



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

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

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**DISEÑO EN HORMIGÓN ARMADO DE UN PUENTE SOBRE LA
QUEBRADA AGUA SANTA PERTENECIENTE A LA PARROQUIA
TURI, CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY.**

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

LUIS EDUARDO CUENCA HERRERA

Director: Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

CUENCA – ECUADOR

2015

DECLARACIÓN

Yo, Luis Eduardo Cuenca Herrera, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mí 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.

Luis Eduardo Cuenca Herrera

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por el Señor Luis Eduardo Cuenca Herrera, bajo mi supervisión.

Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

DEDICATORIA

Dedico este trabajo primero a Dios por darme la salud, fortaleza y ser fuente de inspiración para lograr mis objetivos.

A mis padres, a mis hermanos y abuelitos, por ser el pilar de mi formación, por su apoyo incondicional, sus consejos y motivación que hicieron que no desmaye en los momentos difíciles en este camino a cumplir una etapa más de mi proyecto de vida.

Finalmente a mis tíos y primos que directa e indirectamente siempre me alentaron a que siga mis sueños.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Luis e Irma por ser el apoyo moral y económico en la realización de éste trabajo de titulación.

Un agradecimiento especial al Ing. Juan Solá, por compartirme de manera desinteresada sus conocimientos, por su paciencia y su guía en la realización de este proyecto.

A mis maestros y amigos, gracias por brindarme sus conocimientos a lo largo de mis estudios que han sido ayuda para un eficaz desenvolvimiento en el desarrollo de este proyecto y posterior ejercicio profesional.

A las autoridades del GAD Parroquial de Turi, por permitirme aplicar los conocimientos obtenidos en mi formación profesional en beneficio de sus habitantes.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
LISTA DE FIGURAS.....	X
LISTA DE CUADROS.....	XIII
LISTA DE ANEXOS.....	XVI
RESUMEN.....	XVII
ABSTRACT.....	XVIII
CAPÍTULO 1. PLANIFICACIÓN PRELIMINAR DEL PROYECTO.....	1
1.1 Definición de puente.....	1
1.2 Componentes de la estructura.....	1
1.3 Clasificación de los puentes.....	2
1.3.1 De acuerdo a su función.....	2
1.3.2 De acuerdo a los materiales de construcción.....	2
1.3.3 De acuerdo al tipo de estructura.....	2
1.4 Criterios para el diseño.....	2
1.5 Pre dimensionamiento.....	2
1.5.1 Ubicación y elección del tipo de puente.....	2
1.5.1.1 Localización del proyecto.....	2
1.5.1.2 Luz y tipo de estructura.....	3
1.5.1.2.1 Recopilación de información.....	3
1.5.1.2.2 Estudio topográfico.....	3
1.5.1.2.3 Estudio hidrológico e hidráulico.....	3
1.5.1.2.3.1 Crecidas.....	4
1.5.1.2.3.2 Socavación.....	5
1.5.1.2.4 Estudio de suelos y geotecnia.....	7
1.5.1.2.4.1 Capacidad de carga admisible.....	7
CAPÍTULO 2. BASES PARA EL CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	11
2.1 Introducción.....	11
2.2 Cargas.....	11
2.2.1 Cargas Principales.....	11
2.2.1.1 Carga Muerta.....	11
2.2.1.2 Carga Viva.....	11
2.2.1.2.1 Carga Móvil Vehicular.....	11

2.2.1.2.2	Cargas Equivalentes	13
2.2.1.2.3	Carga Peatonal.....	14
2.2.1.2.4	Carga sobre el bordillo.....	14
2.2.1.3	Factores que afectan a los esfuerzos por carga viva.....	14
2.2.1.3.1	Factor de impacto.....	14
2.2.1.3.2	Factor de distribución.....	15
2.2.1.3.3	Factor de reducción de intensidad de carga viva.....	16
2.2.2	Cargas adicionales o longitudinales.....	16
2.2.2.1	Fuerzas por variación de temperatura.....	16
2.2.2.2	Fuerza de Frenado.....	17
2.2.2.3	Fuerza centrífuga.....	18
2.2.2.4	Efectos de Viento.....	19
2.2.2.4.1	Fuerza de Viento Sobre la Estructura.....	19
2.2.2.4.2	Fuerza de viento sobre la carga viva.....	19
2.2.3	Teorías de Diseño.....	20
2.2.3.1	Combinación de Cargas.....	21
2.3	Diseño de la Losa de hormigón armado.....	23
2.3.1	Luz de Cálculo.....	23
2.3.2	Fuerzas actuantes.....	24
2.3.3	Momento Flector.....	24
2.3.3.1	Tramos intermedios.....	24
2.3.3.2	Tramos en voladizo.....	26
2.3.4	Cargas de las barandas.....	28
2.3.5	Diseño del refuerzo.....	29
2.3.5.1	Momento de diseño.....	29
2.3.5.2	Diseño a cortante.....	30
2.3.6	Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura.....	30
2.4	Diseño de vigas de Hormigón Armado.....	31
2.4.1	Viga diafragma.....	31
2.4.2	Diseño de viga longitudinal.....	31
CAPÍTULO 3. BASES PARA EL CÁLCULO DE LA INFRAESTRUCTURA.....		34
3.1	Introducción.....	34
3.2	Apoyos.....	34
3.2.1	Apoyos Elastoméricos.....	34
3.3	Estribos.....	39
3.3.1	Tipos de estribos.....	39
3.3.2	Partes que conforman un estribo.....	41
3.3.3	Cargas.....	41
3.3.3.1	Empuje.....	42

3.3.3.2	Flotación	45
3.3.3.3	Viento.....	45
3.3.3.4	Fuerza sísmica	45
3.3.3.5	Fuerza Longitudinal	47
3.3.4	Diseño del refuerzo.....	47
3.3.4.1	Esfuerzos del terreno.....	48
3.3.4.2	Estabilidad al volcamiento	48
3.3.4.3	Estabilidad al deslizamiento	48
CAPÍTULO 4. MEMORIA DE CÁLCULO Y DISEÑO		51
4.1	Análisis Socio Económico	51
4.1.1	Antecedentes	51
4.1.1.1	Ubicación Geográfica y superficie	51
4.1.1.2	Clima.....	51
4.1.1.3	Actividad económica.....	51
4.1.1.4	Situación social y cultural	51
4.1.1.5	Servicios básicos existentes.....	52
4.1.1.6	Principales indicadores demográficos	52
4.1.2	Generalidades	52
4.1.2.1	Localización del proyecto	52
4.1.2.2	Poblaciones de enlace.....	53
4.1.2.3	Situación actual del cruce.....	53
4.1.2.4	Situación actual del puente existente	53
4.1.2.5	Estado de las vías	53
4.1.2.6	Emplazamiento del puente	54
4.2	Estudio topográfico	54
4.2.1	Topografía general de la zona.....	54
4.2.2	Estudio de tráfico	54
4.3	Estudio hidrológico e hidráulico	55
4.3.1	Análisis de información.....	55
4.4	Estudio de suelos y geotécnico	55
4.4.1	Informe del estudio de mecánica de suelos y determinación de la capacidad de carga admisible.....	55
4.5	Diseño de la vía de acceso	55
4.5.1	Generalidades	55
4.5.2	Isleta	55
4.5.3	Sección transversal de la calzada	55
4.5.4	Proyecto horizontal y vertical.....	55
4.6	Cálculo estructural	56
4.6.1	Descripción de la alternativa propuesta	56

4.6.2	Pre dimensionamiento	56
4.6.2.1	Geometría de la superestructura	56
4.6.3	Diseño de losa	57
4.6.4	Diseño de la baranda	64
4.6.5	Diseño de vigas diafragma	68
4.6.6	Diseño de vigas longitudinales	73
4.6.7	Diseño de los Aparatos de apoyo	96
4.6.8	Diseño del estribo	100
4.6.8.1	Propiedades del suelo de cimentación y de relleno.	100
4.6.8.2	Pre dimensionamiento y cálculo de solicitaciones.	101
4.6.8.3	Verificación de las dimensiones según sus etapas constructivas	105
4.6.8.4	Diseño estructural	114
4.6.8.4.1	Diseño de la viga cabezal	114
4.6.8.4.2	Diseño de la pantalla	118
4.6.8.4.3	Diseño de la cimentación	125
4.6.8.4.4	Diseño del dentellón	129
4.6.8.4.5	Diseño de la traba sísmica	131
4.6.9	Diseño de muros de ala	132
4.6.9.1	Pre dimensionamiento:	132
4.6.9.2	Verificación de condiciones de estabilidad del pre diseño	133
4.6.9.3	Diseño estructural del muro de ala	136
4.6.9.3.1	Diseño de la Pantalla	137
4.6.9.3.2	Diseño de la cimentación	140
4.6.9.3.3	Diseño del dentellón	144
CAPÍTULO 5. IMPACTO AMBIENTAL		146
5.1	Introducción	146
5.2	Evaluación de impactos ambientales	146
5.2.1	Identificación de los impactos ambientales	146
5.3	Mitigación de impactos ambientales	147
5.3.1	Procedimiento de trabajo	147
5.3.2	Uso adecuado de materiales de construcción	147
5.3.3	Medidas de prevención para la protección y conservación del suelo	148
5.3.3.1	Medidas para evitar la contaminación del suelo y su desestabilización en cortes	148
5.3.3.2	Prevención para el mantenimiento de la integración paisajística	148
5.3.4	Salud ocupacional	149
5.3.5	Adecuación de campamento	150
5.3.6	Prevención de la contaminación del agua	150
5.3.7	Medidas para controlar la contaminación del aire	150
5.3.7.1	Medidas de prevención para el control de polvo	151

5.3.7.2	Medidas para la prevención y control de ruidos y vibraciones	151
5.3.7.3	Medidas para la prevención y control de la emisión de gases y humo	151
5.3.7.4	Ficha ambiental	153
CAPÍTULO 6. PRESUPUESTO		159
6.1	Introducción	159
6.2	Cantidades de obra	159
6.3	Análisis de precios unitarios	160
6.4	Cálculo del presupuesto	190
6.5	Fórmula polinómica	192
6.6	Especificaciones técnicas	198
6.7	Cronograma valorado	205
6.8	Diagrama de Gantt	208
CONCLUSIONES		209
RECOMENDACIONES		210
BIBLIOGRAFÍA		211
ANEXOS		212

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1.

Fig. 1.1. Elementos principales de la Superestructura	1
Fig. 1.2. Elementos de la superestructura e infraestructura	1
Fig. 1.3. Tipos de socavación que se puede producir en un puente.....	5
Fig. 1.4. Distribución del material del fondo	6
Fig. 1.5. Contracción de un canal.....	6
Fig. 1.6. Socavación en estribos.	6
Fig. 1.7. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua.	8

CAPÍTULO 2.

Fig. 2.1. Camión tipo H.	12
Fig. 2.2. Camión tipo HS.	12
Fig. 2.3. Camión tipo HS-MTOP.....	13
Fig. 2.4. Carga distribuida equivalente H-20-44 y HS-20-44.	13
Fig. 2.5. Carga distribuida equivalente H-15-44 y HS-15-44.	13
Fig. 2.6. Carga sobre bordillo.	14
Fig. 2.7. Junta de dilatación.....	17
Fig. 2.8. Efecto de variación de temperatura.	17
Fig. 2.9. Ubicación de la fuerza de frenado.....	18
Fig. 2.10. Efecto de la fuerza centrífuga.	18
Fig. 2.11. Carga de viento aplicada directamente a la superestructura según AASHTO Estándar.	19
Fig. 2.12. Carga de viento aplicada a la carga viva según AASHTO Estándar.	19
Fig. 2.13. Carga de viento aplicada directamente a la Infraestructura.....	20
Fig. 2.14. Tablero simplemente Apoyado sobre vigas.	23
Fig. 2.15. Losa monolítica de dos o más apoyos.	23
Fig. 2.16. Losa apoyada sobre vigas metálicas.	24
Fig. 2.17. Losa continua con chaflanes.	24
Fig. 2.18. Carga muerta que actúa sobre el tablero.	25
Fig. 2.19. Longitud efectiva para secciones transversales de puentes de hormigón armado.	25
Fig. 2.20. Sección crítica en el volado.	26
Fig. 2.21. Carga de rueda que actúa en el voladizo.....	26
Fig. 2.22. Sección normal con máxima excentricidad.	27
Fig. 2.23. Posición accidental de la carga viva sobre el voladizo.	27
Fig. 2.24. Momento en grandes voladizos.	28
Fig. 2.25. Colocación del acero en el voladizo.	28
Fig. 2.26. Refuerzo de distribución en el tablero del puente.	30
Fig. 2.27. Porcentaje de refuerzo de distribución en regiones de momento positivo y negativo.	30
Fig. 2.28. Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura.	31
Fig. 2.29. Esquema de dimensiones de viga T aislada.....	32

CAPÍTULO 3.

Fig. 3.1. Esquema de ubicación del Neopreno en un Puente.....	34
Fig. 3.2. Tipos de Neopreno.....	35
Fig. 3.3. Curvas de dureza para los neoprenos.....	36
Fig. 3.4. Factor de forma para el diseño del neopreno.....	36
Fig. 3.5. Dimensiones de la placa de neopreno.....	38
Fig. 3.6. Funcionamiento del Apoyo Elastomérico.....	38
Fig. 3.7. Estribos a gravedad.....	39
Fig. 3.8. Muro con contrafuertes.....	40
Fig. 3.9. Estribos en voladizo.....	40
Fig. 3.10. Esquema de un estribo abierto.....	40
Fig. 3.11. Esquema de un estribo identificando sus pates principales.....	41
Fig. 3.12. Posición de la fuerza del empuje con respecto a la pantalla.....	42
Fig. 3.13. Empuje del relleno y nivel freático sobre el estribo.....	43
Fig. 3.14. Empuje del relleno y la carga viva sobre el estribo.....	44
Fig. 3.15. Empuje del relleno con superficie inclinada sobre el estribo.....	44
Fig. 3.16. Presión Hidráulica ascendente.....	45
Fig. 3.17. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	46
Fig. 3.18. Esquema del Incremento del empuje dinámico.....	47
Fig. 3.19. Volcamiento por efecto del empuje del suelo.....	48
Fig. 3.20. Acción de las fuerzas de rozamiento.....	49
Fig. 3.21. Influencia del dentellón en la magnitud del empuje pasivo.....	49

CAPÍTULO 4.

Fig. 4.1. Localización del proyecto.....	53
Fig. 4.2. Lugar de emplazamiento del puente.....	54
Fig. 4.3. Geometría del puente.....	56
Fig. 4.4. Fuerzas verticales permanentes que influyen en el momento del tramo a voladizo.....	61
Fig. 4.5. Fuerza lateral sobre la vereda.....	63
Fig. 4.6. Detalle de armado de losa y veredas.....	64
Fig. 4.7. Pre diseño de la protección vehicular.....	65
Fig. 4.8. Detalle de armado de la baranda.....	68
Fig. 4.9. Carga actuante sobre la viga diafragma interior.....	69
Fig. 4.10. Carga actuante sobre la viga diafragma exterior.....	71
Fig. 4.11. Sección transversal y ubicación de las vigas diafragma interior y exterior.....	73
Fig. 4.12. Posición 1 para determinar fracción de carga de rueda en momento flector.....	74
Fig. 4.13. Posición del camión para determinar fracción de carga de rueda para el cortante en el extremo de la viga interior.....	75
Fig. 4.14. Cargas permanentes en la viga interior.....	75
Fig. 4.15. Línea de influencia para el cálculo de momento máximo por carga viva.....	76
Fig. 4.16. Esquema de armado acero principal de la viga interior.....	78

Fig. 4.17. Línea de influencia para la reacción máxima por carga viva en la viga interior.....	80
Fig. 4.18. Línea de influencia para la reacción máxima por carga muerta en la viga interior.....	80
Fig. 4.19. Detalle del punto crítico de posible agrietamiento en la viga interior y exterior.	83
Fig. 4.20. Posición 1 del camión para determinar fracción de carga de rueda en momento flector en la viga exterior.	85
Fig. 4.21. Cargas permanentes en la viga interior.	85
Fig. 4.22. Detalle del armado de la viga exterior.	87
Fig. 4.23. Línea de influencia para la reacción máxima en la viga exterior.	89
Fig. 4.24. Esquema de línea de influencia para momento por carga viva en distintos puntos de la viga. .	92
Fig. 4.25. Línea de influencia para el cálculo de la fuerza cortante en diferentes puntos de la viga.....	95
Fig. 4.26. Carga muerta de diseño para los aparatos de apoyo.	96
Fig. 4.27. Geometría de la placa de neopreno.	98
Fig. 4.28. Dimensiones, elevación lateral del estribo.	103
Fig. 4.29. Esquema de línea de influencia para reacción por carga viva para cada estribo.....	104
Fig. 4.30. Sección transversal de la superestructura.	111
Fig. 4.31. Esquema de esfuerzos que actúan sobre la pantalla del estribo.	119
Fig. 4.32. Presiones sobre la puntera del estribo resultante del análisis de estabilidad.....	125
Fig. 4.33. Presiones sobre el talón resultante del análisis de estabilidad.....	127
Fig. 4.34. Esquema de esfuerzos segunda etapa de comprobación (estribo).....	129
Fig. 4.35. Esfuerzos que actúan sobre el dentellón.	130
Fig. 4.36. Geometría del muro de ala.....	132
Fig. 4.37. Esquema de esfuerzos que actúan sobre la pantalla del muro de ala.	137
Fig. 4.38. Presiones sobre la puntera segunda etapa de comprobación de muro de ala.....	141
Fig. 4.39. Esquema de esfuerzos para diseño del dentellón, segunda etapa de comprobación (muro de ala).....	144
CAPÍTULO 5.	
Fig. 5.1. Mapa de ubicación del puente	154

LISTA DE CUADROS

CAPÍTULO 1.

Cuadro 1.1. Factores de capacidad de carga de Terzaghi, según Kumbhojkar (1993).	8
Cuadro 1.2. Factores de capacidad de carga de Terzaghi modificados.....	9
Cuadro 1.3. Valores típicos de la cohesión y ángulo de fricción interna de suelos.	10

CAPÍTULO 2.

Cuadro 2.1. Densidades, adaptada de manual AASHTO LRFD 2004	11
Cuadro 2.2. Carga viva peatonal.....	14
Cuadro 2.3. Tabla de factor de distribución en vigas longitudinales adaptado del manual AASHTO Standard 2002.....	15
Cuadro 2.4. Factor de reducción para carga viva	16
Cuadro 2.5. Rango de variación de temperatura para estructuras de Hormigón.	17
Cuadro 2.6. Tabla de Coeficientes γ y β	21

CAPÍTULO 3.

Cuadro 3.1. Valores SHORE recomendados.....	35
Cuadro 3.2. Valor de GN según la dureza del material.....	37
Cuadro 3.3. Porcentaje de incremento de GN según la variación de temperatura.	37
Cuadro 3.4. Tabla de densidades de diferentes materiales.....	43
Cuadro 3.5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS).	46
Cuadro 3.6. Coeficientes de fricción hormigón - suelo.	49

CAPÍTULO 4.

Cuadro 4.1. Resumen del conteo de tráfico.....	54
Cuadro 4.2. Solicitaciones por carga permanente por metro de losa.	58
Cuadro 4.3. Distribución del acero para momentos en el tramo central de losa.	60
Cuadro 4.4. Cálculo del momento por carga muerta en el volado.....	61
Cuadro 4.5. Distribución del refuerzo principal para el tramo en voladizo.	63
Cuadro 4.6. Parámetros de diseño para el poste de la protección vehicular.	65
Cuadro 4.7. Distribución del refuerzo de flexión de la baranda.	66
Cuadro 4.8. Datos de Tubería de acero estructural a ser utilizada en el diseño.	67
Cuadro 4.9. Cálculo de la carga muerta de la viga interior.	74
Cuadro 4.10. Comprobación de la posición del eje neutro de la viga interior.....	77
Cuadro 4.11. Opciones de distribución del acero en la viga interior.....	78
Cuadro 4.12. Cálculo del centro de masa del refuerzo colocado en la viga interior.....	78
Cuadro 4.13. Centro de gravedad de la viga longitudinal.	81
Cuadro 4.14. Momento de inercia respecto al centro de gravedad de la viga longitudinal.	81
Cuadro 4.15. Cálculo de la carga muerta de la viga exterior.	84
Cuadro 4.16. Comprobación de la posición del eje neutro de la viga exterior.....	87
Cuadro 4.17. Opciones de distribución del acero en la viga exterior.....	87
Cuadro 4.18. Cálculo del centro de masa del acero en la viga exterior.....	88

Cuadro 4.19. Variación del momento debido a la carga viva en la viga interior.	93
Cuadro 4.20. Cálculo de armadura de flexión en distintos puntos de la viga exterior.	93
Cuadro 4.21. Variación del momento debido a la carga viva en la viga exterior.	94
Cuadro 4.22. Cálculo de armadura de flexión en distintos puntos de la viga exterior.	94
Cuadro 4.23. Determinación de la fuerza cortante en diferentes abscisas de las vigas interior y exterior. 95	
Cuadro 4.24. Cálculo del espaciamiento del refuerzo por cortante en distintas secciones de la viga interior.....	96
Cuadro 4.25. Cálculo del espaciamiento del refuerzo por cortante en distintas secciones de la viga exterior.....	96
Cuadro 4.26. Dimensiones preliminares del estribo derecho.	103
Cuadro 4.27. Cálculo del peso de la superestructura.	104
Cuadro 4.28. Momentos estabilizadores del estribo primera etapa.....	105
Cuadro 4.29. Cálculo del empuje por sismo al estribo.....	108
Cuadro 4.30. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos del estribo segunda etapa.....	109
Cuadro 4.31. Fuerzas y momentos debido a cargas estabilizadoras tercera etapa.....	110
Cuadro 4.32. Fuerzas y momentos desestabilizadores tercera etapa.....	110
Cuadro 4.33. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos del estribo tercera etapa.	110
Cuadro 4.34. Cálculo del centro de gravedad de la sección transversal de la superestructura.	111
Cuadro 4.35. Fuerzas y momentos estabilizadores cuarta etapa.....	112
Cuadro 4.36. Fuerzas y momentos desestabilizadores cuarta etapa.....	112
Cuadro 4.37. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos del estribo cuarta etapa.....	112
Cuadro 4.38. Fuerzas y momentos estabilizadores quinta etapa.....	113
Cuadro 4.39. Fuerzas y momentos desestabilizadores quinta etapa.....	114
Cuadro 4.40. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos del estribo quinta etapa.....	114
Cuadro 4.41. Resumen cálculo de momento para distintas secciones de la pantalla del estribo.	124
Cuadro 4.42. Presiones del suelo cuarta etapa (estribo).....	125
Cuadro 4.43. Presiones del suelo cuarta etapa (estribo).....	127
Cuadro 4.44. Peso del relleno sobre el talón del estribo.	127
Cuadro 4.45. Resumen de dimensiones del muro de ala.....	133
Cuadro 4.46. Cálculo del momento estabilizador del muro.	134
Cuadro 4.47. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos muro de ala primera etapa.....	134
Cuadro 4.48. Cálculo del empuje por sismo al muro de ala.....	135
Cuadro 4.49. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos muro de ala segunda etapa.....	136
Cuadro 4.50. Momento para distintas secciones de la pantalla del muro de ala.....	138
Cuadro 4.51. Presiones de suelo segunda etapa (muro de ala).....	141
Cuadro 4.52. Peso del relleno sobre el talón del muro de ala.....	143
CAPÍTULO 5.	
Cuadro 5.1. Ficha ambiental.....	153
CAPÍTULO 6.	
Cuadro 6.1. Cantidades de obra del proyecto.....	159

Cuadro 6.2. Cálculo del presupuesto.	190
Cuadro 6.3. Fórmula polinómica: Asignación de Términos	192
Cuadro 6.4. Descripción de la fórmula polinómica.....	196
Cuadro 6.5. Cálculo de coeficiente B en función de las distintas categorías de mano de obra.	197
Cuadro 6.6. Propiedades granulométricas del material de relleno.	200
Cuadro 6.7. Cronograma valorado	205
Cuadro 6.8. Diagrama de GANTT	208

LISTA DE ANEXOS

ANEXOS A

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS..... 212

ANEXO B:

ESTUDIO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y SOCAVACIÓN SOBRE LA QUEBRADA AGUA SANTA..... 227

ANEXO C:

PLANO TOPOGRÁFICO Y DISEÑO VIAL..... 234

ANEXO D:

PLANOS ESTRUCTURALES..... 235

RESUMEN

El desarrollo vial de Parroquia Turi, por su topografía compleja, hace necesario atravesar parte de su red hidrográfica para satisfacer la necesidades de movilidad de sus comunidades, por tal motivo el presente trabajo de investigación tiene por objeto dar una solución a esta problemática, mediante el diseño de un Puente sobre la Quebrada Agua Santa. El proyecto consta de una estructura de hormigón armado de sección viga – losa de 27 metros de luz y 6 metros de ancho incluido las veredas, apoyada sobre estribos del mismo material. El proceso inicia con un estudio de fundamentos teóricos, seguidamente se realiza estudios de preliminares de Ingeniería para obtener parámetros de cálculo propios del sitio de implantación, el diseño estructural siguiendo una secuencia lógica de transmisión de cargas, de los elementos que componen tanto la superestructura como la infraestructura, cálculo de cantidades de obra, presupuesto y estudio de impactos ambientales. Todo el desarrollo se fundamenta en bibliografía especializada y reglamentos vigentes en nuestro país para el diseño de puentes.

Palabras clave: Puente viga-losa, Hormigón Armado, Diseño estructural, Impacto ambiental

ABSTRACT

The road development of Turi Parish, by its complex topography, makes it necessary pass through part of its drainage network to meet the mobility requirements of their communities, therefore, the present research aims to provide a solution to this problem by designing a bridge over Quebrada Agua Santa. The project consists of a reinforced concrete structure section beam - slab of 27 m long and 6 meters wide including sidewalks, supported on brackets of the same material. The process begins with a study of theoretical basis, followed by preliminary engineering studies performed to obtain its own calculation parameters from the implantation site, the structural design in a logical sequence of load transfer of the elements of both the superstructure of the infrastructure, calculation of work quantities, budget and the study of environmental impacts. All development is based on specialized bibliography and regulations in our country for designing bridges.

Keywords: Bridge girder-slab, Reinforced Concrete, Structural Design, Environmental Impact.

CAPÍTULO 1. PLANIFICACIÓN PRELIMINAR DEL PROYECTO

1.1 Definición de puente

Obra de arte destinada para salvar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial garantizando, una circulación fluida y continua de peatones, agua, ductos de los diferentes servicios, vehículos.

1.2 Componentes de la estructura

Los puentes se dividen en dos partes principales.- La Superestructura e Infraestructura.

