetro de pilote que esté acorde al tamaño de la zapata.
- Analizar las cargas que actuarán sobre los pilotes según cada uno de los grupos de carga.
- Obtener según los datos anteriores, el número y longitud de los pilotes.

8.2.3.1 Elección del diámetro.

El número de pilotes todavía no lo hemos determinado, sin embargo sabemos que al menos usaremos dos pilotes, además para elegir el diámetro nos basaremos en las normas AASHTO que ya fueron explicadas anteriormente.

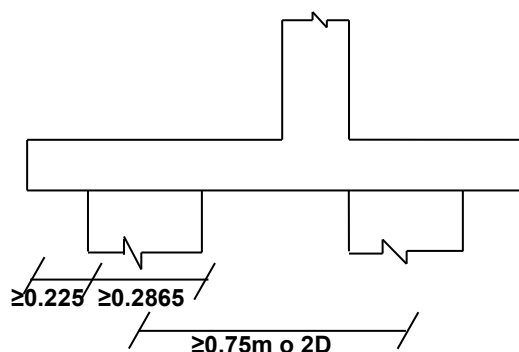


Figura 8.75.- Requisitos de dimensiones y espaciamientos para los pilotes.

Por lo tanto el diámetro que usaremos para los pilotes se muestra en la siguiente figura.

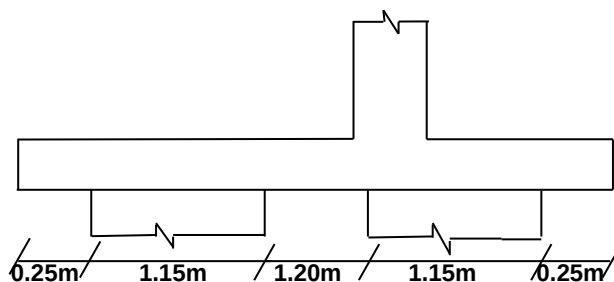


Figura 8.76.- Dimensiones de los pilotes.

8.2.3.2 Análisis de las cargas que actúan sobre el estribo y los pilotes, según los diferentes grupos de carga.

8.2.3.2.1 Grupo de carga I.

La combinación de cargas para este grupo y el porcentaje de esfuerzo permitido es el siguiente:

$$1(D+(L+I)+CF+\beta E+B+SF), \text{ Esfuerzos al } 100\%$$

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido Horizontal	Momento MA
D	35.152	35.152	0	89.993
L	5.21	5.21	0	10.16
CF	0	0	0	0
βE	1.3*12	0	-1.3*12	-1.3*18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0	0	0
total		37.162	-15.6	69.313

Tabla 8.38.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga I.

Esfuerzos que se producen en los pilotes.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{69.313}{37.162}$$

$$d = 1.87\text{m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

$$e = \frac{b}{2} - d$$

$$e = \frac{4}{2} - 1.87$$

$$e = 0.13\text{m}$$

Cálculo de esfuerzos.

1.- Calculamos la carga total sobre la zapata.

$$P = R * L$$

$$P = 37.162 * 6.5$$

$$P = 241.553 \text{ T}$$

2.- Calculamos la carga en cada uno de los pilotes de la siguiente manera.

Pilote delantero.

$$P_{\text{delantero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilotes delanteros}} + \frac{P * e}{B' * \# \text{pilotes delanteros}}$$

$$P_{\text{delantero}} = \frac{241.553}{2 * 3} + \frac{241.553 * 0.13}{2.35 * 3}$$

$$P_{\text{delantero}} = 40.259 + 4.454$$

$$P_{\text{delantero}} = 44.713 \text{ T}$$

Pilote trasero.

$$P_{\text{trasero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilote traseros}} - \frac{P * e}{B' * \# \text{pilote traseros}}$$

$$P_{\text{trasero}} = \frac{241.553}{2 * 3} - \frac{241.553 * 0.13}{2.35 * 3}$$

$$P_{\text{trasero}} = 40.259 - 4.454$$

$$P_{\text{trasero}} = 35.805 \text{ T}$$

8.2.3.2.2 Grupo de carga IA.

La combinación de cargas para este grupo y el porcentaje de esfuerzo permitido es el siguiente:

$$1(D + CF + \beta E + B + SF), \text{ (Solo peso del estribo)}$$

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido horizontal	Momento MA
D	26.46	26.46	0	72.414
CF	0	0	0	0
βE	1.3*12	0	-1.3*12	-1.3*18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0	0	0
Total		23.26	-15.6	41.574

Tabla 8.39.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga IA.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{41.574}{23.26}$$

$$d = 1.79 \text{ m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

$$e = \frac{b}{2} - d$$

$$e = \frac{4}{2} - 1.79$$

$$e = 0.21 \text{ m}$$

Cálculo de esfuerzos.

1.- Calculamos la carga total sobre la zapata.

$$P = R * L$$

$$P = 23.26 * 6.5$$

$$P = 151.19 \text{ T}$$

2.- Calculamos la carga en cada uno de los pilotes de la siguiente manera.

Pilote delantero.

$$P_{\text{delantero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilotes delanteros}} + \frac{P * e}{B' * \# \text{pilotes delanteros}}$$

$$P_{\text{delantero}} = \frac{151.19}{2 * 3} + \frac{151.19 * 0.21}{2.35 * 3}$$

$$P_{\text{delantero}} = 25.198 + 4.504$$

$$P_{\text{delantero}} = 29.702 \text{ T}$$

Pilote trasero.

$$P_{\text{trasero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilotes traseros}} - \frac{P * e}{B' * \# \text{pilotes traseros}}$$

$$P_{\text{trasero}} = \frac{151.19}{2 * 3} - \frac{151.19 * 0.21}{2.35 * 3}$$

$$P_{\text{trasero}} = 25.198 - 4.504$$

$$P_{\text{trasero}} = 20.694 \text{ T}$$

8.2.3.2.3 Grupo de carga II.

La combinación de cargas para este grupo y el porcentaje de esfuerzo permitido es el siguiente:

$$1(D+E+B+SF+W), \text{ Esfuerzos al } 125\%$$

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido Horizontal	Momento MA
D	35.152	35.152	0	89.993
E	12	0	-12	-18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0	0	0
W	0.305	0	-0.305	-1.434
Total		31.952	-12.305	63.359

Tabla 8.40.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga II.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{63.359}{31.952}$$

$$d = 1.98 \text{ m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

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

$$e = \frac{4}{2} - 1.98$$

$$e = 0.02 \text{ m}$$

Cálculo de esfuerzos.

1.- Calculamos la carga total sobre la zapata.

$$P = R * L$$

$$P = 31.952 * 6.5$$

$$P = 207.688 \text{ T}$$

2.- Calculamos la carga en cada uno de los pilotes de la siguiente manera.

Pilote delantero.

$$P_{\text{delantero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilotes delanteros}} + \frac{P * e}{B' * \# \text{pilotes delanteros}}$$

$$P_{\text{delantero}} = \frac{207.688}{2 * 3} + \frac{207.688 * 0.02}{2.35 * 3}$$

$$P_{\text{delantero}} = 34.615 + 0.589$$

$$P_{\text{delantero}} = 35.204 \text{ T}$$

Pilote trasero.

$$P_{\text{trasero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilote traseros}} + \frac{P * e}{B' * \# \text{pilote traseros}}$$

$$P_{\text{trasero}} = \frac{207.688}{2 * 3} - \frac{207.688 * 0.02}{2.35 * 3}$$

$$P_{\text{trasero}} = 34.615 - 0.589$$

$$P_{\text{trasero}} = 34.026 \text{ T}$$

8.2.3.2.4 Grupo de carga III.

La combinación de cargas para este grupo y el porcentaje de esfuerzo permitido es el siguiente:

$$1(D+(L+I)+CF++ \beta Ee+B+SF+0.3W+WL+LF), \text{ Esfuerzos al } 125\%$$

Cuadro de cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido horizontal	Momento MA
D	35.152	35.152	0	89.993
L	5.21	5.21	0	10.16
CF	0	0	0	0
βE	1.3*12	0	-1.3*12	-1.3*18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0	0	0
0.3W	0.3*0.305	0	-0.3*0.305	-0.3*1.434
WL	0.148	0	-0.148	-0.962
LF	0.308	0	-0.308	-2
Total		37.162	-16.15	65.92

Tabla 8.41.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga III.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{65.92}{37.162}$$

$$d = 1.77 \text{ m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

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

$$e = \frac{4}{2} - 1.77$$

$$e = 0.23 \text{ m}$$

Esfuerzos producidos en los pilotes.

1.- Calculamos la carga total sobre la zapata.

$$P = R * L$$

$$P = 37.162 * 6.5$$

$$P = 241.553 \text{ T}$$

2.- Calculamos la carga en cada uno de los pilotes de la siguiente manera.

Pilote Delantero.

$$P_{\text{delantero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilotesdelanteros}} + \frac{P * e}{B' * \# \text{pilotesdelanteros}}$$

$$P_{\text{delantero}} = \frac{241.553}{2 * 3} + \frac{241.553 * 0.23}{2.3 * 3}$$

$$P_{\text{delantero}} = 40.259 + 8.052$$

$$P_{\text{delantero}} = 48.311 \text{ T}$$

Pilote Trasero.

$$P_{\text{trasero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilotestraseros}} + \frac{P * e}{B' * \# \text{pilotestraseros}}$$

$$P_{\text{trasero}} = \frac{241.553}{2 * 3} - \frac{241.553 * 0.23}{2.3 * 3}$$

$$P_{\text{trasero}} = 40.259 - 8.052$$

$$P_{\text{trasero}} = 32.207 \text{ T}$$

8.2.3.2.5 Grupo de carga VII.

La combinación de cargas para este grupo y el porcentaje de esfuerzo permitido es el siguiente:

$$1(D+E+B+SF+EQ), \text{ Esfuerzos al } 133\%$$

Cuadro de Cálculo.

Símbolo	Carga	Carga en sentido vertical	Carga en sentido horizontal	Momento MA
D	35.152	35.152	0	89.993
E	12	0	-12	-18.80
B	3.2	-3.2	0	-6.4
SF	0	0		0
EQ	5.256	0	-5.256	-15.021
Total		31.952	-17.256	49.772

Tabla 8.42.- Cargas y momentos que actúan sobre el estribo según el grupo de carga VII.

Cálculo de la excentricidad.

1.- Obtenemos el punto donde actúa la resultante de cargas.

$$d = \frac{M_t}{R_t}$$

$$d = \frac{49.772}{31.952}$$

$$d = 1.56 \text{ m}$$

2.- Obtenemos la excentricidad.

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

$$e = \frac{4}{2} - 1.56$$

$$e = 0.44 \text{ m}$$

Esfuerzos producidos en los pilotes.

1.- Calculamos la carga total sobre la zapata.

$$P = R * L$$

$$P = 31.952 * 6.5$$

$$P = 207.688 \text{ T}$$

2.- Calculamos la carga en cada uno de los pilotes de la siguiente manera.

Pilote delantero.

$$P_{\text{delantero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilotesdelanteros}} + \frac{P * e}{B' * \# \text{pilotesdelanteros}}$$

$$P_{\text{delantero}} = \frac{207.688}{2 * 3} + \frac{207.688 * 0.44}{2.35 * 3}$$

$$P_{\text{delantero}} = 34.615 + 12.962$$

$$P_{\text{delantero}} = 47.577 \text{ T}$$

Pilote Trasero.

$$P_{\text{trasero}} = \frac{P}{2 * \# \text{pilotes traseros}} + \frac{P * e}{B' * \# \text{pilotes traseros}}$$

$$P_{\text{trasero}} = \frac{207.688}{2 * 3} - \frac{207.688 * 0.44}{2.35 * 3}$$

$$P_{\text{trasero}} = 34.615 - 12.962$$

$$P_{\text{trasero}} = 21.653 \text{ T}$$

8.2.3.3 Diseño de los pilotes.

El diseño de los pilotes consiste en determinar el número y longitud de éstos con el fin de tener una capacidad de carga igual o mayor a las solicitaciones que en ellas se presentarán, además de disminuir el asentamiento para que este dentro de los parámetros tolerables.

El asentamiento del fuste del pilote, es uno de los 3 tipos de asentamiento que se presenta cuando se usan pilotes, éste es directamente proporcional a su longitud e inversamente proporcional a su diámetro, de tal manera que podría darse el caso de que la longitud mínima necesaria para proveer la capacidad de carga que se requiere, produzca un asentamiento del fuste que supere los parámetros permitidos, en ese caso se debería variar el diámetro previamente elegido.

El procedimiento es elegir un número y longitud para éstos, luego determinar si cumplen con los parámetros de capacidad de carga y asentamiento.

Usaremos los siguientes valores:

Longitud	4 metros
Número	6 pilotes

8.2.3.3.1 Capacidad de carga.

La capacidad de carga del pilote se calcula de la siguiente manera.

$$Q_p = A_p * q_p = A_p(cN_c * q'N_q)$$

A_p : Área del pilote.

q_p : Capacidad de carga por unidad de área.

q' : Esfuerzo efectivo.

c : Cohesión del suelo.

Factores de capacidad de carga.

Los factores de capacidad de carga se determinan mediante la Tabla de Meyerhof.

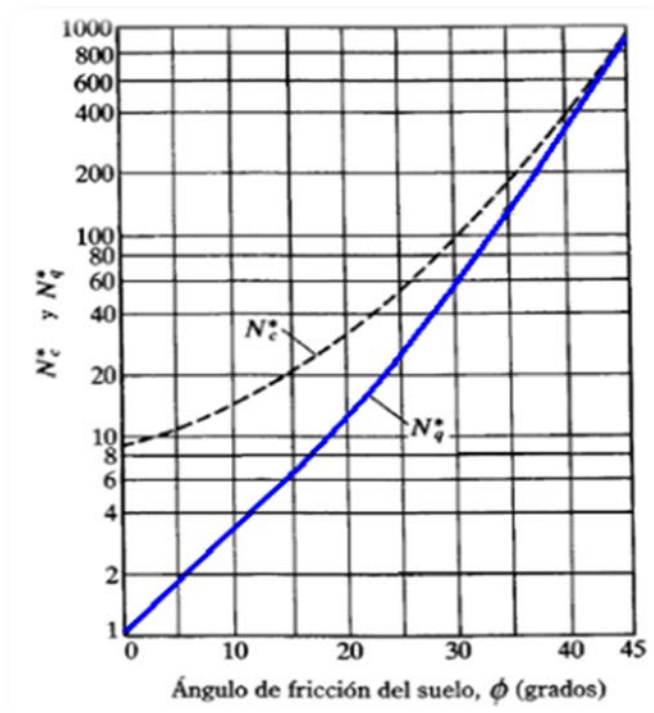


Figura 8.77.- Variación de Nq y Nc para pilotes, según el ángulo de fricción.

Podemos ver que para un ángulo de fricción de 18 grados, Nq es aproximadamente 12 y Nc es aproximadamente 30, los otros datos que se necesitan para aplicar la fórmula se muestran a continuación.

$$A_p = 1.038 \text{ m}^2$$

$$c = 2.2 \text{ T/m}^2$$

$$q' = \gamma * L_p$$

$$q' = 2.05 * 4$$

$$q' = 8.2 \text{ T/m}^2$$

Lp: Longitud del pilote.

Por lo tanto la fórmula de capacidad de carga quedaría de la siguiente manera:

$$Q_p = 1.038 * (2.2 * 30 + 8.2 * 12)$$

$$Q_p = 170.647 \text{ T}$$

Capacidad de carga por fricción.

La capacidad de carga por fricción se determina de la siguiente manera.

$$Q_s = \sum p * \Delta L * f$$

p: Perímetro del pilote.

ΔL : Profundidad del pilote donde se obtiene la resistencia a la fricción.

f: Resistencia unitaria de fricción.

La capacidad de carga por fricción será calculada por el método, que nos proporciona la siguiente fórmula.

$$f = \alpha * C_u$$

α : Valor adimensional que depende de la cohesión del suelo.

Cu: Cohesión del suelo.

El Valor α depende de la cohesión c_u , como se indica en la siguiente tabla.

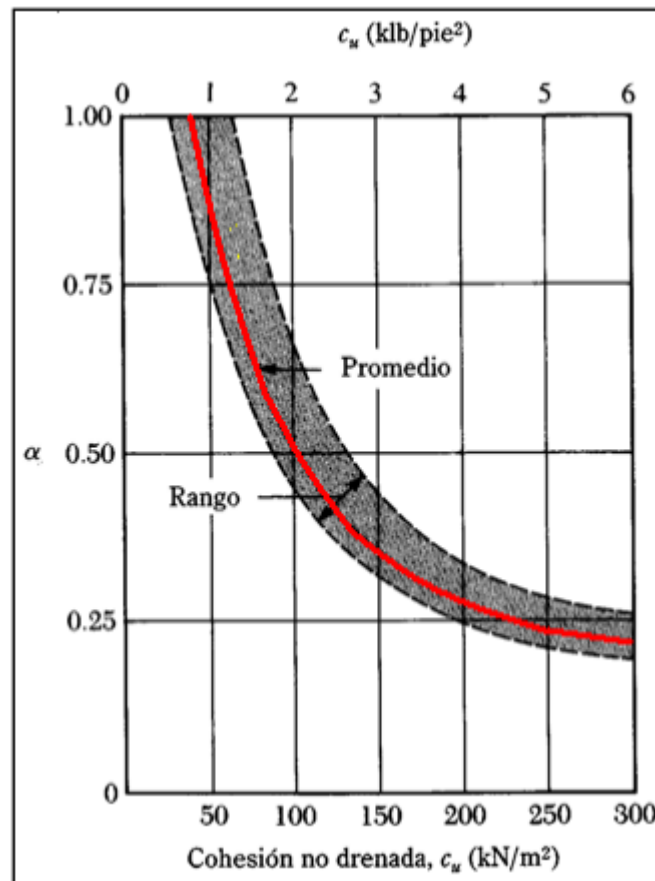


Figura 8.78.- Variación de α según la cohesión del suelo.

Por lo tanto según la gráfica anterior, el valor de α para una cohesión de 2.2 T/m², es de 0.26.

$$f = 0.26 * 2.2$$

$$f = 0.57 \text{ T/m}^2$$

Con el método anterior, la resistencia a la fricción del suelo a lo largo del pilote es constante, por lo tanto la fórmula de la capacidad de carga se reduce a:

$$Q_s = p * l * f$$

Los datos de la fórmula son los siguientes:

$$p = 3.613 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$f = 0.57 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = 3.613 * 4 * 0.57$$

$$Q_s = 8.238 \text{ T}$$

La capacidad de carga en punta que nos brinda un pilote de 4 metros de longitud y 1.15 metros de diámetro es 170.647 T y la capacidad de carga por fricción es de 8.238 T, sin embargo la capacidad de carga por fricción se puede ver reducida, debido a la eficiencia de los pilotes, por lo tanto debemos calcular cual es la capacidad de carga por fricción del grupo de pilotes.

La capacidad de carga de un grupo de pilotes es igual a la capacidad de carga de un bloque supuesto, con dimensiones largo y ancho que van de extremo a extremo de los pilotes, el área del bloque siempre será mayor que la suma de las áreas de los pilotes, no es así con los perímetros, por lo tanto el análisis de la capacidad de carga considerando un bloque, solo se lo realiza para la capacidad de carga por fricción.

Por lo tanto:

$$Q_{gs} = p_b * l * f$$

Pb: perímetro de bloque imaginario que forman los pilotes.

El perímetro del bloque es el siguiente:

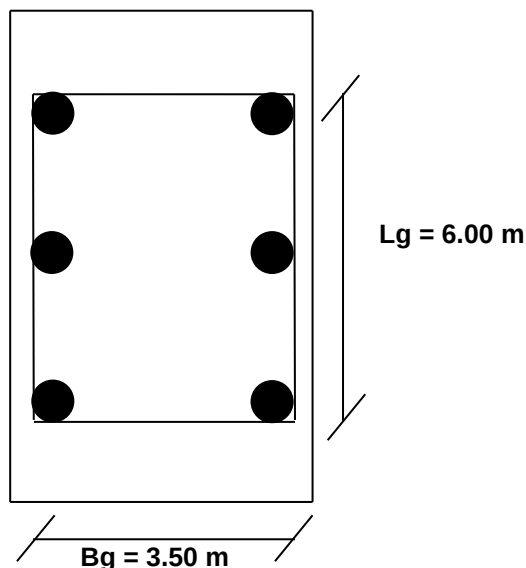


Figura 8.79.- Dimensiones del bloque imaginario formado por los pilotes.

En la gráfica anterior podemos ver las dimensiones del supuesto bloque, y el perímetro sería 16 m, y la capacidad de carga es igual a:

$$Q_{gs} = 19 * 4 * 0.57$$

$$Q_{gs} = 43.32 \text{ T}$$

La capacidad de carga por fricción del grupo de pilotes, mediante el método del bloque es 32.49 T, por lo tanto la capacidad máxima por fricción de cada uno de los pilotes es:

$$Q_s = \frac{43.32}{6}$$

$$. Q_s = 7.22 \text{ T}$$

Por lo tanto la capacidad de carga máxima de cada pilote es:

$$Q = Q_p + Q_s$$

$$Q = 170.647 + 7.22$$

$$Q = 177.867 \text{ T}$$

Capacidad de carga Admisible.

La capacidad de carga admisible, es la suma de la capacidad de carga en punta y la capacidad de carga por fricción de los pilotes, dividido por un factor de seguridad, que en este caso será igual a 2.5

$$Q_{adm} = \frac{Q_{punta} + Q_{fricción}}{F_s}$$

$$Q_{adm} = \frac{177.867}{2.5}$$

$$Q_{adm} = 71.147 \text{ T}$$

Revisión de capacidad de carga.

En la siguiente tabla se muestran los máximos esfuerzos producidos en los pilotes, por grupos de carga, y verificación de esfuerzos admisibles.

Grupos de carga	Carga máxima producida (T)	Esfuerzo tolerable máximo por capacidad carga(T)	Verificación
Grupo de carga I	44.713	71.147	cumple
Grupo de carga IA	29.702	71.147	cumple
Grupo de carga II	35.204	71.147*1.25=88.934	cumple
Grupo de carga III	48.311	71.147*1.25=88.934	cumple
Grupo de carga VII	47.577	71.147*1.33=94.625	cumple

Tabla 8.43.- Cargas máximas producidas por pilote según los grupos de carga, y verificación de la capacidad de carga.

Una vez determinado que los pilotes están dentro de la capacidad de carga admisible, debemos verificar que esté dentro de los parámetros de asentamiento tolerable.