La superestructura es el elemento que soporta directamente las cargas formadas por:

- Capa de rodadura.- Se constituye la carpeta de desgaste y sirve para dar continuidad a la rasante de la vía.
- Tablero o losa de concreto, enmaderado o piso metálico, cuya función principal es distribuir las cargas como sobrecargas a las vigas principales y transversales del puente. Además sobre esta los pasillos, barandas

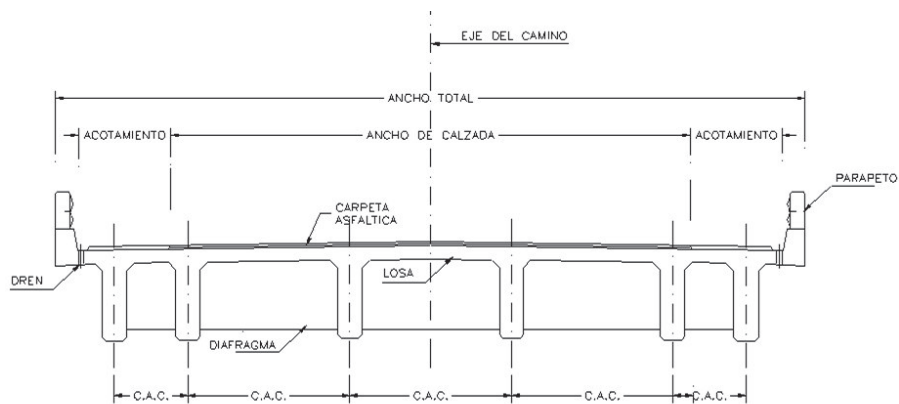


Fig. 1.1. Elementos principales de la Superestructura.

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

- Miembros Principales.- Conocidos como vigas longitudinales, diseñados para resistir a flexión y corte; y su función es distribuir las cargas longitudinalmente a los estribos, pudiendo tener una gran variedad de formas como vigas rectas, arcos, pórticos, reticulares, vigas viendeel (celosía).
- Miembros secundarios.- También llamados vigas transversales, diafragmas, largueros o riostras laterales; diseñados para proporcionar la rigidez lateral del puente ante efectos como el viento o fuerza centrífuga producidas por las cargas dinámicas que pasan por los puentes situados en curvas así mismo ayuda a distribuir parte de la carga vertical entre las vigas longitudinales.

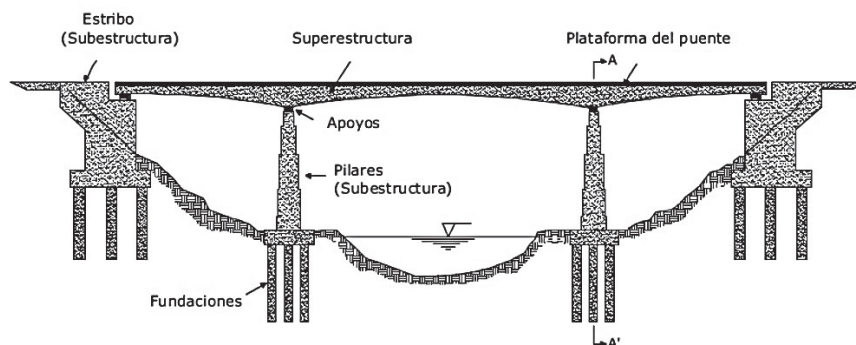


Fig. 1.2. Elementos de la superestructura e infraestructura

Fuente: (<http://es.slideshare.net/narait/libro-de-analisis-y-diseo-de-puentes-por-el-mtado-lrfd>)

La infraestructura, es el elemento estructural que transfiere la carga de la superestructura y su peso propio al suelo de fundación, además sostiene el relleno de los accesos del puente. Está formada por los estribos o pilares extremos y en puentes de varios tramos se diseñan pilas o apoyos centrales.

1.3 Clasificación de los puentes

“Los puentes se clasifican de acuerdo a su función, materiales de construcción y al tipo de estructura. (Rodríguez Serquén, 2012, págs. 1-2).

1.3.1 De acuerdo a su función

- Puentes Peatonales.
- Puentes Carreteros.
- Puentes Ferroviarios.

1.3.2 De acuerdo a los materiales de construcción

- Puentes de Madera.
- Puentes de Mampostería.
- Puentes de Acero Estructural.
- Puentes de Sección Compuesta.
- Puentes de Concreto Armado.
- Puentes de Concreto Pre esforzado.

1.3.3 De acuerdo al tipo de estructura.

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantiléver (brazos voladizos)
- En Arco
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- Colgantes
- Levadizos (basculantes)
- Pontones (puentes flotantes permanentes)

1.4 Criterios para el diseño

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los estados límite que se especifican para para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad, y servicialidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

1.5 Pre dimensionamiento

1.5.1 Ubicación y elección del tipo de puente

1.5.1.1 Localización del proyecto

Al efectuar el trazo preliminar de una ruta, deberá observar aspectos importantes como:

- El sitio de cruce de las corrientes fluviales, con objeto de que faciliten su diseño, construcción, operación, inspección y mantenimiento prácticos y efectivos desde el punto de vista de los costos.
- El alineamiento horizontal y vertical, pendiente y rasante mínima de la vía.

- Los apoyos del puente deben orientarse en la dirección de la corriente para presentar la menor obstrucción posible al paso del agua y reducir el riesgo de la socavación.
- Se debe considerar el impacto de un puente y sus accesos sobre las comunidades locales, los sitios históricos, las tierras pantanosas y otras áreas sensibles desde el punto de vista estético, ambiental y ecológico.

1.5.1.2 Luz y tipo de estructura

Se estudia la forma geométrica y dimensiones de conformidad con las condiciones topográficas, hidráulicas, geotécnicas y constructivas; así como el tipo de puente que resulte más adecuado, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad. Para lograr esto es preciso realizar estudios de campo como:

1.5.1.2.1 Recopilación de información

Es necesario conocer características de la zona donde se pretende implantar una estructura como información de la localidad, poblaciones de enlace, identificación y observación de obras similares sobre la corriente a atravesar, estado de las vías y servicios básicos.

1.5.1.2.2 Estudio topográfico

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, dan información básica para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia y sus efectos en el medio ambiente.

Estos estudios deberán contener como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal y en dirección transversal (Manual de Diseño de Puentes, 2010).
- En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo, indicando la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas
- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos.

1.5.1.2.3 Estudio hidrológico e hidráulico

Establecen las características hidrológicas que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.

Según (Manual de Diseño de Puentes, 2010), los estudios de hidrología e hidráulica permiten establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

Luego de considerar la recolección de información, trabajos de campo y de gabinete los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente.
- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; proporcionada por entidades locales o nacionales.
- Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso del agua con base a la determinación de las características de las respuestas de lluvia-escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca.
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño.
- Estimación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos.
- Selección de secciones transversales representativas del cauce y la obtención del perfil longitudinal.
- Determinación de las características hidráulicas del flujo.
- Determinación de las profundidades de socavación en el sitio de cruce.
- Recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales

1.5.1.2.3.1 *Crecidas*

Se define como la elevación significativa del nivel de un curso de agua con relación a su elevación media de éste. Pueden ser de origen pluvial por aumento de caudal a causa escurrimiento de terrenos poco permeables, fluvial que producen crecidas resultado de precipitaciones sostenidas y de origen no atmosférico que provocan aumento de caudal por desbordamiento de cuerpos de agua natural o artificial en la parte superior de una cuenca.

Para el diseño de puentes identificamos tres tipos de niveles de agua:

- a) Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), que corresponde con el período de retorno de diseño.
- b) Nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), que corresponde con el período de retorno de mayor frecuencia.
- c) Nivel de aguas mínimas (NAMIN), que corresponde con el período de estiaje.

Existen varios métodos para evaluar los caudales de diseño que pueden ser:

- Empíricos.

Que se emplean para tener una idea preliminar sobre el caudal de diseño, o bien cuando no se conocen las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio; los métodos más comunes son Creager y Lowry.

- Semi-empíricos.

Estos métodos son similares a los anteriores, pero hacen intervenir a la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el caudal de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren de otros en el mayor ó menor detalle con que se toman los factores que intervienen en dicho ciclo. Los métodos más usados son el Racional y el de Ven Te Chow.

- Estadísticos.

Son de gran utilidad en sitios en que se cuenta con un buen registro de caudales ocurridos. Se basan en suponer que los caudales máximos anuales aforados en una cuenca, son muestra aleatoria de una

población de caudales máximos. Difieren entre ellos en la forma de la función de distribución de probabilidades que suponen tiene la población.

- Modelos matemáticos

Existen actualmente una serie de modelos matemáticos de gran utilidad que requieren datos extensos y completos los cuales son difíciles de obtener. No obstante, todas las limitaciones que puedan presentarse, se recomienda su utilización, debiendo tener cuidado de la información que se ingresa y de la interpretación de los resultados

- Métodos hidro-meteorológicos:

Se basan en la respuesta de la cuenca hidrográfica ante un evento dado que se resume en la relación precipitación-escorrentía-caudal. Los hidrogramas unitarios son métodos hidro-meteorológicos

1.5.1.2.3.2 Socavación

El mayor daño en la Infraestructura de un puente que cruza un curso de agua se origina por las crecientes, socavando los estribos y pudiendo el colapso de la estructura como sus accesos.

“La socavación consiste en la disminución del nivel del lecho por la acción erosiva del agua con una tendencia a exponer la fundación del puente”. (Muñoz & Valbuena, 2006)

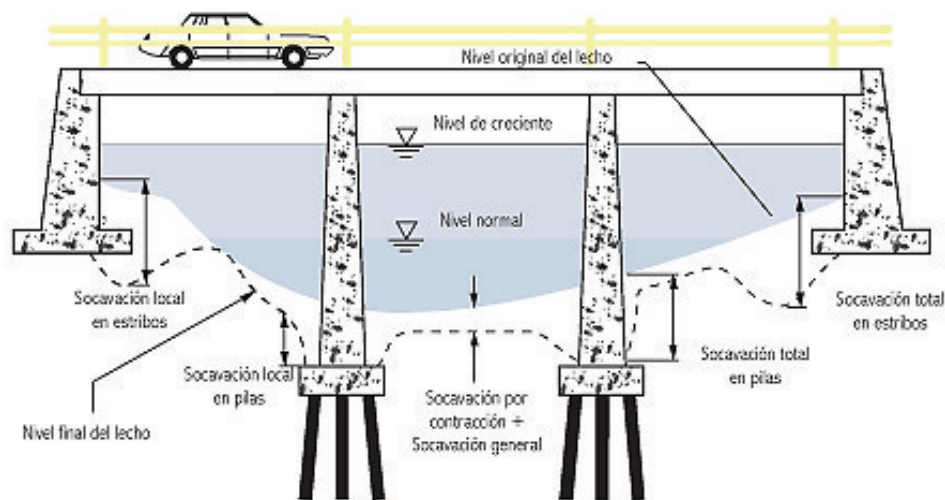


Fig. 1.3. Tipos de socavación que se puede producir en un puente

Fuente: (Muñoz & Valbuena, 2006)

Los suelos granulares se socavan más rápido mientras que los suelos arcillosos presentan mayor resistencia a la socavación. La profundidad máxima de socavación variará en función del tiempo desde y dependiendo del tipo de material, suelos arenosos, cohesivos, piedras areniscas, piedras calizas y rocas tipo granito (Ayamani Garcia, 2013).

Se pretende tener una idea clara de si la estructura corre algún riesgo y planificar las obras de protección de la misma.

El lecho puede estar en proceso de degradación (socavación) o agradación (sedimentación de materiales erosionados de la cuenca o del cauce aguas arriba).

La socavación general se da por la capacidad de la corriente de arrastrar sedimentos durante las crecidas provocando disminución del fondo del río generándose por características relacionadas con la corriente (recta, meándrica o Entrenzada).

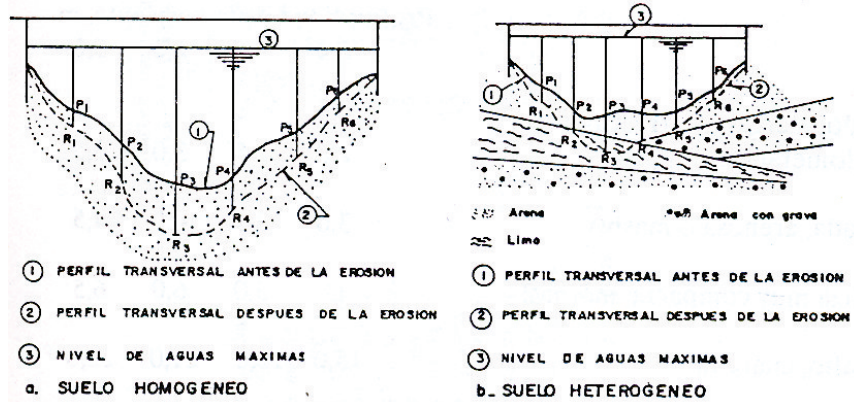


Fig. 1.4. Distribución del material del fondo

Fuente: (Trujillo Orozco, 1993, pág. 255)

En el cálculo se incluye el efecto de contracción de flujo, éste provoca remoción de material por aumento de la velocidad y esfuerzo cortante a través del ancho total o parcial del cauce consecuencia de la disminución del ancho del flujo. Otros factores que influyen en la socavación por contracción son:

- Contracciones naturales de la corriente
- Zonas de aproximación al puente que obstruyen las planicies de inundación.
- Islas o barras de sedimentos en el puente, aguas arriba o agua abajo.
- Acumulación de basuras
- Crecimiento de vegetación en el cauce o en la zona de inundación

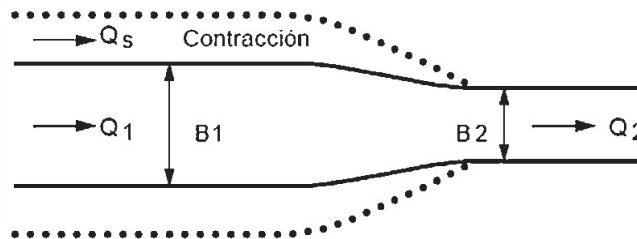


Fig. 1.5. Contracción de un canal.

Fuente: (Suárez, 2001)

La socavación local provoca la remoción del material que rodea las pilas, estribos, diques o accesos al puente. Es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo.

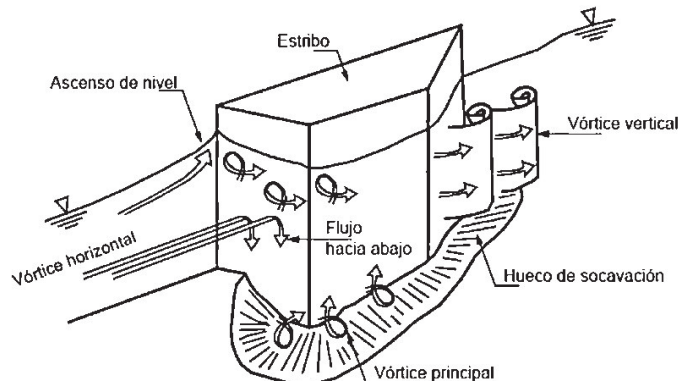


Fig. 1.6. Socavación en estribos.

Fuente: (Trujillo Orozco, 1993, pág. 259)

Existen varios métodos para determinar la profundidad de socavación al pie de las pilas de puentes, de los cuales se utilizará el que más se ajuste a las condiciones hidráulicas del sitio de implantación del puente.

1.5.1.2.4 Estudio de suelos y geotecnia.

Establecen las características geológicas y geotécnicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones.

Con la utilización de estas técnicas se obtienen muestras representativas del terreno que conservan algunas o la totalidad de sus propiedades y que se extraen para su identificación. Las muestras obtenidas en el terreno se clasifican en:

- Muestras alteradas.- Se toman de trozos de suelo arrancado por la pala excavadora, introduciéndolo en bolsas. Si se pretende obtener la humedad del terreno, puede guardarse la muestra en un recipiente estanco, o parafinarla.
- Muestras inalteradas.- Requieren una limpieza superficial previa a la toma de la muestra, y un parafinado posterior de las caras de la muestra, en las que el suelo queda en contacto con el exterior. Pueden ser:
 - En bloque.- Tallando a mano un bloque aproximadamente cúbico, con dimensiones superiores a 15 ó 20 cm. La calidad de esta muestra es excelente.
 - Cilíndrica.- Mediante la introducción por golpeo manual de un cilindro de diámetro no menor de 15 cm.
- Ensayos de laboratorio.- Con las muestras procedentes de la prospección se realizan los siguientes tipos de ensayo de laboratorio:
 - Ensayos de clasificación e identificación
 - Ensayos de resistencia.
 - Ensayos de deformabilidad.
 - Otros ensayos

1.5.1.2.4.1 Capacidad de carga admisible.

Es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Es usualmente calculada por el método de superposición sugerido por Terzaghi en 1943, quien en su planteamiento para cimentaciones continuas o en franja propone una ecuación para obtener la Capacidad de Carga Última a la que llama q_u .

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1.1)$$

Dónde:

q_u = capacidad de carga última del suelo en t/m^2

B = ancho transversal de la cimentación en m

C = cohesión del terreno en t/m^2 .

γ , peso específico del suelo en t/m^3

$q = \gamma \cdot Df$

q, sobrecarga sobre el terreno adyacente a la cimentación en t/m^2 y Df, profundidad de la cimentación medida verticalmente desde la superficie del terreno natural a la base del cimiento en m.

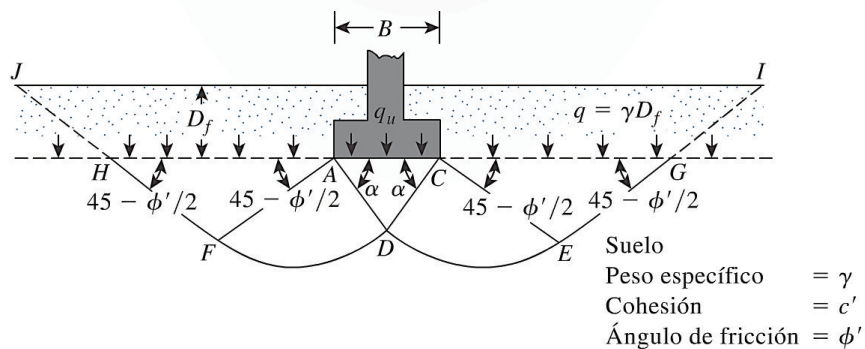


Fig. 1.7. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua.

Fuente: (Braja M., 2012)

N_c, N_q, N_γ , Factores de capacidad de carga adimensionales que están calculados en función del ángulo de fricción interna del suelo Φ .

Cuadro 1.1. Factores de capacidad de carga de Terzaghi, según Kumbhojkar (1993).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,80
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	25,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

Fuente: (Braja M., 2012, pág. 140)

Para cimentaciones que presentan una falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió la modificación siguiente para la ecuación:

$$q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (1.2)$$

Dónde N'_c, N'_q, N'_γ , son los factores de capacidad de carga modificados reemplazando ϕ' por $\bar{\phi}' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi')$. La variación de estos factores se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.2. Factores de capacidad de carga de Terzaghi modificados.

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	15,53	6,05	2,59
1	5,90	1,07	0,005	27	16,30	6,54	2,88
2	6,10	1,14	0,02	28	17,13	7,07	3,29
3	6,30	1,22	0,04	29	18,03	7,66	3,76
4	6,51	1,30	0,055	30	18,99	8,31	4,39
5	6,74	1,39	0,074	31	20,03	9,03	4,83
6	6,97	1,49	0,10	32	21,16	9,82	5,51
7	7,22	1,59	0,128	33	22,39	10,69	6,32
8	7,47	1,70	0,16	34	23,72	11,67	7,22
9	7,74	1,82	0,20	35	25,18	12,75	8,35
10	8,02	1,94	0,24	36	26,77	13,97	9,41
11	8,32	2,08	0,30	37	28,51	15,32	10,90
12	8,63	2,22	0,35	38	30,43	16,85	12,75
13	8,96	2,38	0,42	39	32,53	18,56	14,71
14	9,31	2,55	0,48	40	34,87	20,50	17,22
15	9,67	2,73	0,57	41	37,45	22,70	19,75
16	10,06	2,92	0,67	42	40,33	25,21	22,50
17	10,47	3,13	0,76	43	43,54	28,06	26,25
18	10,90	3,36	0,88	44	47,13	31,34	30,40
19	11,36	3,61	1,03	45	51,17	35,11	36,00
20	11,85	3,88	1,12	46	55,73	39,48	41,70
21	12,37	4,17	1,35	47	60,91	44,45	49,30
22	12,92	4,48	1,55	48	66,80	50,46	59,25
23	13,51	4,82	1,74	49	73,55	57,41	71,45
24	14,14	5,20	1,97	50	81,31	65,60	85,75
25	14,80	5,60	2,25				

Fuente: (Braja M., 2012, pág. 140)

Para cimentaciones cuadradas o circulares, Terzaghi modificó su expresión con base en estudios experimentales.

Para zapatas cuadradas

$$q_u = 1,3.c'.N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad (1.3)$$

Algunas propiedades de diferentes tipos de materiales para la aplicación de la formula se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 1.3. Valores típicos de la cohesión y ángulo de fricción interna de suelos.

Tipo de suelo	Tamaño típico de las partículas	Estado	Ángulo de fricción	Cohesión KN/m ²
Arena con partículas Medias	1,1	Compactado	38° - 40°	0
		Suelto	32 - 35	0
Arena fina con materia orgánica	0,5 - 0,8	Compactado	25 - 30	0
		Suelto	18 - 22	0
Franco arenoso	0,02 - 0,2	Friable	24 - 28	20 – 25
		Plástico	24 - 28	10 – 15
Franco	0,01	Friable	22 - 26	25 – 30
		Plástico	15 - 19	15 – 20
Arcilloso	0,002	Friable	17 - 19	40 – 60
		Plástico	10 - 24	25 – 30

Fuente: Selección y diseño de zapatas en función de las propiedades físicas del suelo, PROCISUR Diálogo XXIV, 1987. P.122

“Para el cálculo de la capacidad de carga admisible bruta de cimentaciones superficiales se requiere aplicar un factor de seguridad a la capacidad de carga última bruta” (Braja M., 2012, pág. 140).

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS} \quad (1.4)$$

El factor de seguridad según se defina por la ecuación debe ser al menos 3 en todos los casos.

CAPÍTULO 2. BASES PARA EL CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

2.1 Introducción

Para el diseño de los diferentes elementos de la superestructura, se considera los diferentes efectos a los que estará sometida, como las cargas actuantes en los elementos, estados de carga, factores mayores. En función de estos parámetros se establecerá su geometría, aplicará las teorías de diseño y las recomendaciones de las normas vigentes para proceder con un cálculo ordenado y lograr un diseño óptimo.

2.2 Cargas

Para el diseño de la estructura de un puente, las cargas a considerarse son.- Cargas principales o verticales y Cargas adicionales o longitudinales.

2.2.1 Cargas Principales

2.2.1.1 Carga Muerta

Consistirá en el peso total de la estructura, incluyendo la calzada, aceras, señales de la vía, tuberías, conductos, cables y otros servicios de utilidad pública (Hidalgo Rivas, 1987). Se pueden utilizar las densidades especificadas en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.1. Densidades, adaptada de manual AASHTO LRFD 2004

Material	Densidad (kg/m ³)
Concreto	
Agregados de baja densidad y arena	1925
Normal, con $f'c \leq 357$ kg/cm ²	2320
Normal, con $357 < f'c \leq 1071$ kg/cm ²	$2240 + 2,29 f'c$
Armado	Densidad del concreto simple + 72 kg/m ³
Superficies de rodamiento bituminosa	2200
Acero	7850
Hierro fundido	7pe
Aleaciones de aluminio	2800
Arena, limo o arcilla compactados	1925
Arena, limo o grava sueltos	1600
Arcilla Blanda	1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo	2250
Madera dura	960
madera blanda	800
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía	300 Kg/m

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

2.2.1.2 Carga Viva

En puentes la carga viva está constituida por el peso de los vehículos que circulan y su disposición más desfavorable más el peso de los peatones. Éste diseño se guiará en las recomendaciones de las normas del MTOP y AASHTO, que son tomados como referencia en el diseño de puentes en el país.

2.2.1.2.1 Carga Móvil Vehicular

Sobre un puente circulan gran variedad de vehículos por lo que las normas de diseño han determinado vehículos tipo que representan a la gran variedad posible. La Norma AASHTO Estándar presenta el tren H y HS, el MTOP el camión HS-MTOP y el AASHTO LRFD el camión tipo HL-93.

La carga de camión actúa en un ancho de 3,05m colocado en una vía de tránsito de 3,65 m de ancho, colocado tantas veces a lo largo de la calzada como vías de diseño se puedan colocar en dicha calzada.

$$N^{\circ} \text{ vías} = \frac{B}{3,65} \quad (2.1)$$

Dónde:

B= distancia libre entre bordillos.

No se consideran fracciones de vía de tráfico y el número de vías se aproximará al valor entero inferior más próximo. Cualquier posición del camión tomada en el diseño deberá ser la que produzca el efecto máximo

El código AASHTO Estándar distingue dos tipos de camiones:

- Camión tipo H

Conocido como camión tractor, es un vehículo de dos ejes separados 4.27m., en los cuales se transmite su peso total, el eje delantero toma el 20% y el eje trasero, el 80%, reparte su peso en forma igual a dos ruedas en cada eje separadas a 1,83m., los pesos tanto del camión H 20-44 y H 15-44 se indican en la figura 2.1.

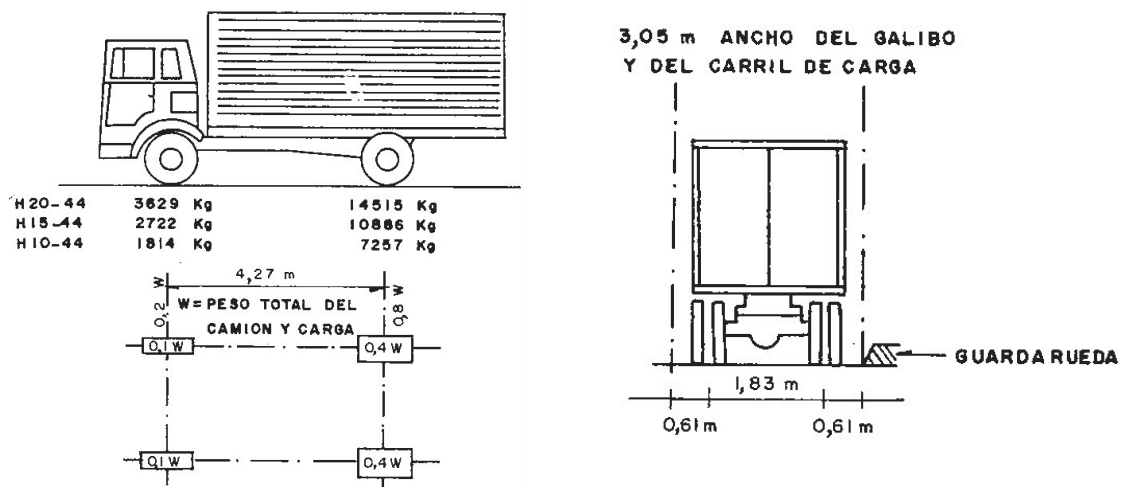


Fig. 2.1. Camión tipo H.

Fuente: (Hidalgo Rivas, 1987, pág. 10)

- Camión Tipo HS

La carga HS consiste en un camión tractor con Semirremolque es decir con un eje adicional a una distancia variable de 4,27m., a 9,15 m., (Ver figura 2.2)

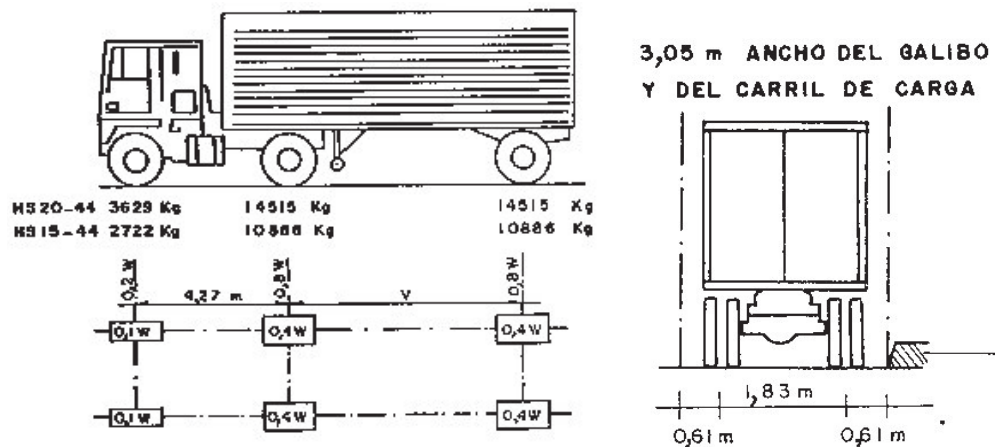


Fig. 2.2. Camión tipo HS.

Fuente: (Hidalgo Rivas, 1987, pág. 11)

La Norma de Diseño geométrico de carreteras (2003) del MTOP recomienda utilizar la carga HS 20-44 además que incorpora la carga denominada HS-MTOP, con una línea de tráfico de 3,60m; y una línea de carga de 3,00m.

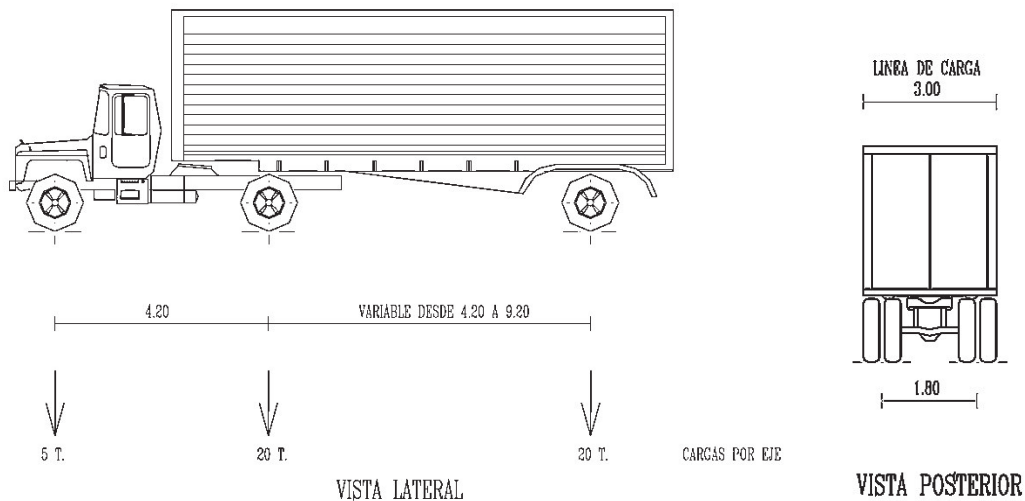


Fig. 2.3. Camión tipo HS-MTOP.

Fuente: (Ministerio de Transporte y Obra Públicas del Ecuador, 2003, pág. 4M)

2.2.1.2.2 Cargas Equivalentes

“La carga equivalente consiste en una carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito de 3,05 m., de ancho, combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos) colocada sobre la viga, en posición tal que provoque los máximos”. (Standard Specifications for Highway Bridges, 2002, pág. 20)

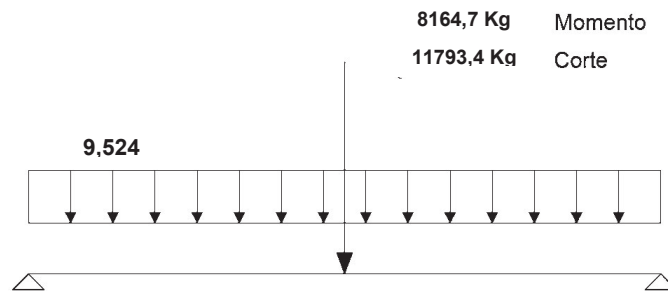


Fig. 2.4. Carga distribuida equivalente H-20-44 y HS-20-44.

Fuente: (Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

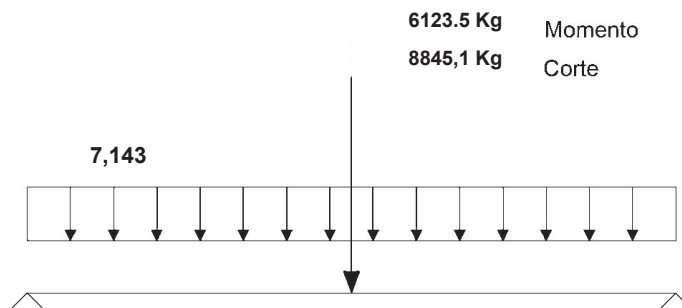


Fig. 2.5. Carga distribuida equivalente H-15-44 y HS-15-44.

Fuente: (Standard Specifications for Highway Bridges, 2002)

2.2.1.2.3 Carga Peatonal

Según el código AASHTO Estándar (2002) “la carga móvil peatonal sobre los pasillos y sus apoyos consiste en una carga viva de 415 Kg/m²” (pág. 26). Para el diseño de las vigas que soportan los pasillos y el tablero, la carga peatonal se puede considerar.

Cuadro 2.2. Carga viva peatonal.

Luz (m)	Carga viva peatonal (Kg/m ²)
0 a 7.6	415
7.6 a 30.5	293

Fuente: (Hidalgo Rivas, 1987, pág. 20)

Para puentes con luces superiores a 30,5 m la carga peatonal está dada por:

$$P = \left(146,7 + \frac{4464,67}{L} \right) \left(1,10 - \frac{W}{15,24} \right) \quad (2.2)$$

Dónde:

P = Carga viva peatonal ≤ 293 Kg/m²

L = Luz del puente, en m.

W = Ancho de la vereda, en m.

Los puentes destinados exclusivamente al tránsito peatonal o para el paso de bicicletas deben ser diseñados para una carga peatonal de 415 kg/m². Esta carga viva no debe incrementarse por efectos de impacto.

2.2.1.2.4 Carga sobre el bordillo.

Los bordillos se proyectan para que resistan una fuerza lateral no menor de 744 kg., por metro lineal de bordillo aplicado en la parte superior del mismo a una altura máxima de 25 cm. (Torres, 2013).

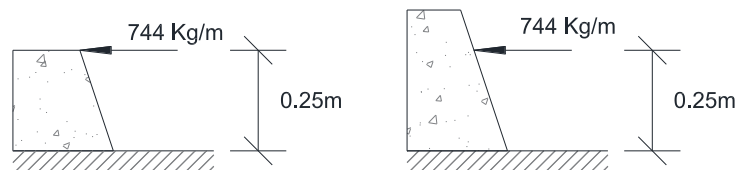


Fig. 2.6. Carga sobre bordillo.

Elaboración: Luis Cuenca.

2.2.1.3 Factores que afectan a los esfuerzos por carga viva

2.2.1.3.1 Factor de impacto

Cuando un vehículo que circula sobre una estructura a velocidad normal produce mayores esfuerzos que uno que está en posición estática, adicional a esto actúa también el efecto de las ruedas debido a las imperfecciones de la capa de rodadura.

El código AASHTO Estándar expresa la magnitud como un incremento de los esfuerzos de carga viva en función de la luz de impacto. Éste factor se aplica a la carga viva en el diseño de los elementos de la superestructura, no se aplica al diseño de estribos, fundaciones, estructuras de madera, ni carga peatonal.

$$I = \frac{15,24}{L_i + 38} \leq 30\% \quad (2.3)$$

Dónde:

I = Factor de impacto en porcentaje; máx. 30%

L_i = longitud en m del segmento de luz cargada para producir el máximo esfuerzo en el elemento.

2.2.1.3.2 Factor de distribución

Para distribuir adecuadamente la carga viva el código AASHTO Estándar ha determinado un método experimental para el diseño con el cual se la puede distribuir transversalmente a las vigas o elementos principales de la superestructura de un puente.

a) Posición de cargas para corte.

Para corte en vigas longitudinales y largueros no se considerara distribución longitudinal de las cargas del eje que se coloca en el elemento calculado. La distribución del corte lateral seguirá el mismo procedimiento del establecido para la distribución de momentos en vigas exteriores.

b) Momentos flectores en vigas interiores

La norma AASHTO considera que uno de los ejes longitudinales, actúa directamente sobre la viga lo que establecería la mitad del momento por vía de tránsito, al cual se le multiplicará el efecto producido por el segundo eje que se encuentra representado por un factor de distribución que depende del tipo de calzada, el tipo de viga y el número de vías de tránsito. Se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{VIGA\ INTERIOR} = \frac{M/Via}{2} * F.D \quad (2.4)$$

Dónde:

F.D. factor de distribución, el cual lo obtenemos del siguiente cuadro según sea el caso.

Cuadro 2.3. Tabla de factor de distribución en vigas longitudinales adaptado del manual AASHTO Standard 2002.

CLASE DE TABLERO SOBRE:	PUENTE DISEÑADO 1 VÍA	PUENTE DISEÑADO 2 O MÁS VÍAS
Madera: Tablones	$\frac{S}{1,219}$	$\frac{S}{1,143}$
Tiras de 0,10 m de ancho o tireado múltiple de ancho > 0,12 m	$\frac{S}{1,372}$	$\frac{S}{1,219}$
Tiras con cauchos mayores a 0,15 m	$\frac{S}{1,524}$ $S \leq 1,524$	$\frac{S}{1,295}$ $S \leq 1,981$
Hormigón: sobre vigas de acero o presforzadas	$\frac{S}{2,134}$ $S \leq 3,05$	$\frac{S}{1,676}$ $S \leq 4,27$
Sobre vigas T	$\frac{S}{1,981}$ $S \leq 1,83$	$\frac{S}{1,829}$ $S \leq 3,05$
Sobre vigas de madera	$\frac{S}{1,829}$ $S \leq 1,829$	$\frac{S}{1,524}$ $S \leq 3,05$
Sobre vigas "cajón" de hormigón Armado	$\frac{S}{2,438}$ $S \leq 3,66$	$\frac{S}{2,134}$ $S \leq 4,88$
Reticulado de acero Ancho menores a 0,10 m	$\frac{S}{1,372}$	$\frac{S}{1,219}$
Ancho mayores a 0,10 m	$\frac{S}{1,829}$ $S \leq 1,83$	$\frac{S}{1,524}$ $S \leq 3,20$

Fuente: (Torres, 2013, pág. 195)

Elaboración: Luis Cuenca

Dónde S, es la distancia en metros centro a centro de las vigas. En el caso de que el valor de S, fuera excedido, el factor de distribución se calculará de la misma forma que para las vigas exteriores.

c) Momentos flectores en vigas exteriores

Para este factor no se podrá utilizar el cuadro anterior. Es igual a la reacción producida por la ubicación lateral más desfavorable del eje más pesado del camión de diseño sobre la viga tomada como simplemente apoyada

“La máxima excentricidad de un vehículo sobre un tablero se produce cuando una de las ruedas se ubica a 30 cm., de la vereda” (Torres, 2013, pág. 197), para lo cual se tomarán las siguientes consideraciones:

- Cuando la viga exterior soporte la vereda y en el diseño se combine carga viva en vereda, carga vehicular más impacto:
 - Por el método elástico podrán considerarse un incremento del 25% a los esfuerzos admisibles.
 - Para el método de última resistencia el factor de mayoración de 1,67 para carga viva más impacto se podrá transformar a 1,25.
- En ningún caso la viga exterior tendrá menor capacidad que la viga interior.

2.2.1.3.3 Factor de reducción de intensidad de carga viva

Cuando la carga simultanea de varias vías de tránsito causen los máximos esfuerzos se deberán utilizar los siguientes factores de reducción:

Cuadro 2.4. Factor de reducción para carga viva

Nº de vías	Factor de reducción en %
1 o 2	100%
3	90%
4 o más	75%

Fuente: (Standard Specifications for Bridges 17th Edition, 2002, p. 25)

2.2.2 Cargas adicionales o longitudinales

Dentro de las más importantes, siempre que correspondan podemos mencionar las siguientes:

- Efectos de temperatura y retracción del Hormigón.
- Esfuerzo producido por el frenado de vehículos.
- Fuerza Sísmica.
- Fuerza centrífuga.
- Efectos del viento.

2.2.2.1 Fuerzas por variación de temperatura

La variación de las condiciones climáticas de la zona donde se encuentra emplazado un puente produce fuerzas por la elongación o contracción de los elementos del tablero transmitiéndolas a los elementos de apoyo. Al ser de gran magnitud éstas deben ser disipadas con juntas de dilatación en los extremos.

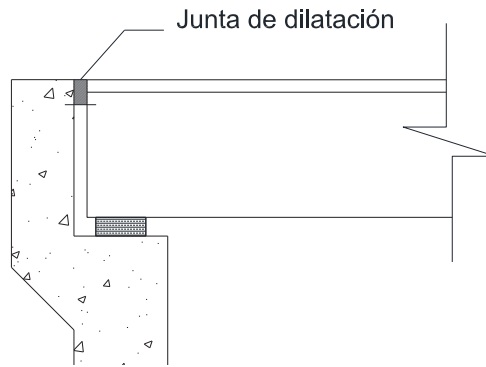


Fig. 2.7. Junta de dilatación.

Elaboración: Luis Cuenca.

Se debe considerar estos efectos en puentes con luces superiores al 12 m., y para puentes continuos con luces mayores a 100 m., se considerará juntas intermedias. El código AASHTO especifica la siguiente fórmula para su cálculo.

$$\Delta L = \alpha T * L * \Delta T \tag{2.5}$$

Dónde:

ΔT = Cambio de temperatura que depende la región donde se ubica la estructura.

Cuadro 2.5. Rango de variación de temperatura para estructuras de Hormigón.

TIPO DE CLIMA	ELEVACIÓN DE LA TEMPERATURA °C	DESCENSO DE LA TEMPERATURA °C
Moderado	17,7	22,2
Frío	19,4	25

Fuente: (Elementos de puentes, Hidalgo Rivas, p. 22)

“En nuestro país, se acepta dentro del diseño una gradiente de $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$ ” (Torres, 2013, pág. 126)

αT = Coeficiente de dilatación para el hormigón armado = $0.0000108 / ^\circ\text{C}$

Para las fuerzas de contracción pueden ser calculadas con el coeficiente $\alpha_c = 0,0002 / ^\circ\text{C}$.

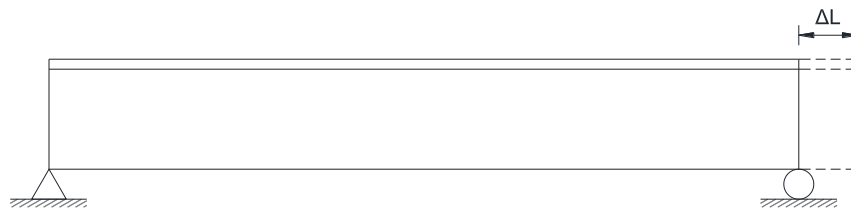


Fig. 2.8. Efecto de variación de temperatura.

Elaboración: Luis Cuenca.

2.2.2.2 Fuerza de Frenado

El método propuesto por la norma AASHTO Estándar establece que la fuerza de frenado es igual al 5% de la carga viva, tomando en consideración que todas las vías se cargaran en una dirección y el sistema de carga viva adoptado será la carga equivalente más la carga concentrada para momento. (Torres, 2013).

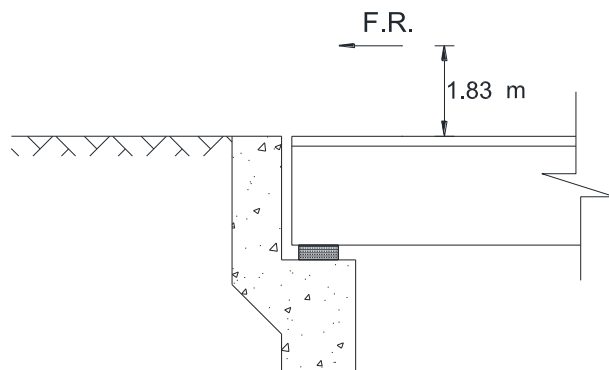


Fig. 2.9. Ubicación de la fuerza de frenado.

Elaboración: Luis Cuenca.

La fórmula de cálculo es:

$$FR = 0,05(W * L + P) * N \quad (2.6)$$

Dónde:

W= Intensidad de la carga distribuida, (Ton/m/3,05 m)

P= Carga concentrada para el cálculo de momentos, (Ton/3,05 m)

L= Longitud entre apoyos, en (m)

N= Número de vías de tránsito.

No debe incluirse el impacto y esta fuerza se aplica a 1,83 m. sobre la capa de rodadura.

2.2.2.3 Fuerza centrífuga

Para el diseño de puentes en curva se considerará una fuerza radial horizontal, que es un porcentaje de la carga viva sin impacto, considerando todas las vías cargadas. (Hidalgo Rivas, 1987).

$$C = \frac{0,7863 \cdot V^2}{R} \quad (2.7)$$

Dónde:

C= Fuerza centrífuga, como porcentaje de la carga viva, sin impacto.

V= Velocidad de diseño, en (Km/h)

R= Radio de la curva, en (m)

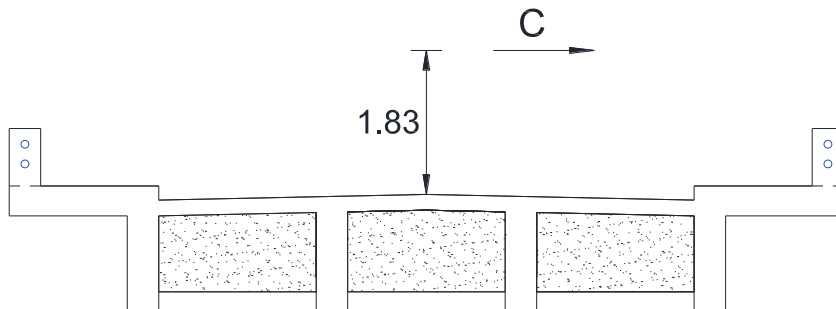


Fig. 2.10. Efecto de la fuerza centrífuga.

Elaboración: Luis Cuenca

Ésta fuerza se aplica a 1,83 m., sobre la superficie de rodadura, tomando en cuenta los efectos del peralte transversal.

2.2.2.4 Efectos de Viento

Se las asume como cargas estáticas uniformemente distribuidas aplicadas sobre el área expuesta de la estructura. Las presiones dictadas por la AASHTO se basan en una velocidad de viento a 160 km/hora.

Según la norma AASHTO, para puentes con luces menores a 38 m., se determina los siguientes valores, tomándose en cuenta que la simplificación da los dos valores indicados en cada caso y se aplicarán en forma simultanea

2.2.2.4.1 Fuerza de Viento Sobre la Estructura

- Presión de viento en la estructura
 - Sentido transversal $W1t= 244,1 \text{ Kg/m}^2$
 - Sentido Longitudinal $W1l= 58,6 \text{ Kg/m}^2$

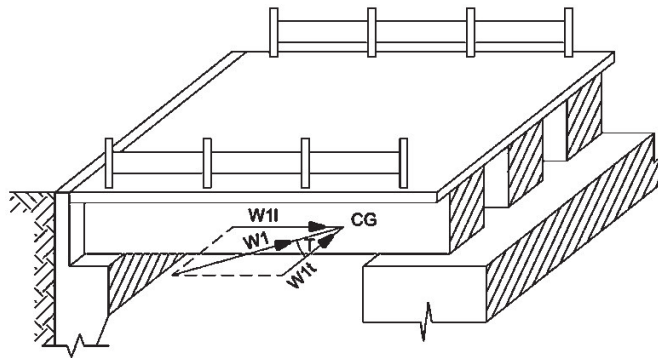


Fig. 2.11. Carga de viento aplicada directamente a la superestructura según AASHTO Estándar.

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

2.2.2.4.2 Fuerza de viento sobre la carga viva

- Carga de viento en la carga Viva
 - Sentido Transversal $WL1t= 148,8 \text{ Kg/m}$
 - Sentido Longitudinal. $WL1l= 59,5 \text{ Kg/m}$

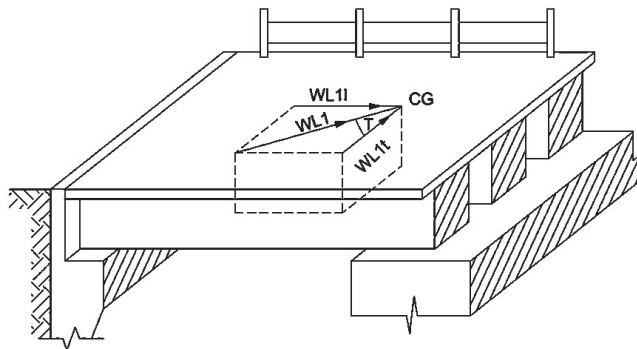


Fig. 2.12. Carga de viento aplicada a la carga viva según AASHTO Estándar.

Fuente: (Tipán Lima, 2013)

En la Infraestructura debe aplicarse directamente una presión de $195,4 \text{ Kg/m}^2$, estableciendo su aplicación efectiva de su descomposición a partir de su ángulo de aplicación y aplicándola en todas las áreas que componen la infraestructura.

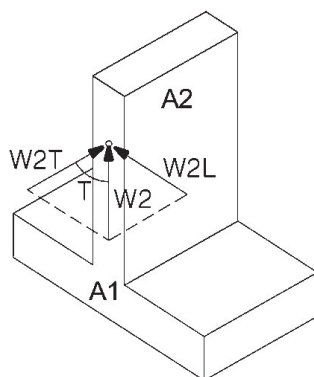


Fig. 2.13. Carga de viento aplicada directamente a la Infraestructura.
Fuente: (Tipán Lima, 2013)

2.2.3 Teorías de Diseño

Las Especificaciones Estándar de la AASHTO presentan dos métodos de diseño para puentes de Hormigón Armado

- Método elástico o Método del Diseño de los esfuerzos de trabajo.
- Método de última resistencia.

Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

Para la aplicación de este método se supone que la estructura se comporta dentro del rango elástico, cumple la ley de Hooke; en consecuencia, los esfuerzos resultantes de la aplicación de las cargas de servicio no excederán los esfuerzos permisibles.

En general, la ecuación a ser satisfecha en el diseño por el método de cargas de servicio (ASD) es la siguiente:

$$\sum Qi \leq F_{adm} \quad (2.8)$$

Dónde:

Qi = Esfuerzo por la carga i

$F_{adm} = \frac{F_y}{F.S.} =$ Esfuerzo Admisible del material

Fy= Esfuerzo de Fluencia

F.S = Factor de Seguridad

Diseño por factores de carga o por última resistencia

Para determinar la carga que se aplicará en el diseño a última resistencia se debe hacer la combinación de cargas adecuada a la vez que establecen algunas verificaciones para condiciones de servicio como son control de deflexiones, agrietamiento y fatiga.

En este método generalmente la estructura se encuentra más allá del rango elástico, por lo que; en el cálculo de esfuerzos internos se debe considerar un comportamiento inelástico de la estructura. La AASHTO simplifica este procedimiento permitiendo el cálculo elástico de los esfuerzos y deformaciones, método que se considera aceptable en estructuras convencionales.

En general, la ecuación a ser satisfecha en el diseño por el método por última resistencia es la siguiente:

$$\sum \beta_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.9)$$

Dónde:

Rn = Resistencia nominal

ϕ = Factor de Resistencia, generalmente < 1

β_i = Factor de carga, generalmente > 1

Q_i = Fuerza en el Elemento por efecto de la carga i

2.2.3.1 Combinación de Cargas

Basándose en el fenómeno conocido como improbabilidad de ocurrencia simultanea de cargas, la AASHTO ha establecido grupos de combinaciones de cargas para el diseño por método elástico y el método de última resistencia. Estas combinaciones deberán ser comprobadas en cada elemento estructural a fin de conocer cual produce esfuerzos críticos.

La fórmula general es:

$$\text{Grupo } (N) = \gamma(\beta_D D + \beta_{L+I}(L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{SF} FS + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE) \quad (2.10)$$

Cuadro 2.6. Tabla de Coeficientes γ y β .

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GRUPO	γ	Factores β														
		D	(L+I)n	(L+I)p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	%	
Método Esfuerzos de Trabajo	I	1,00	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1,00	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1,00	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1,00	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1,00	1	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	0	0	0	125
	IV	1,00	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1,00	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1,00	1	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	1	0	0	140
	VII	1,00	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1,00	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1,00	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X	1,00	1	0	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	Alcantarilla
Método Última Resistencia	I	1,30	β_D	1,67	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	No Aplicable
	IA	1,30	β_D	2,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1,30	β_D	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1,30	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1,30	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	0	0	0	
	IV	1,30	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1,25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1,25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0,3	1	1	1	0	0	
	VII	1,30	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1,30	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
	IX	1,20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1	
X	1,30	1	1,67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	Alcantarilla	

Fuente: (Standard Specifications for Highway Bridges, 2002, pág. 31)

Elaboración: Luis Cuenca.

Dónde:

N=Número del grupo

γ = Factor de carga

β = Coeficiente

D = Carga muerta

L = Carga viva

I = Impacto

E = Presión de tierras

B = Flotación

SF = Presión por flujo de la corriente

W = Fuerza del viento sobre la estructura

WL = Fuerza del viento sobre la carga viva

LF = Fuerza longitudinal

CF = Fuerza centrífuga

R = Acortamiento elástico

S = Retracción de fraguado

T = Temperatura

EQ = Sismo

ICE = Presión del hielo

En el cuadro de factores y coeficientes de carga (Cuadro 2.6), se hace una distinción para la aplicación de la carga viva más impacto clasificándola en:

- (L+I)_n: Carga viva más impacto para cargas H o HS de la AASHTO.
- (L+I)_p: Carga viva más impacto de acuerdo con los criterios de sobrecarga de la agencia o institución en operación.

Consideraciones particulares para los coeficientes de carga

a) Método de diseño de carga de servicio o Método Elástico

Para combinaciones de carga según este método se deben tomar las siguientes alternativas:

- $\beta_E = 1,0$ y $0,5$ para cargas laterales en pórticos rígidos. Se toma el valor que proporciona el mayor efecto.
- $\beta_E = 0,70$ para cargas verticales sobre una estructura en forma de cajón de hormigón armado.
- $\beta_E = 1,0$ para cargas laterales sobre una estructura en forma de cajón de hormigón armado.
- $\beta_E = 1,0$ para cargas verticales y laterales sobre otros tipos de alcantarillas.

El porcentaje de esfuerzo básico para el grupo se calcula mediante la expresión:

$$(\%) = \frac{\text{Esfuerzo unitario máximo operacional}}{\text{Esfuerzo unitario admisible básico}} * 100 \quad (2.11)$$

b) Método de diseño por última resistencia o de factores de carga

Diseño de columnas:

- $\beta_E = 0,75$ cuando el diseño se comprueba a carga mínima axial y momento máximo o máxima excentricidad.
- $\beta_E = 1,00$ cuando el diseño se comprueba a carga máxima axial y momento mínimo.

Diseño de elementos sujetos a flexión o de tracción pura.

- $\beta_E = 1,00$

Valores de β_{L+I} :

Este valor puede reducirse a

- 1,25; cuando se considere en el diseño de vigas longitudinales, carga viva constituida por carga peatonal + carga vehicular + impacto;

- 1,00; cuando se considera el diseño de losas en voladizo y la carga de rueda está en posición de máxima excentricidad accidental

Otros valores de B_E :

- $\beta_E = 1,30$; para presiones laterales de tierra sobre pórticos rígidos, excepto alcantarillas rígidas.