8.2.3.3.2 Asentamiento del pilote.

El máximo esfuerzo producido en el pilote lo muestra el grupo de carga I, el grupo de carga III Y VII tienen valores mayores pero se les permite un sobreesfuerzo de 1.25 y 1.33 respectivamente, así que tomamos el valor del grupo de carga I.

Del grupo de carga I, el esfuerzo máximo producido en el pilote es:

$$P_{\text{delantero}} = 44.713 \text{ T}$$

El asentamiento del pilote es la suma de tres tipos de asentamientos, las cuales son:

Asentamiento del Fuste del Pilote.

Se considerará que la carga resistida por el efecto de fricción del suelo es la máxima que ésta puede resistir, y el resto será tomada por la punta del pilote.

Se refiere a la deformación del pilote debido a las cargas que en ella actúa.

$$S1 = \frac{(Q_{wp} + \xi * Q_{ws}) * L}{A_p * E_p}$$

$$S1 = \frac{(37.493 + 0.67 * 7.22) * 4}{1.038 * 2040816}$$

$$S1 \approx 0 \text{ mm}$$

Q_{wp} : Carga tomada por la punta del pilote.

Q_{ws} : Carga tomada por fricción.

Ep: Modulo de elasticidad del pilote.

ξ: Factor adimensional = 0.67.

Asentamiento del suelo debajo de la punta del pilote.

Se refiere a la deformación del suelo debida a las cargas que actúan sobre éste, al ser transmitidas por el pilote.

Cálculo de qwp.

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p}$$

$$q_{wp} = \frac{37.493}{1.038}$$

$$q_{wp} = 36.12 \text{ T/m}^2$$

qwp: Capacidad de carga tomada por la punta, por unidad de área.

Cálculo del asentamiento S2.

$$S_2 = \frac{q_{wp} * D}{E_s} * (1 - U_s^2) * I_{wp}$$

$$S_2 = \frac{36.12 * 1.15}{1530.612} * 0.91 * 0.85$$

$$S_2 \approx 21 \text{ mm}$$

D: Diámetro del pilote.

Iwp: Factor adimensional = 0.85.

Us: Coeficiente de Poisson.

Asentamiento del suelo entre la base del pilote y la punta.

Cálculo de Iws.

$$I_{ws} = 2 + 0.35 * \sqrt{\frac{L}{D}}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 * \sqrt{\frac{4}{1.15}}$$

I_{ws} : Factor adimensional.

L : Longitud del pilote.

D : Diámetro del pilote.

$$S_3 = \frac{(Q_{ws})}{pL} * \frac{D}{E_s} * (1 - U_s^2) * I_{ws}$$

$$S_3 = \frac{7.22}{3.613 * 4} * \frac{1.15}{1530.612} * 0.91 * 2.653$$

$$S_3 = 1 \text{ mm}$$

Asentamiento total.

El asentamiento total es la suma de los 3 tipos de asentamientos.

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_t = 0 + 21 + 1$$

$$S_t = 22 \text{ mm}$$

El asentamiento total que se produce en los pilotes está dentro del valor permitido, que es 25mm.

8.2.3.4 Diseño del vástago y la zapata.

Una vez obtenido las dimensiones del estribo en la etapa de pre-diseño, y comprobando que cumpla los paramentos de seguridad, se procede ahora a diseñar cada una de las partes del estribo, en lo que se refiere a su armadura de refuerzo.

8.2.3.4.1 Diseño de la armadura del vástago.

El vástago está sometido a fuerzas flexionantes, como por ejemplo el empuje de tierras, y se comporta como una viga empotrada, el empotramiento se supone en la zapata, por lo tanto necesita una armadura que le permita soportar estos esfuerzos.

Diseño a flexión.

El diseño del vástago se lo se hace a flexión, como si fuera una ménsula empotrada, por lo tanto el momento máximo que se desarrolla en el vástago es en la unión vástago-zapata.

Las fuerzas horizontales que desarrollan el momento máximo en la unión vástago-zapata son los indicados en el grupo de carga VII ya que este gobierna el diseño, y son los siguientes.

Empuje de tierras.

Del empuje de tierras, se analizará el efecto que tiene esta sobre la altura del vástago solamente, y no sobre la altura total del estribo, tal como se desarrolla a continuación.

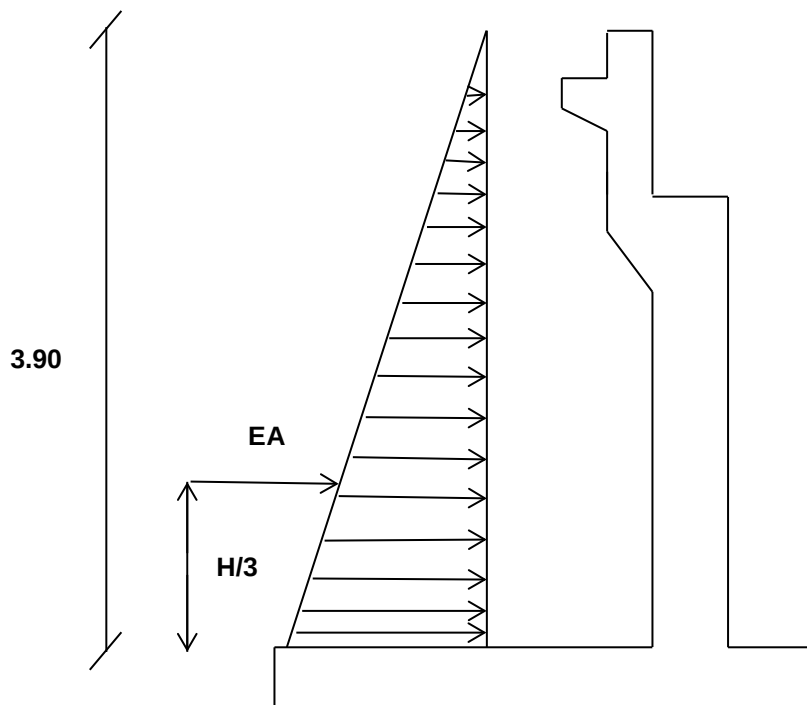


Figura 8.80.- Empuje de tierras activo, sobre el vástago del muro.

$$EA = \frac{\gamma}{2} H^2 \text{TAN}^2\left(45 - \frac{18}{2}\right)$$

$$EA = \frac{2.05}{2} 3.9^2 \text{TAN}^2\left(45 - \frac{18}{2}\right)$$

$$EA = 8.142 \text{ T}$$

H: Altura del vástago.

Momento en la unión vástago-zapata.

$$M_{EA} = \frac{EA * hvastago}{3}$$

$$M_{EA} = \frac{8.142 * 3.9}{3}$$

$$M_{EA} = 10.584 \text{ T.m}$$

Fuerzas sísmicas debidas a los efectos inerciales del vástago.

Cuadro de cálculo.

Secciones	Altura	Base	Área	Peso Especifico	Peso/m	Brazo de palanca	Momento/ m lineal
D1	2.8	0.5	1.40	2.4	3.36	1.40	4.704
D3	1.35	0.30	0.41	2.4	0.98	3.23	3.165
D4	0.25	0.30	0.08	2.4	0.19	3.38	0.642
D7	0.4	0.3	0.06	2.4	0.14	2.42	0.339
Total					4.67		8.85

Tabla 8.44.- Pesos y momentos Mz de las partes del vástago.

Centro de gravedad.

$$d = \frac{MD}{D}$$

$$d = \frac{8.85}{4.67} = 1.90 \text{ m}$$

Fuerza Sísmica.

$$EQ = 0.125 * 4.67 = 0.584 \text{ T}$$

Momento en la unión vástago-zapata.

$$M_{EQ} = EQ * d$$

$$M_{EQ} = 0.584 * 1.90$$

$$M_{EQ1} = 1.11 \text{ T.m}$$

Fuerzas sísmicas debidas a los efectos inerciales de la superestructura.

En análisis previos determinamos que la fuerza sísmica debida a los efectos inerciales de la superestructura es:

$$EQ = 1.948 \text{ T/m}$$

Momento en la unión vástago-zapata.

$$M_{EQ} = EQ * d1$$

$$M_{EQ} = 1.948 * (0.80 + 2.8)$$

$$M_{EQ2} = 7.013 \text{ T/m}$$

Cálculo del momento Flector máximo en el vástago.

$$M_f = M_{EA} + M_{EQ1} + M_{EQ2}$$

$$M_f = 10.584 + 1.11 + 7.013 = 18.707 \text{ T.m}$$

Momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{1.98 * \sqrt{f'c} * h^3 * b}{12 * b/2} * 10^{-5}$$

$$M_{cr} = \frac{1.98 * \sqrt{210} * 50^3 * 100}{12 * 25} * 10^{-5} = 11.955$$

$$1.2 * M_{cr} = 14.346 \text{ T.m}$$

Diseño de la armadura del vástago.

El diseño de la armadura se lo realiza para el mayor valor entre el momento de agrietamiento y el momento calculado.

Cálculo de la armadura.

Cálculo de la cuantía necesaria.

$$R_n = \frac{M_f}{\phi * b * d^2}$$

$$R_n = \frac{18.707}{0.9 * 1 * 0.42^2} = 117.832$$

$$R_n = 11.783$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 11.783}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.0029$$

Cálculo del área de acero requerida.

$$A_s = p * b * d$$

$$A_s = 0.0029 * 100 * 42$$

$$A_s = 12.18 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

6.09 barras del número 5 cada metro longitudinal de estribo, proporcionan un área de 12.18cm²/m.

Espaciamiento entre barras.

El espaciamiento entre barras lo determinamos de la siguiente manera.

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

$$S = \frac{100}{6.09}$$

$$S = 16 \text{ cm}$$

Armadura por retracción y temperatura.

Debe colocarse armadura para la retracción y temperatura en una cantidad de 3cm² por cada metro, perpendicular a las barras de refuerzo por flexión.

Número de barras.

4 barras del #3 proporcionan un área de 2.84cm²/m, que es cercano a lo necesario.

Separación de las barras.

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

$$S = \frac{100}{4}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Detalles constructivos.

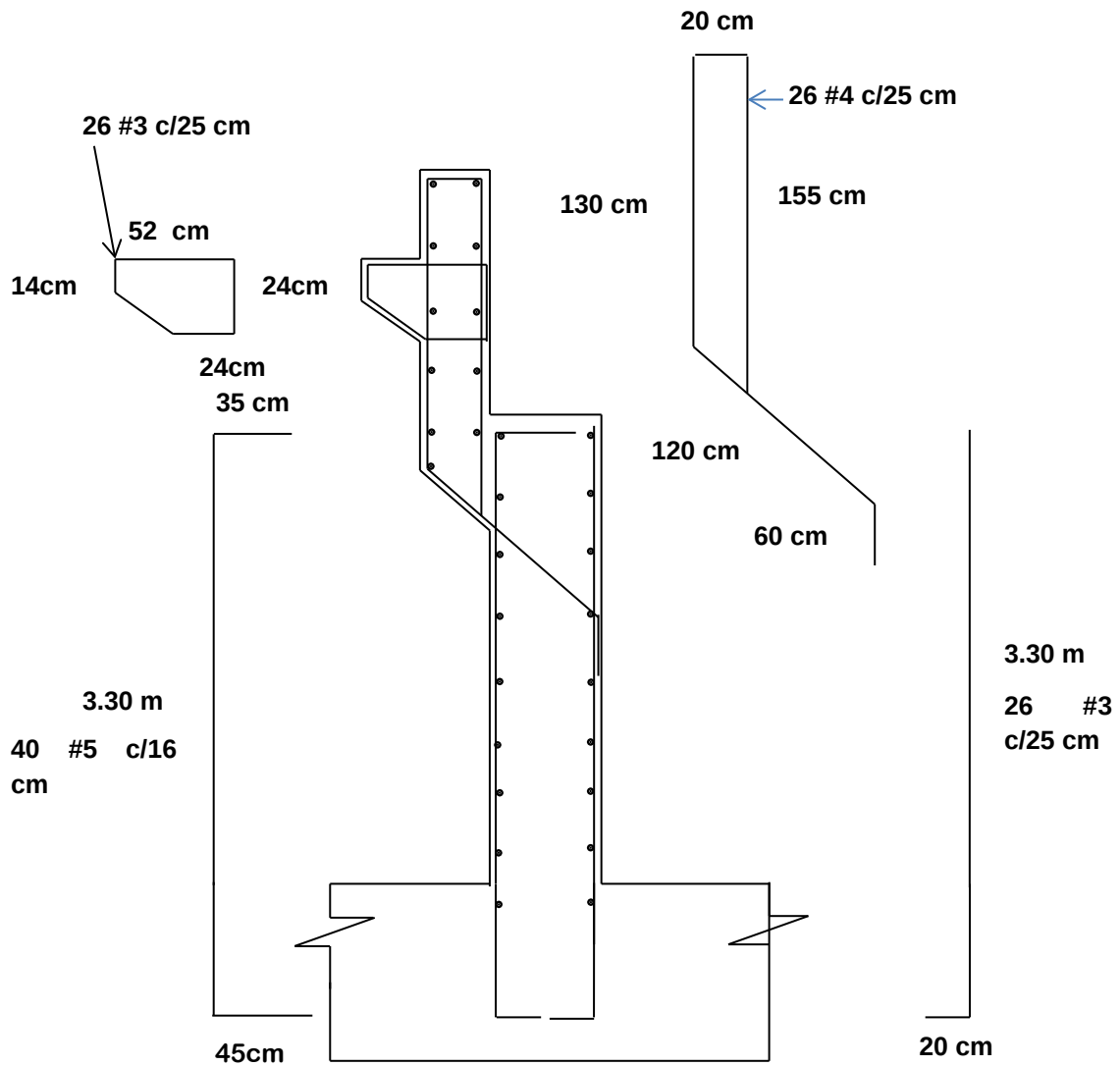


Figura 8.81.- Detalle de la armadura del vástago.

8.2.3.4.2 Diseño de la armadura de la zapata.

La zapata recibe las cargas de toda la estructura del puente, que a su vez la transmite al suelo donde se apoya, de tal manera que es necesario obtener la cantidad de refuerzo que ayudará a ésta a resistir esas cargas.

Diseño a flexión.

La zapata para su diseño a flexión, se divide en dos, la puntera y el talón, el procedimiento de diseño de cada uno es parecido, la única diferencia es que cada una soporta diferentes cargas.

La zapata al igual que el vástago se considera como una viga empotrada, los puntos de supuesto empotramiento es en la unión de cada una con el vástago.

Del análisis de los esfuerzos, se determinó que el mayor esfuerzo sobre el terreno lo produce el grupo de carga I.

8.2.3.4.2.1 Diseño de la puntera de la zapata

El diseño de la punta, es a flexión, las fuerzas que producen momentos flexionantes en éste son el peso del talón, y la reacción de los pilotes que están debajo.

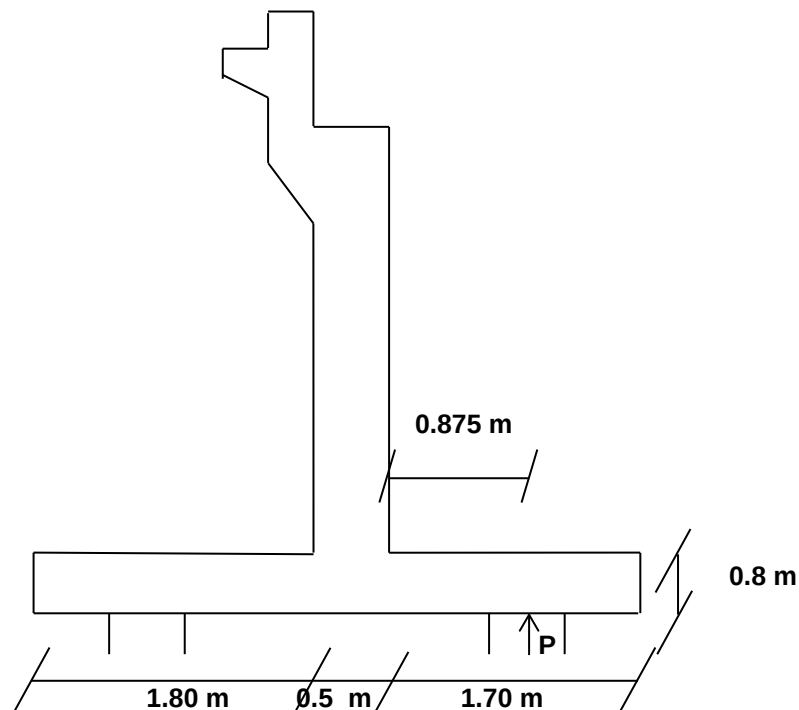


Figura 8.82.- Acción de la fuerza del pilote sobre la punta de la zapata.

Cálculo del momento que se produce en el plano c-c.

El máximo momento flector que se produce a la largo de la puntera de la zapata, es en el plano c-c como se muestra en la figura, de tal manera que debemos determinar el valor de ese momento flector.

Las cargas que actúan sobre el talón de la zapata son:

Fuerza del pilote.

La mayor reacción que se produce en el pilote lo indica el grupo de carga III, y es la siguiente:

$$P_{\text{delantero}} = 48.311 \text{ T}$$

La reacción que se produce en cada metro longitudinal de estribo, debida a la reacción de los pilotes se obtiene de la siguiente manera.

$$P = P_{\text{delantero}} * \frac{N_{\text{pilotes delanteros}}}{L_{\text{estribo}}}$$

$$P = 48.311 * \frac{3}{6.5}$$

$$P = 22.297 \text{ T/m}^2$$

Momento en el plano c-c.

$$M_{c-c(1)} = P * d$$

$$M_{c-c(1)} = 22.297 * 0.875$$

$$M_{c-c(1)} = 19.51 \text{ T.m/m}$$

Peso de la punta.

El peso de la punta de la zapata por metro longitudinal de estribo es el siguiente.

$$W = \gamma * A$$

$$W = 2.4 * 1.70 * 0.8$$

$$W = 3.264 \text{ T/m}$$

A: Área de la cara vertical transversal de la punta de la zapata.

Momento en el plano c-c.

$$M_{c-c(2)} = W * d$$

$$M_{c-c(2)} = 3.264 * \frac{1.70}{2}$$

$$M_{c-c(2)} = 2.774 \text{ T.m}$$

Momento flector total en el plano c-c.

$$M_t = M_{c-c(1)} + M_{c-c(2)}$$

$$M_t = 19.51 - 2.774$$

$$M_t = 16.736 \text{ T.m/m}$$

Momento de Agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{1.98 * \sqrt{f'_c} * h^3 * b}{12 * h/2} * 10^{-5}$$

$$M_{cr} = \frac{1.98 * \sqrt{210} * 80^3 * 100}{12 * 40} * 10^{-5} = 30.601$$

$$1.2 * M_{cr} = 36.727 \text{ T.m}$$

El momento de agrietamiento es superior al momento máximo flector calculado en el plano c-c, por lo tanto el cálculo de la cantidad de acero de refuerzo se hará con el valor del momento de agrietamiento.

Cálculo de la cantidad de Armadura de Refuerzo.

Cálculo de la cuantía necesaria.

$$R_n = \frac{M_f}{\phi * b * d^2}$$

$$R_n = \frac{36.727}{0.9 * 1 * 0.72^2} = 88.55$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 8.855}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.0022$$

Cálculo del área de refuerzo.

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_s = 15.58 \text{ cm}^2$$

Número de barras de refuerzo.

8 barras del #5 cada metro longitudinal de estribo, proporcionan un área de refuerzo de 16cm²/m.

Espaciamiento entre barras.

El espaciamiento entre barras lo determinamos de la siguiente manera.

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

$$S = \frac{100}{8}$$

$$S = 12 \text{ cm}$$

Armadura por retracción y temperatura.

Debe colocarse armadura para la retracción y temperatura en una cantidad de 3cm² por cada metro, perpendicular a las barras de refuerzo por flexión.

Número de barras.

4 barras del #3 proporcionan un área de 2.84cm²/m, que es cercano a lo necesario.

Separación de las barras.

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

$$S = \frac{100}{4}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Detalle Constructivos

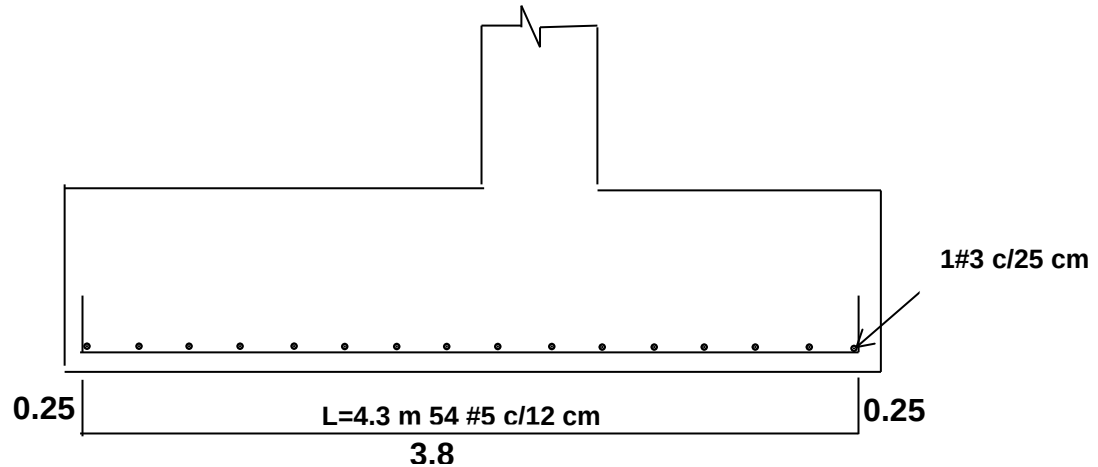


Figura 8.83.- Detalle de armado de la zapata que corresponde a los esfuerzos producidos en la punta de ésta.

8.2.3.4.2 Diseño del talón de la zapata.

El diseño del talón así como se lo hizo para la punta, es a flexión, las fuerzas que producen momentos flexionantes en éste, son el peso del relleno, el peso del talón, y la reacción de los pilotes, es necesario encontrar el máximo momento que produce una flexión hacia abajo del talón, por lo tanto se usa el esfuerzo mínimo producido por el pilote.