- $\beta_E = 0,50$; para presiones laterales de tierra, para comprobar momentos positivos pórticos rígidos y alcantarillas.

- $\beta_E = 1,00$; para presiones verticales de tierra o relleno.

- $\beta_E = 1,00$; para alcantarillas rígidas y cajones de hormigón armado.

- $\beta_E = 0,50$; para alcantarillas flexibles.

2.3 Diseño de la Losa de hormigón armado

2.3.1 Luz de Cálculo

Según el Artículo 3.24 de la norma (AASHTO, 2002), la longitud de luces efectivas, para los casos más importantes se define de la siguiente manera.

- Para tableros simplemente apoyados sobre vigas, será la luz libre más la altura del miembro, pero no necesita exceder la distancia entre centros de los apoyos.

$$S \leq S' + t \quad (2.12)$$

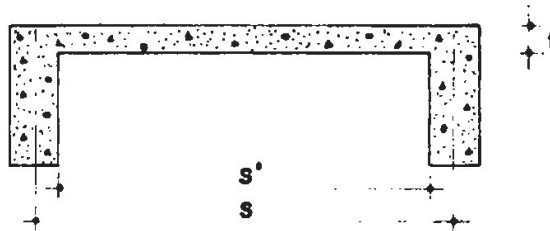


Fig. 2.14. Tablero simplemente Apoyado sobre vigas.

Fuente: (Hidalgo Rivas, 1987, pág. 33)

- Para losas monolíticas continuas sobre 2 o más apoyos, su luz efectiva será la luz libre entre vigas que la soportan.

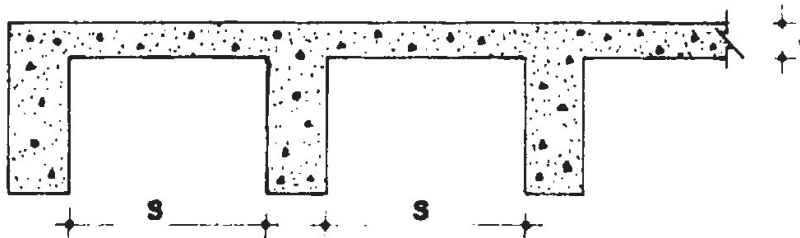


Fig. 2.15. Losa monolítica de dos o más apoyos.

Fuente: (Hidalgo Rivas, 1987, pág. 33)

Cuando el tablero está apoyado sobre vigas de acero la luz de cálculo será igual a la distancia libre entre apoyos más la mitad de la dimensión de la viga que se encuentra en contacto con el tablero.

$$S \leq S' + \frac{b}{2} \quad (2.13)$$

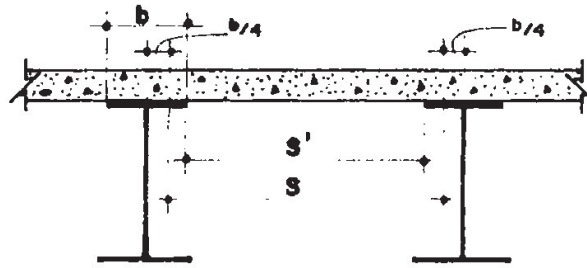


Fig. 2.16. Losa apoyada sobre vigas metálicas.

Fuente: (Hidalgo Rivas, 1987, pág. 33)

- Hidalgo Rivas (1987) afirma que “para losas continuas con chaflanes y monolíticas con los apoyos la altura efectiva de la losa no se incrementara por la presencia de los chaflanes, al mismo tiempo que los momentos se localizaran en las secciones extremas definidas por la luz” (pág. 33).

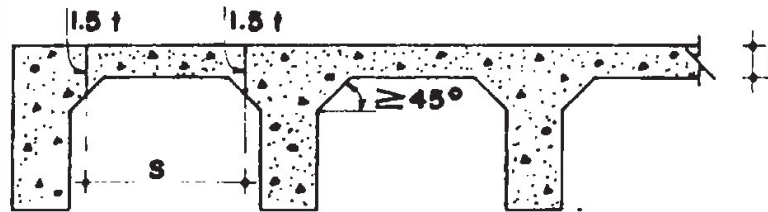


Fig. 2.17. Losa continua con chaflanes.

Fuente: (Hidalgo Rivas, 1987, pág. 33)

2.3.2 Fuerzas actuantes

Las fuerzas que actúan sobre un puente son las cargas permanentes y transitorias, para todos los elementos se calcularán por metro de ancho de losa con la siguiente expresión.

$$w = e \cdot L \cdot b \cdot \gamma \quad (2.14)$$

Dónde:

w = Valor de carga para cada elemento en análisis en Kg.

e = Espesor del elemento analizado en m.

L = Longitud de cálculo en m

b = Ancho del elemento analizado en m

γ = Peso específico del material utilizado Kg/m^3

2.3.3 Momento Flector

2.3.3.1 Tramos intermedios

- Momento por carga muerta

Para determinar el momento por carga muerta de tramo como en apoyos utilizaremos la siguiente expresión aplicable en losas simples o continuas:

$$M_{cm} = \pm \frac{W \cdot L^2}{10} \quad (2.15)$$

Dónde:

W= carga muerta en la franja unitaria

L= Distancia centro a centro entre las vigas

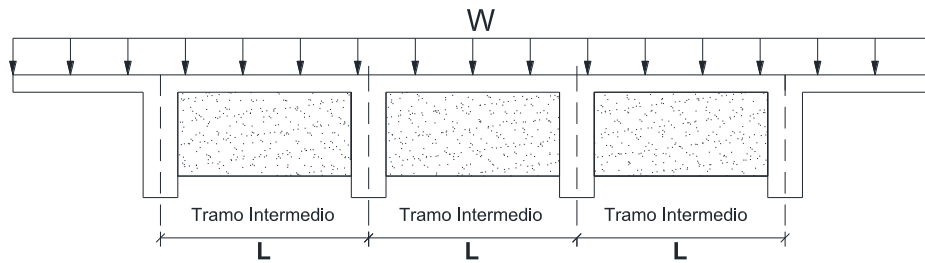


Fig. 2.18. Carga muerta que actúa sobre el tablero.

Elaboración: Luis Cuenca.

- Momento por carga viva

En tramos interiores, éste momento se calcula con las siguientes expresiones:

Cuando el refuerzo principal es perpendicular al tráfico, el momento de flexión (por metro de ancho de losa) causado por las cargas vehiculares para dos vigas se determina mediante la siguiente fórmula:

$$M_{cv} = \pm \left(\frac{S+0.61}{9.74} \right) * P_N \quad (2.16)$$

Dónde:

S = Longitud de luz de cálculo, depende del espaciamiento entre vigas (m)

P_N =Carga de la rueda del camión escogido para el diseño, en (Kg)

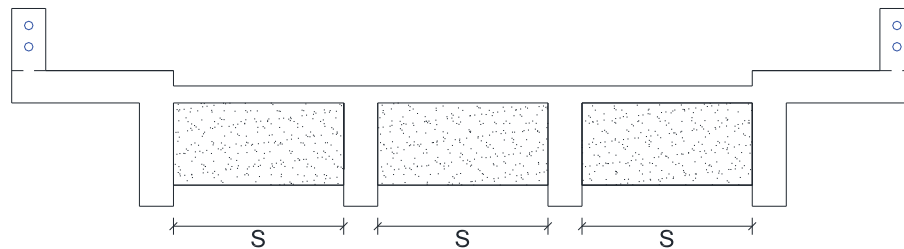


Fig. 2.19. Longitud efectiva para secciones transversales de puentes de hormigón armado.

Elaboración: Luis Cuenca.

Para losas continuas sobre tres o más apoyos se aplica un factor por continuidad de 0.8 a la fórmula anterior, para el momento positivo como para el momento negativo. (Hidalgo Rivas, 1987)

$$M_{cv} = \pm 0,8 * \left(\frac{S+0.61}{9.74} \right) * P_N \quad (2.17)$$

Cuando el Refuerzo principal es paralelo al tráfico, se utiliza la siguiente expresión:

$$E = 1,219 + 0,065 \leq 2,134 \text{ m} \quad (2.18)$$

Dónde:

E= ancho de distribución de la cargas de rueda.

Cuando se utilice el tren de carga distribuida, el ancho de distribución se tomará igual a 2E.

Los momentos flectores generalmente se determinan utilizando líneas de influencia.

“Para losas de un tramo, el momento máximo por carga viva por metro de ancho sin impacto, es aproximadamente igual al dado por las siguientes fórmulas” (Hidalgo Rivas, 1987, pág. 36):

- Para $L \leq 15,25 \text{ m}$

$$M = 1,34 * L \text{ (Ton/m)} \quad (2.19)$$

- Para luces comprendidas entre 15.25m y 30.50 m con carga HS 20:

$$M = 1,94 * L - 9,07 \quad (\text{Ton/m}) \quad (2.20)$$

Para cargas HS 15 se toma el 75% de los valores anteriores.

2.3.3.2 Tramos en voladizo

- Momento por carga muerta

Para el cálculo de este momento, se determinará la sección crítica y todos los pesos actuantes por franja de 1 m., según la figura 2.20:

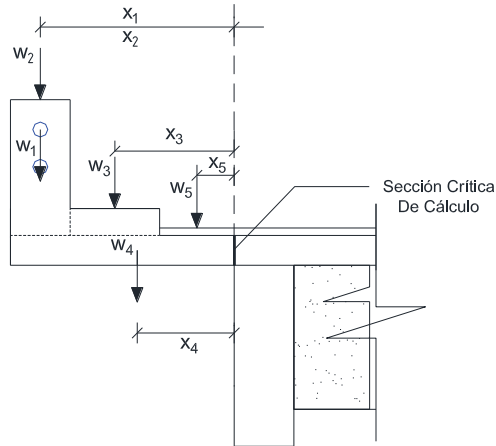


Fig. 2.20. Sección crítica en el voladizo.

Elaboración: Luis Cuenca

- Momento por carga viva

Se tiene que calcular el ancho de distribución para luego calcular el momento por franja unitaria presentándose dos casos:

- Quando el refuerzo principal es perpendicular al tráfico

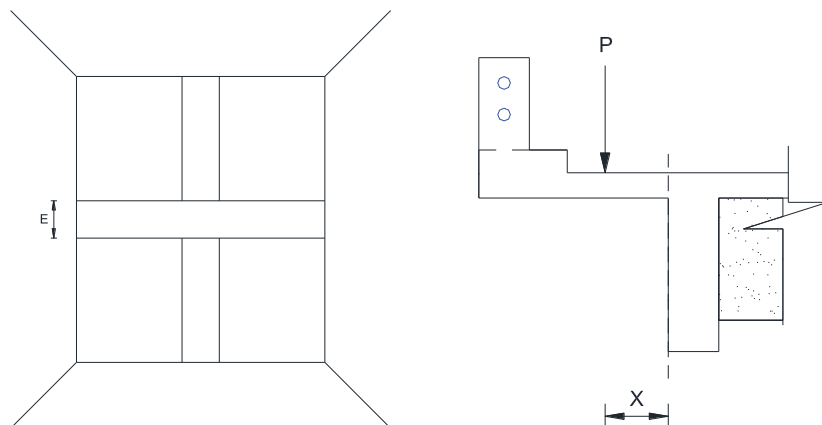


Fig. 2.21. Carga de rueda que actúa en el voladizo.

Elaboración: Luis Cuenca

$$E = 0,80x + 1,143 \quad (2.21)$$

$$M_{cv} = (-) \frac{P_N}{E} * x \quad (2.22)$$

Dónde:

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

X= Brazo de palanca desde el punto de aplicación hasta el punto de soporte del voladizo (m) (ver Fig. 2.21)

b) Cuando el refuerzo principal es paralelo al tráfico:

$$E = 0.35 \cdot X + 0.98 \quad (2.23)$$

Dónde:

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

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

De acuerdo a las especificaciones Estándar de la AASHTO se plantean dos alternativas de las cuales se elegirá para el diseño la más desfavorable.

1: Conocida como sección normal con máxima excentricidad, donde el camión se ubica a 30 cm., del bordillo o vereda.

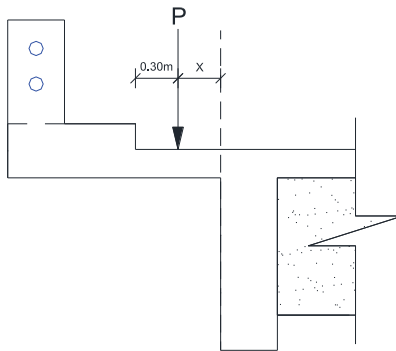


Fig. 2.22. Sección normal con máxima excentricidad.

Elaboración: Luis Cuenca

2: Llamada posición accidental, donde la rueda del vehículo se ubica a 30 cm., de la cara interior de la baranda.

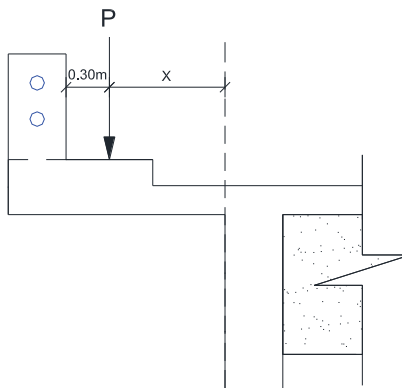


Fig. 2.23. Posición accidental de la carga viva sobre el voladizo.

Elaboración: Luis Cuenca

Las dos posiciones se deberán comparar de la siguiente manera

Diseño por método elástico

$$\text{Posición normal: } M_{\text{Diseño}} = M_{\text{Cargas}} \quad (2.24)$$

$$\text{Posición Accidental: } M_{\text{Diseño}} = \frac{M_{\text{pos. accidental}}}{1,5} \quad (2.25)$$

Diseño por método de última resistencia

- Posición Normal

$$M_u = 1,3(B_0 * M_{cm} + B_{L+I} * M_{cv} + I) B_0 = 1 \quad (2.26)$$

$$B_{L+I} = 1,67 \quad (2.27)$$

- Posición Accidental

$$M_u = 1,3(B_D * M_{cm} + B_{L+I} * M_{cv} + I) \quad (2.28)$$

$$B_D = 1 \quad (2.29)$$

$$B_{L+I} = 1,00 \quad (2.30)$$

Cuando la dimensión del voladizo sobrepasa el 1,83 m., se aplicará el mismo procedimiento considerando los efectos de cada rueda, de la siguiente manera (Torres, 2013).

$$M_{cv} (-) = \frac{P}{E_1} * x_1 + \frac{P}{E_2} * x_2 \quad (2.31)$$

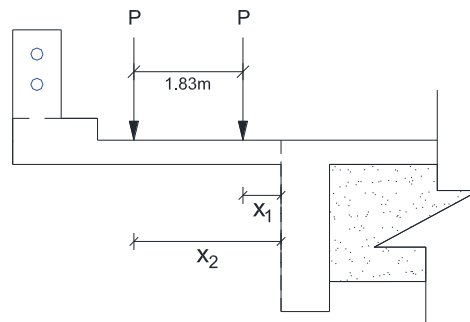


Fig. 2.24. Momento en grandes voladizos.

Elaboración: Luis Cuenca

Refuerzo en el volado

Para controlar los efectos de vibración en los voladizos se recomienda colocar en el extremo inferior un refuerzo normativo de al menos $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$ (AASHTO Estándar, sección 8.20.1), esto quiere decir; que se puede colocar una varilla de 10mm., o 12mm., de diámetro con el mismo espaciamiento que el refuerzo principal.

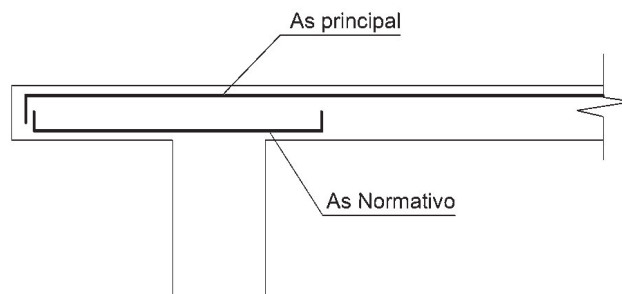


Fig. 2.25. Colocación del acero en el voladizo.

Autor: (Tipán Lima, 2013)

2.3.4 Cargas de las barandas

Según las normas AASHTO, se establece que estas protecciones cumplan requisitos estéticos y de utilización de materiales tradicionales. La altura mínima será de 1,07 m., debe utilizarse una carga uniforme $W = 74,4 \text{ kg/m.}$, la misma que deberá actuar en sentido transversal como longitudinal del pasamano.

Para los postes se utilizará la carga $W \cdot L$, siendo L la distancia centro a centro de los postes. Ésta carga deberá ser aplicada en la unión más alta del poste a una altura máxima de 1,52 m.

En caso de protecciones combinadas que se utilizan en puentes con tráfico vehicular y peatonal debe cumplir requisitos en forma individual y en su diseño se considera la superposición de efectos. La AASHTO Estándar recomienda adoptar una altura de vereda para peatones no menor a los 25 cm.

2.3.5 Diseño del refuerzo

2.3.5.1 Momento de diseño

El diseño de la armadura principal se lo realizará con el método de Resistencia Última calculando el momento máximo con la combinación de cargas del grupo N° I, en el que se aplica las siguientes fórmulas:

Grupo N° 1:

$$M_u = \gamma(\beta_{CM} \cdot M_{CM} + \beta_{(CV+I)} \cdot M_{(CV+I)}) \quad (2.32)$$

$$M_u = 1.3(1_{CM} \cdot M_{CM} + 1.67_{(CV+I)} \cdot M_{(CV+I)}) \quad (2.33)$$

$$M_u = 1.3 \cdot M_{CM} + 2.171 \cdot M_{(CV+I)} \quad (2.34)$$

Dónde:

M_u = Momento de flexión

M_{CM} = Momento por carga muerta

$M_{(CV+I)}$ = Momento por carga viva más el Impacto.

$$\text{Cuantía mínima} \quad \rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (2.35)$$

$$\text{Cuantía máxima} \quad \rho_{max} \leq 0,75\rho_b \quad (2.36)$$

$$\text{Cuantía balanceada} \quad \rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}; \quad \beta_1 = 0,85 \quad (2.37)$$

$$\text{Resistencia última} \quad R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad (2.38)$$

$$\text{Cuantía necesaria} \quad \rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f'c}} \right) \quad (2.39)$$

$$\text{Cantidad de acero} \quad A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (2.40)$$

También se puede utilizar la formula directa de la cuantía:

$$\rho = \frac{1,53 \cdot f'c - \sqrt{2,3409 \cdot f'c^2 - \frac{6,12 \cdot f'c \cdot M_u}{b \cdot d^2}}}{1,8 \cdot f_y} \quad (2.41)$$

Debemos comprobar: $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

Dónde:

$f'c$ = Resistencia del hormigón

$f'y$ = Resistencia del acero 4200 kg/cm²

Refuerzo de distribución

El tablero requiere de un refuerzo de distribución que se calcula como un porcentaje del refuerzo principal por medio de la siguiente fórmula (AASHTO Standard, 2002, sección 3.24.10.):

$$\% = \frac{121,5}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (2.42)$$

Dónde:

As_d = % As principal

S= luz de cálculo, en (m)

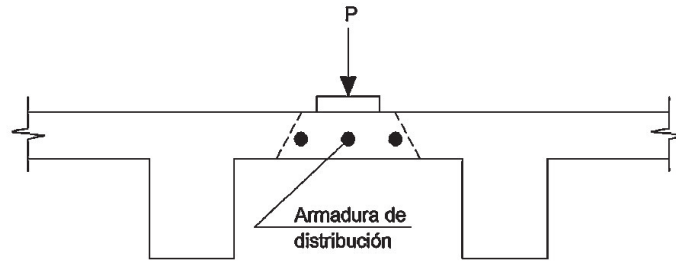


Fig. 2.26. Refuerzo de distribución en el tablero del puente.

Autor: (Tipán Lima, 2013)

El refuerzo de distribución debe ser colocado paralelo al tráfico en las zonas de momento positivo. Según (Torres, 2013), colocará el 50% del refuerzo de distribución calculado en zonas de momento negativo o en los cuartos exteriores del tramo.

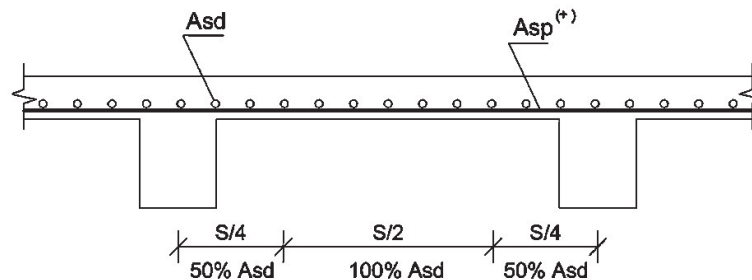


Fig. 2.27. Porcentaje de refuerzo de distribución en regiones de momento positivo y negativo.

Autor: (Tipán Lima, 2013)

2.3.5.2 Diseño a cortante

En el diseño de tablero a flexión se considerarán que se comportan satisfactoriamente en cuanto a corte y adherencia, la Norma AASHTO Estándar determina que si el espesor de la losa de hormigón resiste adecuadamente los momentos a flexión, no es necesario verificar al corte.

2.3.6 Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura

En losas debe colocarse en la cara expuesta al sol, un refuerzo secundario para efectos de retracción de fraguado y temperatura en dirección perpendicular al refuerzo principal.

Según la norma AASHTO Estándar el área total del refuerzo proporcionado debe ser de al menos $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$ El refuerzo debe tener una separación máxima de 45 cm.

El código ACI establece que el refuerzo por temperatura se calcule mediante la expresión:

$$A_{st} = 0,002 * b * d \quad (2.43)$$

Dónde:

A_{st} = Refuerzo por temperatura, en (cm^2/m).

b = Ancho de faja considerada, en (cm).

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

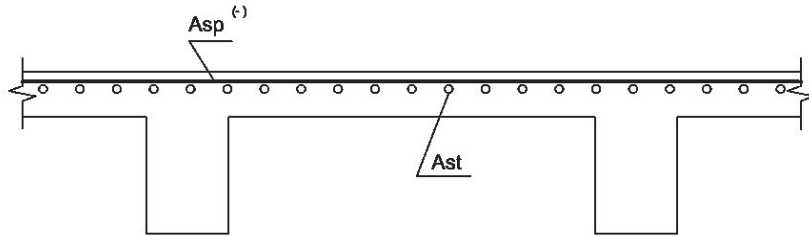


Fig. 2.28. Refuerzo por retracción de fraguado y temperatura.

Autor: (Tipán Lima, 2013)

2.4 Diseño de vigas de Hormigón Armado

2.4.1 Viga diafragma

Vigas transversales que actúan como riostras en los extremos de las vigas T, para mantener la geometría de la sección en puntos intermedios y resistir fuerzas laterales. Según la norma AASHTO Estándar, “un travesaño intermedio es recomendado en la sección de máximo momento positivo para luces mayores a 12 metros”

Para el pre-dimensionamiento de la sección se utilizará la siguiente fórmula:

Diafragma exterior:

$$h = 0.5 * h \text{ viga} \quad (2.44)$$

$$b = 0.5 * b \text{ viga} \quad (2.45)$$

Actualmente se recomienda, que el diseño se realizará para la carga viva + impacto colocada en la posición más desfavorable, según el esfuerzo que se esté analizando.

- Carga muerta:

Momento:

$$M_{CM} = \frac{w \cdot L^2}{10} \quad (2.46)$$

Esfuerzo cortante:

$$V_{CM} = \frac{w \cdot L}{2} \quad (2.47)$$

- Carga viva:

Momento:

$$M_{CV} = \frac{0.8 \cdot P \cdot L}{4} \quad (2.48)$$

Esfuerzo cortante:

$$V_{CV} = P = \text{carga de medio eje} \quad (2.49)$$

2.4.2 Diseño de viga longitudinal

La altura mínima recomendada para vigas T de sección constante y tramos continuos esta dada por la fórmula:

$$h_{min} > \left(0,15 + \frac{L}{18} \right); L \text{ en (m)} \quad (2.50)$$

Tratándose de vigas de un solo tramo, los valores calculados deberán incrementarse en un 10%

La losa podrá actuar como parte integral de la viga, siempre y cuando el ancho efectivo del ala no exceda estas limitaciones.

$$b \leq L/4 \quad : \text{ Un cuarto de la luz de la viga} \quad (2.51)$$

$b \leq S$: La distancia entre ejes de vigas (2.52)

$b \leq (12t+b')$: doce veces el menor espesor de la losa más el ancho del alma de la viga. (2.53)

En vigas con losa a un solo lado, el ancho efectivo del ala no exceda estas restricciones:

$b \leq L/12$: Un doceavo de la luz de la viga (2.54)

$b \leq 6t$: seis veces el menor espesor de la losa (2.55)

$b \leq S/2$: Mitad de la distancia libre entre vigas. (2.56)

Para vigas aisladas, para obtener mayor sección de compresión, el espesor del ala no será menor que la mitad del ancho del alma de la viga. En todo caso el ancho total del ala no deberá ser mayor que cuatro veces el ancho del alma b' . De esto se deduce lo siguiente:

$b \leq 2t$ (2.57)

$b'' \leq 1,5b'$ (2.58)

$b'' \leq 3t$ (2.59)

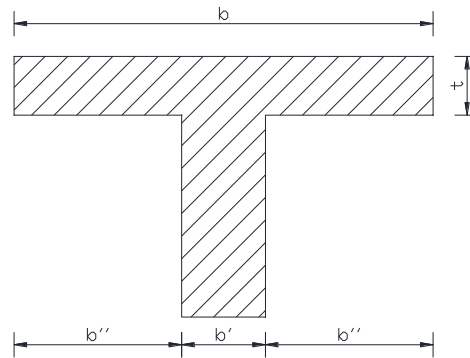


Fig. 2.29. Esquema de dimensiones de viga T aislada.

Elaboración: Luis Cuenca.

Las fórmulas que se utilizará para el cálculo es la siguiente:

Carga muerta para cada viga:

$$W_c = \frac{\sum \text{Cargas}}{\text{N}^\circ \text{ de Vigas}} \quad (2.60)$$

Momento por carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} \cdot L^2}{8} \quad (2.61)$$

Para su análisis mismo se presentan dos casos

1) $a < hf$

En este caso se considera que la sección es rectangular y debe ser analizada como tal, solamente con refuerzo a tracción.

2) $a > hf$

En este caso se diseñará como viga T y el momento será calculado de la siguiente manera:

$$\phi M_n = \phi \left[(A_s - A_{SF}) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{SF} \cdot f_y \cdot (d - 0,5 hf) \right] \quad (2.62)$$

$$A_{SF} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot hf}{f_y} \quad (2.63)$$

$$a = \frac{(A_S - A_{SF}) \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b_w} \quad (2.64)$$

La condición balanceada se establece con la siguiente expresión

$$fb = \left(\frac{b_w}{b}\right) \left[\left(\frac{0,85 \beta_1 f'c}{f_y}\right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right) + \rho_T \right] \quad (2.65)$$

$$\rho_T = \frac{A_{SF}}{b_w \cdot d} \quad (2.66)$$

CAPÍTULO 3. BASES PARA EL CÁLCULO DE LA INFRAESTRUCTURA

3.1 Introducción

La infraestructura de un puente sirve como apoyo de la superestructura, y transmite todas las cargas que actúan sobre el puente al suelo de fundación.

Está conformada por el sistema de apoyos, estribos, acompañados de los muros de ala y en caso de puentes de grandes luces apoyos intermedios o pilas. Su geometría depende tanto del tipo de suelo donde va a ser fundado como de factores externos que disponen cierto tipo de esfuerzos, los mismos que tienen que ser absorbidos de manera correcta.