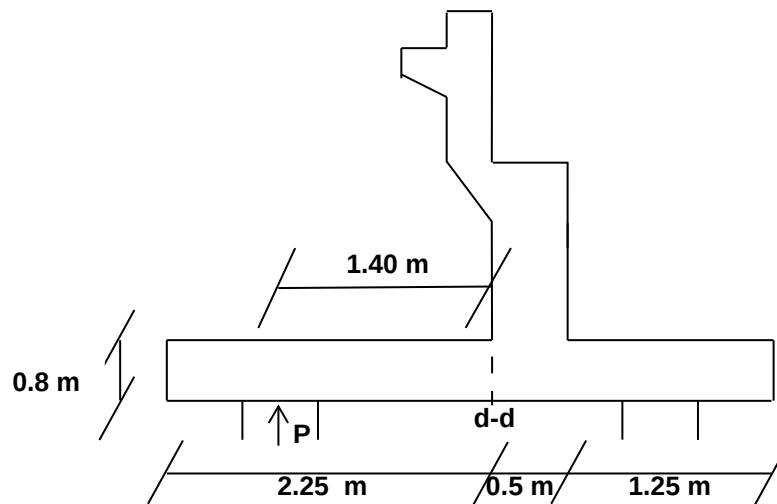


Figura 8.84.- Acción de la fuerza del pilote sobre el talón de la zapata.

Cálculo del momento que se produce en el plano d-d.

El máximo momento flector que se produce a la largo del talón de la zapata, es en el plano d-d como se muestra en la figura, de tal manera que debemos determinar el valor de ese momento flector.

Las cargas que actúan sobre el talón de la zapata son:

La reacción del pilote:

La reacción máxima que se produce en el pilote trasero nos lo indica el grupo de carga IA, y es:

$$Pilote_{\text{trasero}} = 20.694 \text{ T}$$

Momento en el plano d-d.

$$M_{d-d(1)} = P_t * d$$

$$M_{d-d(1)} = 20.694 * 0.725$$

$$M_{d-d(1)} = 15.003 \text{ T.m}$$

La carga del suelo sobre el talón.

La carga del relleno sobre la zapata y los momentos que ejercen sobre el plano d-d son los siguientes.

Secciones	Altura	Base	Área	Peso	Peso/m	Brazo de	Momento/ m
D5	1.35	1.50	2.03	2.05	4.162	1.05	4.37
D6	2.55	1.80	4.59	2.05	9.41	0.90	8.47
Total							12.84 T.m

Tabla 8.45.- Pesos y momentos Mx del relleno sobre el talón de la zapata.

Peso del talón.

El peso del talón por metro longitudinal de estribo, es el siguiente:

$$W = A * \gamma$$

$$W = 1.80 * 0.8 * 2.4$$

$$W = 3.456 \text{ T}$$

Momento en el plano d-d.

$$M_{d-d(3)} = \frac{W * d}{2}$$

$$M_{d-d(3)} = \frac{3.456 * 1.80}{2}$$

$$M_{d-d(3)} = 3.11 \text{ T.m}$$

Momento flector total.

El momento flector total en el plano d-d es la suma de los momentos anteriormente obtenidos.

$$M_f = M_{d-d(1)} + M_{d-d(2)} + M_{d-d(3)}$$

$$M_f = -15.003 + 12.84 + 3.11$$

$$M_f = 0.947 \text{ T.m}$$

Momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t}$$

$$M_{cr} = \frac{19.8 * \sqrt{210} * 1 * \frac{0.8^3}{12}}{0.4}$$

$$M_{cr} = 30.60 \text{ Tm}$$

El momento de agrietamiento se maximiza, multiplicándolo por un valor de 1.2, para mayor seguridad en el diseño.

$$1.2M_{cr} = 36.72 \text{ Tm}$$

El momento de agrietamiento es superior al momento flector calculado, por lo tanto la cantidad de armadura de refuerzo se calculará en función del momento de agrietamiento.

Cálculo de la cantidad de Armadura de Refuerzo.

Cálculo de la cuantía necesaria.

$$R_n = \frac{M_{cr}}{0.9 * 1 * 0.72^2}$$

$$R_n = \frac{36.72}{0.9 * 1 * 0.72^2} = 78.70$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 7.87}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.0019$$

Cálculo del área de refuerzo.

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_s = 13.80 \text{ cm}^2$$

Número de barras de refuerzo.

5 barras del #6 en cada metro, proporcionan un área de refuerzo de 14.2 cm²/m.

Espaciamiento entre barras.

El espaciamiento entre barras lo determinamos de la siguiente manera.

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

$$S = \frac{100}{5}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

Armadura por retracción y temperatura.

Debe colocarse armadura para la retracción y temperatura en una cantidad de 3cm² por cada metro, perpendicular a las barras de refuerzo por flexión.

Número de barras.

4 barras del #3 proporcionan un área de 2.84cm²/m, que es cercano a lo necesario.

Separación de las barras.

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

$$S = \frac{100}{4}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Detalle constructivo.

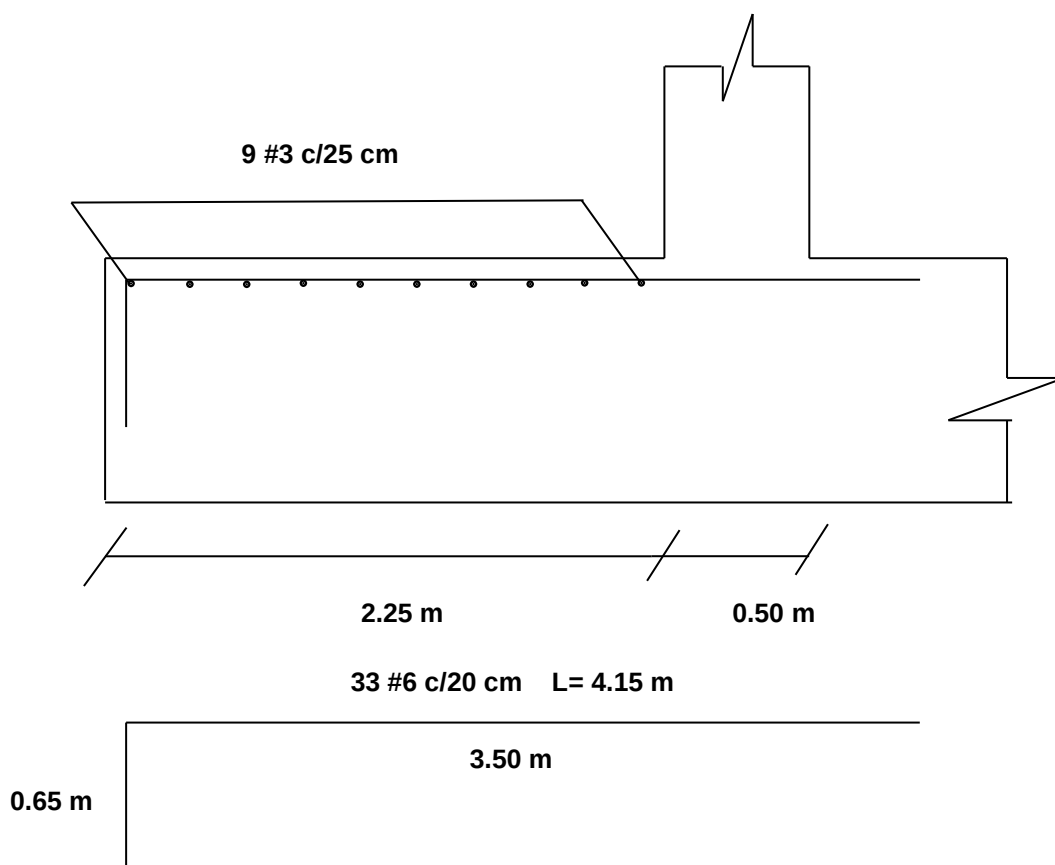


Figura 8.85.- Armadura de la zapata correspondiente a los esfuerzos producidos en el talón de ésta.

9 Elementos complementarios.

9.1 Apoyos Elastoméricos.

Diseño.

El diseño de los apoyos contiene los siguientes pasos.

1.- Determinar la carga muerta y viva que actuarán sobre el apoyo.

2.- Obtener el ancho transversal W del apoyo.

3.- Obtener el espesor h_{rt} del apoyo, para determinar este valor, previamente debemos conocer los siguientes datos.

- La deformación térmica del concreto.
- La deformación por retracción y fraguado.
- La deformación total de la viga, que es la suma de las anteriores.

4.- Determinar la Longitud L del apoyo, para determinar este valor, previamente debemos conocer los siguientes datos.

- El Factor de forma del elastómero.

Con este dato obtenido podemos obtenemos el valor L de la fórmula del factor de forma, como se explicará más adelante.

5.- Una vez obtenido las dimensiones del apoyo, determinamos el esfuerzo efectivo que se produce en él.

Carga muerta y viva que actuará sobre el apoyo.

La carga muerta y viva ya ha sido obtenida en el diseño de la superestructura, sus valores son los siguientes.

Carga muerta = $17T$

Carga viva (sin impacto) = $16T$

Ancho W del apoyo.

Como segundo paso obtenemos el ancho W del apoyo, su valor será en relación al ancho de viga que esta soporta.

Elegimos con un ancho W igual al ancho bw de la viga.

$$W = 0.35\text{m}$$

Calcular el espesor del apoyo.

El primer paso en el diseño del elastómero, es el de obtener su espesor, y para ello seguimos los siguientes pasos.

1.- Obtenemos la deformación longitudinal de la viga, esta deformación es la suma de la deformación por retracción y fraguado y la deformación por variación de temperatura.

2.- Aplicamos la fórmula para determinar el espesor del apoyo.

Datos.

Variación de la temperatura = 20 °C

Coeficiente de dilatación térmica del concreto. = $10.8 \times 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{m}} / ^\circ\text{C}$

Deformación por retracción del fraguado.

La deformación por retracción y fraguado corresponde al 10% de la deformación máxima del concreto por compresión.

$$\epsilon_{\text{ret.fraguado}} = 0.10 * \frac{0.003\text{m}}{\text{m}}$$

$$\epsilon_{\text{ret.fraguado}} = 0.0003 \text{ m/m}$$

Deformación térmica del concreto.

La deformación térmica lo calculamos de la siguiente manera.

$$\epsilon_{\text{temp}} = C_{\text{dilatacion}} * \Delta t$$

$$\epsilon_{\text{temp}} = 10.8 \times 10^{-6} * 20$$

$$\epsilon_{\text{temp}} = 0.000216 \text{ m/m}$$

Δt : Variación máxima de temperatura

Deformación longitudinal total de la viga.

Como dijimos anteriormente, la deformación unitaria longitudinal de la viga, es la suma de la deformación por temperatura, retracción y fraguado, para saber la deformación longitudinal total, se multiplica por el largo de la viga.

$$\Delta s = L(\epsilon_{\text{temp}} + \epsilon_{\text{ret.fraguado}})$$

$$\Delta s = 16.40(0.000216 + 0.0003)$$

$$\Delta s = 8.47 \text{ mm}$$

La norma **AASHTO** recomienda aumentar este desplazamiento en un 20% con el fin de tener en cuenta otras causas de deformación de la viga, tales como flujo plástico.

$$\Delta s_{\text{total}} = 1.20 * 8.47 \text{ mm}$$

$$\Delta s_{\text{total}} = 10.164 \text{ mm}$$

Cálculo del espesor del elastómero.

El espesor del apoyo viene expresado por la fórmula:

$$h_{rt} > 2\Delta s$$

$$h_{rt} > 2 * 10.164$$

$$h_{rt} > 20.328 \text{ mm}$$

h_{rt} : Espesor del apoyo.

Δs : Deformación longitudinal total de la viga.

Se elige un apoyo elastomérico de 33 mm de espesor o altura.

Cálculo de la longitud L del apoyo.

El tercer paso en el diseño del elastómero, es determinar la longitud de éste, para eso seguimos los siguientes pasos.

1.- Obtenemos el valor del factor de forma, para esto obtenemos previamente los valores que entran en la fórmula, y que son:

Factor de modificación.

El factor de modificación a usar depende de ciertos parámetros, que tienen que ver con las capas de los apoyos, como indica la siguiente tabla.

Capas	Factor de modificación
Capas internas de apoyos reforzados	1
Capas de cubierta	1.4
Capas para apoyos simples	1.8

Tabla 9.1.- Factores de modificación para diferentes tipos de capas del elastómero.

El factor de modificación en este caso es de 1, ya que son para capas con apoyo reforzado.

Esfuerzo promedio a compresión del apoyo.

El CCDPS-95 indica:

$$\sigma_{c,TL} \leq 70\text{Kg/cm}^2 \text{ Para apoyo reforzado con acero.}$$

$$\sigma_{c,TL} \leq 50\text{Kg/cm}^2 \text{ Para apoyos simples o apoyos reforzados con tela.}$$

Por lo tanto, usaremos un valor de 70Kg/cm².

Módulo de cortante del elastómero.

Según el CCDPS-95, el módulo de cortante tiene un valor máximo y mínimo para cada tipo de elastómero dependiendo su dureza, así como explica la tabla.

Dureza	50	60	70
Módulo de cortante a 22.5 °C (Kg/cm ²)	6.65-9.10	9.10-14	14-21

Tabla 9.2.- Módulo de cortante del elastómero para diferentes tipos de dureza.

2.- Una vez obtenido estos valores, despejamos S de la siguiente fórmula que nos da el CCDPS-95.

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta}$$

$$S = \frac{\sigma_{c,TL} * B}{G}$$

$$S = \frac{70 * 1}{7.11}$$

$$S = 9.84$$

$\sigma_{c,TL}$: Esfuerzo promedio a compresión.

S: Factor de forma.

G: Modulo de cortante del elastómero.

B: Factor de modificación.

3.- Despejamos L de la fórmula del factor de forma y obtenemos su valor.

$$S = \frac{LW}{2h_{rt}(L + W)}$$

$$S = \frac{350L}{2 * 10(L + 350)}$$

$$S = \frac{17.5L}{L + 350}$$

L: Longitud del elastómero.

W: Ancho del elastómero.

El valor de L es de 45 cm.

Detalle del elastómero.

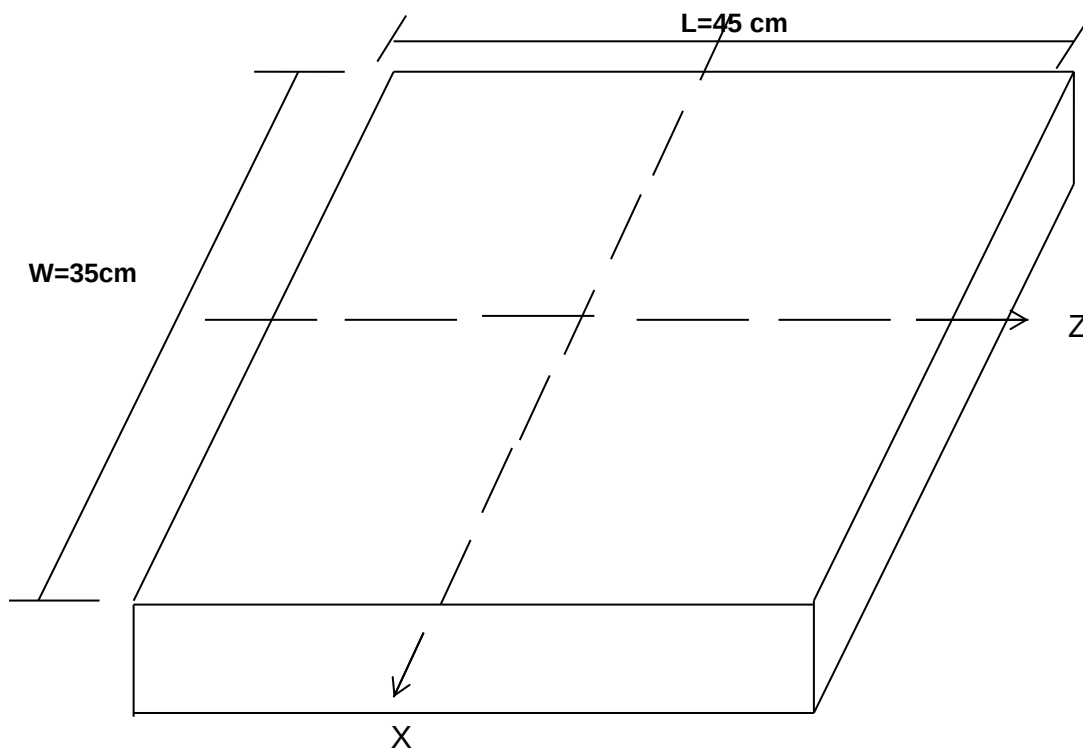


Figura 9.1.- Dimensiones del apoyo elastomérico.

Cálculo de esfuerzo efectivo a compresión del elastómero.

Una vez calculada las dimensiones del apoyo, debemos calcular el esfuerzo que se produce en él, y si está dentro de los valores permitidos, de la siguiente manera.

$$\sigma = \frac{P_{\text{servicio}}}{A_{\text{neta}}}$$
$$\sigma = \frac{33000}{35 * 45}$$
$$\sigma = 20.95 \text{ Kg/cm}^2$$

Pservicio; Carga que soporta el elastómero proveniente de la superestructura.

Verificaciones de seguridad.

Como últimos pasos es necesario hacer algunas verificaciones de seguridad que debe cumplir el apoyo, las cuales son:

- Verificación de que el esfuerzo en el elastómero no supere el valor permitido.
- Evaluación de la deflexión instantánea a compresión.
- Estabilidad.
- Refuerzo.

Verificación de que el esfuerzo en el elastómero no supere el valor permitido.

El valor permitido como ya lo indicamos anteriormente es de 70 Kg/cm², por lo tanto:

$$\sigma < \sigma_{c,TL}$$
$$20.95 < 70 \text{ Kg/cm}^2$$

Evaluación de la deflexión instantánea a compresión.

Para evaluar la deflexión instantánea sigamos los siguientes pasos.

- Calculamos la rotación del elastómero con respecto al eje longitudinal del puente.
- Calculamos la rotación de la viga en el apoyo, debida a las cargas que recibe.

- Comparamos valores de rotación, que deben ser similares, tanto la rotación de la viga como del apoyo.

Rotación del apoyo en sentido longitudinal.

La rotación del elastómero está en función de la deformación que en ella se produce, por lo tanto primero debemos calcularla, como se indica a continuación.

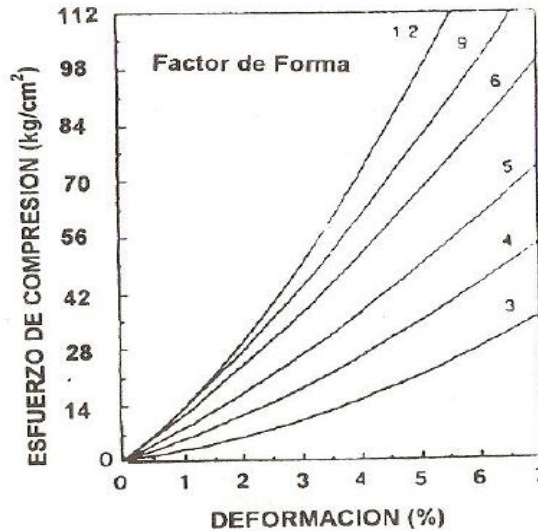


Figura 9.2.- Deformación unitaria del elastómero según su factor de forma y esfuerzo de compresión para una dureza= 60.

En la tabla anterior se puede observar diferentes curvas que dependen del esfuerzo a compresión, del factor de forma, y de la deformación unitaria del elastómero, por lo tanto de ahí se obtiene que la deformación unitaria del elastómero es del 13%.

La deformación total del apoyo se obtiene de la siguiente manera:

$$\Delta c = \sum Hrt(i) * \varepsilon$$

$$\Delta c = 2 * 10 * 0.013 + 2 * 5 * 0.013$$

$$\Delta c = 0.39 \text{ mm}$$

Δc : Variación de espesor del elastómero.

Hrt: Espesor de cada una de las capas.

ε : Deformación unitaria de las capas del elastómero.

Una vez obtenida la deformación que se produce en el apoyo, obtenemos su rotación longitudinal, de la siguiente manera.

$$\Theta_{TL,z} = \frac{2\Delta c}{L}$$

$$\Theta_{TL,z} = \frac{2 * 0.39}{450}$$

$$\Theta_{TL,z} = 1.73 * 10^{-3}$$

$\Theta(TL,z)$: Rotación del elastómero en sentido longitudinal.

Rotación de la viga en el apoyo.

Para determinar la rotación de la viga en el apoyo, lo hacemos mediante la siguiente fórmula, que es deducida en el análisis estructural.

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI}$$

De la fórmula anterior antes de aplicarla, debemos obtener los datos necesarios para aquello.

Obtención de datos.

1.- Carga muerta q.

$$A_{\text{viga}} = 0.92 * 0.35 + 2 * 0.18 = 0.682 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$q = A_{\text{viga}} * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$q = 0.682 * 2.4$$

$$q = 1.637 \text{ T/m}$$

2.- Longitud L y Modulo de elasticidad.

La longitud de la viga es de 16,4 metros, y el módulo de elasticidad del concreto es $3*10^6 \text{ t/m}^2$.

3.- Inercia.

Para determinar la inercia, primero se obtiene el centro de gravedad de la viga.

Centro de gravedad.

$$c.g = \frac{A1 * h1 + A2 * h2}{A1 + A2}$$

$$c.g = \frac{0.92 * 0.35 * .46 + 2 * 0.18 * 1.01}{0.92 * 0.35 + 2 * 0.18}$$

$$c.g = 0.75 \text{ m}$$

A1 Y h1: Altura y área de del patín de la viga T.

A2 y h2: Altura y área del alma de la viga T.

Cálculo del momento de Inercia.

El cálculo del momento de inercia lo hacemos mediante el Teorema de Steiner o teorema de los ejes paralelos.

$$I_t = I_1 + I_2$$

$$I_1 = I'_1 + A1 * (c.g - c.g_1)^2$$

$$I_1 = \frac{0.35 * 0.92^3}{12} + 0.35 * 0.92 * (0.75 - 0.46)^2$$

$$I_1 = 0.05 \text{ m}^4$$

$$I_3 = I'_2 + A2 * (c.g - c.g_2)^2$$

$$I_3 = \frac{2 * 0.18^3}{12} + 2 * 0.18 * (0.75 - 1.01)^2$$

$$I_2 = 0.25 \text{ m}^4$$

$$I_t = 0.05 + 0.025$$

$$I_t = 0.075 \text{ m}^4$$

It: Momento de inercia de la viga T.

I1: Momento de inercia del alma de la viga T.

I2: Momento de inercia del patin de la viga T.

Una vez obtenidos los datos anteriores, podemos aplicar la fórmula para obtener la rotación de la viga, en el apoyo.

$$\theta = \frac{1.637 * 16.4^3}{24 * (3 * 10^6) * 0.075}$$

$$\theta = 1.338 * 10^{-3} \text{ m}$$

La rotación del apoyo y la rotación de la viga son similares, cumple.

Estabilidad.

A.10.2.4.1.5.- Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor valor de L/3 o W/3 para apoyos reforzados.

En el apoyo diseñado el menor valor es W, que es igual a 35 cm, por lo tanto:

$$\frac{35}{3} = 11.66 \text{ cm}$$

$$11.66 \text{ cm} > 3.3 \text{ cm}$$

Refuerzo.

La resistencia en kilos por centímetro lineal del refuerzo no será menor a:

$$300 * h_{ri}$$

El espesor de las capas intermedias del apoyo es de 0.10 metros, por lo tanto:

$$300 * 0.10 = 30 \text{ kg/cm}$$

La resistencia es de 30 Kg/cm.

La Resistencia del acero por centímetro lineal esta dada por la siguiente fórmula, donde fs es el esfuerzo por trabajo admisible del acero.

$$\text{Resistencia} = f_s * h_{ri}$$

$$\text{Resistencia} = 1700 * 0.10$$

$$\text{Resistencia} = 170 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto:

$$170 \text{ kg/cm} > 30 \text{ kg/cm}$$

Cumple.

9.2 Diafragmas.

9.2.1 Diseño del diafragma central.

Las dimensiones del diafragma ya fueron obtenidas en la etapa de pre-dimensionamiento del puente, por lo tanto ahora se determinará el acero de refuerzo requerido para soportar los esfuerzos que en ella se producen.

Diseño de los diafragmas.

En el diafragma se producen esfuerzos de flexión y cortante, debidos a las cargas, por lo tanto es necesario determinar la cantidad de armadura de refuerzo para resistirlos.

El diseño del diafragma se lo hace considerando que es una viga simplemente apoyada, a su vez estos apoyos son las vigas longitudinales interior y exterior.

Diseño a flexión.

El diseño a flexión se lo realizara considerando las cargas muertas y vivas que actúan sobre el diafragma.

Carga muerta.

La cara muerta que se considera dentro del diseño es el peso propio del diafragma incluyendo la porción de losa que está encima de éste.

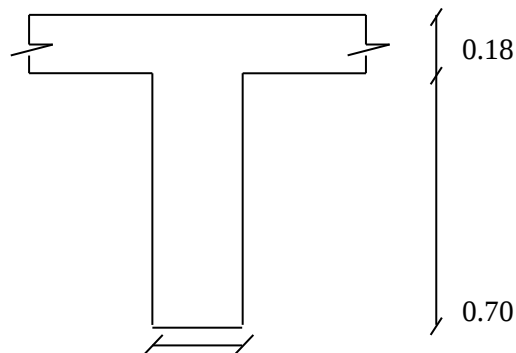


Figura 9.3.- Sección Transversal del diafragma.

Dimensiones.

Altura = 88 cm

Ancho = 25 cm

Largo = 1.65 m

Se obtiene el peso propio del diafragma, como se indica a continuación.

$$W = A * \gamma$$

$$W = 0.88 * 0.25 * 2.4$$

$$W = 0.528 \text{ T/m}$$

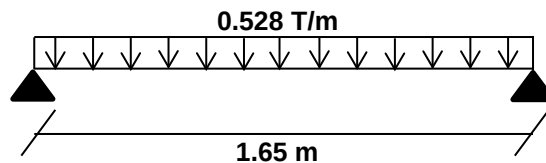


Figura 9.4.- Modelo simplificado de la acción de la carga muerta sobre el diafragma.

Momento Flector por carga muerta.

El máximo momento flector por carga muerta se produce en el centro, y se lo obtiene de la siguiente manera.

$$M = \frac{wL^2}{4}$$

$$M = \frac{0.528(1.65^2)}{4} = 0.359 \text{ T. m}$$

Carga Viva.

La carga viva que se utiliza para el cálculo es la rueda trasera del camión actuando en el centro del diafragma, incluyendo el factor de impacto.

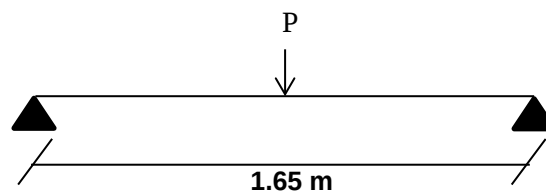


Figura 9.5.- Modelo simplificado de la acción de la carga viva sobre el diafragma.

Momento Flector por carga viva.

$$M = \frac{PL}{4}$$

$$M = \frac{9.75 * 1.65}{4}$$

$$M = 4.02 \text{ T.m}$$

Momento último.

El momento último se calcula de la misma manera que en las anteriores ocasiones.

$$M_u = 1.3(M_d + 1.67 * M_l)$$

$$M_u = 1.3(0.359 + 1.67 * 4.02)$$

$$M_u = 9.194 \text{ T.m}$$

Diseño de la armadura.

Cálculo de la cuantía necesaria.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{9.194}{0.9 * 0.25 * 0.83^2}$$

$$R_n = 59.315 \text{ T/m}^2$$

$$R_n = 5.932 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.932}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.00143$$

Área de acero de refuerzo.

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_s = 2.98 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo.

$$A_s = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_s = \frac{14.1}{4200} * 25 * 83$$

$$A_s = 6.966 \text{ cm}^2$$

El área de refuerzo mínimo es mayor al área de refuerzo calculado, por lo tanto usaremos el valor de refuerzo mínimo para el cálculo del número de barras.

Refuerzo adicional.

$$A_{s1} = 0.25 * A_s$$

$$A_{s1} = 0.25 * 6.966$$

$$A_{s1} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Refuerzo total por flexión.

$$A_{st} = A_s + A_{s1}$$

$$A_{st} = 6.966 + 1.74$$

$$A_{st} = 8.7075 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

8 barras del #4 proporcionan un área de refuerzo de 10.32 cm².

Separación de las barras.

La separación de las barras lo calculamos de la siguiente manera.

$$S = \frac{d}{n}$$

$$S = \frac{83}{4}$$

$$S = 21 \text{ cm}$$

Barras de anclaje.

Se usarán 5 barras de anclaje y su separación la calculamos considerando la altura del diafragma sin incluir el espesor de apoyo.

$$S = \frac{d - e}{n}$$

$$S = \frac{65}{5}$$

$$S = 13 \text{ cm}$$

Esfuerzo cortante.

Carga muerta.

En la carga muerta se considera el peso propio del diafragma, de la misma manera que se lo hizo en el diseño a flexión.

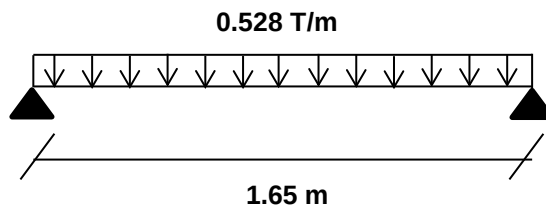


Figura 9.6.- Modelo simplificado de la acción de la carga muerta sobre el diafragma.

Esfuerzo cortante por carga muerta.

$$V = \frac{Wl}{2}$$

$$V = \frac{0.528 * 1.65}{2}$$

$$V = 0.436 \text{ T}$$

Carga Viva.

La carga viva que se considera para el diseño a cortante, son las ruedas traseras del camión sobre la viga diafragma, equidistantes de sus apoyos.

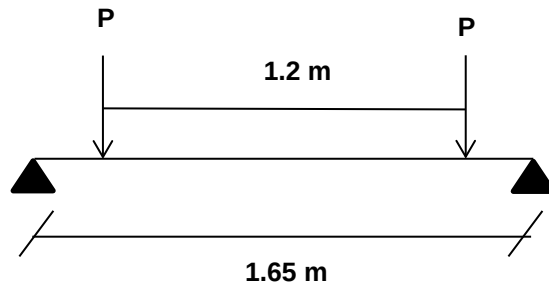


Figura 9.7.- Modelo simplificado de la acción de la carga viva sobre el diafragma para el diseño a cortante.

Esfuerzo cortante por carga viva.

La máxima fuerza cortante por carga viva se produce entre el apoyo y la reacción, y su valor es igual al valor de las reacciones.

$$V = P$$

$$V = 9.75 \text{ T}$$

Cortante último.

El cortante último se lo calcula con la misma fórmula anteriormente usada.

$$V_u = 1.3(V_d + 1.67V_{L+I})$$

$$V_u = 1.3(0.436 + 1.67 * 9.75)$$

$$V_u = 21.73 \text{ T}$$

Diseño de la armadura.

1.- Calculamos la fuerza cortante que puede ser resistida por el concreto.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 83$$

$$v_c = 15937 \text{ Kg}$$

2.- Calculamos la fuerza cortante que será resistida por los estribos.

$$v_s = \frac{21.73}{0.85} - 15.937$$

$$v_s = 9.628$$

3.- Calculamos el área necesaria de estribo para resistir esa fuerza cortante.

$$A_v * n = \frac{9628}{4200}$$

$$A_v * n = 2.292 \text{ cm}^2$$

4.- Elegimos el tipo de estribo apropiado y calculamos la cantidad.

Usaremos el estribo #3 que tiene un área de 0.71 m2.

$$n = \frac{2.292}{0.71 * 2}$$

$$n = 1.614$$

5.- Determinamos la separación de los estribos.

$$S = \frac{d}{n}$$

$$S = \frac{83}{1.61}$$

$$S = 51.41 \text{ cm}$$

6.- Calculamos la Separación Máxima.

La separación máxima que puede existir en los estribos lo calculamos de la siguiente manera.

$$S = \frac{d}{2}$$

$$S = \frac{83}{2}$$

$$S = 41.5 \text{ cm}$$

Detalles constructivos.

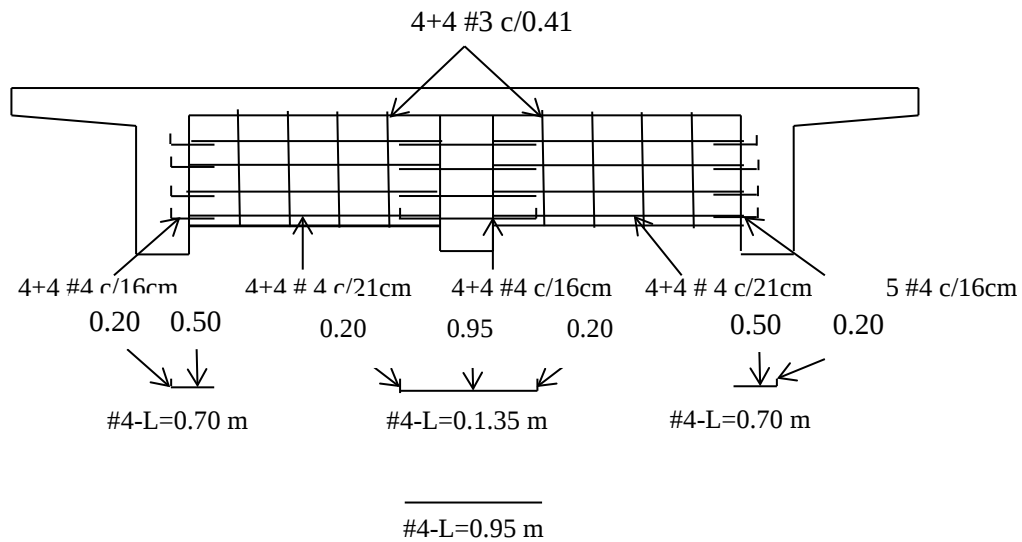


Figura 9.8.- Detalle de armado de la viga diafragma central, vista longitudinal del diafragma.

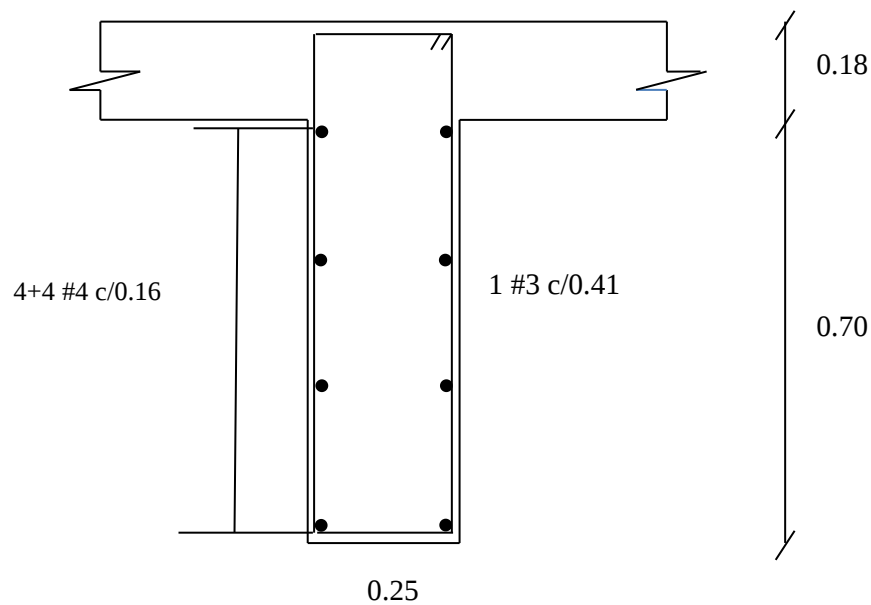


Figura 9.9.- Detalle de armado de la viga diafragma, vista transversal.

9.2.2 Diseño del diafragma sobre los apoyos.

El diafragma sobre los apoyos se diseña de la misma manera que el diafragma central.

Diseño a flexión.

Carga muerta.

La carga muerta es el peso propio del diafragma, las dimensiones de ésta ya fueron calculadas en la etapa de pre-dimensionamiento de la superestructura.

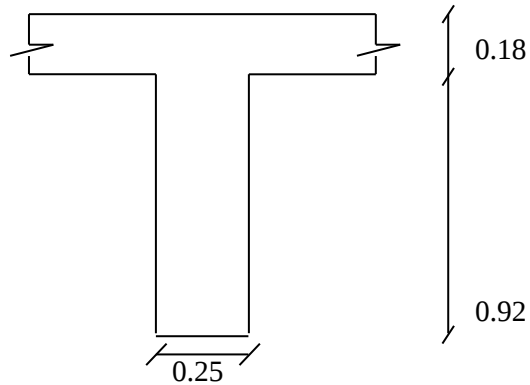


Figura 9.10.- Sección Transversal del diafragma sobre el apoyo (m).

Dimensiones.

Altura = 110 cm

Ancho = 25 cm

Largo = 1.65 m

d = 105

Carga muerta.

Se obtiene el peso propio del diafragma sin incluir el espesor de la losa, como se indica a continuación.

$$W = A * \gamma$$

$$W = 1.1 * 0.25 * 2.4$$

$$W = 0.66 \text{ T/m}$$

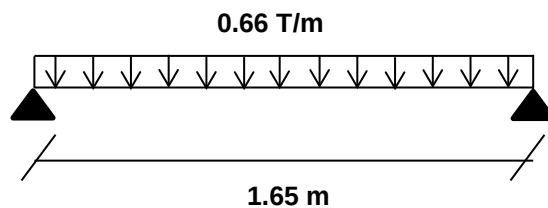


Figura 9.11.- Modelo simplificado de la carga muerta sobre el diafragma lateral.

Momento Flector por carga muerta.

$$M = \frac{wL^2}{4}$$

$$M = \frac{0.66(1.65^2)}{4}$$

$$M = 0.449 \text{ T.m}$$

Carga Viva.

La posición de la carga viva para el diseño a flexión, es la rueda trasera del camión en el centro del diafragma, multiplicándolo por el factor de impacto.

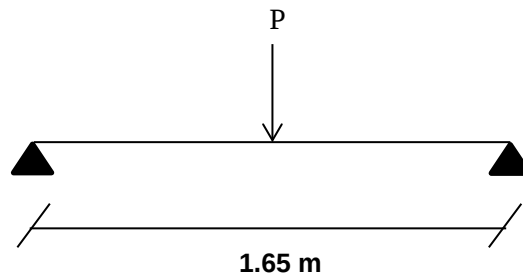


Figura 9.12.- Modelo simplificado de la acción de la carga viva sobre el diafragma lateral, para el diseño a flexión.

Momento Flector por carga viva.

$$M = \frac{PL}{4}$$

$$M = \frac{9.75 * 1.65}{4}$$

$$M = 4.02 \text{ T.m}$$

Momento último.

El momento último se calcula con la misma fórmula usada anteriormente.

$$M_u = 1.3(M_d + 1.67 * M_L)$$

$$M_u = 1.3(0.449 + 1.67 * 4.02)$$

$$M_u = 9.311 \text{ T.m}$$

Diseño de la armadura

Cálculo de la cuantía necesaria.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{9.311}{0.9 * 0.25 * 1.05^2}$$

$$R_n = 37.53 \text{ T/m}^2$$

$$R_n = 3.753 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.753}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.0009$$

Cálculo del Área de refuerzo.

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo.

$$A_s = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_s = \frac{14.1}{4200} * 25 * 83$$

$$A_s = 6.966 \text{ cm}^2$$

El área de refuerzo mínimo es mayor al área de refuerzo calculado, por lo tanto usaremos el valor de refuerzo mínimo para el cálculo del número de barras.

Refuerzo adicional.

$$As1 = 0.25 * As$$

$$As1 = 0.25 * 6.966$$

$$As1 = 1.74 \text{ cm}^2$$

Refuerzo total por flexión

$$Ast = As + As1$$

$$Ast = 6.966 + 1.74$$

$$Ast = 8.7075 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

8 barras del #4 proporcionan un área de refuerzo de 10.32cm².

Separación de las barras.

La separación de las barras lo calculamos de la siguiente manera.

$$S = \frac{d}{n}$$

$$S = \frac{83}{4}$$

$$S = 21 \text{ cm}$$

Barras de anclaje.

Se usarán 5 barras de anclaje y su separación la calculamos considerando la altura del diafragma sin incluir el espesor de apoyo.

$$S = \frac{d - e}{n}$$

$$S = \frac{65}{5}$$

$$S = 13 \text{ cm}$$

Esfuerzo cortante.

Carga muerta.

La carga muerta que se considera para el diseño a corte, es el peso propio del diafragma, de la misma manera que para el diseño a flexión.

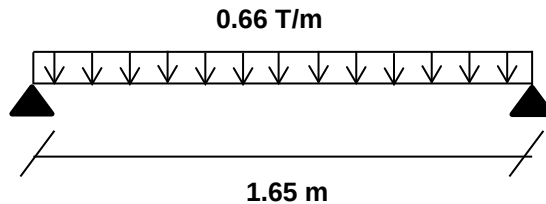


Figura 9.13.- Modelo simplificado de la acción de la carga muerta sobre el diafragma lateral, para el diseño a cortante.

Esfuerzo cortante por carga muerta.

$$V = \frac{Wl}{2}$$

$$V = \frac{0.66 * 1.65}{2}$$

$$V = 0.545 \text{ T}$$

Carga Viva.

La carga viva que se considera para el diseño a cortante, son las ruedas traseras del camión sobre la viga diafragma, equidistantes de sus apoyos.

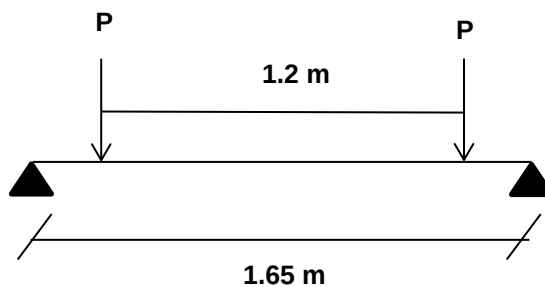


Figura 9.14.- Modelo simplificado de la acción de la carga viva sobre el diafragma lateral, para el diseño a cortante.

Esfuerzo cortante por carga viva.

La máxima fuerza cortante por carga viva se produce entre el apoyo y la reacción, y su valor es igual al valor de las reacciones.

$$V = P$$

$$V = 9.75 \text{ T}$$

Cortante último.

$$V_u = 1.3(V_d + 1.67V_{L+I})$$

$$V_u = 1.3(0.545 + 1.67 * 9.75)$$

$$V_u = 21.876 \text{ T}$$

Diseño de la armadura.

Diseño de la armadura.

1.- Calculamos la fuerza cortante que puede ser resistida por el concreto.

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 105$$

$$v_c = 20161 \text{ Kg}$$

2.- Calculamos la fuerza cortante que será resistida por los estribos.

$$v_s = \frac{21.876}{0.85} - 20.161 = 5.576$$

3.- Calculamos el área necesaria de estribo para resistir esa fuerza cortante.

$$A_v * n = \frac{5576}{4200} = 1.328 \text{ cm}^2$$

4.- Elegimos el tipo de estribo apropiado y calculamos la cantidad.

Usaremos el estribo #3 que tiene un área de 0.71m2.

$$n = \frac{1.328}{0.71 * 2}$$

$$n = 0.93$$

5.- Determinamos la separación de los estribos.

$$S = \frac{d}{n}$$

$$S = \frac{83}{0.93}$$

$$S = 89.25 \text{ cm}$$

6.- Calculamos la Separación Máxima.

La separación máxima que puede existir en los estribos lo calculamos de la siguiente manera.

$$S = \frac{d}{2}$$

$$S = \frac{105}{2}$$

$$S = 52.5 \text{ cm}$$

Usaremos la misma separación de estribos que se usaron para el diafragma central, 41 cm.

Detalles constructivos.

Vista transversal del puente.

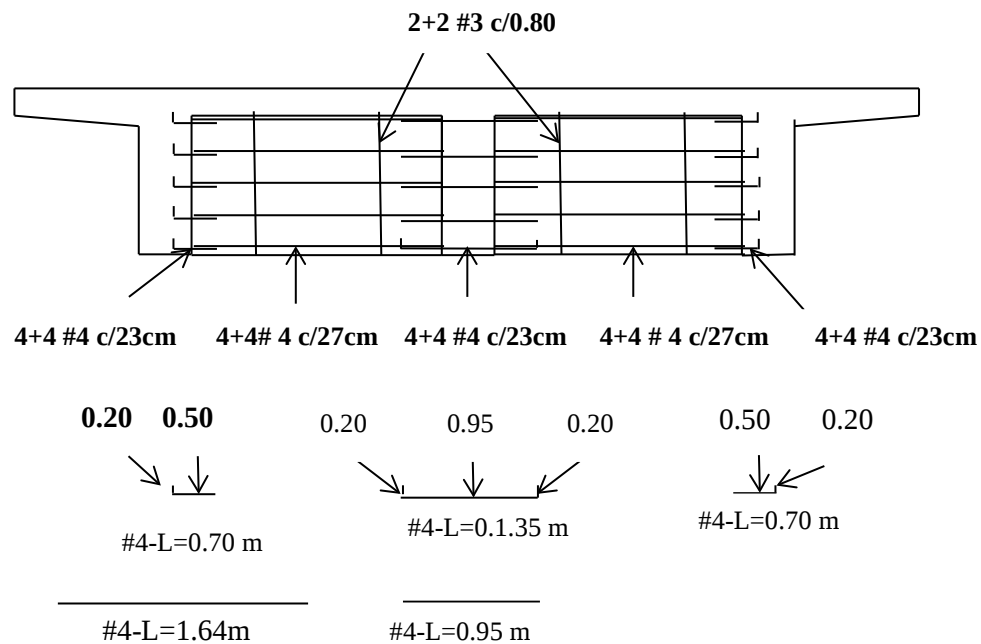


Figura 9.15.- Detalle de armado de la viga diafragma, vista Longitudinal del diafragma.