Para su ubicación, ya sea de estribos o pilas, se debe tener en cuenta, el tipo de terreno y la luz adoptada del puente para evitar alterar el régimen natural de las aguas con el fin de minimizar esfuerzos producidos por fenómenos naturales que puedan presentarse.

3.2 Apoyos

Los apoyos son elementos estructurales diseñados para transmitir la carga de la superestructura a la infraestructura, permitiendo movimientos específicos y rotación de la superestructura.

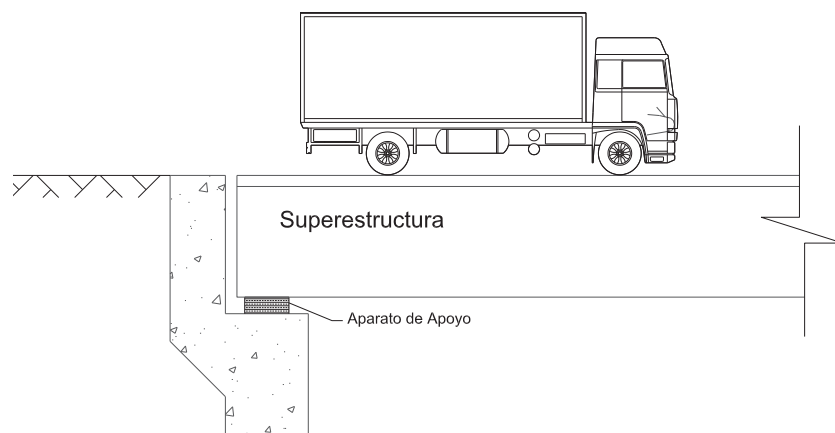


Fig. 3.1. Esquema de ubicación del Neopreno en un Puente.

Elaboración: Luis Cuenca.

Para la elección de un sistema de apoyo, se establecen condiciones en su diseño de acuerdo a la magnitud de las cargas transmitidas que tiene directa relación con la longitud del puente. Éstas son:

- Para puentes de hasta 15 m., de longitud, bastará un aislamiento por medio de placa de plomo o placas de cartón parafinado ya que las deformaciones y giros del no se generan eventos complejos que ameriten el diseño de los apoyos.
- Para luces mayores, los apoyos deberán diseñarse de acuerdo a la magnitud de las cargas y a las restricciones deseadas. Para este fin, se han establecido tres tipos de apoyos los cuales son fijos, móviles y combinados o elastoméricos, siendo estos últimos los más utilizados en nuestro país.

3.2.1 Apoyos Elastoméricos

Conocido como neopreno, son placas de caucho sintético que en función de sus deformaciones específicas permiten los desplazamientos o giros de la superestructura. (Torres, 2013). Se componen de una o varias placas intercaladas con placas metálicas y debidamente vulcanizadas formando un solo cuerpo para resistir carga externas. Sus características más importantes son:

- Económicos
- De fácil construcción

- Alta resistencia al envejecimiento y ataque atmosféricos. En condiciones normales acepta deformaciones de hasta 2/3 de su espesor.

Son utilizados en puentes de hasta 70 m., de luz; haciéndose necesario en luces mayores la ayuda de ciertos aditamentos como las láminas de teflón en la parte superior, material que facilita los desplazamientos horizontales impidiendo la deformación excesiva del neopreno. (Torres, 2013)

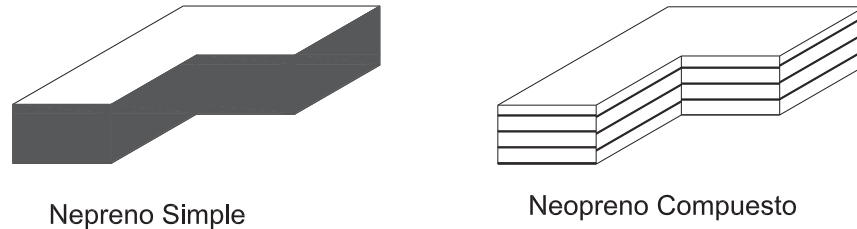


Fig. 3.2. Tipos de Neopreno.

Elaboración: Luis Cuenca

En el diseño se determinará:

- El área que genera los esfuerzos de compresión
- El espesor de la placa donde se transmiten las deformaciones de la superestructura.

Para cumplir estos objetivos es importante conocer las propiedades del material como son:

- Dureza

Valor obtenido de una escala de 0 a 90 llamada SHORE generada por el experimento de penetración de una aguja a diferentes temperaturas, que representa la resistencia nula o total a dicha acción. Se establece que no solo depende del material sino de la temperatura del material (Torres, 2013)

Para diseño de puentes se recomienda utilizar materiales con dureza.

Cuadro 3.1. Valores SHORE recomendados.

SHORE	50
	60
	70

Fuente: (Torres, 2013, pág. 430)

Elaboración: Luis Cuenca

- Fluencia

El efecto de una carga permanente sobre el neopreno produce con el tiempo un fenómeno de fluencia o deformación lenta que aumenta en los primeros días y luego se vuelve constante (ver figura 3.3). Según (Torres, 2013), “Se ha determinado que el fenómeno de fluencia se estabiliza después de los 100 días como se muestra en el siguiente gráfico” (pág. 430).

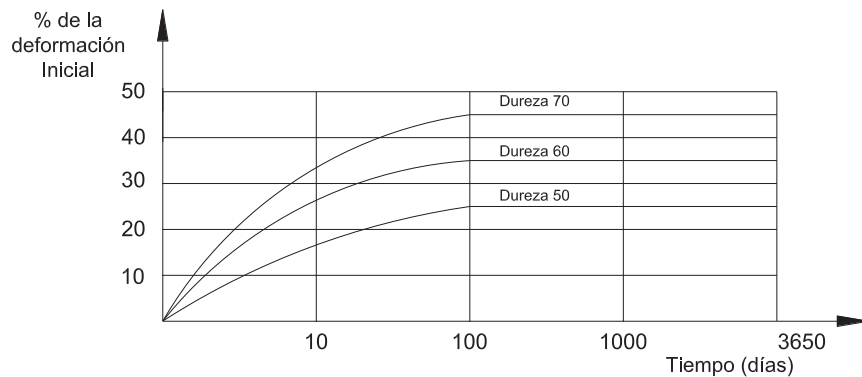


Fig. 3.3. Curvas de dureza para los neoprenos.

Fuente: (Torres, 2013, pág. 431)

Elaboración: Luis Cuenca

- Módulo de elasticidad

Éste módulo no es un valor constante ya que depende de la forma de la placa que se representa por un factor de forma que es la relación entre el área comprimida y el área lateral de la lámina (Torres, 2013). Para esto se deberá realizar la gráfica para las distintas durezas del material en la que en función el esfuerzo y el factor de forma se obtiene el porcentaje de la deformación de la placa.

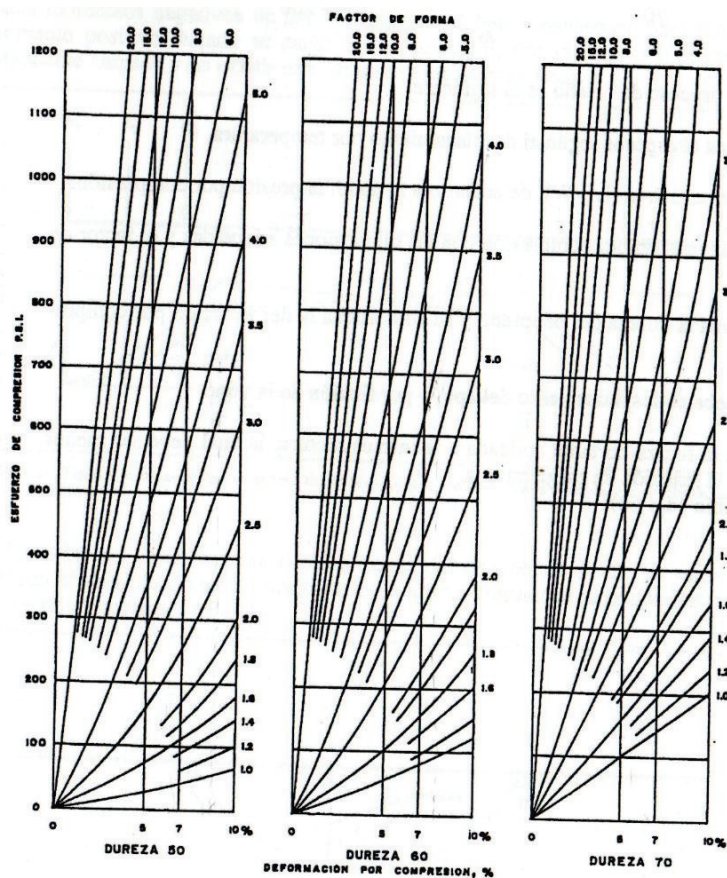


FIGURA Nº 50 ESFUERZO DE COMPRESION VERSUS DEFORMACION POR COMPRESION
 GRAFICAS DE HEINS, CONRAD P. LAURIE, RICHARD A. DESIGN OF MODERN CONCRETE HIGHWAY BRIDGES.
 NEW YORK. EDITORIAL JOHN WILEY SONS, 1984

Fig. 3.4. Factor de forma para el diseño del neopreno.

Fuente: (Herrera M, 1996, pág. 131)

- Módulo de ruptura (GN):

Mide la deformabilidad del material bajo las acciones de tensión de corte depende de la temperatura y de la dureza de SHORE del material.

A una temperatura media de 20°C se puede utilizar los valores del cuadro 3.1 en el diseño. Como este módulo es inversamente proporcional a la temperatura y tomando como base los valores de GN para t= 20°C, se presentan los respectivos incrementos en el cuadro 3.2 que pueden ser utilizados.

Cuadro 3.2. Valor de GN según la dureza del material.

Temperatura= 20°C	
Dureza SHORE	GN Kg/cm ²
50	8
60	11
70	15

Fuente: (Torres, 2013, pág. 433)

Elaboración: Luis Cuenca

Cuadro 3.3. Porcentaje de incremento de GN según la variación de temperatura.

Temperatura °C	Incremento de GN %
-7	10
-18	25
-30	90

Fuente: (Torres, 2013, pág. 433)

Elaboración: Luis Cuenca

“En forma general se establece que el módulo de ruptura del neopreno es aproximadamente constante a una deformación angular $\tan \gamma = 0,70$. (Torres, 2013, pág. 433), condición en la que permite acumular deformaciones angulares apreciables con poca resistencia.

Se podrá tomar las siguientes consideraciones para el dimensionamiento del neopreno.

- Tipo de apoyo

“Placas simple deberán utilizarse cuando las deformaciones no sean apreciables mientras que en los otros casos, se utilizaran placas laminares donde según las normas no se podrá usar neopreno de dureza 70 para su fabricación” (Torres, 2013, pág. 434).

- Factor de forma

Según lo descrito en el número 3.2.1.4 para el cálculo del factor de forma, se utilizará las siguientes fórmulas

$$S = \frac{L \cdot w}{2t(L+w)} \quad (3.1)$$

$$S = \frac{R}{2t} \quad (3.2)$$

Dónde:

L= Longitud de la placa rectangular medida en sentido paralelo a la traslación que generalmente coincide con la dirección paralela al tráfico, (ver figura 3.5).

w= Ancho de la placa rectangular medida en dirección normal al tráfico, (ver figura 3.5).

t= Espesor de una placa simple o espesor promedio de cada placa de un apoyo laminar, (ver figura 3.5).

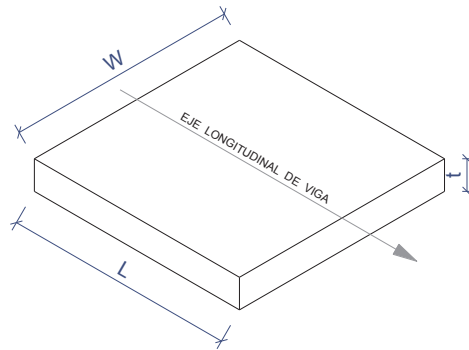


Fig. 3.5. Dimensiones de la placa de neopreno.

Elaboración: Luis Cuenca

- Anclaje en la infraestructura

Toda el área de la placa debe estar en contacto con la superestructura, por lo que el ancho de la placa no debe exceder el ancho de la viga. Se recomienda ocupar una dimensión igual al ancho de la viga menos 2 cm.

$$w = b - 2cm \quad (3.3)$$

Dónde:

B= Ancho de la viga

w= Ancho de la placa rectangular medida en dirección normal al tráfico.

- Esfuerzos admisibles de compresión

El área de la placa deberá ser comprobada bajo dos tipos de carga:

- a) Determinación por carga muerta para lo que se establece un esfuerzo admisible de 35 kg/cm^2
- b) La carga muerta más carga viva sin impacto establece un valor esfuerzo admisible de 56 kg/cm^2

- Deformaciones por cambio de temperatura

Las deformaciones por cambio de temperatura no deberán exceder el 50% del espesor de la placa.

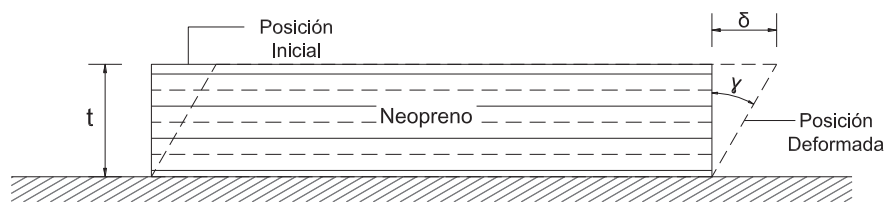


Fig. 3.6. Funcionamiento del Apoyo Elastómico..

Elaboración: Luis Cuenca

$$\Delta t \leq 0,5 t \quad (3.4)$$

- Deformaciones totales del neopreno

Esta deformación se toma como un valor admisible y debe ser mayor que el desplazamiento producido por combinaciones de carga con un límite razonable dentro de la posibilidad de ocurrencia simultanea (Torres, 2013).

Se utiliza combinaciones de carga producidas por cambio de temperatura más la contracción del fraguado y cambio de temperatura con fuerza de frenado.

La deformación máxima del neopreno se comprobará con la siguiente fórmula.

$$\sigma_{adm. neopreno} = \frac{1,90 \cdot R_{cm} \cdot t}{5 \cdot w \cdot L \cdot GN} \quad (3.5)$$

Dónde:

R_{cm} = Reacción por carga muerta

GN = Módulo de ruptura

La deformación por fuerza de frenado se calcula con la fórmula:

$$\sigma_{FRENADO} = \frac{F_R \cdot L}{GN \cdot A}; \quad A = w \cdot L \quad (3.6)$$

Dónde:

F_R = Fuerza de frenado

A = Área de la placa

- Estabilidad del neopreno

Las normas determinan las siguientes dimensiones mínimas (ver figura 3.5):

Placas simples

$$L = 5 t \quad (3.7)$$

$$w = 5 t \quad (3.8)$$

$$R = 3 t \quad (3.9)$$

Placas laminares

$$L = 3 t \quad (3.10)$$

$$w = 2 t \quad (3.11)$$

$$R = 2 t \quad (3.12)$$

3.3 Estribos

Considerados como muros de contención, son los apoyos extremos del puente que tienen como función soportar el peso de la superestructura, contener el material de los terraplenes del acceso y finalmente transmitir estos esfuerzos al suelo de fundación.

La elección del tipo de estribo se hace teniendo en cuenta varios criterios como.- El costo de construcción y mantenimiento, corte y relleno del terreno, seguridad en la construcción, estética y semejanza con estructuras adyacentes, etc.

3.3.1 Tipos de estribos

Según (Herrera, 1996) los estribos son cerrados y abiertos.

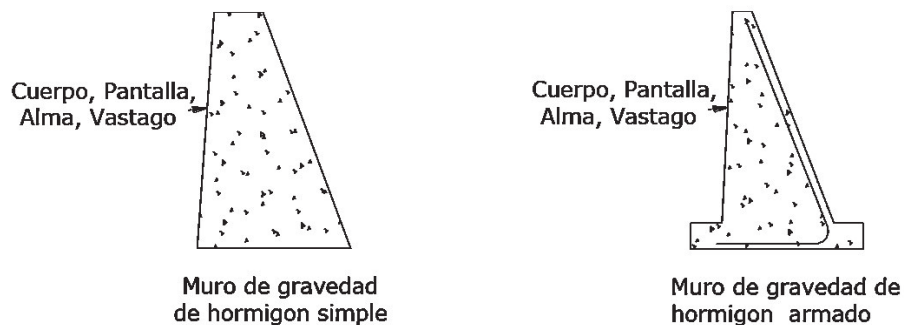


Fig. 3.7. Estribos a gravedad.

Fuente: (Herrera, 1996)

Los estribos cerrados se caracterizan por tener construido una pared o muro contiguo llamada muro de ala que forma un ángulo desde 0° a 90° respecto del muro principal, son utilizados para construirlos en alturas hasta de 4,0 metros y pueden ser a gravedad: de mampostería, de concreto ciclópeo y de concreto simple. Semigravedad concreto semireforzado

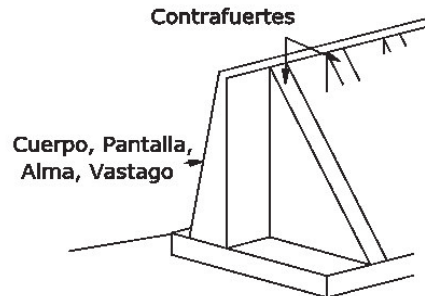


Fig. 3.8. Muro con contrafuertes.

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

De concreto reforzado: muros en voladizo o de pantalla y contrafuertes, deben resistir las cargas horizontales y verticales que actúan sobre ellos. Resulta más económico utilizar los muros de ala a 90° respecto del muro principal cuando se tiene un terreno muy pendiente pudiéndolo construir de manera escalonada.

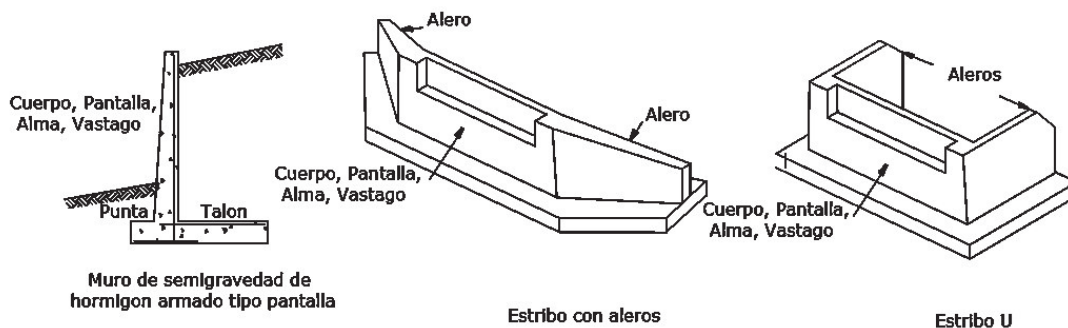


Fig. 3.9. Estribos en voladizo.

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

En caso de los estribos abiertos compuestos por el cabezal y los pilares, que a su vez se apoyan en una fundación que puede ser corrida o individual para cada pilar. Éste tipo resulta más desventajoso ya que se requiere de un puente de mayor longitud para permitir el desarrollo del talud y minimizar el efecto de socavación. Son más usados en puentes provisionales.

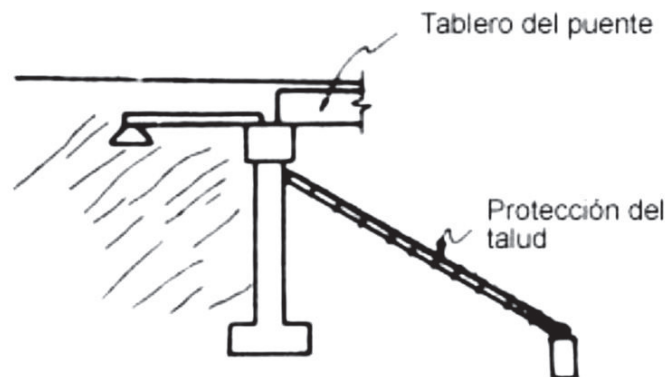


Fig. 3.10. Esquema de un estribo abierto.

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012)

3.3.2 Partes que conforman un estribo

Siguiendo el orden lógico de construcción de un muro, éste está compuesto de las zapata, pantalla y coronación.

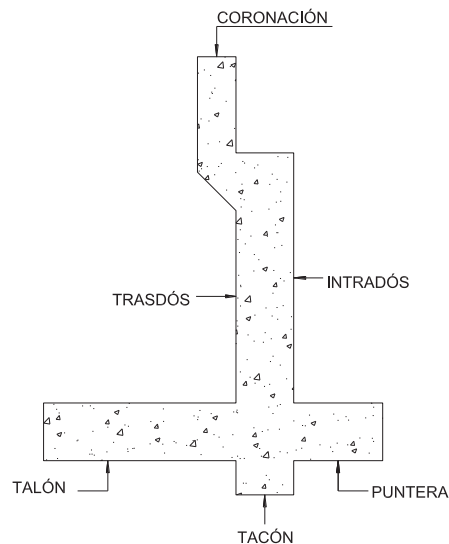


Fig. 3.11. Esquema de un estribo identificando sus partes principales.

Elaboración: Luis Cuenca

La zapata se compone de:

- Puntera.- Sus dimensiones logran aumentar el brazo del momento producido por la acción gravitacional del muro.
- Tacón.- Llamado también dentellón, su función principal es evitar el deslizamiento del muro producido por la componente horizontal del empuje activo, se localiza entre la puntera y el talón generalmente debajo de la pantalla por la facilidad de colocación de los hierros en el caso de hormigón armado.
- Talón.- Su función es aumentar el momento estabilizador, y se ubica en la parte que soporta el peso del material de relleno.
- La pantalla que es la parte del muro que soporta directamente el empuje lateral, destacan el trasdós y el intradós
- Trasdós.- Parte de la pantalla que se encuentra en contacto directo con el relleno.
- Intradós.- También conocido como intradós, lado exterior de la pantalla, generalmente expuesta a la intemperie.
- Coronación.- Parte superior del muro, que soporta las cargas directas de la superestructura, pudiendo ser resultantes del cálculo de esfuerzos.

3.3.3 Cargas

Los estribos a gravedad o de concreto reforzado deben ser diseñados para que resistan las cargas verticales y horizontales a las que va a estar sometido.

Algunas de estas cargas son:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondientes a las reacciones de la carga muerta o permanente y a la carga viva. Para la reacción debida a la carga viva, no se tiene en cuenta en Impacto.
- El peso propio del estribo y del relleno que actúan sobre la base del estribo y contribuye a su estabilidad.

- Fuerza centrífuga, en caso de puentes en curva.
- A continuación se describe otras fuerzas que influyen en el diseño de la infraestructura.

3.3.3.1 Empuje

Las fuerzas generadas por los empujes de tierras están en función del material del relleno y de su altura, se analizan principalmente actuando sobre los estribos. Pueden ser activas o pasivas. Cada una de estas presiones corresponde a las diferentes condiciones de dirección y magnitud del movimiento de los estribos.

La norma AASHTO Estándar recomienda utilizar el método de Rankine que se fundamenta en un caso particular de material no cohesivo y para el cual esta teoría puede considerarse como exacta o cualquier otro método siempre y cuando la presión obtenida no sea inferior a la presión ejercida por un fluido de densidad 480 Kg/m^3 .

El empuje de suelo en condiciones normales es calculado de la siguiente manera.

$$e = K_a * \gamma * H \quad (3.13)$$

$$E = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2 \quad (3.14)$$

Dónde=

e= Empuje unitario producido por el relleno en el nivel inferior de la altura efectiva de empuje.

K_a =Coeficiente de presión activa que depende del tipo de material, del ángulo de fricción interna del suelo. Generalmente se utiliza en estos rellenos materiales selectos que disponen de coeficientes de fricción activa que oscilan entre.

$$0,30 \leq K_a \leq 0,50 \quad (3.15)$$

γ = Peso específico del material sin presencia del nivel freático.

H= Altura donde se ejerce la presión activa.

E= Empuje total del relleno en la altura H.

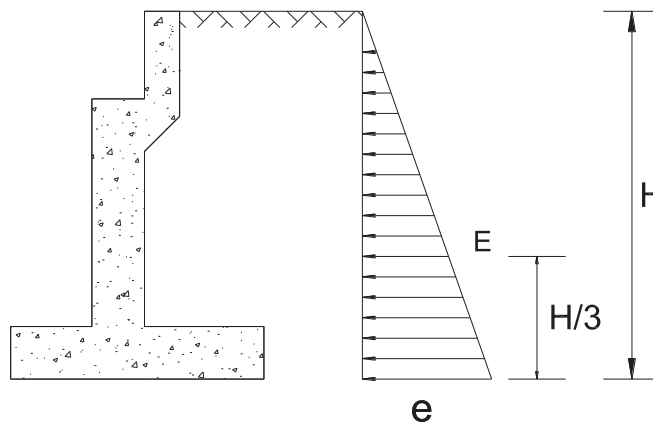


Fig. 3.12. Posición de la fuerza del empuje con respecto a la pantalla.

Elaboración: Luis Cuenca

También puede calcularse con la fórmula:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (3.16)$$

Dónde:

ϕ = Ángulo de fricción interna del material de relleno.

Esta presión se modifica bajo dos consideraciones importantes

- 1) La presencia del nivel freático

El diagrama de presiones (figura 3.13), se ve modificado debido a la presencia de agua subterránea en el relleno tras el muro. Por lo que se obtienen las siguientes presiones.

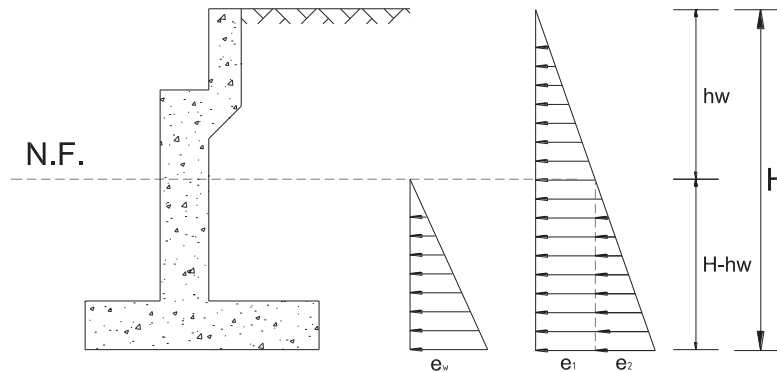


Fig. 3.13. Empuje del relleno y nivel freático sobre el estribo.

Elaboración: Luis Cuenca

$$e_1 = K_a * \gamma * h_w \quad (3.17)$$

$$e_2 = K_a * \gamma_{Satu} * (H - h_w) \quad (3.18)$$

$$e_w = \gamma_w * (H - h_w) \quad (3.19)$$

Dónde:

e_1 = Presión ejercida por el relleno hasta el nivel freático

e_2 = Presión ejercida por el relleno saturado

e_w = Presión ejercida por el agua de saturación.

h_w = altura donde se encuentra el nivel freático.

γ_w = Peso específico del agua.

Para los distintos materiales que se pueden utilizar en el relleno la norma AASHTO Estándar recomienda la utilización de los siguientes valores de γ .

Cuadro 3.4. Tabla de densidades de diferentes materiales.