Sección Transversal del diafragma.

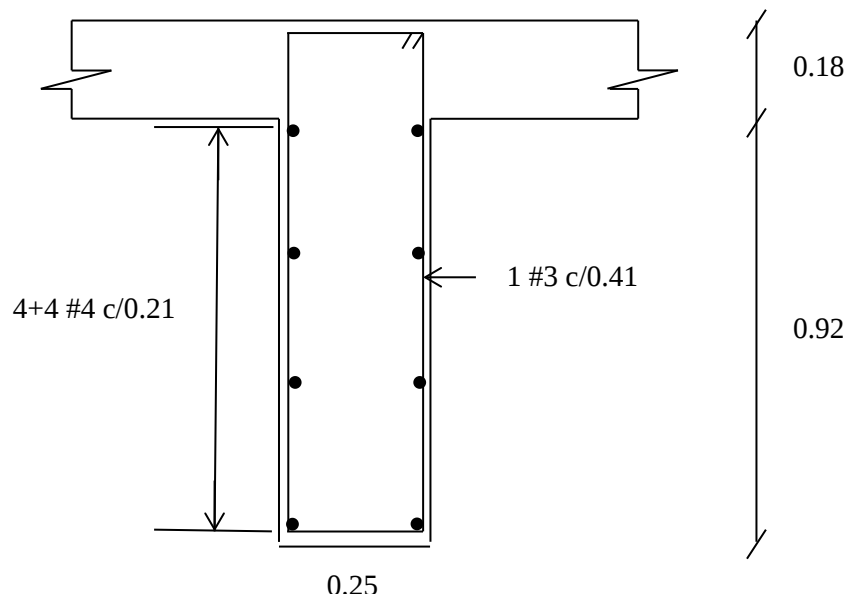


Figura 9.16.- Detalle de armado de la viga diafragma, vista transversal del diafragma.

9.3 Losas de aproximación.

El pre dimensionamiento de la losa de aproximación ya fue realizado en la etapa de predimensionamiento de la subestructura.

Diseño de la losa de aproximación.

El diseño de la losa de aproximación se lo realiza con el objetivo de que esta resista los esfuerzos a flexión que en ella se producen, de la siguiente manera.

Diseño por flexión.

Dimensiones.

Longitud = 3 metros

Altura = 0.25 metros

Carga viga.

La carga viva a considerar es la rueda trasera del camión C40-95 en el centro de la losa de aproximación.

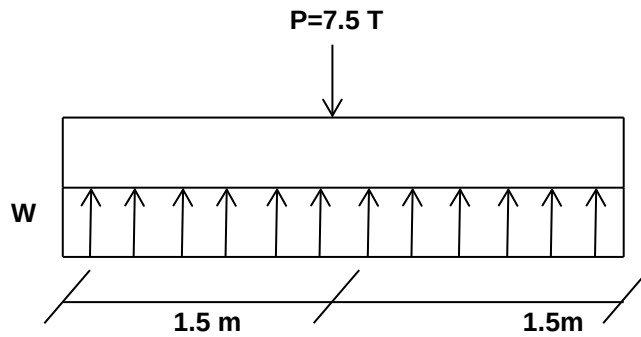


Figura 9.17.- Acción de la carga viva sobre la losa de aproximación.

$$P = wL$$

$$w = P/L$$

$$w = \frac{7.5}{3}$$

$$w = 2.5 \text{ T}$$

Cálculo del momento máximo flector.

El momento flector máximo que ocurre en la losa se produce en el centro, cuando la rueda trasera del camión C40-95 está sobre ésta.

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

$$M = \frac{2.5(3)^2}{8}$$

$$M = 2.813 \text{ T.m}$$

Cálculo del momento último.

El momento último se lo calcula de la siguiente manera.

$$M_u = 1.3(M_l)$$

$$M_u = 1.3(2.813)$$

$$M_u = 3.656 \text{ T}$$

Diseño de la armadura.

Cálculo de la cuantía necesaria.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{2.438}{0.9 * 1 * 0.17^2}$$

$$R_n = 93.733 \text{ T/m}^2$$

$$R_n = 9.373 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9.373}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.0023$$

Cálculo del área de refuerzo.

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

$$A_s = 3.899 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

4 barras del #4 proporcionan un área de refuerzo de 5.16cm²/m.

Separación de las barras.

La separación de las barras lo calculamos de la siguiente manera.

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

$$S = \frac{100}{4}$$

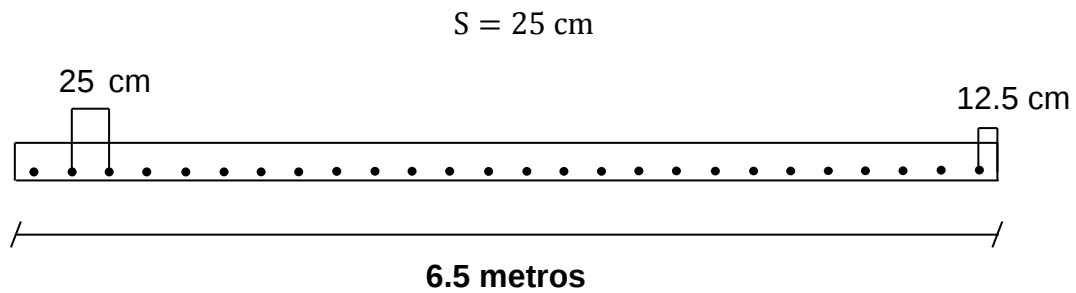


Figura 9.18.- Detalle de armado de la losa de aproximación, Vista transversal.

Armadura por retracción y fraguado.

Debe colocarse una armadura de 3cm²/m.

Número de barras por retracción y fraguado.

4 barras del #3 proporcionan un área de refuerzo de 2.84cm²/m, cercano al valor requerido.

Separación de las barras por retracción y fraguado.

La separación de las barras lo calculamos con la fórmula que hemos venido usando, de la siguiente manera.

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

$$S = \frac{100}{4}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Detalle constructivo.

Armadura de retracción y fraguado

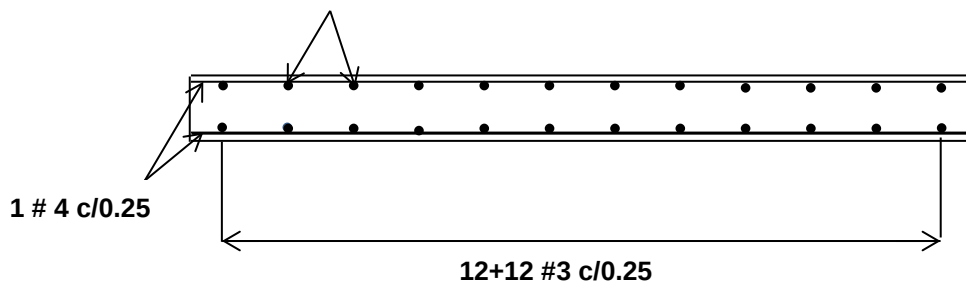


Figura 9.19.- Detalle de armado de la losa de aproximación, vista longitudinal.

9.4 Bordillos.

Elección del bordillo.

El tipo de bordillo a usar, ya fue elegido en la etapa de predimensionamiento de la superestructura.

Dimensiones.

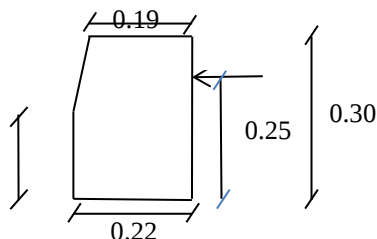


Figura 9.20.- Dimensiones del bordillo, y punto de acción de la carga sobre éste.

Diseño del bordillo.

El diseño del bordillo se realiza para resistir los esfuerzos flexionantes que se producirían en ella, debido a una carga supuesta que actúa como se indica a continuación.

Carga sobre el bordillo.

Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7,5 KN (760 kgf) por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0,25m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

$$P = 760 \text{ Kg/m}$$

Momento flector en el bordillo.

El momento flector lo calculamos de la siguiente manera.

$$M = P * h$$

$$M = 0.76 * 0.25$$

$$M = 0.19 \text{ T.m}$$

Momento flector último.

El momento flector último lo calculamos con la siguiente fórmula.

$$M_u = M_D * 1.3$$

$$M_u = 0.19 * 1.3$$

$$M_u = 0.247 \text{ T.m}$$

Diseño de la armadura.

Cálculo de la cuantía necesaria.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$R_n = \frac{0.19}{0.9 * 1 * 0.14^2}$$

$$R_n = 10.771 \text{ T/m}^2$$

$$R_n = 1.077 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$p = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.077}{0.85 * 210}} \right)$$

$$p = 0.00143$$

Cálculo del área de refuerzo.

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

$$A_s = 0.36 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima necesaria.

$$A_s = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_s = \frac{14.1}{4200} * 100 * 19$$

$$A_s = 4.7 \text{ cm}^2$$

Número de barras.

4 barras del #4 proporcionan un área de refuerzo de 5.16cm².

Separación entre barras.

La separación de las barras lo calculamos de la siguiente manera.

$$S = \frac{2 * L}{2n + 1}$$

$$S = \frac{2 * 100}{2 * 4 + 1}$$

$$S = 22.22 \text{ cm}$$

Detalles constructivos.

Bordillo y su armadura de refuerzo.

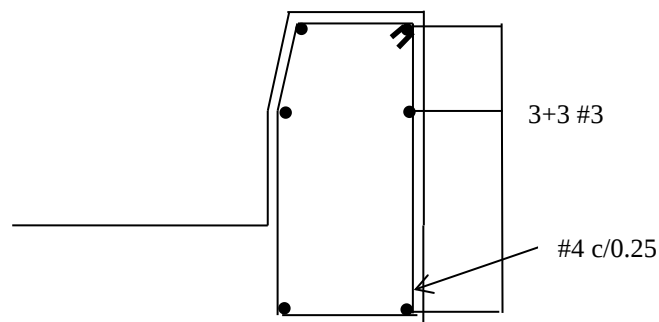


Figura 9.21.- Detalle de armado en el bordillo.

Dimensiones de la armadura de refuerzo del bordillo.

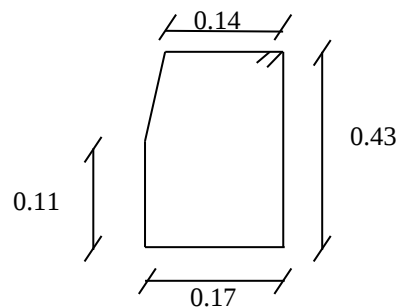


Figura 9.22.- Dimensiones de la armadura del bordillo.

9.5 Barandas.

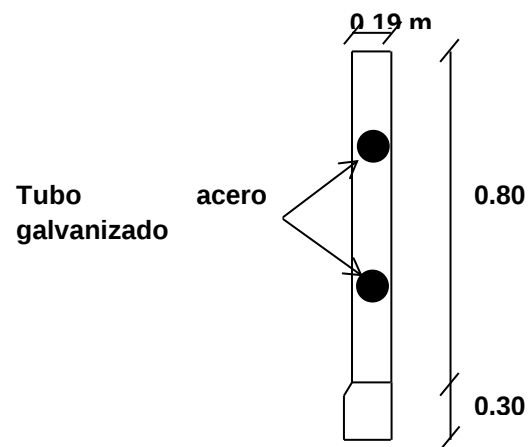


Figura 9.23.- Detalles de la baranda.

10. Estudio de Impacto Ambiental.

10.1 Introducción.

Antes de proceder a realizar el estudio de impacto ambiental para la Quebrada Toctehaicu es necesario hacer una breve introducción del significado de medio ambiente, impacto ambiental, y sus métodos de análisis.

Medio ambiente.

Es un sistema de elementos abióticos, bióticos y socioeconómicos con quien interactúa el hombre, a la vez que se adapta al mismo, lo transforma y lo utiliza para satisfacer sus necesidades.

El enfoque sistemático de la problemática ambiental se basa principalmente en que en las sociedades capitalistas industrializadas han entendido el desarrollo como un crecimiento lineal divorciado de factores naturales y se han desarrollado de una forma u otra, viendo en la naturaleza un almacén inagotable, de donde se podría extraer todo lo necesario para el logro de su desarrollo económico y hacia el cual se puede lanzar a su vez todo los desechos de la actividad humana.

Impacto Ambiental.

El constante desarrollo social y económico de las ciudades tiende a provocar cambios de diferentes tipos significativos en el entorno que nos rodea, por esta razón desde el siglo XX ha cobrado amplio reconocimiento la necesidad de incorporar la variable ambiental como factor de garantía de progreso, ya que se detectaba un crecimiento de los problemas ambientales tanto regionales, locales, nacionales, y globales.

Desarrollo Sostenible.

Uno de los conceptos más importantes dentro de la conservación del ambiente es el del desarrollo sostenible, el desarrollo sostenible se basa en tres factores sociedad, economía y medio ambiente, Brundtland lo define como sigue:

“Satisfacer las necesidades de las generaciones presentes sin comprometer las posibilidades de las del futuro para atender sus propias necesidades”

La evaluación de impacto ambiental es un proceso destinado a que las opciones de proyectos en consideración sean ambiental y socialmente sostenibles, es decir que se produzca el desarrollo considerando los efectos que tiene en el medio ambiente y tratando de mitigarlos.

Tipos de Impactos.

Los tipos en los que se puede clasificar los impactos pero no limitándose a éstos, son:

Impactos por su probabilidad de ocurrencia.

- Cierto
- Probable
- Desconocido

Impactos por la variación de calidad ambiental.

- Impactos beneficioso
- Impactos negativo

Impactos por la intensidad y afectación.

- Impacto alto
- Impacto medio
- Impacto bajo

Impactos por extensión.

- Impacto puntual
- Impacto parcial
- Impacto extremo
- Impacto Total

Impactos por su persistencia.

- Impacto Temporal
- Impacto Permanente

Impactos por su capacidad de recuperación.

- Irreversible
- Reversible
- Fugaz
- Mitigable

Impactos por la relación causa-efecto.

- Directo
- Indirecto o secundario

Impactos por la magnitud.

Se refiere al grado de alteración de una actividad dentro de un factor ambiental, una actividad puede tener un alto grado de cambios dentro de un factor ambiental, y a su vez un bajo grado de cambios dentro de otro factor ambiental.

Impacto por la importancia.

La importancia de un impacto ambiental depende mucho de su alcance y duración dentro de un factor ambiental afectado, además de la magnitud y de todos los tipos de impactos mencionados anteriormente, mientras mayor sea su alcance y duración más importante es el impacto, y por lo tanto hay que tomar mayor énfasis en éste.

Métodos de evaluación de impactos ambientales.

Cantler y Sandler clasificaron las metodologías para la evaluación de impacto ambiental en veintidós grupos, a continuación se mostrará la lista de los 22 grupos, sin embargo solo el método de la matriz de Leopold será explicado en este documento.

- Analógicos
- Listas de chequeos
- Listas de chequeos enfocadas a decisiones
- Análisis ambiental coste-beneficio
- Opinión de expertos
- Sistemas Expertos
- Índices o indicadores
- Pruebas de laboratorio y Modelos a Escala
- Evaluación de Paisajes
- Revisión Bibliográfica
- Cálculo del avance de materia
- Matrices de Interacción (Matriz de Leopold)
- Monitorización
- Estudios de Campo
- Redes
- Sobreposición de mapas
- Fotografías o fotomontajes
- Modelización cualitativa
- Modelización cuantitativa
- Evaluación de riesgos
- Construcción de escenarios
- Extrapolación de tendencias

Ningún tipo de método por si solo puede ser usado para satisfacer la variedad y tipo de actividades que intervienen en un estudio de impacto ambiental, lo conveniente es seleccionar los más adecuados según sea el caso.

Matriz de Leopold

La Matriz de Leopold es un método universalmente empleado para realizar la evaluación del impacto ambiental que puede producir un determinado proyecto, es un método cualitativo/cuantitativo, ya que a pesar de usar registros numéricos en sus valoraciones depende mucho de la subjetividad del analista que realiza el estudio de impacto ambiental.

El método de Leopold está basado en una matriz de 100 acciones que pueden causar impacto al ambiente representadas por columnas y 88 características y condiciones ambientales representadas por filas. Como resultado, los impactos a ser analizados suman 8,800.

Valoración de los impactos ambientales con la matriz de Leopold.

1.- En cada cuadrícula intersectada por la actividad y el factor ambiental se ubican 2 valores que van separados por una línea diagonal que cruza la cuadrícula, estos valores son la magnitud e importancia del impacto ambiental causado por las actividades del proyecto.

La magnitud se califica con un valor que va de 10 a -10, si el signo es positivo significa que la magnitud del impacto es beneficiosa, si el signo es negativo querrá decir que la magnitud del impacto es perjudicial. El valor de la magnitud va en la parte superior de la cuadrícula.

La importancia se califica con un valor que va de 1 al 10 y va en la parte inferior de la cuadrícula.

2.- Una vez que se han determinado los valores de la magnitud e importancia en cada una de las cuadrículas, se multiplica estos dos valores para cada cuadrícula, con el fin de determinar un valor único que cuantifique el impacto ambiental que causa una actividad en un factor ambiental determinado.

3.- Se procede a sumar los valores de cada una de las filas y columnas. el valor total de cada fila nos indicará el efecto total que tiene el proyecto sobre un factor ambiental, y el valor total de cada una de las columnas nos dice la fuerza del impacto ambiental general de las diferentes actividades.

Normas De calidad ambiental.

El marco legal que está vigente tanto en el ámbito nacional, como en el regional y local está constituido por leyes, decretos ejecutivos, acuerdos ministeriales, reglamentos y ordenanzas.

Algunas de las normas, leyes, y legislaciones aplicables a los estudios de impacto ambiental dentro de proyectos de construcción de puentes pero no limitándose a éstos son:

Legislación Nacional

Leyes que tienen que ver con el tema ambiental y rigen a nivel nacional. Dentro de la parte ambiental, algunas de las normas nacionales son:

- Constitución Política de la República del Ecuador: Art. 23 Num. 6, Art. 86, 87,88, 89, 90, 91. Junio 5, 1998.
- Sistema Único de Manejo Ambiental SUMA: R.O. 725 – 16 Diciembre, 2002. Legislación Ambiental Secundaria Libro VI (Título IV) b) Ley de Gestión Ambiental (SUMA)
- Ley de Gestión Ambiental y del Reglamento a la Ley de Gestión Ambiental
- Norma de Calidad Ambiental y de Descarga de Efluentes - Recurso agua:R.O. 725 – 16 Diciembre, 2002. Legislación Ambiental Secundaria Libro VI.
- Ley de Aguas
- Ley de Tránsito y Transporte Terrestre
- Norma de Calidad Ambiental para el Manejo y disposición Final de Desechos Sólidos No peligrosos.
- Reglamento General del Seguro de Riesgos de Trabajo
- Ley de Minería

Legislación Local.

Las leyes locales (nivel provincial) que tocan en alguno de sus puntos temas ambientales, se encuentran en la Ley de Régimen Municipal.

Diagnóstico de los componentes ambientales.

En los estudios de impacto ambiental, antes de proceder a mostrar el resultado de los métodos aplicados, se suele realizar un informe donde se muestran las circunstancias ambientales del entorno en estudio, como se dijo anteriormente, el medio ambiente es el conjunto del medio biótico, abiótico, y socioeconómico con quien

interactúa el hombre. Estos datos se mostraran posteriormente en la ficha ambiental de la zona.

Los componentes ambientales de los cuales se hace un diagnostico son los siguientes:

Medio Abiótico.

Es el medio físico que interactúa con el hombre, los componentes ambientales más significativos son:

- Clima
- Geología de la zona
- Geomorfología
- Tectónica
- Hidrología

Medio Biótico.

Es el medio donde existen seres vivos y que interactúan entre si, y estos son:

- Flora
- Fauna

Entorno socioeconómico.

Son todas las características socioeconómicas del lugar donde se realiza el proyecto.

- División Política del cantón
- Salud
- Educación
- Viviendas
- Servicios Básicos
- Uso del suelo
- Uso del agua

10.2 Identificación y evaluación de los impactos ambientales.

10.2.1 Identificación de los impactos.

Componentes Ambientales

Los componentes ambientales en la Matriz de Leopold se muestran en la primera columna, hemos seleccionado los más significativos dentro de la obra a realizarse.

Los componentes ambientales que sufren efectos debido a las actividades que se realizarán por la construcción del puente en la Quebrada Toctehaicu son los siguientes:

1. Calidad del suelo
2. Calidad del agua
3. Calidad del aire
4. Cubierta Vegetal
5. Fauna
6. Drenaje de Aguas Superficiales
7. Viviendas
8. Salud y Seguridad

Actividades del proyecto

Las actividades dentro de la Matriz de Leopold se muestran en la primera fila, hemos seleccionado los más significativos dentro de la obra a realizarse

Las actividades del proyecto que pueden tener alguna repercusión ambiental en los componentes son los siguientes.

1. Perforación para pilotes
2. Desbroce, desbanque y limpieza
3. Excavaciones
4. Materiales de préstamo importado
5. Colocación de Hormigón
6. Transporte de materiales
7. Construcción de vigas y tableros
8. Operación del puente

En la siguiente tabla que corresponde a la Matriz de Leopold, se muestran los componentes ambientales elegidos, así como las actividades que afectan en éstos.

Actividades Factores ambientales	Perforación para pilotes	Desbroce y limpieza	Excavaciones	Relleno con material de mejoramiento	Hormigón	Transporte de materiales	Construcción de vigas y tableros	
(1) Calidad del suelo	X	X	X		X		X	
(2) Calidad del agua		X						
(3) Calidad del aire	X	X	X	X	X	X		X
(4) Cubierta vegetal		X						
(5) Fauna								
(6) Drenaje de aguas superficiales	X	X	X					
(7) Vivienda	X						X	
(8) Salud y seguridad	X	X	X	X	X	X	X	X

Tabla 10.1.-Actividades que afectan a los factores ambientales.

10.2.2 Evaluación de los impactos.

Antes de proceder a construir la Matriz de Leopold con las respectivas cuantificaciones que se mencionaron anteriormente, se procederá a “cualificar” el impacto ambiental de cada una de las actividades sobre los diferentes componentes (Matrices Ambientales).

Matrices Ambientales.

Este tipo de matriz está formada por los componentes ambientales en su primera fila y en la primera columna se presentan la forma en que la actividad señalada interactúa con cada uno de los componentes, en cada cuadrícula de intersección de estas filas y columnas se pondrá un valor cualitativo representado por letras, como se explicará en la siguiente tabla. Se debe realizar una matriz por cada actividad de la obra que se considere afectará ambientalmente a la zona.

Interacciones de la actividad	Cualificación de las interacciones		
Tipo de impacto	N (negativo)	B (beneficioso)	
Certeza	Cierto (C)	Probable (P)	Desconocido (D)
Afectación	Alta (A)	Media (M)	Baja (B)
Intensidad	Alta (A)	Media (M)	Baja (B)
Duración	Temporal (T)	Permanente (P)	
Área geográfica	Local (L)	Regional (R)	
Reversibilidad	Reversible (r)	Irreversible (i)	
Existencia d mitigación	Si	No	

Tabla 10.2.- Cualificación de las interacciones entre el impacto y la actividad.

Adicionalmente para efectos de la construcción de la Matriz de Leopold se extraerán algunas interacciones de la tabla anterior con el fin de obtener los valores numéricos de “Magnitud” e “Importancia” de los impactos en cada una de las actividades, estos valores son los que se usan en la construcción de la Matriz de Leopold.

Para este trabajo se considerará el valor de la Magnitud como un resultado global de los efectos de intensidad y duración mostrados en la Matriz Ambiental.

La Importancia de una actividad sobre un componente ambiental, como ya se dijo anteriormente, depende de todas las maneras en que la actividad afecta al componente ambiental, sin embargo para la construcción de la Matriz de Leopold se considerara a la importancia como un resultado global de los efectos de duración y área geográfica, mostradas en la Matriz Ambiental.

En la siguiente tabla se muestra como se engloban estos valores cualitativos con el fin de obtener los valores cuantitativos de Importancia Y Magnitud.

MAGNITUD			IMPORTANCIA		
Intensidad	Afectación	Calificación	Duración	Influencia	Calificación
Baja	Baja	-1	Temporal	Puntual	+1
Baja	Media	-2	Media	Puntual	+2
Baja	Alta	-3	Permanente	Puntual	+3
Media	Baja	-4	Temporal	Local	+4
Media	Media	-5	Media	Local	+5
Media	Alta	-6	Permanente	Local	+6
Alta	Baja	-7	Temporal	Regional	+7
Alta	Media	-8	Media	Regional	+8
Alta	Alta	-9	Permanente	Regional	+9
Muy alta	Alta	-10	Permanente	Nacional	+10

Tabla 10.3.- Cuantificación de las interacciones ambientales según su magnitud e importancia.

Una vez explicado estos detalles, procedemos a crear las matrices ambientales por cada una de las actividades que afectan a la obra.

Perforación para pilotes.

Los componentes ambientales afectados por la perforación de pilotes son: (1) Calidad del suelo, (3) Calidad del aire, (6) Drenaje de aguas superficiales, (8) Salud y seguridad.

	Datos		1		3		6		8					
	Tipo de Impacto		N		N		B		N					
Magnitud	Certeza		C		P		C		P					
	Afectación		M		-2	M		-5	B		+1	B		-1
	Intensidad		B			B			B					
Importancia	Duración		P		+6	T		+4	P		+6	T		+4
	Área geográfica		L			L			L			L		
	Reversibilidad		i		r		r		r		r		r	
	Existencia de mitigación		N		S		N		N		S		S	

Tabla 10.4.- Desglose de presupuesto para la construcción de la losa.

Desbroce y Limpieza.

Los componentes ambientales afectados por el desbroce y limpieza son: (1) Calidad del suelo, (2) Calidad del agua, (3) Calidad del aire, (4) Cubierta Vegetal, (6) Drenaje de Aguas superficiales, (8) Salud y seguridad.

	Datos		1		2		3		4		6		8	
	Tipo de Impacto		N		N		N		N		N		N	
Magnitud	Certeza		C		C		P		C		P		P	
	Afectación		B	-1	B	-1	B	-1	B	-1	B	-1	B	-1
Importancia	Intensidad		B		B		B		B		B		B	
	Duración		P	+6	T	+4	T	+4	T	+4	T	+7	T	+4
	Área geográfica		L		L		L		L		R		L	
	Reversibilidad		i		r		r		r		r		r	
	Existencia de mitigación		N		S		S		S		S		S	

Tabla 10.5.- Calificación del impacto ambiental producido por el desbroce y limpieza.

Excavaciones.

Los componentes ambientales afectados por las excavaciones son: (1) Calidad del suelo, (3) Calidad del aire, (6) Drenaje de Aguas superficiales..

	Datos		1		3		6	
	Tipo de Impacto		N		N		B	
Magnitud	Certeza		C		P		C	
	Afectación		B	-1	M	-5	B	+1
Importancia	Intensidad		B		M		B	
	Duración		P	+6	T	+6	T	+4
	Área geográfica		L		L		L	
	Reversibilidad		i		r		r	
	Existencia de mitigación		N		S		N	

Tabla 10.6.- Calificación del impacto ambiental producido por las excavaciones.

Relleno con material de mejoramiento.

Los componentes ambientales afectados por el relleno con material de mejoramiento son: (3) Calidad del aire, (8) Salud y seguridad.

	Datos		3		8	
	Tipo de Impacto		N		N	
Magnitud	Certeza		P		P	
	Afectación		B	-1	B	-1
Importancia	Intensidad		B		B	
	Duración		T	+7	T	+4
	Área geográfica		R		L	
	Reversibilidad		r		r	
	Existencia de mitigación		S		S	

Tabla 10.7.- Calificación del impacto ambiental producido por el relleno con mejoramiento.

Hormigón.

Los componentes ambientales afectados por la colocación del hormigón son: (1) Calidad del suelo, (3) Calidad del aire, (8) Salud y seguridad.

	Datos	1		3		8	
	Tipo de Impacto	N		N		N	
Magnitud	Certeza	P		C		P	
	Afectación	B	-1	B	-1	M	-5
	Intensidad	B		B		M	
Importancia	Duración	T	+4	T	+4	P	+6
	Área geográfica	L		L		L	
	Reversibilidad	r		r		i	
	Existencia de mitigación	S		S		N	

Tabla 10.8.- Calificación del impacto ambiental producido por la colocación del hormigón.

Transporte de materiales.

Los componentes ambientales afectados por la construcción de vigas y tableros son: (3) Calidad del aire, (8) Salud y seguridad.

	Datos	3		8	
	Tipo de Impacto	N		N	
	Certeza	P		P	
Magnitud	Afectación	B	-1	B	-1
	Intensidad	B		B	
Importancia	Duración	T	+7	T	+4
	Área geográfica	R		L	
	Reversibilidad	r		r	
	Existencia de mitigación	S		S	

Tabla 10.9.- Calificación del impacto ambiental producido por el transporte de materiales.

Construcción de vigas y tableros.

Los componentes ambientales afectados por la construcción de vigas y tableros son: (1) Calidad del suelo, (7) Vivienda, (8) Salud y seguridad.

	Datos	1		7		8	
	Tipo de Impacto	N		B		N	
Magnitud	Certeza	C		C		P	
	Afectación	M	-5	B	+7	B	-1
	Intensidad	M		A		B	
Importancia	Duración	P	+6	P	+9	T	+4
	Área geográfica	L		R		L	
	Reversibilidad	I		I		R	
	Existencia de mitigación	N		N		S	

Tabla 10.10.- Calificación del impacto ambiental producido por la construcción de vigas y tableros.

Funcionamiento del puente.

Los componentes ambientales afectados por la construcción de vigas y tableros son: (3) Calidad del aire, (8) Salud y seguridad.

	Datos	3		8	
	Tipo de Impacto	N		N	
	Certeza	C		C	
Magnitud	Afectación	B	-1	B	-1
	Intensidad	B		B	
Importancia	Duración	P	+6	P	+6
	Área geográfica	L		L	
	Reversibilidad	R		R	
	Existencia de mitigación	S		S	

Tabla 10.11.- Calificación del impacto ambiental producido por el funcionamiento del puente.

Matriz de Leopold.

Una vez realizadas las matrices ambientales de cada una de las actividades que tienen repercusión ambiental, se procede a construir la Matriz de Leopold, con los valores de Magnitud e Importancia obtenidos.

Actividades Factores ambientales	Desbroce y limpieza	Perforación para pilotes	Excavaciones	Relleno con material de mejoramiento	Hormigón	Transporte de materiales	Construcción de vigas y tableros	Funcionamiento del puente	Total
1. Estructura y calidad del suelo	-1 6	-2 6	-1 6		-1 4		-5 6		-58
2. Calidad del Agua	-1 4								-4
3. Calidad del aire	-1 4	-5 4	-5 6	-1 7	-1 4	-1 7		-1 6	-78
4. Cubierta Vegetal	-1 4								-4
5. Fauna									
6. Drenaje de Aguas superficiales	-1 7	1 6	1 4						6
7. Vivienda							7 9		63
8. Salud y Seguridad	-1 4	-1 4		-1 4	-5 6	-1 4	-1 4	-1 6	-56
Total	-23	-42	-32	-11	-38	-11	54	-12	

Tabla 10.12.- Matriz de Leopold de las actividades y factores ambientales del puente Azhapud.

10.3 Mitigaciones ambientales.

Las mitigaciones ambientales que se pueden realizar sin limitarse a éstas, son las siguientes:

- No arrojar materiales ni escombros al cauce de la quebrada.

- Revisión de que la maquinaria no genere mucho ruido.
- Mojar la capa del suelo para evitar la polvareda.
- Artículos de seguridad para el personal.
- Cubrir los camiones que transporten el material, para evitar polvareda.
- Desalojar los materiales de rechazo o contaminantes en un sitio técnicamente elegido.
- Construir un mini relleno para la eliminación de desechos sólidos.
- Reciclaje de los aceites usados por la máquina.
- Disponer de letrinas para la higienizada ocupación d los trabajadores.
- Una adecuada higiene en la preparación de alimentos.
- Controlar los gases y humos que emanan los automotores, como lo establecen las Normas de Tránsito.
- Señalizar debidamente el nuevo puente para evitar accidentes.

10.4 Ficha ambiental.

La ficha ambiental viene integrado por diferentes tablas de opción múltiple, en las cuales al lado derecho se muestran diferentes características que puede tener la zona donde se realizara un proyecto de construcción, en el lado izquierdo se muestran las opciones a disposición, dependiendo de las condiciones de la obra que se esté tratando. Las condiciones de la zona que se desea conocer mediante la ficha ambiental son las siguientes:

- Identificación del proyecto
- Localización de la zona del proyecto
- Clima de la zona
- Geología, geomorfología y suelos
- Hidrología
- Características del aire
- Ecosistema
- Flora
- Fauna silvestre
- Demografía
- Infraestructura social
- Actividades socioeconómicas
- Organización social
- Aspectos Culturales
- Medio Perceptual
- Riesgos naturales e inducidos.

A continuación se presenta la ficha ambiental para la construcción del puente sismo-resistente en la Quebrada Toctehaicu, Parroquia Octavio Cordero del Cantón Cuenca, Provincia del Azuay.

Identificación del proyecto.

Nombre del proyecto:	Cálculo y diseño sismo-resistente del puente en hormigón armado para el sector Azhapud, perteneciente a la parroquia Octavio Cordero del Cantón Cuenca, provincia del Azuay.	
Localización del proyecto:	Provincia: Azuay Cantón: Cuenca Parroquia: Octavio Cordero Comunidad: Azhapud	
Auspiciado por:	☐ Ministerio de: ☒ Gobierno Provincial de: ☐ Gobierno Municipal de: ☐ Organismo de Inversión/desarrollo (especificar) ☐ Otro	Gobierno Provincial del Azuay.
Tipo del proyecto:	☐ Abastecimiento de agua ☐ Agricultura y ganadería ☐ Amparo y bienestar social ☐ Protección áreas naturales ☐ Educación ☐ Electrificación ☐ Hidrocarburos ☐ Industria y comercio ☐ Minería ☐ Pesca ☐ Salud ☐ Saneamiento ambiental ☐ Turismo ☒ Vialidad y transporte ☐ Otros	Puente sismo-resistente de 16 metros de luz.
Descripción resumida del proyecto:	Se necesita un puente nuevo para la comunidad de Azhapud, para agilizar la salida y entrada de esta comunidad hacia la carretera principal	
Nivel de los estudios técnicos del proyecto:	☐ Factibilidad ☒ Definitivo	
Categoría del proyecto:	☒ Construcción ☐ Rehabilitación ☐ Ampliación o mejoramiento ☐ Mantenimiento ☐ Equipamiento ☐ Capacitación ☐ Apoyo ☐ Otro (especificar):	
Datos del promotor o auspiciante:	Nombre o razón social: Gobierno Provincial del Azuay Dirección: S. Bolívar 4-30 y Vargas Machuca Barrio: Centro Histórico de la ciudad Sector: Urbano Ciudad: Cuenca Provincia: Azuay	

Localización de la zona del proyecto.

Región geográfica:	☐ Costa ☒ Sierra ☐ Oriente ☐ Insular
Coordenadas:	☐ Geográficas ☒ UTM
Altitud:	☐ A nivel del mar ☐ Entre 0 y 500 msnm ☐ Entre 501 y 2.300 msnm ☒ Entre 2.301 y 3.000 msnm ☐ Entre 3.001 y 4.000 msnm ☐ Más de 4000 msnm

Clima.

Temperatura:	☐ Cálido-seco (0-500 msnm) ☐ Cálido-húmedo (0-500 msnm) ☐ Subtropical (500-2.300 msnm) ☒ Templado (2.300-3.000 msnm) ☐ Frío (3.000-4.500 msnm) ☐ Glacial Menor a 0o C en altitud (>4.500 msnm)
---------------------	--

Geología, geomorfología y suelos.

Ocupación actual del área de influencia;	☒ Asentamientos humanos ☒ Áreas agrícolas o ganaderas ☐ Áreas ecológicas protegidas ☐ Bosques naturales o artificiales ☒ Fuentes hidrológicas y cauces naturales ☐ Manglares ☐ Zonas arqueológicas ☐ Zonas con riqueza hidrocarburífera ☐ Zonas con riquezas minerales ☐ Zonas de potencial turístico ☐ Zonas de valor histórico, cultural o religioso ☐ Zonas escénicas únicas ☐ Zonas inestables con riesgo sísmico ☐ Zonas reservadas por seguridad nacional ☐ Otra:
Pendiente de suelos	☐ Llano El terreno es plano. Las pendientes son menores que el 30%. ☐ Ondulado El terreno es ondulado. Las pendientes son suaves (entre 30% y 100 %). ☒ Montañoso El terreno es quebrado. Las pendientes son mayores al 100 %.
Tipo del suelo	☐ Arcilloso ☒ Arenoso ☐ Semi-duro ☐ Rocoso ☐ Saturado
Calidad del suelo:	☐ Fértil ☒ Semi-fértil ☐ Erosionado ☐ Otro (especifique)
Permeabilidad del suelo:	☐ Altas: El agua se infiltra fácilmente en el suelo. Los charcos de lluvia desaparecen rápidamente. ☒ Medias: El agua tiene ciertos problemas para infiltrarse en el suelo. Los charcos permanecen algunas horas después de que ha llovido. ☐ Bajas: El agua queda detenida en charcos por espacio de días. Aparecen aguas estancadas.

Condiciones de drenaje:	☐ Muy buenas: No existen estancamientos de agua, aún en época de lluvias ☒ Buenas: Existen estancamientos de agua que se forman durante las lluvias, pero que desaparecen a las pocas horas de cesar las precipitaciones ☐ Malas: Las condiciones son malas. Existen estancamientos de agua, aún en épocas cuando no llueve
--------------------------------	---

Hidrología.

Fuentes:	☒ Agua superficial ☒ Agua subterránea ☐ Agua de mar ☐ Ninguna
Nivel freático:	☒ Alto ☐ Profundo
Precipitación	☐ Altas Lluvias fuertes y constantes ☒ Medias Lluvias en época invernal o esporádicas ☐ Bajas Casi no llueve en la zona

Calidad del aire.

Calidad de aire:	☒ Pura No existen fuentes contaminantes que lo alteren ☐ Buena El aire es respirable, presenta malos olores en forma esporádica o en alguna época del año. Se presentan irritaciones leves en ojos y garganta ☐ Mala El aire ha sido contaminado, se presentan constantes enfermedades bronquio-respiratorias. Se verifica irritación en ojos, mucosa y garganta
Recirculación de aire:	☐ Muy Buena: Brisas ligeras y constantes Existen frecuentes vientos que renuevan la capa de aire ☒ Buena: Los vientos se presentan sólo en ciertas épocas y por lo general son escasos. ☐ Mala
Ruido:	☒ Bajo: No existen molestias y la zona transmite calma. ☐ Tolerable: Ruidos admisibles o esporádicos. No hay mayores molestias para la población y fauna existente. ☐ Ruidoso: Ruidos constantes y altos. Molestia en los habitantes debido a intensidad o por su frecuencia. Aparecen síntomas de sordera o de irritabilidad

Ecosistema.

	☒ Páramo ☐ Bosque pluvial ☐ Bosque nublado ☐ Bosque seco tropical ☐ Ecosistemas marinos costeros ☐ Ecosistemas lacustres
--	--

Flora.

Tipo de cobertura vegetal:	☐ Bosques ☒ Arbustos ☒ Pastos ☐ Cultivos ☐ Matorrales ☐ Sin vegetación
Importancia de la cobertura vegetal:	☐ Común del sector ☐ Rara o endémica ☒ En peligro de extinción ☐ Protegida ☐ Intervenida

Usos de la vegetación:	☐ Alimenticio
	☒ Comercial
	☐ Medicinal
	☐ Ornamental
	☐ Construcción
	☐ Fuente de semilla
	☐ Mitológico
	☐ Otro (especifique):

Fauna Silvestre.

Tipología:	☐ Microfauna
	☐ Insectos
	☐ Anfibios
	☐ Peces
	☐ Reptiles
	☒ Aves
	☒ Mamíferos
Importancia:	☒ Común
	☐ Rara o única especie
	☐ Frágil
	☐ En peligro de extinción

Demografía

Nivel de consolidación del área de influencia:	☐ Urbana
	☐ Periférica
	☒ Rural
Tamaño de la población:	☒ Entre 0 y 1.000 habitantes
	☐ Entre 1.001 y 10.000 habitantes
	☐ Entre 10.001 y 100.000 habitantes
	☐ Más de 100.000 habitantes
Características étnicas de la población:	☒ Mestizos
	☒ Indígena
	☐ Negros
	☐ Otro(especificar)

Infraestructura Social.

Abastecimiento de agua:	☒ Agua potable
	☐ Conexión domiciliaria
	☐ Agua de lluvia
	☐ Grifo público
	☐ Servicio permanente
	☐ Racionado
	☐ Tanquero
	☐ Acarreo manual
	☐ Ninguno
Evacuación de aguas servidas:	☐ Alcantarillado sanitario
	☐ Alcantarillado Pluvial
	☒ Fosas sépticas
	☒ Letrinas
	☐ Ninguno
Evacuación de aguas lluvias:	☐ Alcantarillado Pluvial
	☒ Drenaje superficial
	☐ Ninguno

Desechos sólidos:	☒ Barrido y recolección ☐ Botadero a cielo abierto ☐ Relleno sanitario ☐ Otro (especificar):
Electrificación:	☐ Red energía eléctrica ☐ Plantas eléctricas ☐ Ninguno
Transporte público:	☐ Servicio urbano ☐ Servicio intercantonal ☐ Canoa ☐ Otro (especifique):
Vialidad y accesos:	☐ Vías principales ☐ Vías secundarias ☒ Caminos vecinales ☐ Vías urbanas ☐ Otro (especifique):
Telefonía:	☒ Red domiciliaria ☐ Cabina pública ☐ Ninguno

Actividades Socioeconómicas.

Aprovechamiento y uso de la tierra:	☐ Residencial ☐ Comercial ☐ Recreacional ☒ Productivo ☒ Baldío ☐ Otro (especificar):
Tenencia de la tierra:	☒ Terrenos privados ☐ Terrenos comunales ☐ Terrenos municipales ☐ Terrenos estatales

Organización Social.

Primer nivel:	☒ Primer grado: Comunal, barrial ☐ Segundo grado: Pre-cooperativas, cooperativas ☐ Tercer grado: Asociaciones, federaciones, unión/organizaciones ☐ Otra
----------------------	--

Aspectos Culturales.

Lengua:	☒ Castellano ☐ Nativa ☐ Otro (especificar):
Religión:	☒ Católicos ☐ Evangélicos ☐ Otra (especifique):
Tradiciones:	☐ Ancestrales ☒ Religiosas ☐ Populares ☐ Otras (especifique):

Medio Perceptual.

Paisaje y turismo:	☒ Zonas con valor paisajístico ☐ Atractivo turístico	☐ Recreacional ☐ Otro (especificar):
---------------------------	--	---

Riesgos naturales e inducidos.

Peligro de deslizamiento:	☐ Inminente: La zona es muy inestable y se desliza con relativa frecuencia ☒ Latente: La zona podría deslizarse cuando se produzcan precipitaciones extraordinarias. ☐ Nulo: La zona es estable y prácticamente no tiene peligro de deslizamientos.
Peligro de Inundaciones:	☐ inminente: La zona se inunda con frecuencia ☐ Latente: La zona podría inundarse cuando se produzcan precipitaciones extraordinarias. ☒ Nulo: La zona, prácticamente, no tiene peligro de inundaciones
Peligro de terremotos:	☐ Inminente: La tierra tiembla frecuentemente ☒ Latente: La tierra tiembla ocasionalmente (está cerca de o se ubica en fallas geológicas). ☐ Nulo: La tierra, prácticamente, no tiembla.