Material	Densidad si hay drenaje sobre el nivel freático $\gamma_m (Kg/m^3)$	Densidad sumergida bajo el nivel freático $\gamma_b (Kg/m^3)$
Grava	600 – 2000	960 - 1280
Piedra fina o Arena gruesa	680 – 2080	960 - 1280
Arena fina	760 – 2160	960 - 1200
Roca granítica	600 – 2080	960 - 1280
Roca basáltica	760 – 2240	1120 - 1600
Roca limosa o arenosa	280 – 1920	640 - 1280
Rocas calizas	960 – 1280	320 - 640
Ladrillo molido	620 – 1760	640 - 960
Cenizas	640 – 960	320 - 480

Fuente: (Torres, 2013)

Elaboración: Luis Cuenca

2) Influencia de la carga viva en el relleno

La Norma AASHTO establece que la presión debe calcularse basándose en una altura equivalente del relleno; la misma que se considera que actúa constante en toda la altura donde se ejerce la presión activa.

$$e_s = K_a * \gamma * H_e \quad (3.20)$$

H_e = Altura equivalente del relleno, según la norma $H_e = 0,60$ m para todos los tipos de camiones

e_s = Presión del relleno ejercida por la presencia de la carga viva.

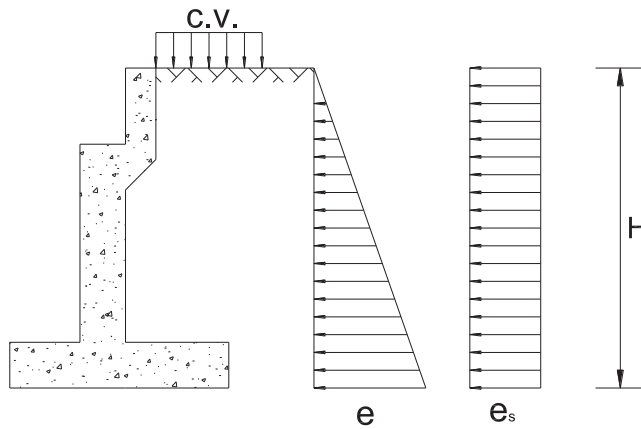


Fig. 3.14. Empuje del relleno y la carga viva sobre el estribo.

Elaboración: Luis Cuenca

Para casos especiales donde pueden existir otros tipos de sobrecarga en el relleno la altura equivalente se calcula con la siguiente fórmula.

$$H_e = \frac{W_s}{\gamma_a} * \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (3.21)$$

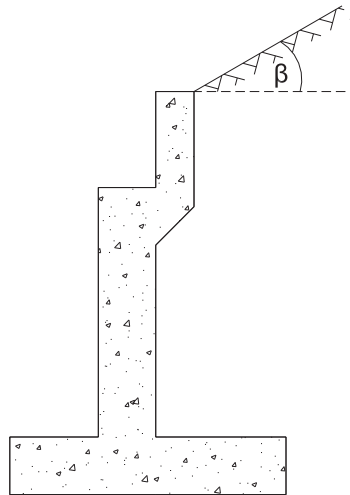


Fig. 3.15. Empuje del relleno con superficie inclinada sobre el estribo.

Elaboración: Luis Cuenca

Dónde:

H_e = Altura equivalente para el cálculo de la presión ejercida por una sobrecarga en el relleno.

W_s = Intensidad de la sobrecarga por unidad de área.

γ_a = Peso específico promedio de los estratos que conforman el relleno.

α = Ángulo de inclinación de la pared en contacto con el relleno.

β = Ángulo de la superficie del relleno con respecto a la horizontal (Ver figura 3.15).

3.3.3.2 Flotación

También llamada presión hidráulica ascendente, se considera en las partes de la infraestructura que están sumergidas; por lo tanto, es el resultado de las fuerzas ejercidas por un fluido sobre un cuerpo sumergido o flotante. Su valor es igual al peso del volumen del fluido desplazado por el cuerpo sólido.

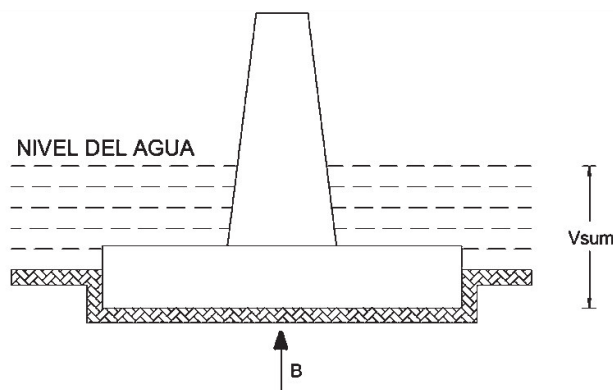


Fig. 3.16. Presión Hidráulica ascendente.

Elaboración: Luis Cuenca

El análisis de este efecto se lo debe hacer tanto para condición de estiaje como de crecida, estimándose el volumen sumergido y multiplicado por el peso específico del líquido desplazado.

$$B = \gamma * Vsum \quad (3.22)$$

Dónde:

B= Empuje hidráulico ascendente. (Kg)

γ = Peso específico del líquido desplazado. (Kg/m³)

Vsum= Volumen sumergido del elemento estructural considerado (m³).

3.3.3.3 Viento

Según las consideraciones de la norma AASHTO Estándar

En la Infraestructura deba aplicarse directamente una presión de 195,3 Kg/m², estableciendo su aplicación efectiva de su descomposición a partir de su ángulo de aplicación y aplicándola en todas las áreas que componen la infraestructura.

3.3.3.4 Fuerza sísmica

Dentro del diseño de puentes, la fuerza sísmica es una sollicitación horizontal que puede ser ejercida en cualquier dirección y se genera por la vibración del suelo de cimentación.

La norma AASHTO clasifica las estructuras por el método de análisis de determinación de fuerzas sísmicas, éstos son el análisis estático equivalente que considera que la superestructura no sufre desplazamientos considerables y el análisis dinámico que sí los considera importantes.

Según (Torres, 2013) el análisis estático se aplica a puentes que no tiene grados de complejidad, generalmente con luces de hasta 50 m., y determina la generación de fuerzas debido al peso de la estructura que actúa en el centro de gravedad del elemento considerado y en la dirección en la cual se producen los esfuerzos críticos, por medio de la fórmula:

$$EQ = C \cdot F \cdot W \quad (3.23)$$

Dónde

EQ = Fuerza sísmica aplicada en el centro de gravedad de la estructura

F = Factor numérico que está en función del tipo de estructura.

F = 1 cuando es un solo elemento estructural q soporta el sismo.

F = 0.8 cuando son varios elementos estructurales que soportan el sismo.

W = Peso propio de la estructura.

C = Coeficiente sísmico horizontal, está en función de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Según (Torres, 2013) en forma práctica para las diferentes regiones de nuestro país se ha establecido que C varía $0,06 \leq C \leq 0,10$, debiéndose tomar el valor máximo para regiones de alta actividad sísmica.

Según el capítulo cargas sísmicas y diseño sismo resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la ciudad de cuenca se encuentra ubicada en la zona sísmica II para la cual le correspondería un valor de $Z = 0,25$

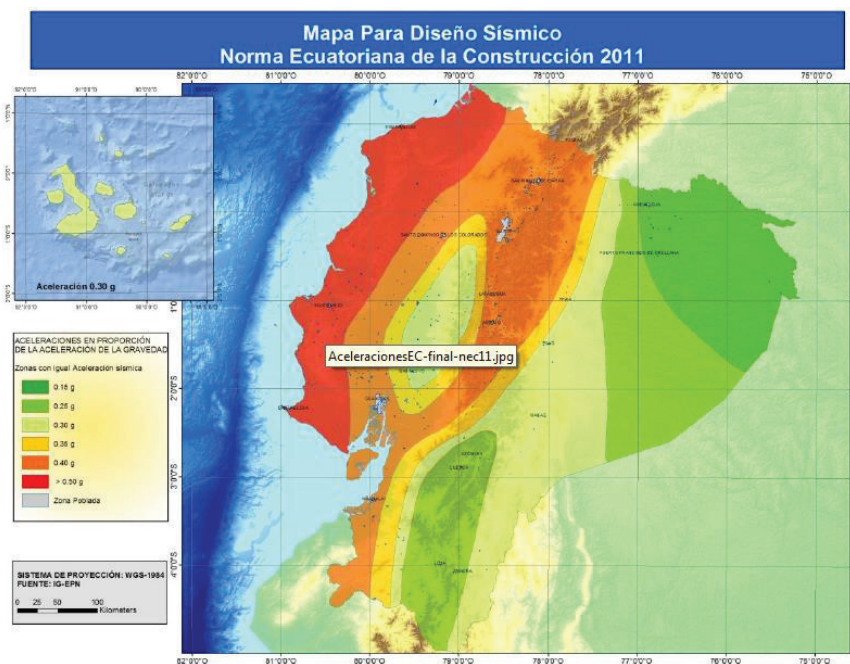


Fig. 3.17. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC): Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras, 2014)

Cuadro 3.5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-SE-DS).

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC): Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras, 2014)

También se podrá adoptar el valor del coeficiente horizontal según (Vallecilla B, 2006) igual a:

$$C = Kh = 0,50 Z \tag{3.24}$$

Para el análisis del empuje activo dinámico se recomienda utilizar el método Mononobe – Okabe que considera la aplicación de aceleraciones pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb. Las fórmulas a utilizarse son:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * \gamma * (1 - K_v) * K_{AE} * H^2 \tag{3.25}$$

Dónde:

γ =Peso específico del material de relleno.

K_v = Coeficiente sísmico vertical, según (Vallecilla B., 2006) encuentra entre $0,30 Kh \leq K_v \leq 0,5Kh$.

K_{AE} =Coeficiente de presión activa dinámica (incluye efectos estáticos y dinámicos)

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\Psi * \cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \beta + \theta)} \quad (3.26)$$

Dónde:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_H}{1 - K_v} \right) \quad (3.27)$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right]^2 \quad (3.28)$$

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo de relleno.

δ = Ángulo de fricción entre el suelo y el estribo.

β = Ángulo de inclinación de la cara en contacto con el suelo de relleno.

i = Ángulo de inclinación del relleno.

H = Altura del muro

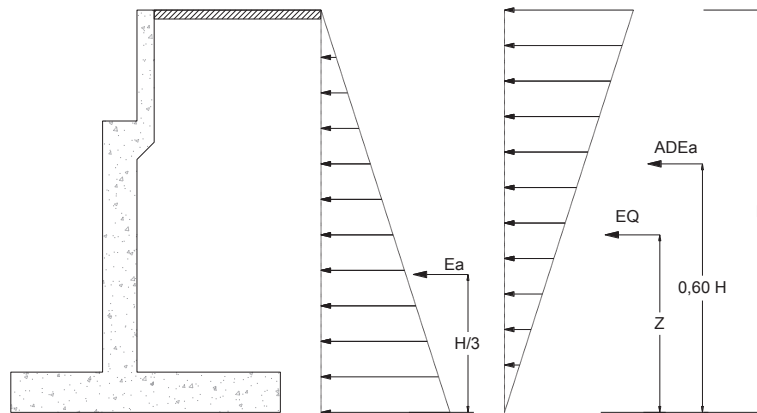


Fig. 3.18. Esquema del Incremento del empuje dinámico.

Elaboración: Luis Cuenca

Es necesaria la descomposición del empuje total en la suma del empuje activo estático más la diferencia del empuje activo dinámico y el empuje activo estático ΔE_{AE} . Éste incremento se actúa a $0,60 H$.

3.3.3.5 Fuerza Longitudinal

Según el capítulo 2.3.2 el método propuesto por la norma AASHTO Estándar establece que la fuerza de frenado debe ser calculada con el 5% de la carga viva. No debe incluirse el impacto y se considerara que la fuerza de frenado está aplicada a 1,83 m., sobre la capa de rodadura y se transmite a la infraestructura, a través de la superestructura.

3.3.4 Diseño del refuerzo

El acero de refuerzo se calculará de acuerdo a los esfuerzos máximos y mínimos obtenidos con las combinaciones de cargas del diseño a última resistencia.

(Herrera, 1996) afirma que “las comprobaciones deben efectuarse para las combinaciones de carga más desfavorables; que son:

- a) Estribo solo sometido al empuje del terreno y sin la reacción del puente. Se consideran los grupos I y VII.

- b) Estribo cargado, considerando las cargas de los grupos de la AASHTO, que generalmente son: Grupo I,II,III y VII"

3.3.4.1 Esfuerzos del terreno

Para el cálculo de los esfuerzos sobre el terreno, se utilizarán la fórmulas de la flexión que según (Torres, 2013) para un ancho de diseño B= 1,00 m es igual a.

Esfuerzo **máximo y mínimo**:

$$\sigma_1 = \frac{\sum P}{B \cdot H} + \frac{6 \cdot \sum P \cdot e}{B \cdot H^2} \quad (3.29)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum P \cdot e_{so}}{B \cdot H} - \frac{6 \cdot \sum P \cdot e_{so}}{B \cdot H^2} \quad (3.30)$$

Dónde:

$\sum P$ = Resultante vertical, en (Kg)

H= Ancho de la zapata, en (m).

3.3.4.2 Estabilidad al volcamiento

Se debe comprobar la estabilidad al volcamiento calculando el factor de seguridad con la siguiente expresión:

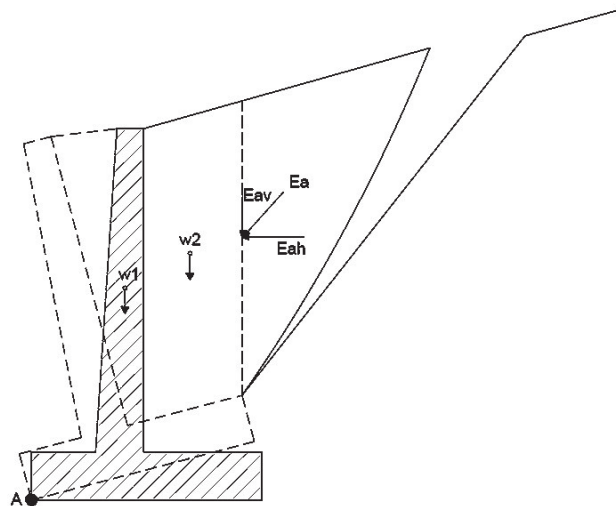


Fig. 3.19. Volcamiento por efecto del empuje del suelo.

Fuente: (Lucero Pardo , Pachacama Caiza, & Rodríguez Montero, 2012)

$$factor = \frac{Momento\ estabilizador}{Momento\ de\ volcamiento} \geq 1,5 - 2,0 \quad (3.31)$$

3.3.4.3 Estabilidad al deslizamiento

Se debe comprobar la estabilidad al deslizamiento calculando el factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$factor = \frac{fuerza\ que\ se\ abre\ al\ deslizamiento}{fuerza\ que\ produce\ el\ deslizamiento} \geq 1,5 \quad (3.32)$$

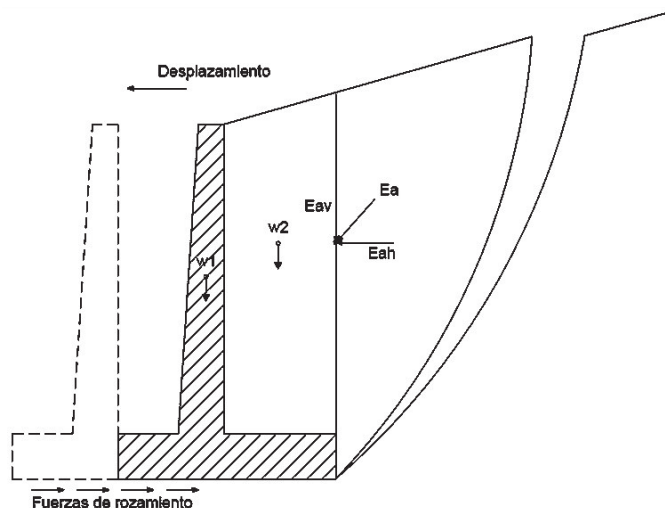


Fig. 3.20. Acción de las fuerzas de rozamiento.

Fuente: (Lucero Pardo , Pachacama Caiza, & Rodríguez Montero, 2012)

Para la comprobación de la estabilidad al deslizamiento se pueden utilizar los siguientes valores para el coeficiente de fricción.

Cuadro 3.6. Coeficientes de fricción hormigón - suelo.

Material	f
Arena o grava gruesa sin limo	0,50 - 0,70
Materiales granulares gruesos con limo	0,45
Arena o grava fina	0,40 - 0,60
Arcillas densas	0,30 - 0,50
Arcillas blandas o limo	0,20 - 0,30

Fuente: (Izurieta M. & Garzón G.)

En caso que este factor no sea aceptable se requerirá la implementación del dentellón, que se diseña considerando la presión pasiva ejercida por el terreno.

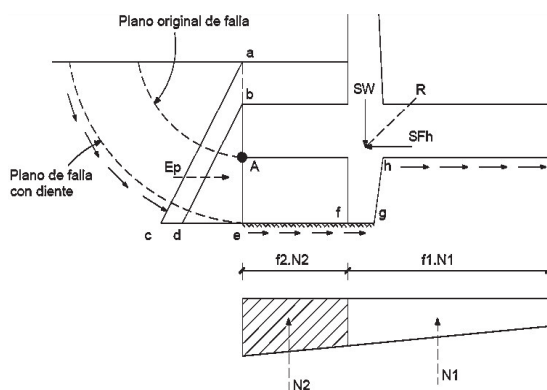


Fig. 3.21. Influencia del dentellón en la magnitud del empuje pasivo.

Fuente: (Lucero Pardo , Pachacama Caiza, & Rodríguez Montero, 2012)

En la figura 3.21, las superficies de contacto son diferentes por lo que la fuerza de fricción es igual a:

$$Fr = f_1 \cdot N_1 + f_2 \cdot N_2 \quad (3.33)$$

Dónde:

f_1 = Coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el suelo, en la figura (superficies f-g y h-i)

f_2 = Coeficiente de rozamiento del suelo (superficie e-f de la fig. 3.21) que se genera en el deslizamiento.
Su valor se determina por la $\text{tg } \delta$.

N_1, N_2 , Se halla a partir del diagrama de presiones según la figura.

CAPÍTULO 4. MEMORIA DE CÁLCULO Y DISEÑO

4.1 Análisis Socio Económico

4.1.1 Antecedentes

4.1.1.1 Ubicación Geográfica y superficie

La parroquia Turi se encuentra ubicada a 4 kilómetros al sur del área urbana de la ciudad de Cuenca, situada en la parte austral de la región interandina del País, ocupa la parte norte de la provincia del Azuay, y la parte central del cantón Cuenca. El área aproximada es de 2427,68 Ha., de las cuales 107 Ha. están cubiertas de vegetación nativa lo que representa apenas el 50% del total. Limita al norte con el casco urbano de la ciudad de Cuenca, al sur con la parroquia Tarqui, al este con la parroquia El Valle y al oeste con la parroquia Baños.

4.1.1.2 Clima

Al ubicarse cerca de la ciudad de Cuenca adopta un clima mesotérmico, semihúmedo, propio de zonas templadas, con temperaturas que oscilan entre los 12°C y 16°C.

Considerando que la topografía de la parroquia es muy irregular existiendo un desnivel de 540 m., entre los puntos más bajo y alto de la parroquia no se denota un cambio de temperatura tenue siendo el más frío de 12°C en la parte más alta a 3060 m.s.n.m y el más Caliente de 16°C en la más baja 2520 m.s.n.m., en general presentándose una temperatura promedio de 14,6 °C

La Pluviosidad media anual de la parroquia es de 867.83 mm., la pluviosidad máxima anual es de 1083.95 mm al año, la pluviosidad mínima anual de la parroquia es de 705.14 mm al año (PDOT Cuenca, 2011).

La red hídrica de la Parroquia Turi está compuesta por 331.66 km., entre ríos y quebradas de los cuales 192.3 corresponden a nacientes de quebradas; el curso más importante es el Río Tarqui, como afluentes importantes de los ríos están las quebradas como: Tres Marías, El Solitario, Mulahuaycu, Talanquera, Agua Santa, Alfahuaycu, Mishquiwaycu, Caganchi, (afluentes del Río Tarqui) y La quebrada de Chaguarchimbana (afluente del Río Yanuncay).

4.1.1.3 Actividad económica

El uso pecuario y agrícola se constituye en la actividad predominante de la parroquia ocupando un 44.47% del área parroquial. Los principales cultivos que se dan en la parroquia según su importancia son el maíz, frejol, haba, arveja, y hortalizas. En cuanto al uso pecuario destacan la crianza de cuy, gallinas, cerdos, ganado lechero y borregos utilizados para consumo propio y para comercio. Parte de los habitantes de la parroquia también trabajan en la ciudad donde se dedican a actividades secundarias como de carpintería, artesanías en cerámica, comercio, construcción, entre otras consolidando una población económicamente activa de 3968 habitantes.

4.1.1.4 Situación social y cultural

La parroquia Turi habitada en su mayoría por personas indígenas se caracteriza por tener varias fiestas tradicionales como la de la botija, danzas, escaramuzas, el vía crucis de semana santa, aunque se han perdido con el tiempo, a decir de sus autoridades se están tratando de recuperar todo este patrimonio intangible que es más visible en el resto de comunidades de la parroquia.

Las actividades agrícolas se basan en un patrón temporal de siembras y cosechas fundamentados en conocimientos ancestrales transmitidos de entre generaciones, gran parte de la infraestructura básica que se ha construido en la parroquia sobre todo en las comunidades más alejadas se las ha realizado a través de la minga constituyéndose esta ya sea a escala familiar o comunitaria en una manifestación cultural enraizada en la sociedad de la zona.

Un aporte importante para la economía de la parroquia es el turismo ya que por el constante flujo de turistas se hace posible a la población dedicarse a la venta de productos y servicios relacionados con este aspecto. A pesar de las distintas actividades en la parroquia Turi se estima un 65% de hogares pobres.

A sus habitantes se los define en dos tipos de poblaciones fundamentalmente, de aquellas que sale a trabajar que entre una de sus características de vida, es trabajar durante el día en Cuenca, la noche retirarse a sus viviendas y durante el fin de semana hacer su vida de comunidad y social; la segunda es la de niños, niñas y adolescentes y jóvenes que vienen a la ciudad a estudiar en distintos centros de estudio desde los niveles de básica a la superior.

4.1.1.5 Servicios básicos existentes

- Agua y Alcantarillado

La cobertura de servicios básicos en la parroquia Turi se tabula según datos del INEC del censo del año 2010 y el PODT de la Municipalidad de Cuenca según el siguiente detalle:

Los servicios básicos existentes en la parroquia Turi cubren en sistemas de agua para consumo humano en un 83,22% de las viviendas asentadas, abasteciéndose principalmente del proyecto Nero y en los sistemas de agua de Angaguachana y Hugzhayaku emplazado en la zona de límite indefinida de la comunidad de Chaguarcorral , Las zonas bajas cuentan con un servicio permanente lo que no ocurre con las partes altas donde el servicio puede tornarse únicamente por días o pocas horas; en resumen calificado por los habitantes como servicio regular.

En cuanto al servicio de alcantarillado la parroquia es de tipo combinado con una cobertura del 33,6% del total de viviendas asentadas. Con la construcción del nuevo CRS se proyecta ampliar al 90% cobertura de este servicio dotando de colectores principales a los asentamientos a lo largo de vías, ramales de menor diámetro para asentamientos alejados y para asentamientos dispersos que se estima un 10% del total de viviendas, dotarlos sistemas individuales de disposición de excretas como los sanitarios ecológicos, letrinas y/o unidades básicas.

La red de energía eléctrica cubre el 96,3% de la población mientras que el restante utiliza sistemas alternativos de energía. Existe un déficit del 30,91% de cobertura de recolección de basura así como más del 50% no tienen acceso a telefonía fija.

- Red vial:

La parroquia Turi tiene 79.84 km., de vías consideradas de cuarto orden por el Plan de Ordenamiento Territorial de cantón Cuenca 2011, de las cuales, el 15.62 % de las vías tienen asfalto como capa de rodadura, y el 84.38 % son de lastre y tierra de las cuales el 63.67 % de las vías que se encuentran en estado regular a malo.

4.1.1.6 Principales indicadores demográficos

Según el INEC a población del a parroquia Turi es de 8964 habitantes representando el 1,77% del total de habitantes del cantón Cuenca, de los cuales 4177 son hombres y 4787 mujeres con una densidad poblacional de 3,34 hab /Ha.

4.1.2 Generalidades

4.1.2.1 Localización del proyecto

El proyecto está ubicado en la provincia del Azuay dentro de la cuenca hidrográfica del Río Tarqui, al sur del área urbana de la ciudad de Cuenca, en la parroquia Turi, comunidad Agua Santa de la en la vía que comienza en el redondel de la Av. 12 de Octubre, pasa por el nuevo CRS y conecta con la vía Turi – Gullanzhapa - Tarqui. Coordenadas UTM 722578 E, 9674960 N

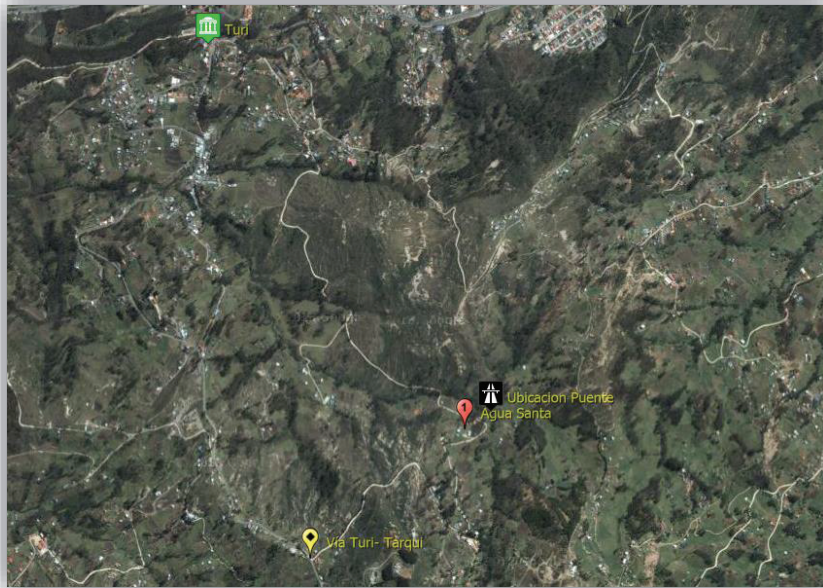


Fig. 4.1. Localización del proyecto.

Fuente: <https://www.googleearth.com>

4.1.2.2 Poblaciones de enlace

El puente inicialmente de acceso a la parte oriental de la comunidad Agua Santa, posteriormente formará parte un proyecto vial que unirá a las parroquias de Turi con El Valle.

4.1.2.3 Situación actual del cruce

En el cruce sobre la quebrada Agua Santa existe un puente de madera construido de manera rústica por los habitantes de la zona. La estructura se encuentra asentada en el margen izquierdo sobre un relleno construido desde la vía principal generando una pendiente de aproximadamente el 20%, por el margen derecho de la quebrada el puente se asienta sobre terreno natural que tiene una pendiente aproximada del 5%.

En las márgenes existe vegetación densa de acuerdo al estudio y por el tipo de suelo a lo largo de la quebrada, no se evidencia daño por erosión del cauce natural. Por testimonio de los habitantes de la comunidad indican alturas referenciales de niveles de agua de crecidas que bordean los 1,35 metros

4.1.2.4 Situación actual del puente existente

El puente existente tiene un tablero de vigas de madera dispuestas transversalmente sobre siete vigas longitudinales apoyadas en las márgenes de la quebrada y en dos pilas centrales que a su vez transmiten parte de la carga directamente al fondo lecho.