Tabla 10.13.- Ficha ambiental de la comunidad de Azhapud.

11. Presupuesto y Programación de obra

11.1 Introducción.

El presupuesto de obra lo definen como la tasación o estimación económica anticipada de un producto o servicio.

Se basa en la previsión del total de los costes involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Finalidad de un presupuesto de obra.

Tiene como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la construcción del proyecto.

Funciones y objetivos de un presupuesto.

La principal función de un presupuesto es el control financiero de la obra, ya que nos ayuda a estimar gastos, y realizar correcciones preventivas o posteriores comparando las actividades ya realizadas con el presupuesto, para determinar logros económicos o diferencias negativas.

Algunos de los objetivos de un presupuesto de obra son los siguientes:

- La planeación de las diferentes actividades de la obra, con su respectivo costo, así como el costo total, que nos servirá para determinar la inversión necesaria.
- Control de la obra en cuanto a sus avances y en simultaneo con los gastos realizados, con el fin de saber si los gastos están dentro de lo planeado o son excesivos.
- Conocer todo lo que se usara para la realización de la obra, ya sea la cantidad de equipos y herramientas, además de los materiales y mano de obra requeridos.

11.2 Partes de un presupuesto.

Un presupuesto en general se divide en dos partes, la primera corresponde a todas las partidas presupuestarias o capítulos en la que consta el presupuesto y que además contienen a cada uno de los conceptos de obra, rubros o actividades., y la segunda donde se muestran todos los Análisis de Precios Unitarios de cada uno de los rubros del presupuesto.

Partida Presupuestaria.

Son todos los capítulos de las cuales consta el presupuesto de la obra, estas contienen a las diferentes actividades o conceptos de obra, que vienen identificadas por un ítem o código.

Concepto de obra.

Son los rubros o actividades del proyecto, que vienen identificadas por un código o ítem. Cada uno de los rubros tienen una unidad, cantidad, y el precio por unidad de obra, con estos datos se puede determinar el costo total de cada rubro.

Unidad de obra.

Corresponde a la unidad de medición de cada uno de los conceptos de obra..

Cantidad de obra

Corresponde a cada una de las cantidades que son necesarias para hacer posible la construcción civil, ya sean desde los metros cuadrados necesarios en el replanteo y nivelación, hasta la cantidad por kilogramos de acero de refuerzo. Deberá existir una cantidad por cada rubro, para poder obtener el valor total de la obra.

Precio Unitario.

Es la remuneración o pago total que debe cubrirse por cada unidad de concepto de trabajo terminado, ejecutado conforme a las especificaciones técnicas de construcción correspondiente.

Es el costo total por unidad de cada uno de los conceptos de obra. Para obtener este valor se debe realizar un análisis, conocido como “Análisis de precios unitarios” (APU), donde se muestra el costo por materiales, equipos, herramientas y mano de obra para realizar la actividad en cuestión.

11.3 Análisis de precios unitarios.

Es el desglose de cada uno de los rubros o actividades, con el fin de expresar las necesidades de éste, está formado por todos los componentes que en mayor o menor proporción son necesarios para la realización de la actividad. El resultado de este análisis es determinar el precio por unidad de cada rubro.

11.3.1 Partes de un Análisis de precios unitarios.

El análisis de precios unitarios se divide en dos grupos, los cuales son: Los costos directos y los costos indirectos, a continuación se describen cada uno de ellos.

Costo Directo.

Es el pago que se hace por los productos que actúan directamente en la realización de la obra, está formado por la suma de los costos de materiales, mano de obra, equipos y herramientas.

Materiales.

Son todos los productos manufacturados o materia prima que se usan en las construcciones civiles.

Costo por materiales.

El precio de un material depende del tiempo y su lugar de adquisición, por esta razón se deben considerar los siguientes aspectos para determinarlo.

- Precio de proveedor
- Fletes
- Seguros
- Almacenamiento
- Maniobra de carga y descarga
- Desperdicios

Una vez determinado el precio por unidad de medición del material, este valor se multiplica por la cantidad del material que se necesita para cubrir la unidad de obra del rubro correspondiente, para obtener el precio del material por unidad de obra de cada material.

El precio por unidad de obra de cada material se suma y se obtiene el precio por unidad de obra total de materiales.

Equipos y Herramientas.

Son los instrumentos usados para realizar los diferentes trabajos o actividades dentro de la obra de construcción civil.

Costo de Herramientas y Equipo.

El costo de las herramientas en la mayoría de los análisis de presupuestos se suele considerar un 5% de la mano de obra, que equivale al desgaste que se presenta en éstas por el uso, este valor no representa el costo real de cada herramienta que tienen un costo por adquisición distinto, sin embargo es una manera de reducir análisis más extensos y nos brinda un valor aproximado al real.

El costo de los equipos y maquinaria suele contabilizarse por hora y varía dependiendo del tipo de maquinaria usada, un análisis incorrecto de sus costos o la no disponibilidad para efectuar los trabajos correspondientes puede representar un desequilibrio financiero en la obra.

Para realizar un correcto análisis del costo por hora de la maquinaria, se toma en cuenta los siguientes factores:

- Cargos Fijos. Depreciación, inversión, seguro, almacén y mantenimiento.
- Cargos Por Consumo. Combustible, lubricantes y llantas.
- Cargos Por Operación. Salarios, horas efectivas de trabajo.

Una vez determinado el precio de los equipos y herramientas por hora de trabajo se multiplica por su rendimiento, para obtener el precio de los equipos y herramientas por unidad de obra del rubro correspondiente.

Rendimiento.

Es un valor cuya unidad es “horas/ unidad de obra”, y se refiere a la cantidad de tiempo que necesita un equipo para “construir” la unidad de obra correspondiente al rubro en cuestión.

Técnicamente se debería llamar anti-rendimiento, ya que mientras más grande es este valor, mayor es el tiempo que se demora el equipo, y mayor es el costo.

Al realizar la suma de cada uno de los costos de los equipos por unidad de obra obtenemos el costo total por unidad de obra de los equipos y herramientas.

Mano de Obra.

Se conoce como mano de obra al esfuerzo tanto físico como mental que se aplica durante el proceso de elaboración de un bien. El concepto también se aprovecha para apuntar hacia el costo de esta labor (es decir, el dinero que se le abona al trabajador por sus servicios).

Clasificación de la mano de obra en la construcción.

La mano de obra viene clasificada según su estructura ocupacional, que también determina los salarios mínimos de cada uno de ellos.

Estructura ocupacional.

Es la categorización del personal que ocupa los puestos de una organización, que designa tanto la forma de distribución de las distintas ocupaciones en categorías, así como su importancia cuantitativa y cualitativa dentro del sistema económico.

La estructura ocupacional se categoriza en 5 niveles principales, las cuales son:

- Nivel A (Jefatura)
- Nivel B (Supervisión)
- Nivel C (Operación)
- Nivel D (Asistencia)
- Nivel E (Soporte)

Tabla de salarios según la Estructura Ocupacional.

En la siguiente tabla a modo de ilustración, se muestran algunos de los salarios mínimos sectoriales para la construcción, servicios técnicos arquitectónicos, operadores y mecánicos de equipo pesado y caminero de excavación, construcción, industria y otras similares, con fecha, enero 2014.

CARGO / ACTIVIDAD	ESTRUCTURA OCUPACIONAL	SALARIO MÍNIMO SECTORIAL 2014
RESIDENTE DE OBRA	B1	394.06
INSPECTOR DE OBRA	B3	393.04
MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES	C1	392.36
TOPOGRAFO	C1	392.36
EXCAVADORA	C1	392.36
PLANTA DE EMULSION ASFALTICA	C1	392.36
RETROEXCAVADORA	C1	392.36
MAQUINA PARA SELLOS ASFALTICOS	C1	392.36
OPERADOR DE BOMBA IMPULSORA DE HORMIGON, EQUIPOS	C2	372.30
DIBUJANTE	C2	372.30
ACABADORA DE PAVIMENTO ASFALTICO	C2	372.30
OPERADOR RESPONSABLE DE PLANTA ASFALTICA	C2	372.30
OPERADOR RESPONSABLE DE PLANTA HORMIGONERA	C2	372.30
OPERADOR TERMOFORMADO	C2	372.30
TÉCNICO EN CARPINTERÍA	C2	372.30
TÉCNICO EN MANTENIMIENTO DE VIVIENDAS Y EDIFICIOS	C2	372.30
TÉCNICO EN ALBAÑILERÍA	C2	372.30
TÉCNICO EN OBRAS CIVILES	C2	372.30
ALBANIL, OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO, PINTOR, FIERRERO,	D2	351.70
PLOMERO	D2	351.70
PEON	E2	347.14

Tabla 11.1.- Salarios mínimos de la construcción.

Una vez obtenido el costo/hora de cada uno de los integrantes de la mano de obra para el concepto de obra correspondiente, se multiplica por el rendimiento de cada uno de ellos, de igual manera que se hizo con los equipos, para obtener el costo/unidad de obra.

Al final se suman el costo/unidad de obra de cada uno de los integrantes de la mano de obra para obtener el costo unitario total de esta parte del rubro.

Costos Indirectos.

Se conoce como costos indirectos a los gastos adicionales para realizar la ejecución de los trabajos excluyendo los costos directos que lleva a cabo el contratista- Son todos los costos que tienen que ver con los gastos de administración, dirección técnica, organización, vigilancia, transporte de maquinarias, así como las prestaciones laborales y de seguridad social correspondientes al personal directivo, técnico y administrativo que participen dentro del rubro.

Los costos indirectos se dividen en tres grandes grupos:

- Costos Indirectos de operación.
- Costos Indirectos de obra.
- Cargos Adicionales.

Costos Indirectos de operación.

Son los que tienen que ver con los gastos técnicos administrativos, gastos por alquileres y depreciaciones, gastos por obligaciones y seguros, gastos por materiales de consumo, gastos por capacitación y promoción, gastos por cargas impositivas, pero no limitándose a éstos.

Costos indirectos de obra.

Los costos indirectos de obra se dividen en dos, las cuales son: costos indirectos fijos y costos indirectos variables.

Costos indirectos fijos.

Los costos indirectos fijos pueden ser, pero no limitándose a ellos:

- Superficie ocupada.
- Valor de piezas de refacción.
- Costos de demoras.
- Costos del tiempo ocioso.
- Cambios en el ritmo de producción.

Costos indirectos variables.

Los costos indirectos variables pueden ser, pero no limitándose a ellos:

- Gerencia.
- Gastos en viajes de investigación.
- Costos de relevos.
- Maniobras de obras rechazadas o equipos devueltos.

Cargos Adicionales.

Son los integrados por:

- Imprevistos.
- Utilidades.
- Financiamiento.
- Impuestos y fianzas.

Imprevistos.

Son situaciones que no se han previsto, y que pueden ocurrir en la obra. Presupuestar una obra es un complejo proceso de planeación en el cual es imposible garantizar que están previstas todas las situaciones que la afectan económicamente. La experiencia y el criterio del constructor reunidas con una correcta técnica presupuestal pueden minimizar las desviaciones, desde luego, pero a sus propios errores de juicio es necesario agregar posibles fallas del personal auxiliar, inadecuado conocimiento de las condiciones locales del sitio de la obra, deficiencias en planos o especificaciones, etc. Por todo lo cual es una práctica comúnmente aceptada agregar a los Costos Directos un porcentaje de dinero que se presume servirá para cubrir esas eventualidades y se denomina Imprevistos.

El porcentaje de Imprevistos no debe utilizarse como una defensa contra lo siguiente:

- a) Casos de fuerza mayor, que están contemplados en las leyes.
- b) Aumentos de costos debidos a la inflación, que pueden calcularse e incorporarse al presupuesto con nombre propio.
- c) Desperdicios de materiales, que deben incluirse como una mayor cantidad de materiales en cada análisis unitario.

Los tipos de imprevistos son:

Naturales.

Terremotos, maremotos, inundaciones, rayos y sus consecuencias

Económicos:

Salarios oficiales de emergencia, cambios de jornadas oficiales de trabajo, cambio o implementación de nuevas prestaciones laborales y sociales, nuevas cargas impositivas y devaluaciones súbitas y no programada de la moneda.

Humanos.

Guerra, revoluciones, motines, golpes de estados, colisiones, incendios, explosión, huelga a fabricantes y proveedores de insumos únicos.

Utilidad.

La Utilidad es la ganancia que el contratista espera recibir por la realización del contrato, la cual debe ser garantizada por las entidades.

En obras de gran magnitud y uso intensivo de capital de trabajo se asimila la actividad del constructor con las operaciones comerciales e industriales corrientes, que deben producir utilidades, pero en obras como la que nos ocupa el concepto con que se remunera la actividad del profesional es el de Honorarios, calculados generalmente con base en los reglamentos de tarifas de la Sociedad Colombiana de Arquitectos o la Sociedad Colombiana de Ingenieros.

11.4 Reajuste de precios.

Valor adicional a un precio inicial que se produce por el incremento de los costos de los insumos que interviene en la obra en el transcurso del tiempo. Valor que trata de compensar la pérdida del poder adquisitivo de la moneda entre la fecha de negociación y la fecha de pago.

Función del Reajuste de precios.

Muchas obras tardan en iniciarse, y en ese transcurso pueden cambiar el costo ya sea de equipos, materiales, y/o variar el salario de los trabajadores, por disposiciones legales. El Reajuste de precios sirve para determinar el valor reajustado desde la fecha de creación del presupuesto a la fecha actual, ya sea para el pago del anticipo, o para el pago de las planillas de ejecución de obra.

Pago del anticipo.

Es el pago inicial previo a la obra, corresponde a un porcentaje del pago total.

Planillas de ejecución de obras.

Son planillas de pago, que corresponde al valor que debe ser cancelado cada cierto tiempo (mensual, semanal, quincenal), durante la ejecución de la obra.

Formula General para el cálculo del reajuste.

Esta fórmula es una representación matemática de la estructura de costos de un presupuesto, en ella se reflejan los costos de mano de obra, materiales, equipos y herramientas y otros, mostrándonos la importancia de cada uno de ellos, mediante el “coeficiente de incidencia”.

Antes de proceder a detallar la formula, es necesario conocer las siguientes definiciones.

Monomios dentro de la formula general.

Cada uno de los monomios que participan en la fórmula representan a los elementos que se consideraron para obtener el presupuesto referencial (mano de obra, equipos y herramientas, materiales). Estos monomios constan de un “índice de precio” y un “coeficiente de incidencia”, que serán descritos a continuación.

Índices de precios.

Es el valor adimensional que representa la variación del precio de cada uno de los elementos del presupuesto. Es un valor que nos indica la cantidad de veces que aumentó o disminuyó un precio inicial, y se obtiene de dividir el precio actual sobre el precio inicial de cada uno de los elementos.

$$Py = \frac{Y1}{Y0} \quad (11.1)$$

En Ecuador el encargado de obtener y divulgar los índices de precios es el INEC (Instituto Nacional de Estadísticas y Censos), y se lo suele hacer mensualmente.

Coeficiente de Incidencia.

Es un porcentaje del costo total de cada uno de los costos parciales (mano de obra, materiales, equipos y herramientas, etc.) que se ven representados en la formula. Este coeficiente de incidencia se obtiene a partir del costo total y los costos parciales que tenía la obra en el momento de realizar el presupuesto referencial.

La fórmula general para el cálculo del reajuste de precios se muestra a continuación:

$$Pr = Po * K \quad (11.2)$$

$$K = (P1 \frac{B1}{B0} + P2 \frac{C1}{C0} + P3 \frac{D1}{D0} + \dots \dots \dots + Pn \frac{Z1}{Z0} + Px \frac{X1}{X0}) \quad (11.3)$$

Es una fórmula larga pero sencilla de entender, a continuación describiremos cada uno de sus componentes.

- Pr: Valor reajustado del anticipo o de la planilla.
- Po: Valor anticipo o de planilla (descontada la parte proporcional pagada) calculada con los precios unitarios contractuales.
- P1: Coeficiente de incidencia de la mano de obra
- P2, P3,...Pn: Coeficiente de incidencia de los demás componentes principales
- Px: Coeficiente de otros componentes considerados como no principales, cuyo valor no exceda de 0.200
- B1/Bo: Índice de Precios d la mano de obra
- Bo: Sueldos y salarios mínimos de ley (Tabla Sectorial) de cuadrilla tipo para diferentes ramas de actividad más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general, vigentes treinta días antes de la fecha de cierre de presentación de las ofertas.
- B1: Sueldos y salarios mínimos de ley (Tabla Sectorial) de cuadrilla tipo para diferentes ramas de actividad más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general, vigentes a la fecha de pago del anticipo o de planillas de ejecución de la obra. Si es que hubo cambio respecto a Bo
- C1/C0, D1/D0, Z1/Z0. Son los índices de precios de los demás componentes principales de la obra, donde:
- Co, Do,...Z0: Los precios o índice de precios de los componentes principales vigentes treinta días antes de la fecha de cierre de presentación de las ofertas.
- C1, D1,...Z1: Los precios o índice de precios de los componentes principales a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de las obras
- X1/X0: Es el índice de precios d los componentes no principales de la obra, donde:
- X0: Índice de componentes no principales correspondientes al tipo de obra y a falta de este, el índice de precios al consumidor treinta días antes del cierre de la presentación de las ofertas.
- X1: Índice de componentes no principales correspondientes al tipo de obra y a falta de este, el índice de precios al consumidor a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obras.

11.5 Programación de obra.

Es la enumeración anticipada de las etapas o actividades de las cuales consta la realización del proyecto, mediante tablas, gráficos, donde se muestran la fecha de inicio y terminación de la obra, así como la duración de sus diferentes etapas o actividades.

Ventajas de la programación de la obra.

Controlar y evaluar más eficientemente la obra, en su etapa de construcción, mediante la comparación de lo que estaba planeado y lo que se ha realizado hasta ese momento, además de comparar el costo planeado hasta la actividad realizada con los gastos realizado.

Métodos gráficos.

Los métodos más usados son: “el Diagrama de Gantt” también conocido como el diagrama de barras, y la Programación PERT-CPM, En este documento se hará énfasis en el diagrama de Gantt.

Diagrama de Gantt.

Es la representación gráfica mediante una tabla donde en la primera columna se encuentra las actividades de la construcción d la obra, y en las filas se encuentra representado en tiempo, el cual suele ser dividido en meses, quincenas, o semanas.

Ventajas y desventajas del diagrama de Gantt.

Ventaja.

Facilita la planificación, programación y control de la obra.

Desventajas.

- Presenta deficiencias para la planificación de obras complejas.
- No puede ser descompuesto en actividades pequeñas, solo de gran volumen.
- No muestra ninguna interrelación y dependencia entre las actividades.
- No define las actividades críticas o más importantes.

Pasos para la elaboración del diagrama de Gantt.

La elaboración del diagrama de Gantt es una mezcla de ciencia y arte, y depende mucho de la experiencia del que la realiza.

A continuación se presentan algunos pasos o recomendaciones importantes para la construcción del diagrama de Gantt.

- Determinar las actividades principales de la obra.
- Estimar la duración de cada actividad.
- Representar el tiempo de actividad mediante una barra horizontal, cuya longitud determina el tiempo de duración.

11.6 Presupuesto referencial para el puente en Azhapud.

11.6.1 Presupuesto.

Ítem	Actividades	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	Actividades Preliminares				
1.001	Malla y cinta plástica para protección y señalización	global	1	217.8	217.80
1.002	Letrero de información	global	1	247.8	247.80
1.003	Remoción de puente provisional	global	1	92.83	92.83
1.004	Desbroce y limpieza del terreno	m2	600	0.71	426.00
1.005	Replanteo y Nivelación para puentes	m2	600	3.38	2,028.00
2	Subestructura				0.00
2.001	Pilotes con 1.15m de diámetro	m	48	7.81	374.88
2.002	Excavación mecánica para puentes	m3	290	2.41	698.90
2.003	Entibado	m2	170	13.22	2,247.40
2.004	Excavación Manual para puentes	M3	20	14.52	290.40
2.005	Abatimiento del nivel freático	hora	90	6.22	559.80
2.006	Replanteo de hormigón simple f'c= 180 kg/cm2	m3	10	109.8	1,098.00
2.007	Encofrado de madera recto 2 usos	m2	200	9.44	1,888.00
2.008	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2	Kg	1110	1.96	2,175.60
2.009	hormigón simple f'c= 210 kg/cm2	m3	115	114	13,110.00
2.010	Desalojo de materiales hasta 6 km, incluye transporte y	m3	800	8.08	6,464.00
2.011	Material filtrante para drenes, suministro y colocación	m3	70	28.01	1,960.70
2.012	Drenajes y mechinales PVC 110mm	m	30	9.65	289.50
2.013	Malla electrosoldada R335	m2	150	13.45	2,017.50
2.014	Tubería PVC perforada para dren, d= 200 mm	m	21	18.71	392.91
2.015	Relleno compactado con material de sitio	m3	28	5.22	146.16
2.016	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	20	26.98	539.60
3	Superestructura				0.00
3.001	Encofrado de madera recto 2 usos	m2	72	9.44	679.68
3.002	Hormigón simple f'c= 210 kg/cm2	m3	24	114	2,736.00
3.003	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2	Kg	3940	1.96	7,722.40
3.004	Tubería PVC para desagüe d=110 mm	m	16	6.32	101.12
3.005	Placa elastomérica de neofreno, dureza 60	U	6	244.5	1,467.00
3.006	Barandales de tubo metálico galvanizado	m	32	40.48	1,295.36
3.007	Imprimación asfáltica con barrido mecánico	m2	96	1.00	96.00
3.008	Carpeta asfáltica (e=2")= Ho, asfáltico mezclado en planta	m2	96	9.16	879.36
Costo Total					52,242.70

Tabla 11.2.- Presupuesto referencial para el puente en la comunidad de Azhapud.