El puente ha sido edificado por los habitantes de la zona pero por las inclemencias del clima se ha deteriorado, en la actualidad únicamente sirviendo de paso peatonal a parte de la comunidad que vive del otro lado de la quebrada.

4.1.2.5 Estado de las vías

La vía de acceso a la comunidad es de lastre, encontrándose en condiciones regulares. Para llegar al sitio de implantación del puente actualmente solo está abierta una trocha.

4.1.2.6 Emplazamiento del puente

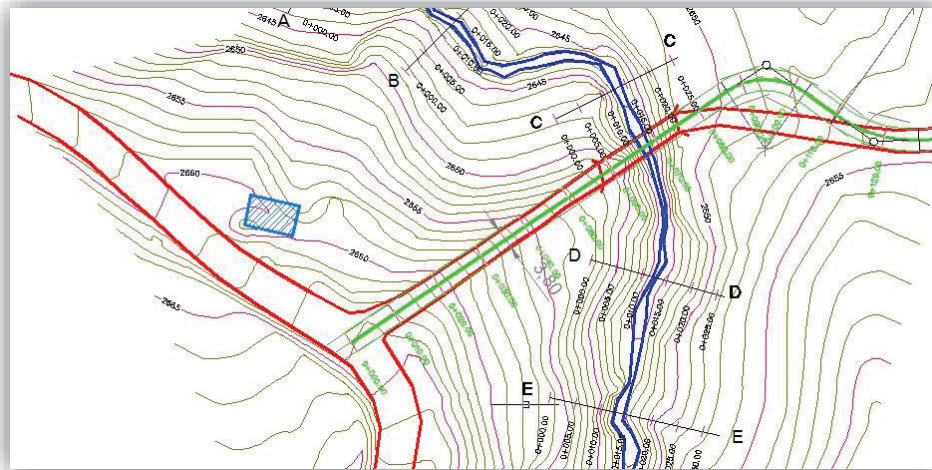


Fig. 4.2. Lugar de emplazamiento del puente.

Elaboración: Luis Cuenca

4.2 Estudio topográfico

4.2.1 Topografía general de la zona

Dependiendo de los sectores específicos la topografía varía entre plana, irregular y escarpada predominando en mayoría zonas de laderas y colinas.

4.2.2 Estudio de tráfico

La vía donde se implantará el puente no se encuentra abierta al tráfico por lo que para obtener datos representativos se ubicó una estación manual en la vía principal que conecta el CRS con la comunidad Agua Santa, los mismos que permitan tener una idea de la cantidad de tráfico que circulará por el puente.

El conteo se realizó los últimos cuatro días de la semana por ser donde se genera el mayor número de vehículos en zonas rurales, en horario de 06H00 a 18H00.

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Cuadro 4.1. Resumen del conteo de tráfico..

CUADRO RESUMEN DEL CONTEO DE TRÁFICO				
Día	Livianos	Buses	Camiones	
			2 Ejes	3 Ejes
Jueves	51	0	12	0
Viernes	43	0	17	0
Sábado	68	0	6	0
Domingo	36	0	1	0
Total	198	0	36	0
Promedio	49,50	0	9,00	0

Elaboración: Luis Cuenca.

El tráfico actual que circula por la vía se estima tomando en cuenta que nuestro tiempo de duración de encuesta fue de: 4 días:

$$Ta = \frac{\text{Total de vehiculos}}{\text{duración de la encuesta}}$$

$$Ta = \frac{(198+0+36+0)}{4} = 59 \text{ Vehículos/día}$$

Tomando en cuenta que la población de la comunidad está dispersa en el territorio solo parte del tráfico observado se dirigirá a la zona que está al otro lado de la quebrada, se prevén resultados mínimos de tráfico y el puente tendrá que unir zonas como alternativa de paso de personas, productos agrícolas y ganaderos del sector.

Posteriormente con la habilitación definitiva de esta vía se estima que un mayor volumen de vehículos circulen por la estructura. Para el diseño se tomará en cuenta como una vía categoría IV según el MTOP.

4.3 Estudio hidrológico e hidráulico

4.3.1 Análisis de información

El caudal de crecidas para un periodo de retorno de 50 años, mediante la aplicación del método Área – Pendiente dio como resultado un caudal de la quebrada Agua Santa de 11 m³/s, con este caudal se ha determinado el N.A.M.E en la sección del cruce cuyo valor corresponde a 1,26 m.

El tramo de quebrada estudiado, se muestra estable y definido, con pendiente de 2,8 por ciento en donde determinado por un régimen sub crítico. Del estudio de suelos se ha determinado que el material del lecho corresponde a una arena consolidada, para lo cual la velocidad media para producir desgaste del lecho que se necesitaría según la Tabla 28 de (Trujillo Orozco, 1993) está entre 5 y 6 m/s (Referirse al Anexo B). Por tanto, con una velocidad promedio de 2,52 m/s se deduce que no se producirá desgaste por efecto de crecida de la quebrada, dato concuerda con la visita hecha al sitio donde no se evidencia desgaste del lecho.

4.4 Estudio de suelos y geotécnico

4.4.1 Informe del estudio de mecánica de suelos y determinación de la capacidad de carga admisible.

Referirse al Anexo A

4.5 Diseño de la vía de acceso

4.5.1 Generalidades

El estudio de los acceso de basan en las recomendaciones del manual de diseño geométrico de vías del MTOP.

La comunidad ha pedido que el puente se ubique específicamente donde se encuentra el puente actual.

Mediante visita al sitio se pudo observar que el acceso izquierdo presenta una pendiente elevada por lo que se propuso elevar la cota de rasante del puente para poder compensar en parte dicha pendiente. Del trazado realizado para el acceso se tiene una pendiente de 24% (Referirse al Anexo C)

El diseño se realiza teniendo en cuenta lo descrito en el párrafo anterior asumiendo una velocidad de diseño mínima recomendada por él (Ministerio de Transporte y Obra Públicas del Ecuador, 2003). La velocidad de diseño asumida es de 30 Km/h.

4.5.2 Isleta

En este proyecto, por la topografía no se considera la construcción de isleta

4.5.3 Sección transversal de la calzada

Algunas características de la sección transversal típica recomendada para la construcción de los accesos son:

- Calzada.- De 4,00 metros una sola dirección
- Por el ancho del acceso no contempla espaldones según lo recomienda el MTOP para vías con promedio de tráfico menor a 100 vehículos.
- Taludes.- Solo se tendrá talud de terraplén y se adopta de H:V=1:1

4.5.4 Proyecto horizontal y vertical.

(Referirse al Anexo C)

4.6 Cálculo estructural

4.6.1 Descripción de la alternativa propuesta

La elección del material y método de construcción de un puente no suele hacerse por simple cálculo económico, comparativo de las diversas soluciones posibles, sino que se deben tener en cuenta otros factores, como espesor y luces deseadas, cargas de uso y resistencia del terreno donde se llevar a cabo la cimentación.

Para el diseño estructural, se ha considerado un puente de Hormigón armado, con sección en viga y losa, de servicio mixto (carroable y peatonal), tipo de estructura muy utilizada en nuestro medio.

La superestructura está formada por el tablero, las vigas, veredas, barandas. El tablero se arma en sentido perpendicular al tránsito y se dispone en forma monolítica con las vigas longitudinales, formado vigas de sección T, las mismas que se encuentran simplemente apoyadas sobre los estribos mediante placas de neopreno.

La infraestructura formada por los estribos y muros de ala se diseñará en Hormigón Armado tomando en cuenta la capacidad admisible del terreno. La armadura, en todo el diseño se la debe realizar aplicando la normativa que rige en nuestro país.

El diseño estructural del puente propuesto se basa en la norma AASHTO, en los libros del MTOP (Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes) a más de Libros especializados y como documentos de apoyo el Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-08 (versión en español).

4.6.2 Pre dimensionamiento

4.6.2.1 Geometría de la superestructura

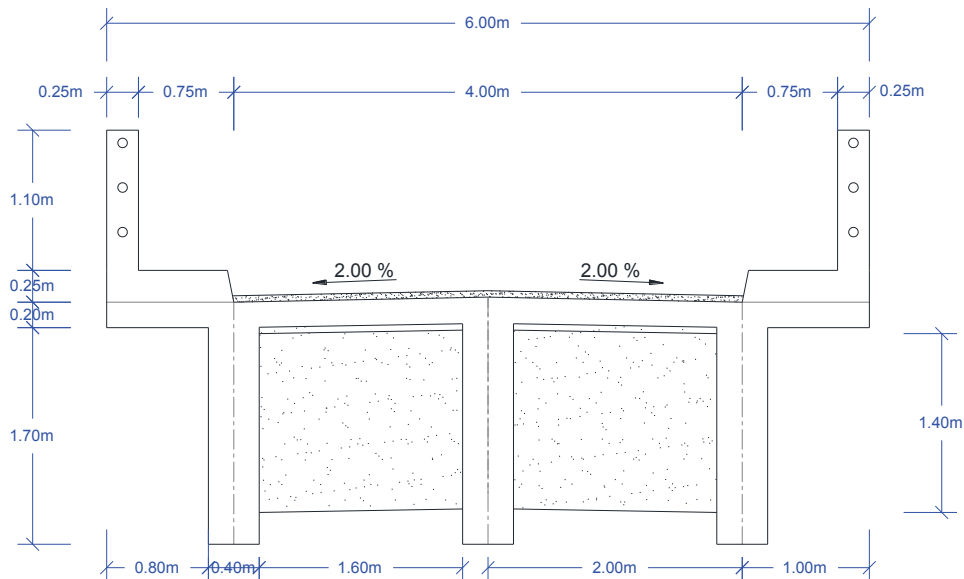


Fig. 4.3. Geometría del puente.

Elaboración: Luis Cuenca.

- Losa del Puente

Tipo: Losa Monolítica con los apoyos (Hidalgo Rivas), por lo tanto la luz de cálculo $S = 1,60$ m

$$T_{\text{mín.}} = 0,10 + \frac{S}{30} \geq 0,165 \text{ m}$$

$$T_{\text{mín.}} = 0,10 + \frac{1,60}{30} = 0,153 \text{ m}$$

La norma AASHTO LRFD C.9.7.1.1 indica que “La altura de un tablero de Hormigón excluyendo cualquier tolerancia para el pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor a 175 mm”

$$T(\text{asumido})=0,20 \text{ m}$$

- Vigas longitudinales
 - Separación de las vigas:

(Trujillo Orozco) recomienda: $1.5 \text{ m} < S < 2.4 \text{ m}$. Por lo tanto para se asume una separación de viga eje a eje de $S = 2,00 \text{ m}$. con lo que se dispondrá de 3 vigas longitudinales.

- Ancho del alma de vigas:

Se asume un ancho de $b = 0.40 \text{ m}$

- Longitud de volado

La norma AASHTO, recomienda que la longitud del volado L_v a $0.5 S$ (separación entre ejes de las vigas) por tanto:

$$L_v = 0,40 S = 0,40 * 2$$

$$L_v = 0,80 \text{ m}$$

Ajustando los resultados razones prácticas asumimos $L_v = 1,00 \text{ m}$ desde el eje de la viga exterior.

- Altura de viga

La altura mínima se calcula en bases a la Tabla 8.9.2 de la norma AASHTO Standard

$$h_{min} = 0.07 \cdot L$$

Dónde:

h = Altura de la viga

L = Luz total

$$h = 0.07 \cdot (27) = 1,89 \text{ m}$$

Se asume una altura de viga de $h = 1,90 \text{ m}$.

- Viga diafragma

Las vigas diafragma suelen ser dimensionarse con peralte igual al 75% o 70% del peralte de la viga principal.

$$h = 0.75 \cdot (1,90) = 1,425 \text{ m}$$

Asumo:

$$h = 1,40 \text{ m}$$

Para este diseño adoptaremos un ancho $b = 0,25 \text{ m}$., y según la normativa dispondrá de vigas diafragma en el centro de la luz y en los apoyos.

4.6.3 Diseño de losa

- Datos de diseño

Geometría del puente

Ancho calzada	$A_c =$	4,00	m
Ancho de vereda (incluido ancho de baranda)	$A_v =$	1,00	m
Luz de calculo	$L_c =$	27,00	m

Ancho total del puente	At =	6,00	m
Pendiente transversal	Pt =	2,00	% a ambos lados
Pendiente longitudinal	Pl =	0,00	%
Nivel rasante del puente inicial	Nri =	2654,60	m.s.n.m
Nivel rasante del puente final	Nrf =	2654,60	m.s.n.m
Separación entre vigas	Sv =	1,60	m
Número de vigas	Nv =	3	U
Espesor capa de rodadura	Cr =	0,05	m
Esviajamiento en planta	Ep =	0.00	°
Abscisa inicial	Ai =	0+056,15	m
Abscisa en el centro de la luz	Al =	0+069,65	m
Abscisa final	Af =	0+083,15	m

- **Avalúo de cargas para tramos interiores**

Carga permanente

Cuadro 4.2. Solicitaciones por carga permanente por metro de losa.

Elemento	e	γ	Carga	Unidad
Tablero	0,20	2400	480	Kg/m
Capa de rodadura	0,05	2200	110	Kg/m
Carga total			590,00	Kg/m

Elaboración: Luis Cuenca.

Nota: El peso de la baranda se tiene en cuenta en el cálculo del voladizo.

Momento por carga permanente

El tramo interior está comprendido entre los ejes de dos vigas consecutivas. Se considera una franja perpendicular al tráfico de un metro de ancho. El momento por carga muerta en tramos interiores se calcula aplicando la fórmula 2.16

$$M_{CM} = \frac{W \cdot L^2}{10}$$

Dónde:

W=590,00 Kg/m= Carga muerta por metro de losa.

L=S= 2,00 m = Separación entre ejes de las vigas.

Por lo tanto:

$$M_{CM} = \frac{590 \cdot 2^2}{10} = 236 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Carga viva

Para el diseño de la losa escogemos las cargas del Camión tipo HS-MTOP, descrito en el capítulo 2.2.1.2.1.

Momentos por carga viva

Para el cálculo del momento por carga viva se usará la carga de rueda del eje posterior del camión HS-MTOP igual a 10 Ton (10000 Kg). Se utiliza la expresión 2.16.

$$M_{cv} = \pm 0,8 \cdot \left(\frac{S+0,61}{9,74} \right) \cdot P_N$$

$$M_{cv} = \pm 0,8 * \left(\frac{1,6+0,61}{9,74} \right) * 10$$

$$M_{cv} = 1,815 \frac{\text{Ton.m}}{\text{m}} = 1815,20 \frac{\text{kg.m}}{\text{m}}$$

- Impacto

$$I = \frac{15,24}{L_i+38} \leq 30\% ; L_i = \text{luz entre ejes}$$

$$I = \frac{15,24}{2+38} = 38\%$$

Según la norma AASHTO 3.8.2.3 el impacto máximo se asumirá igual al 30%.

- **Cálculo de momento último en tramos interiores**

Se utiliza la combinación de cargas del grupo I y la sollicitación a flexión calculando por el método de última resistencia. Se aplica la fórmula 2.25:

$$M_u = 1,3(B_D * M_{cm} + B_{L+I} * M_{cv} + I)$$

$$B_0 = 1$$

$$B_{L+I} = 1,67$$

Por lo tanto:

$$M_u = 1,3(1 * 236 + 1,67 * 1815,20 * 1,30)$$

$$M_u = 5429,84 \text{ Kg.m}$$

- **Diseño del refuerzo**

Consideración de recubrimiento para armaduras según AASHTO LRFD 9.7.1.1. Superior = 5 cm e Inferior = 4 cm.

Resistencia última:

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{5429,84}{0,9 * 1 * 0,16}$$

$$R_u = 23567 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 23,57 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f_c}} \right)$$

$$\rho = 0,0059401$$

Comprobación de la cuantía calculada.

ρ_{\min}	<	ρ	<	ρ_{\max}
0,003333		0,0059401		0,02125

Por lo tanto cumple con las condiciones de cuantía

Cantidad de acero por metro de losa.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0059401 * 100 * 16$$

$$A_s = 9,504 \text{ cm}^2$$

Cuadro 4.3. Distribución del acero para momentos en el tramo central de losa.

Ø (mm)	A (cm ²)	Cantidad	Cantidad Redondeada	As (cm ²)	Separación (cm)
12	1,131	8,4	9,00	10,18	11,11
14	1,539	6,18	7,00	10,77	14,29
16	2,011	4,73	5,00	10,06	20
18	2,545	3,73	4,00	10,18	25
20	3,142	3,02	4,00	12,57	25

Elaboración: Luis Cuenca.

Por lo tanto se coloca 1Ø16mm@20cm, en el tramo interior del tablero tanto en la parte superior como inferior.

Armadura de distribución

Utilizaremos la fórmula 2.41.

$$\% = \frac{121,5}{\sqrt{8}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{121,5}{\sqrt{2}} = 85,91 > 67$$

Adopto:

$$\% = 67 \%$$

Por tanto la cantidad de acero de distribución es igual a:

$$Asd = 0,67 * 9,504$$

$$Asd = 6,368 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adopto varillas de 1Ø14mm @20cm para la zona de momentos positivos que según (Torres, 2013), está comprendida entre los cuartos medios de la luz. La Norma AASHTO Estándar recomienda colocar al menos el 50% del As en la zona de momento negativo comprendido entre los cuartos extremos de la luz, todas dispuestas paralelas al sentido del tráfico.

Momento positivo = 100% 1Ø14mm @20cm

Momento negativo = 50% 1Ø14mm @33cm

Por facilidad constructiva se colocará 1Ø14mm @20cm tanto en zona de momentos positivos como negativos.

Armadura de temperatura

Aplicando la fórmula 2.44 según el código ACI, se tiene:

$$Ast = 0,002 * b * d = 0,002 * 100 * 15$$

$$Ast = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Además el código AASHTO Estándar, sección 8.20.1, recomienda un refuerzo mínimo de temperatura igual a 2,64 cm²/m con una separación no mayor a 45 cm. Adoptando el mayor valor se colocará 1Ø10mm @25cm, en la cara expuesta a sol y perpendicular a la armadura principal.

- **Diseño del tramo en voladizo**

Momento por carga muerta

Cuadro 4.4. Cálculo del momento por carga muerta en el volado.

Nº	X	P	M=P*d
	m	Kg	$Kg \cdot \frac{m}{m}$
P1	0,675	150	101,25
P2	0,40	480	192
P3	0,40	384	153,6
TOTAL		1014	446,85

Elaboración: Luis Cuenca.

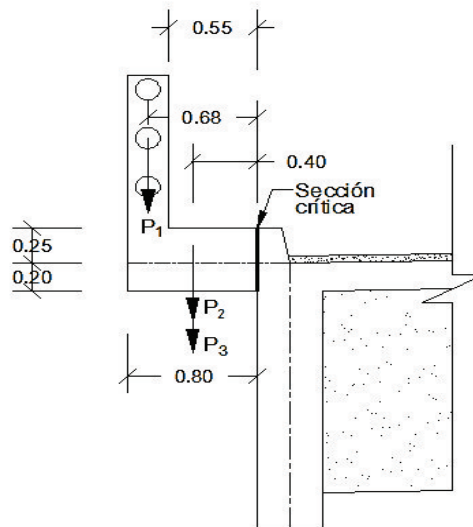


Fig. 4.4. Fuerzas verticales permanentes que influyen en el momento del tramo a voladizo.

Elaboración: Luis Cuenca.

Momento por carga viva

El tramo de volado se diseña para la carga más desfavorable que corresponde al peso de la rueda trasera del camión escogido. Asumimos la posición accidental del camión como la más desfavorable debido a que la posición normal con máxima excentricidad no actuaría sobre el tramo en estudio.

Datos:

- Camión tipo: HS- MTOP
- Peso de rueda Trasera del camión: 10000 Kg
- Coeficiente de Impacto: 1,30 (Para tramo de volado asumimos el máximo)

Calculamos el ancho efectivo de distribución de la carga, cuando el refuerzo principal es perpendicular al tráfico. Aplicando la fórmula 2.20 se tiene:

$$E = 0,80x + 1,143$$

$$E = 0,80 * 0,25 + 1,143$$

$$E = 1,34 \text{ m}$$

Calculamos el momento flector por unidad de ancho debido a la carga viva del vehículo con la fórmula 2.21.

$$M_{cv} = (-) \frac{P_N}{E} * x = \frac{10000}{1,34} * 0,25$$

$$M_{cv} = 1865,67 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{cv+i} = 2425,37 \text{ Kg} \cdot \text{m/m}$$

Momento por carga viva peatonal

Aplicamos la carga móvil peatonal recomendada por el código AASHTO Estándar de 415 Kg/m², siguiendo las recomendaciones del capítulo 2, numeral 2.2.1.2

$$\text{Resultante} = 0,55 * 415 = 228,25 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$M_{CVP} = R * d = 228,25 * 0,275$$

$$M_{CVP} = 62,77 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento por carga viva total

$$M_{CVT} = M_{cv+i} + M_{CVP} = 2425,37 + 62,77$$

$$M_{CVT} = 2488,14 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Flector último para posición accidental del camión de diseño.

Utilizo la fórmula 2.29 modificando el factor de mayoración del momento por carga viva $B_{L+I} = 1,00$

$$M_u = 1,3(B_D * M_{cm} + B_{L+I} * M_{cv} + I)$$

$$M_u = 1,3(1 * 446,85 + 1 * 2488,14)$$

$$M_u = 3815,49 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

• Diseño del refuerzo

Utilizamos la fórmula 2.39, 2.40 y 2.41 para el cálculo de la cantidad de acero

$$Ru = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{3815,49}{0,9 * 1 * 0,15}$$

$$Ru = 188419,26 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 18,84 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_{rc}}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot Ru}{f_{rc}}} \right)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 280}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 18,84}{280}} \right)$$

$$\rho = 0,004694$$

$$\rho_{min} = 14/f_y \qquad \rho \qquad \rho_{max} = 0,75 \rho_b$$

$$0,003333 \qquad < \qquad 0,004694 \qquad < \qquad 0,02125$$

Por lo tanto cumple con las condiciones de cuantía

Cantidad de acero por metro de vía.

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$As = 0,004694 * 100 * 15$$

$$As = 7,040 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cuadro 4.5. Distribución del refuerzo principal para el tramo en voladizo.

Ø (mm)	A (cm ²)	Cantidad	Cantidad Redondeada	As (cm ²)	espaciamiento (cm=)
12	1,131	6,22	7,00	7,92	14,29
14	1,539	4,57	5,00	7,7	20
16	2,011	3,5	4,00	8,04	25
18	2,545	2,77	3,00	7,64	33,33
20	3,142	2,24	3,00	9,43	33,33

Elaboración: Luis Cuenca.

Se adopta 1Ø14mm@20cm en la parte superior del tramo de volado, con lo que se dará seguridad a este tramo.

En la parte inferior (Torres, 2013) recomienda colocar como norma 1Ø10mm @25cm, para evitar efectos de vibración en voladizos que no excedan de 1 metro. Para dar continuidad al acero principal inferior se asume 1Ø16mm @20cm.

- **Diseño de la vereda:**

La vereda según el capítulo 2.2.1.2.4 se diseña para resistir una fuerza lateral accidental no menor de 744 Kg/m aplicada a una altura máxima de 25 cm, por lo tanto el momento último se calcula:

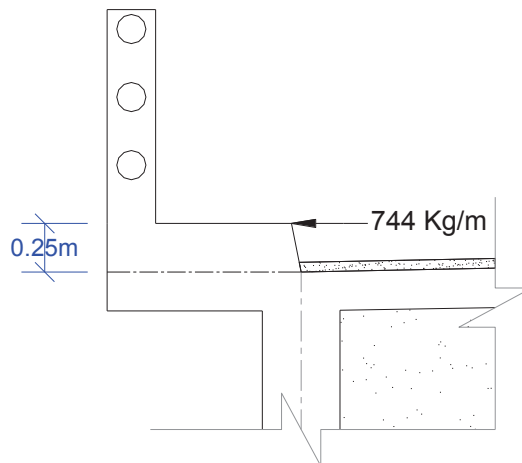


Fig. 4.5. Fuerza lateral sobre la vereda.

Elaboración: Luis Cuenca.

$$M_u = R_u \cdot d$$

Dónde

M_u = Momento último

$R_u = 744 \text{ Kg}$ = carga de diseño de vereda

$d = 0,25 \text{ m}$ = brazo de palanca respecto a la superficie crítica del volado

Por lo tanto:

$$M_u = 744 \cdot 0,25 = 186,00 \text{ Kg.m/m}$$

Momento resistente

Para calcular el momento, basados en el refuerzo de corte de colocado en la baranda, por seguridad se asume 1 Ø10 mm @ 20 cm por lo que el momento resistente es igual a:

$$M_r = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0,85 * f'_c * b} \right)$$

Dónde

$$\phi = 0,90$$

$A_s = 7,040 \text{ cm}^2 =$ Área de refuerzo por metro de losa de volado.

$F_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} =$ fluencia del acero colocado.

$F'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} =$ Resistencia del hormigón

$B = 100 \text{ cm} =$ ancho de diseño de vereda

$D = 20 \text{ cm} =$ altura efectiva asumiendo recubrimiento de 5 cm, por ser un área expuesta a la intemperie.

Por lo tanto:

$$M_r = 5156,93 \text{ Kg.m/m}$$

Por lo que el refuerzo de volado resistirá sin problema el momento producido por el impacto en la vereda. Por seguridad y práctica constructiva, basados en el refuerzo de corte de colocado en la baranda, se coloca 1 Estribo $\phi 10 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$, el mismo que irá asegurado con el mismo refuerzo de temperatura calculado para la losa del puente.

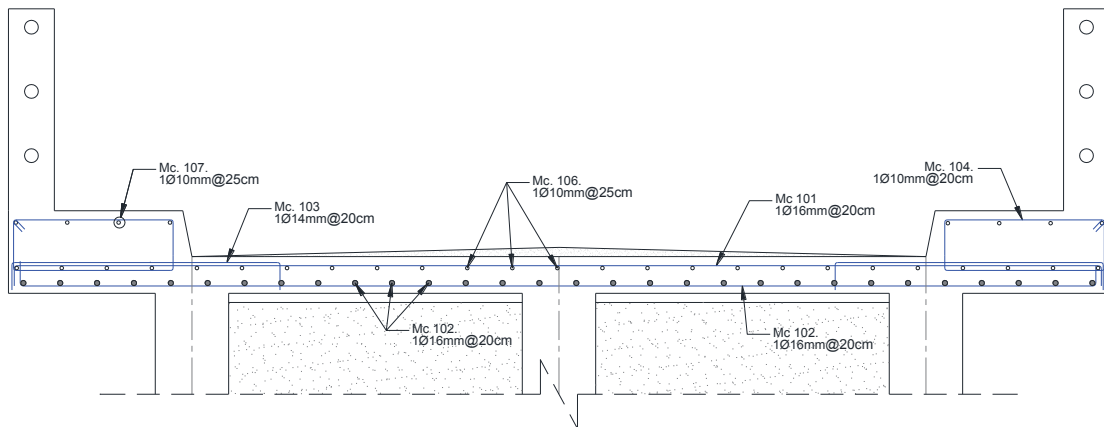


Fig. 4.6. Detalle de armado de losa y veredas.