11.6.2 Análisis de Precios Unitarios.

Ítem:	1.001
Descripción:	Malla y cinta plástica para protección y señalización
Unidad:	global

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	1	0.40	1	0.40
Subtotal de equipos y herramientas					
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Malla plástica de protección	global	1	100		100
Cinta peligro	Global	1	25		25
Letreros informativos	global	1	50		50
Subtotal de materiales					175
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Albañil		1	3.01	1	3.01
Peón		1	3.05	1	3.05
Subtotal de mano de obra					6.06
Costos directo total					181.5
Costos indirectos (20%)					36.3
Costo total					217.8

Ítem:	1.002
Descripción:	Letrero de información
Unidad:	global

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	1	0.40	1	0.40
Subtotal de equipos y herramientas					0.40
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Letrero de información (1.20 x20.40)	global	1	200		200
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Albañil		1	3.05	1	3.05
Peón		1	3.01	1	3.01
Subtotal de mano de obra					6.06
Costos directo total					206.5
Costos indirectos (20%)					41.3
Costo total					247.8

Ítem:	1.003
Descripción:	Remoción puente peatonal provisional
Unidad:	global

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	1	0.40	8	3.2
Subtotal de equipos y herramientas					3.2
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico de obras civiles		1	3.21	8.00	25.68
Albañil		1	3.05	8.00	24.4
Peón		5	3.01	8.00	24.08
Subtotal de mano de obra					74.16
Costos directo total					77.36
Costos indirectos (20%)					15.47
Costo total					92.83

Ítem:	1.004
Descripción:	Desbroce y limpieza del terreno
Unidad:	m2

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	Hora	4.00	0.40	0.04	0.06
Subtotal de equipos y herramientas					0.06
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico en obras civiles		1	3.21	0.016	0.05
Peón		4	3.01	0.04	0.48
Subtotal de mano de obra					0.53
Costos directo total					0.59
Costos indirectos (20%)					0.12
Costo total					0.71

Ítem:	1.005
Descripción:	Replanteo y Nivelación para puentes
Unidad:	m2

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Equipo de nivelación	Hora	1	2.00	0.05	0.10
Herramientas varias	Hora	1	0.40	0.05	0.02
Subtotal de equipos y herramientas					0.12
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Varios	Global	1	1.60		1.60
Clavos	Kg	0.05	1.91		0.10
Estacas de madera 4* 5 cm	U	0.5	0.85		0.43
Tiras de eucalipto 2*2*300 cm	U	0.2	0.49		0.10
Subtotal de materiales					2.23
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Topógrafo 2, título y experiencia mayor a 5 años		1	3.38	0.05	0.17
Peón		2	3.01	0.05	0.301
Subtotal de mano de obra					0.471
Costos directo total					2.82
Costos indirectos (20%)					0.56
Costo total					3.38

Ítem:	2.001
Descripción:	Pilotes con 1.15m de diámetro
Unidad:	

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Equipo completo para perforación de pilote barrenado y hormigonado por tubo central de barrena	Hora	1	40	0.08	3.2
Bomba estacionaria para bombeo de hormigón	hora	1	25	0.08	2
Subtotal de equipos y herramientas					5.2
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Operador de barrena					
Maestro de obra civiles		1	3.38	0.08	0.27
Técnico de obras civiles		1	3.21	0.08	0.26
Peón		3	3.01	0.08	0.24
Operador de Barrena		1	3.38	0.08	0.27
Operador de Bomba		1	3.38	0.08	0.27
Subtotal de mano de obra					1.31
Costos directo total					6.51
Costos indirectos (20%)					1.30
Costo total					7.81

Ítem:	2.002
Descripción:	Excavación mecánica para puentes
Unidad:	m3

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Retroexcavadora	HORA	1	25.00	0.07	1.75
Subtotal de equipos y herramientas					1.75
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Operador de retroexcavadora		1	3.38	0.07	0.24
Peón		2	3.01	0.07	0.42
Subtotal de mano de obra					0.66
Costos directo total					2.41
Costos indirectos (20%)					0.48
Costo total					2.89

Ítem:	2.003
Descripción:	Entibado
Unidad:	m2

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramienta menor de carpintería	Hora	1.00	0.25	0.5	0.13
Subtotal de equipos y herramientas					0.13
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Clavos	kg	0.25	1.91		0.48
Pingos de eucalipto	m	1.00	0.80		0.80
Tiras de eucalipto 4*5*300 cm	u	0.6	1.08		0.65
Tablones	u	0.8	7.00		5.6
Subtotal de materiales					7.53
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Albañil		1	3.05	0.5	1.51
Peón		1	3.01	0.5	1.53
Técnico en obras civiles		1	3.21	0.1	0.32
Subtotal de mano de obra					3.36
Costos directo total					11.02
Costos indirectos (20%)					2.20
Costo total					13.22

Ítem:	2.004
Descripción:	Excavación manual para puentes
Unidad:	m3

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	Hora	1	0.40	3.35	1.34
Subtotal de equipos y herramientas					1.34
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.21	0.21	0.68
Peón		1	3,01	3.35	10.08
Subtotal de mano de obra					10.76
Costos directo total					12.1
Costos indirectos (20%)					2.42
Costo total					14.52

Ítem:	2,005
Descripción:	Abatimiento del nivel freático
Unidad:	Hora

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Bomba de succión	Hora	1	1.83		1.28
Subtotal de equipos y herramientas					1.28
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Operador de equipo liviano		1	3.05	1.2	3.66
Subtotal de mano de obra					3.66
Costos directo total					4.94
Costos indirectos (20%)					1.28
Costo total					6.22

Ítem:	2,006
Descripción:	Replanto de hormigón simple f'c=180.kg/cm2
Unidad:	m3

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	5	0.40	0.1	0.20
Subtotal de equipos y herramientas					0.20
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Hormigón simple f'c= 180 kg/cm2	M3	1	90.49		90.49
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Albañil		1	3.05	0.1	0.31
Técnico obras civiles		1	3.21	0.05	0.16
Peón		4	3.01	0.1	0.30
Subtotal de mano de obra					0.77
Costos directo total					91.46
Costos indirectos (20%)					18.29
Costo total					109.8

Ítem:	2.007
Descripción:	Encofrado de madera recto (2 usos)
Unidad:	m2

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	Hora	3.00	0.40	0.20	0.24
Subtotal de equipos y herramientas					0.24
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Clavos	kg	0.15	1.91		0.29
Pingos de eucalipto	m	3.5	0.60		2.80
Tabla ordinaria de monte 28*2.5*300 cm	u	0.8	2.50		2.00
Tiras de eucalipto 4*5*300 cm	u	0.5	1.08		0.54
Subtotal de materiales					5.63
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Albañil		1	3.05	0.2	0.61
Peón		2	3.01	0.2	1.20
Técnico de obras civiles		1	3.21	0.06	0.19
Subtotal de mano de obra					2.00
Costos directo total					7.87
Costos indirectos (20%)					1.57
Costo total					9.44

Ítem:	2.008
Descripción:	Acero de refuerzo fy= 4200 Kg/cm2
Unidad:	Kg

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	Hora	2	0.40	0.03	0.02
Subtotal de equipos y herramientas					0.02
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Acero en varillas	kg	1.05	1.11		1.17
Alambre de amarre	kg	0.05	2.05		0.10
Varios	Global	0.025	1.60		0.04
Subtotal de materiales					1.31
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Fierrero		1	3.05	0.03	0.09
Técnico obras civiles		1	3.21	0.009	0.03
Peón		2	3.01	0.03	0.18
Subtotal de mano de obra					0.30
Costos directo total					1.63
Costos indirectos (20%)					0.33
Costo total					1.96

Ítem:	2.009
Descripción:	Hormigón simple f' c= 210 kg/cm2
Unidad:	m3

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	5	0.40	0.78	1.56
Concretera un saco	hora	1	3.15	0.78	2.45
Subtotal de equipos y herramientas					4.01
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Agua	lt	180	0.01		1.80
Arena puesta en obra	m3	0.6	17		10.2
Grava puesta en obra	M3	1	17.50		17.50
Cemento Portland tipo I puesto en obra	Saco	7.5	6.47		48.5
Subtotal de materiales					78
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.21	0.39	1.25
Peón		5	3.01	0.78	11.74
Subtotal de mano de obra					12.99
Costos directo total					95.00
Costos indirectos (18%)					19.00
Costo total					114

Ítem:	2.010
Descripción:	Desalojo de materiales hasta 6 km, incluye transporte y cargado manual
Unidad:	Kg

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Carretilla	HORA	1	0.02	0.16	0.00
Volqueta 8 m3	hora	1	25	0.16	4.00
Subtotal de equipos y herramientas					4.00
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Pago por concepto de disposición de materiales	M3	1	0.63		0.63
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Peón		4	3.01	0.16	1.93
Chofer volquetas (estr. Oc. C1)		1	4.36	0.04	0.17
Subtotal de mano de obra					2.10
Costos directo total					6.73
Costos indirectos (20%)					1.35
Costo total					8.08

Ítem:	2,011
Descripción:	Material filtrante para drenes, suministro y colocación
Unidad:	m3

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	2	0.40	0.67	0.54
Subtotal de equipos y herramientas					0.54
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Grava puesta en obra	M3	1.05	17.50		18.38
Subtotal de materiales					18.38
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.21	0.1340	0.43
Peón		2	3.01	0.67	4.03
Subtotal de mano de obra					4.46
Costos directo total					23.33
Costos indirectos (20%)					4.68
Costo total					28.01

Ítem:	2,012
Descripción:	Drenajes y mechinales PVC 110mm
Unidad:	ml

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	1	0.40	0.1	0.04
Subtotal de equipos y herramientas					0.04
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Polilimpia	Litro	0.0010	6.26		0.01
Tubería PVC d=110 mm E/C sanitaria	M	1.05	3.84		4.03
Arena puesta en obra	M3	0.03	17		0.51
Poli pega (200cc)	u	0.002	2.96		0.01
Accesorios PVC 4" (desagüe)	u	1	2.77		2.77
Subtotal de materiales					7.33
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.21	0.02	0.06
Plomero		1	3.05	0.1	0.31
Peón		1	3.01	0.1	0.30
Subtotal de mano de obra					0.67
Costos directo total					8.04
Costos indirectos (20%)					1.61
Costo total					9.65

Ítem:	2,013
Descripción:	Malla electrosoldada R335
Unidad:	M2

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	1	0.40	0.330	0.13
Subtotal de equipos y herramientas					0.13
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Malla electrosoldada R335	M2	1	8.00		8.00
Subtotal de materiales					8.00
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.21	0.3330	1.07
Peón		2	3.01	0.3330	2.01
Subtotal de mano de obra					3.08
Costos directo total					11.21
Costos indirectos (20%)					2.24
Costo total					13.45

Ítem:	2,014
Descripción:	Tubería PVC perforada para dren, d= 200 mm
Unidad:	ml

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	1	0.40	0.035	0.01
Taladro	hora	1	1.60	0.035	0.06
Subtotal de equipos y herramientas					0.07
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Varios	Global	2	1.60		3.20
Tubería sanitaria Novafort= 200 mm	M	1	11.56		11.56
Arena puesta en obra	M3	0.030	17.00		0.51
Subtotal de materiales					15.27
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.01	0.0105	0.03
Plomero		1	3.05	0.0350	0.11
Peón		2	3.21	0.0350	0.11
Subtotal de mano de obra					0.25
Costos directo total					15.59
Costos indirectos (20%)					3.12
Costo total					18.71

Ítem:	2,015
Descripción:	Relleno compactado con material de sitio
Unidad:	m3

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	HORA	1	0.40	0.5	0.20
Planchas vibratorias		1	4.50	0.5	2.25
Subtotal de equipos y herramientas					2.45
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.01	0.1	0.30
Peón		2	3.21	0.5	1.60
Subtotal de mano de obra					1.90
Costos directo total					4.35
Costos indirectos (20%)					0.87
Costo total					5.22

Ítem:	2,016
Descripción:	Relleno compactado con material de mejoramiento
Unidad:	m3

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	HORA	1	0.40	0.5	0.20
Planchas vibratorias		1	4.50	0.5	2.25
Subtotal de equipos y herramientas					4.25
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Material de mejoramiento puesto en obra	M3	1.32	12.00		15.84
Agua	litro	4.00	0.01		0.04
Subtotal de materiales					15.88
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.21	0.1	0.32
Peón		2	3.01	0.5	3.01
Subtotal de mano de obra					3.33
Costos directo total					22.48
Costos indirectos (20%)					4.50
Costo total					26.98

Ítem:	3,004
Descripción:	Tubería PVC para desagüe, d= 110 mm
Unidad:	ml

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	1	0.40	0.1	0.04
Subtotal de equipos y herramientas					0.04
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Polilimpia	Litro	0.0010	6.26		0.01
Tubería PVC d=110 mm E/C sanitario	m	1.95	3.84		4.03
Arena puesta en obra	m3	0.03	17.00		0.51
Polipega (200cc)	u	0.002	2.96		0.01
Subtotal de materiales					4.56
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Técnico obras civiles		1	3.21	0.02	0.06
Plomero		1	3.05	0.1	0.31
Peón		1	3.01	0.02	0.3
Subtotal de mano de obra					0.67
Costos directo total					5.27
Costos indirectos (20%)					1.05
Costo total					6.32

Ítem:	3,005
Descripción:	Placa elastomérica de neofreno, dureza 60
Unidad:	m2

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias	hora	1	0.40	1	0.40
Subtotal de equipos y herramientas					0.40
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Placa elastomérica de neofreno, dureza 60	u	1	200		200
Subtotal de materiales					
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Albañil		1	3.05	1	3.05
Técnico obras civiles		1	3.21	0.1	0.32
Subtotal de mano de obra					3.37
Costos directo total					203.8
Costos indirectos (20%)					40.76
Costo total					244.5

Ítem:	3,006
Descripción:	Barandales de tubo metálico galvanizado
Unidad:	

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Herramientas varias		1	0.40	0.3330	0.13
Subtotal de equipos y herramientas					0.13
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Disolvente	Galon	0.1	3.60		0.36
Pintura anticorrosiva	gl	0.1	19.13		1.91
Tubería HG=4"	m	1	28		28
Lija	pliego	0.5	0.62		0.31
Subtotal de materiales					30.58
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Albañil		1	3.05	0.330	1.01
Peón		2	3.01	0.33	1.99
Maestro mayor en ejecución de obras civiles		1	3.38	0.006	0.02
Subtotal de mano de obra					3.02
Costos directo total					33.73
Costos indirectos (20%)					6.75
Costo total					40.48

Ítem:	3.007
Descripción:	Imprimación asfáltica con barrido mecánico
Unidad:	

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Tanquero distribuidor de asfalto	Hora	1	30	0.005	0.15
Escoba mecánica	hora	1	10	0.005	0.05
Subtotal de equipos y herramientas					0.20
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Asfalto	Galon	0.2838	1.58		0.45
Diésel	gl	0.0766	1.04		0.08
Subtotal de materiales					0.53
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Subtotal de transporte					
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Operador de barredora autopropulsada		1	3.21	0.05	0.02
Peón		4	3.01	0.05	0.06
Operador de distribuidor de asfalto		1	3.21	0.05	0.02
Subtotal de mano de obra					0.12
Costos directo total					0.83
Costos indirectos (20%)					0.17
Costo total					1.00

Ítem:	3,008
Descripción:	Carpeta asfáltica (e=2") Ho, asfáltico mezclado en planta
Unidad:	m2

COSTOS DIRECTOS					
Equipos y herramientas					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendimiento	Total
Cargadora	Hora	1	30	0.0045	0.14
Rodillo vibratorio	Hora	1	35	0.0045	0.16
Planta asfáltica	Hora	1	140.31	0.0045	0.63
Rodillo neumático	Hora	1	33.21	0.0045	0.15
Terminadora d asfalto	hora	1	65	0.0045	0.29
Subtotal de equipos y herramientas					1.37
Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Asfalto	Gal	2.2	1.58		3.48
Diésel	Gl	0.46	1.04		0.48
Aditivo para carpeta asfáltica	Gl	0.011	9.75		0.11
Material pétreo para agregado asfáltico	M3	0.0650	18.50		1.20
Subtotal de materiales					5.27
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa u/h	Distancia	Total
Transporte de mezcla asfáltica	M3/km	0.076	0.25	40	0.76
Subtotal de transporte					0.76
Mano de obra					
Descripción		Numero	S.R.H	Rendimiento	Total
Operador de rodillo autopropulsado		2	3.21	0.0045	0.03
Operador de acabadora de pavimento asfáltico		1	3-21	0.0045	0.01
Operador de cargadora frontal		1	3.38	0.0045	0.01
Operador responsable de la planta asfáltica		1	3.21	0.0045	0.01
Peón		12	3.01	0.0045	0.16
Subtotal de mano de obra					0.22
Costos directo total					7.63
Costos indirectos (20%)					1.53
Costo total					9.16

Tabla 11.3.- Análisis de precios unitarios para los rubros del presupuesto para el puente Azhapud.

11.7 Cronograma valorado para el puente Azhapud.

Rubro	Cantidad	P. Unitario	P. Total	Tiempo: en días			
				0-15	16-30	31-45	45-60
Preliminares							
Malla y cinta plástica para protección y señalización	1	217.8	217.80	100%			
				217.80			
Letrero de información	1	247.8	247.80	100%			
				247.80			
Remoción de puente provisional	1	92.83	92.83	100%			
				92.83			
Desbroce y limpieza del terreno	600	0.71	426.00	100%			
				426.00			
Replanteo y Nivelación para puentes	600	3.38	2,028.00	100%			
				2028.00			
Subestructura							
Pilotes con 1.15m de diámetro	48	7.81	374.88	100%			
				374.88			
Excavación mecánica para puentes	290	2.41	698.90	100%			
				698.90			
Entibado	170	13.22	2,247.40	100%			
				2247.40			
Excavación Manual para puentes	20	14.52	290.40	75%	25%		
				217.8	72.6		
Abatimiento del nivel freático	90	6.22	559.80	60%	40%		
				335.88	223.92		
Replanteo de hormigón simple f'c=180 kg/cm2	10	109.8	1,098.00	50%	50%		
				549.00	549.00		
Encofrado de madera recto 2 usos	200	9.44	1,888.00	50%	50%		
				944.00	944.00		
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	1110	1.96	2,175.60	50%	50%		
				1087.8	1087.8		
Hormigón simple f'c=210 kg/cm2	115	114	13,110.0	50%	30%	20%	
				6555.00	3933.00	2622.00	
Desalojo de materiales hasta 6 km, incluye transporte y cargado manual	800	8.08	6,464.00	75%	25%		
				4848.00	1616.00		
Material filtrante para drenes, suministro y colocación	70	28.01	1,960.70	50%	50%		
				980.35	980.35		
Drenajes y mechinales PVC 110mm	30	9.65	289.50	30%	40%	30%	
				86.85	115.8	86.85	
Malla electrosoldada R335	150	13.45	2,017.50	50%	50%		
				1008.75	1008.75		
Tubería PVC perforada para dren, d= 200 mm	21	18.71	392.91	50%	50%		
				196.46	196.46		
Relleno compactado con material de sitio	28	5.22	146.16	30%	50%	20%	
				43.85	73.08	29.23	
Relleno compactado con material de mejoramiento	20	26.98	539.60	30%	50%	20%	
				161.88	269.8	107.92	
Superestructura							
Encofrado de madera recto 2 usos	72	9.44	679.68			80%	20%
						543.75	135.94
Hormigón simple f'c=210 kg/cm2	24	114	2,736.00			80%	20%
						2188.8	547.2
Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2	3940	1.96	7,722.40			75%	25%
						5791.18	1930.6
Tubería PVC para desagüe d=110 mm	16	6.32	101.12			50%	50%
						50.56	50.56
Placa elastomérica de neofreno, dureza 60	6	244.5	1,467.00				100%
							1467.00
Barandales de tubo metálico galvanizado	32	40.48	1,295.36				100%
							1295.36
Imprimación asfáltica con barrido mecánico	96	1.00	96.00				100%
							96.00
Carpeta asfáltica (e=2") Ho, asfáltico mezclado en planta	96	9.16	879.36				100%
							879.36
Presupuesto por quincenas.				23349.4	11070.56	11420.3	6402.02

Tabla 11.4.- Cronograma valorado para el puente de Azhapud.

12 Conclusiones.

El diseño fue basado en manuales como el **Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes**, y el **Manual de Diseño de Puentes**, estos manuales se basan en las normas **AASHTO**.

Se usaron además varios libros y tesis como material de apoyo, de entre éstos, el libro en que se basó gran parte del diseño es el **Manual de Puentes en Concreto Reforzado** del autor Carlos Ramiro Vallecilla.

13 Recomendaciones.

- Se requiere realizar el diseño de la vía que es conectada por el puente, la ubicación elegida del puente se la hizo estimando cual sería la alineación horizontal de la vía sin embargo esta alineación podría variar cuando se realice el diseño definitivo de la carretera, por lo tanto la ubicación del puente podría ser modificada hasta pocos metros de su posición actual sin que esto afecte a su longitud o al resto de los aspectos obtenidos en el diseño, siempre y cuando se tenga en cuenta una posición similar del puente a la actual, cuando se realice el diseño de la vía.

- Se requiere realizar el estudio de tuberías de desagüe que necesitará el puente.

- Se requiere obtener las juntas que necesitará el puente.

Bibliografía.

- Jorini, A. (1924). *Teoría y Práctica de la Construcción de Puentes*. Madrid, España: Bailly-Bailliére, S.A.
- Avelino, F. (1983). *Cálculo de Estructuras de Puentes de Hormigón*. Madrid, España: Rueda.
- Vallecilla, C. (2006). *Manual de Puentes en Concreto Reforzado*. Bogotá, Colombia: [s.n]
- Morsch, E. (1952). *Teoría y Práctica del Hormigón Armado*. Barcelona, España: Gustavo Gili, S.A.
- McCormac, J. (2005). *Diseño de Concreto Reforzado*. México D.F, México: Alfaomega.
- Ruhle, S. (1973). *Normas de Diseño Geométrico de Carreteras*. Quito, Ecuador: [s.n].
- Choconta P. (2004). *Diseño Geométrico de Vías*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- MOP. (1979), *Curso de Ingeniería de Tráfico*. Quito, Ecuador: [s.n].
- MTC. (2003), *Manual de Diseño de Puentes*. Lima, Perú: Marco..
- Di Benedetto, H., 1992. *Análisis y elaboración de metodologías para aprovechamiento de la lluvia diaria en la estimación de intensidades. Informe Final Beca Primer Nivel. CONICOR*. Córdoba, Argentina.
- Di Benedetto, H., 1992. *Análisis y elaboración de metodologías para aprovechamiento de la lluvia diaria en la estimación de intensidades. Informe Final Beca Primer Nivel. CONICOR*. Córdoba, Argentina.
- Kirpich (1940). *Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds.. Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 10, p 362.*
- *Hydrologic Engineering Center (2002) HEC RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual. Version 3.1. CPD-69. US. Army Corps of Engineers, Davis, California.*
- Inglis, S. C. (1949), *The Behavior and Control of Rivers and Canals, Chapter 8, C. P. I. N., Research Station Poona, Res. Publ. 13.*
- SCS, 1972 - (Soil Conservation Service). *National Engineering Handbook*.
- USGS. 2006. *Verified Roughness Characteristics of Natural Channels*.