Elaboración: Luis Cuenca

4.6.4 Diseño de la baranda

Por razones de seguridad la norma AASHTO Estándar recomienda utilizar el método elástico de diseño para protecciones peatonales y vehiculares, en caso de estas últimas se deberá incrementarse los esfuerzos admisibles en un 50%. Se sigue el procedimiento descrito por el Libro Diseño de Puentes del Ing. Eduardo Torres, 2013.

- **Pre dimensionamiento:**

Protección vehicular y peatonal está compuesta de postes de hormigón armado y pasamanos metálicos de tubo de acero galvanizado. Se establece una separación entre pasamanos de 30 cm y separación entre postes de 1,85 metros.

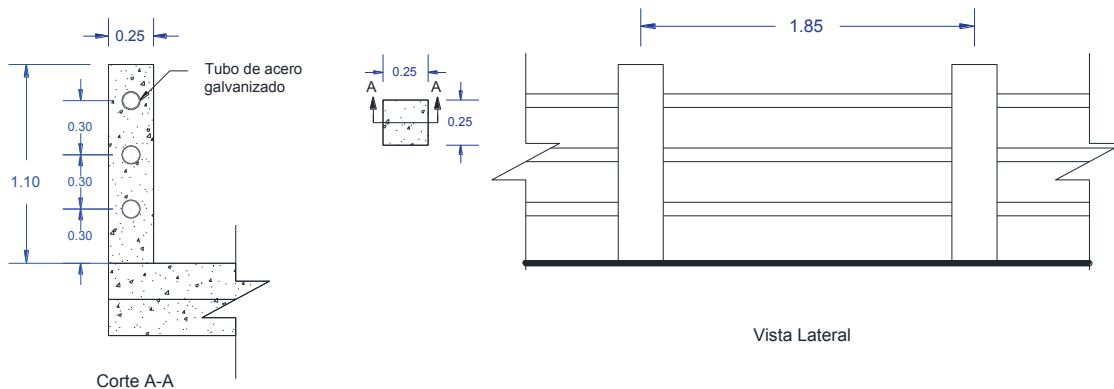


Fig. 4.7. Pre diseño de la protección vehicular.

Elaboración: Luis Cuenca.

- **Diseño del poste**

Diseño a flexión

Para el diseño a flexión de los postes se utilizarán los siguientes parámetros.

Cuadro 4.6. Parámetros de diseño para el poste de la protección vehicular.

Ítem	Fórmula	Valor	Unidad	Observación
f _c =	0,4*f _c =	112	Kg/cm ²	Esfuerzo de trabajo del hormigón
f _s =	0,4*f _y	1680	Kg/cm ²	Esfuerzo de trabajo del acero
n=	E _s /E _c =	7,96	7,968	Razón de módulos
k=	(n*f _c)/(n*f _c +f _s)=	0,403	0,347	
J=	1-K/3 =	0,866	0,884	
R =	0,5*f _c *j*k =	19,521	17,178	

Elaboración: Luis Cuenca.

Momento de diseño que actúa en el poste.

$$P= 10000 \text{ lbs} = 4550 \text{ Kg}$$

$$M_{ex}= P/3 * (0.30+0,60+0,90)$$

$$M_{ex} = 2730 \text{ Kg.m}$$

Comprobación de dimensiones:

$$d = \sqrt{\frac{M}{1,50 * R * b}} = \sqrt{\frac{273000}{1,50 * 17,178 * 25}}$$

$$d = 20,59 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \text{ O.K.}$$

Esfuerzo Admisible

$$M \text{ diseño} = 2730/1,50$$

$$M \text{ diseño} = 1820 \text{ Kg.m}$$

Momento resistente:

$$M_r = R * b * d^2$$

$$M_r = 17,178 * 25 * 22^2$$

$$M_r = 207853,80 \text{ Kg.cm} = 2078,54 \text{ Kg.m}$$

Comparando con el momento de diseño se tiene:

$$M_r \geq M_{dis}$$

$$2078,54 > 1820 \text{ Kg.m O.K.}$$

Cálculo de la cantidad de acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s * J * d}$$

Dónde:

M= 182000= Momento de diseño Kg.cm

F_s= 17,178 = Esfuerzo de trabajo del acero.

J= 0,884

d= 23 cm = Altura efectiva.

Por lo tanto:

$$A_s = \frac{1820}{1680 * 17,178 * 23}$$

$$A_s = 5,238 \text{ cm}^2$$

Luego del análisis, utilizo varilla de $\emptyset = 16\text{mm}$ que tiene un área de 2,011 cm² por varilla, por los que:

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_s}{A_s \text{ varilla}} = \frac{5,328}{2,011}$$

$$\# \text{ Varillas} = 2,65 \sim 3$$

Cuadro 4.7. Distribución del refuerzo de flexión de la baranda.

Denominación	As Colocado	Observaciones
Cara interna=	3 \emptyset 16mm	Lado de posible colisión vehicular.
Cara exterior = 25% As cara exterior (Torres, 2013)	2 \emptyset 16mm	Asumido.

Elaboración: Luis Cuenca.

Diseño a corte.

$$V \text{ máx} = P = 4550 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{V \text{ máx}}{1,50}$$

$$V \text{ diseño} = 3033,33 \text{ Kg}$$

Cálculo del esfuerzo cortante que actúa asumiendo un recubrimiento r= 3 cm

$$v = \frac{V \text{ máx}}{b * d} = \frac{4550}{25 * 23}$$

$$v = 5,52 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante unitario que toma el concreto

$$v_c = 0,251 * \sqrt{280}$$

$$v_c = 4,20 \text{ Kg/cm}^2$$

Adopto $v_c = 0,00 \text{ Kg/cm}^2$, criterio.

Usaré estribos dobles de $\emptyset = 10\text{mm}$, cuya área de varilla será igual a

$$A_v = 1,57 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la separación entre estribos será igual a:

$$S = \frac{Av*fs}{(v-vc)*b}$$

$$S = \frac{1,57*1680}{(5,52-0)*25}$$

$$S = 19,11 \text{ cm}$$

Distribución del refuerzo a corte: Usar 1 Estribo $\varnothing 10 \text{ mm}$ @ 15 cm

• **Diseño del pasamano:**

Datos:

P= 4550 Kg = Carga para el diseño.

L= 1,60 m = Longitud del pasamano entre postes

P' = P/3= 1516,67 Kg = Carga que asume cada pasamano.

$$M_{ext} = \pm \frac{P' * L}{6}$$

$$M_{ext} = \pm \frac{1516,67 * 1,60}{6} = 404,45 \text{ Kg. m}$$

Momento de diseño

$$M_{Diseño} = \pm \frac{404,45}{1,50} = 269,63 \text{ Kg. m}$$

Se propone la utilización de tubo de hierro galvanizado de 4" de diámetro como pasamanos, para lo cual nos apoyaremos en los cuadros de Navacero de lo que se obtuvo los siguientes datos.

Cuadro 4.8. Datos de Tubería de acero estructural a ser utilizada en el diseño.

longitud:	6	m
Terminado:	Galvanizado	
Calidad: fy:	2400	Kg/cm ²
Diámetro exterior: 4"=	101,6	mm
Espesor:	4	mm
Inercia:	146,284	cm ⁴
Centro:	50,8	mm

Elaboración: Luis Cuenca.

$$T_{fx} = \frac{M * c}{I} = \text{Tensión por flexión}$$

$$T_{fx} = \frac{26963 * 5,08}{146,284} = 936,34 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 1600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ Ok}$$

Comprobación de la elástica

Supondremos que la fuerza P' actúa uniformemente distribuida en la longitud de 1,60 m de cada tubo, para lo cual:

$$W = p' / 1,60 = 947,92 \text{ Kg/m}$$

Aplicando la fórmula de la deformación se tiene:

$$\Delta = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I}$$

Dónde:

$$W = 947,92 \text{ Kg/m}$$

L= 1,60 m = Longitud entre postes.

$E = 2000000 \frac{Kg}{cm^2}$ = módulo de elasticidad del acero

$I = 146,284 \text{ cm}^4$ = Momento de inercia de la sección del tubo.

Por lo tanto:

$$\Delta = \frac{5 \cdot 94792 \cdot 160^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 146,284} = 0,28 \text{ cm}$$

La deformación máxima según la norma es:

$$\Delta \text{ máx} = \frac{Lc}{(400 \text{ a } 500)}$$

$$\Delta \text{ máx} = \frac{1,60}{450} = 0,36 \text{ cm}$$

La deformación calculada es menor que la deformación máxima por lo que cumple con la condición.

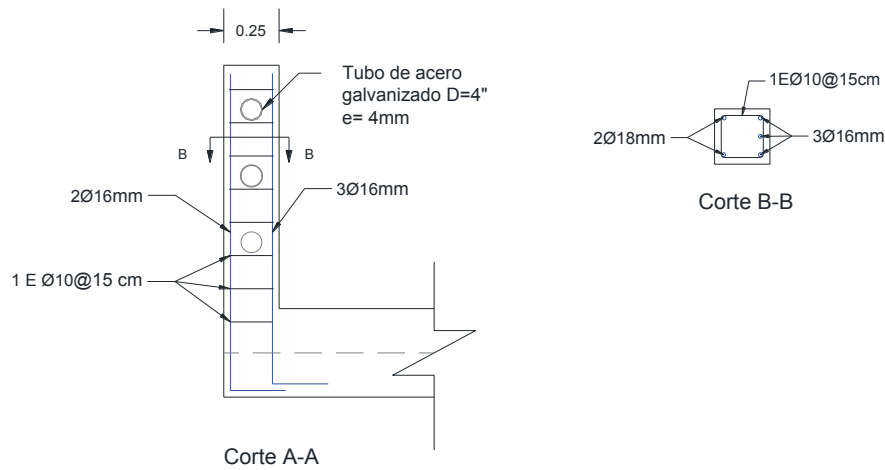


Fig. 4.8. Detalle de armado de la baranda.

Elaboración: Luis Cuenca.

4.6.5 Diseño de vigas diafragma

- **Diafragmas internos:**

La función de la viga diafragma será la de arriostrar las vigas principales, por lo que se diseñará la armadura de la misma para que resista su peso propio.

Del pre dimensionamiento de la superestructura obtenemos los siguientes datos:

H= 1,40 m

B= 0,25 m

L= 1,60 m

Peso del diafragma

$$P = H \cdot B \cdot L \cdot \gamma$$

Dónde:

$\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$ = Densidad de Hormigón Armado

Por lo tanto:

$$P = 1344 \text{ Kg}$$

Peso por metro lineal

$$W = \frac{P}{L} = \frac{1344}{1,60} = 840 \text{ Kg/m}$$

Reacción en los apoyos es igual a:

$$R_a = R_b = 1344/2 = 672 \text{ Kg}$$

Cálculo del momento.

Aplicando formularios obtenemos la fórmula del momento máximo:

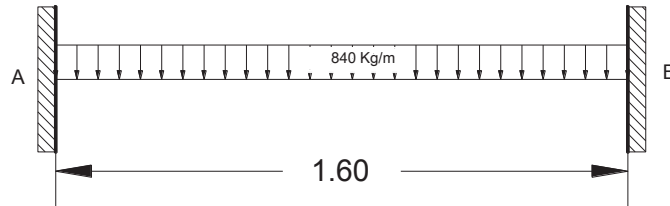


Fig. 4.9. Carga actuante sobre la viga diafragma interior.

Elaboración: Luis Cuenca

$$M_A = M_B = \frac{wL^2}{12}$$

$$M_A = M_B = 179,20 \text{ Kg.m}$$

Momento de diseño para la combinación de cargas I:

$$M_u = 1,3(M_{cm} + 1,67 * M_{cv} + I)$$

Donde

$$M_{cv} = 0 \text{ Kg.m}$$

$$M_{cm} = 179,20 \text{ Kg.m}$$

$$M_u = 232,96 \text{ Kg.m}$$

Diseño del refuerzo

Datos

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 136 \text{ cm}$$

Resistencia última:

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

$$R_u = 0,056 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La cuantía de acero es igual a:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f'c}} \right)$$

$$\rho = 0,0000134$$

Comprobación de la cuantía de acero

$$\rho_{\text{min}} = 0,003333$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,02125$$

No cumple la cuantía mínima por lo que se adopta la cuantía de $\rho = 0,0034$

Cálculo de la cantidad de acero

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 11,56 \text{ cm}^2$$

Asumimos una varilla de $\phi = 25\text{mm}$ con $A_v = 4,909 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{A_s}{\phi_{\text{varilla}}} = 2,35 \text{ u}$$

Se colocará $3\phi 25\text{mm}$, (Armadura superior e inferior)

Refuerzo de retracción y temperatura

Asumo lo recomendado por la norma AASHTO, $A_s = 3\text{cm}^2$

Diámetro de refuerzo escogido: $1 \phi 12\text{mm}$

$$A_v = 1,131 \text{ cm}^2$$

Si utiliza 3 varillas que genera un área total de refuerzo de

$$A_s = 3,393\text{cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Por lo tanto se colocará $3\phi 12\text{mm}$ en cada cara lateral del diafragma.

- **Diseño a cortante**

Cortante resistido por el concreto

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{280} = 8,869 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cortante requerido

$$V_n = \frac{V_u}{0,85 * b * d}$$

Dónde:

$$V_u = 1,30 * (672) = 873,60 \text{ Kg}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 136 \text{ cm}$$

$$V_n = \frac{873,60}{0,85 * 25 * 136} = 0,302 \text{ Kg/cm}^2$$

Notamos que $V_c > V_n$, por lo que asumiré un refuerzo por seguridad de $1\phi 12\text{mm}$. La viga se arma con la separación máxima para armaduras de tracción y compresión que es de 16ϕ ó $d/2$, se escoge la menor.

$$d/2 = 68 \text{ cm}$$

$$16\phi = 40 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará $1\text{Estribo } \phi 12\text{mm} @ 40 \text{ cm}$.

- **Diafragmas externos:**

Se diseñará la armadura para que resista su peso propio. Se opta por construir diafragmas de la misma altura del alma de la viga principal, los mismos que tienen por objeto el arriostrar las vigas principales. Las dimensiones para el diseño son:

$$H = 1,70 \text{ m}$$

$$B = 0,25 \text{ m}$$

$$L = 1,60 \text{ m}$$

Peso del diafragma

$$P = H \cdot B \cdot L \cdot \gamma$$

Dónde:

$$\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3 = \text{Densidad de Hormigón Armado}$$

Por lo tanto:

$$P = 1632 \text{ Kg}$$

Peso por metro lineal

$$W = \frac{P}{L} = \frac{1632}{1,60} = 1020 \text{ Kg/m}$$

Reacción en los apoyos

$$R_a = R_b = 1632/2 = 816 \text{ Kg}$$

Cálculo del momento.

Aplicando formularios obtenemos la fórmula del momento máximo:

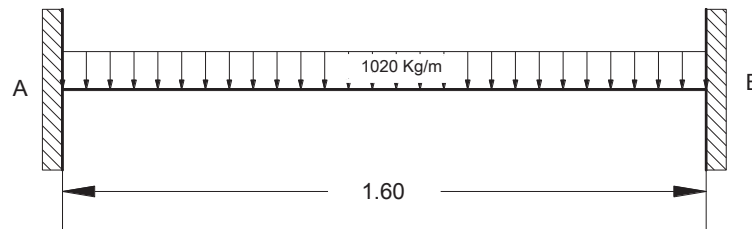


Fig. 4.10. Carga actuante sobre la viga diafragma exterior.

.Elaboración: Luis Cuenca.

$$M_A = M_B = \frac{wL^2}{12}$$

$$M_A = M_B = 217,6 \text{ Kg.m}$$

Momento de diseño

$$M_u = 1,3(M_{cm} + 1,67 * M_{cv} + I)$$

Dónde

$$M_{cv} = 0 \text{ Kg.m}$$

$$M_{cm} = 217,60 \text{ Kg.m}$$

$$M_u = 282,88 \text{ Kg.m}$$

Diseño del refuerzo

Datos

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 136 \text{ cm}$$

Resistencia última:

$$Ru = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$Ru = 0,046 \frac{Kg}{cm^2}$$

La cuantía de acero es igual a:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot Ru}{f'c}}\right)$$

$$\rho = 0,0000109$$

Comprobación de la cuantía de acero

$$\rho_{min} = 0,003333$$

$$\rho_{máx} = 0,02125$$

No cumple la cuantía mínima por lo que se adopta la cuantía de $\rho = 0,0034$

Cálculo de la cantidad de acero

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

$$As = 14,11 \text{ cm}^2$$

Asumimos una varilla de $\phi = 25mm$ con $Av = 4,909 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{As}{\phi \text{ Varilla}} = 2,87 \text{ u}$$

Se colocará $3\phi 25mm$, (Armadura superior e inferior)

Refuerzo de retracción y temperatura

Asumo lo recomendado por la norma AASHTO, $As = 3 \text{ cm}^2$

Diámetro de refuerzo escogido: $1 \phi 12mm$

$$Av = 1,131 \text{ cm}^2$$

Si utilizo 4 varillas genero un área total de refuerzo de

$$As = 4,524 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Por lo tanto se colocará $3\phi 12mm$ en cada cara lateral del diafragma.

• **Diseño a cortante**

Cortante resistido por el concreto

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

$$Vc = 0,53 * \sqrt{280} = 8,869 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cortante requerido

$$Vn = \frac{Vu}{0,85 * b * d}$$

Dónde:

$$Vu = 1,30 * (816) = 1060,80 \text{ Kg}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = 136 \text{ cm.}$$

$$Vn = \frac{1060,80}{0,85 * 25 * 136} = 0,301 \text{ Kg/cm}^2$$

Comprobamos que $Vc > Vn$. Asumo la separación de 40 cm. Por lo tanto se colocará 1 Estribo $\phi 12mm @ 40 \text{ cm}$, igual que en el diafragma interior (ver figura 4.11).

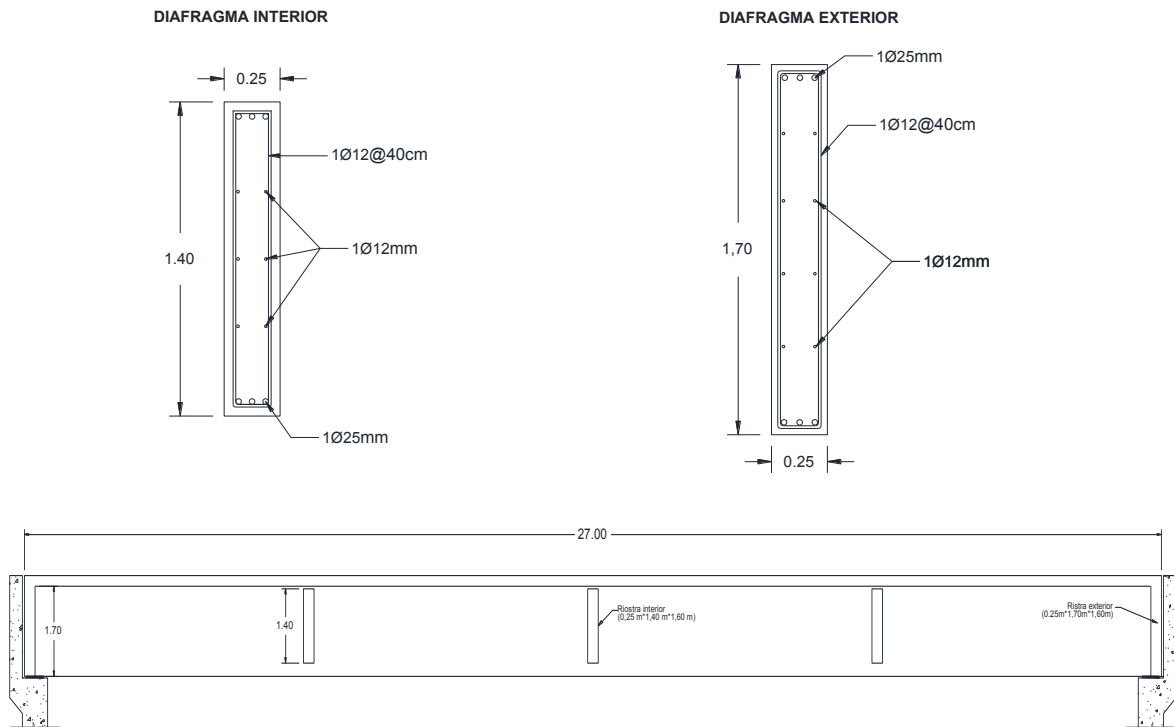


Fig. 4.11. Sección transversal y ubicación de las vigas diafragma interior y exterior.

Elaboración: Luis Cuenca.

4.6.6 Diseño de vigas longitudinales

La verificación de dimensiones son asumidas según Hidalgo Rivas, 1987.

El ancho de placa, efectivo como como ala de una viga T, no debe exceder $1/4$ de la luz de la viga.

b: b efectivo debe ser $< 27/4 = 6,75$ m

El ala efectiva b_1 que se proyecta hacia cada lado del alma no debe exceder de:

- 1) 6 veces el espesor de la losa: $6 \cdot 0,20 = 1,20$ m.
- 2) La mitad de la distancia hasta la viga siguiente: $1,60/2 = 0,80$ m.

Por lo tanto los datos para el diseño de la viga asumidos son:

b: Ancho total del ala: $2 \cdot 0,90 + 0,40 = 2,00$ m.

d: Altura efectiva con asumiendo un recubrimiento de $r = 5$ cm: $1,90 - 0,05 = 1,85$ m.

- **Viga interior**

Avalúo de cargas

Carga viva

Para el análisis e adopta el camión HS-MTOP, indicado en el capítulo 1, afectado por el factor de impacto y de distribución de rueda.

Factor de Impacto:

$$I = \frac{15.24}{Li+38} \leq 30\%$$

$$I = \frac{15.24}{27+38} = 0,23 < 30\%$$

$$I = 1,23$$

Carga Muerta

Cuadro 4.9. Cálculo de la carga muerta de la viga interior.

Descripción	Peso	Unidad
Peso de Losa por viga (patín): $0,20 \times 2 \times 1 \times 2400 =$	960	kg/m
Peso de Viga (Alma): $1,70 \times 0,40 \times 1 \times 2400 =$	1632	kg/m
Peso Carpeta Asfáltica (5 cm): $0,05 \times 2 \times 1 \times 2400 =$	220	kg/m
Carga muerta total	2812	kg/m
Peso de la viga diafragma		
diafragma central: $1,40 \times 0,25 \times 1,6 \times 2400 =$	1344	kg
diafragma de apoyos: $1,70 \times 0,25 \times 1,6 \times 2400 =$	1632	kg

Elaboración: Luis Cuenca.

Determinación del factor de rueda para la viga interior

Para el cálculo del factor de distribución consideramos que la superestructura se compone de tablero apoyado sobre vigas T de hormigón armado, con separación entre ejes de 2,00 metros, refiriéndonos al capítulo 2.2.1.2 se diseñará para una vía de tráfico.

Factor de distribución para el cálculo del momento en la viga interior

Comparando las formulas de la cuadro 2.3, se requiere un S máximo de 1,83 por lo que el factor de distribución para el momento se analizará con el mismo sistema que para las vigas exteriores y es igual a la reacción de las cargas de rueda, suponiendo el tablero simplemente apoyado.

Posición 1: Camión en la mitad de la viga B

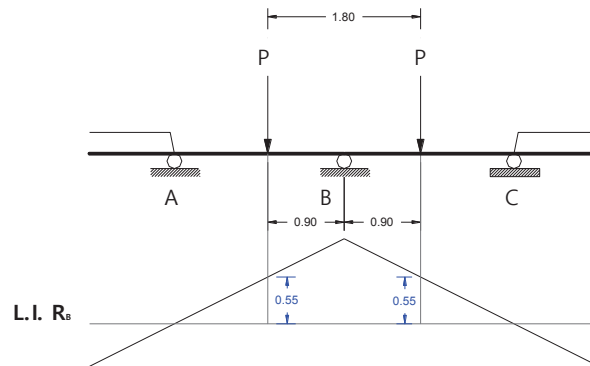


Fig. 4.12. Posición 1 para determinar fracción de carga de rueda en momento flector.

Elaboración: Luis Cuenca

Multiplicando el peso de la rueda por su respectiva ordenada de la línea de influencia tenemos:

$$F.D = P(0,55 + 0,55)$$

$$F.D = 1,10P$$

Factor de distribución para fuerza cortante

Se aplica en el extremo de la viga interior. "Se obtiene calculando la reacción producida por las cargas de rueda sobre la viga (interior o exterior)" (Herrera, 1996). Para otras posiciones de carga en la luz la distribución lateral de las cargas de cortante se determina de la misma forma que para el momento.

Posición 1: La llanta sobre la viga B

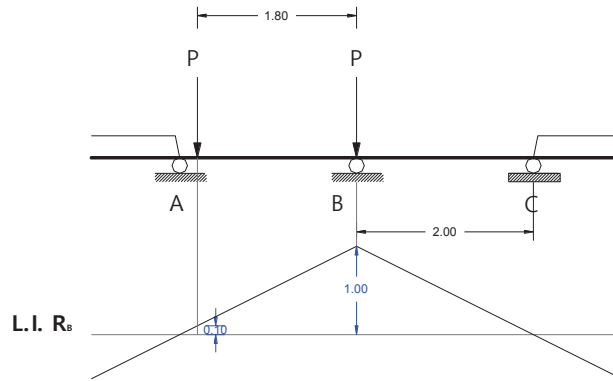


Fig. 4.13. Posición del camión para determinar fracción de carga de rueda para el cortante en el extremo de la viga interior

Elaboración: Luis Cuenca

$$F.D = P(0,1 + 1,00)$$

$$F.D = 1,10P$$

Por lo tanto asumo el factor de distribución de 1,10 para el cálculo del momento flector y cortante en la viga interior.

Momento Flector por carga muerta en la viga interior

El momento flector máximo por carga muerta se da en el centro de la luz de la viga, con los datos del cuadro 4.9 se tiene:

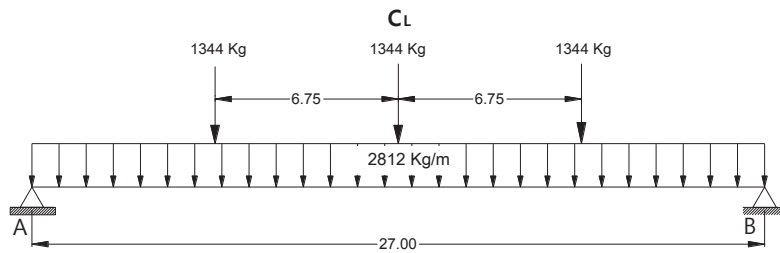


Fig. 4.14. Cargas permanentes en la viga interior.

Elaboración: Luis Cuenca

Por lo tanto;

Vext:	Cortante en extremos	$WL/2+P/2=$	39978	Kg
Vcl:	Cortante centro luz	$P/2=$	672	Kg
Mcl:	Momento centro luz	$2812*27^2/8+1344*27/2=$	274387,50	Kg.m

Momento flector máximo por carga viva

Utilizando el teorema de Barre se determina la posición del tren de cargas que ocasiona el momento flector máximo (Posición 0 de la figura 4.15):

R:	Resultante de cargas:	$5000+2000*2=$	45000	Kg
d:	dist a carga mayor	$(20*4,2+20*8,4)/45-4,2=$	1,40	m
x1:	posición del centro / luz:	$x1=d/2=$	0,70	m
X:	posición del M en 0	$L/2+x1=$	14,20	m

Calculamos el momento máximo a los 14,20m., aplicando el método de líneas de influencia:

P=10000 Kg

Mmáx=20000*(4,746+6,731)+5000*4,53

Mmáx=252190 Kg.m

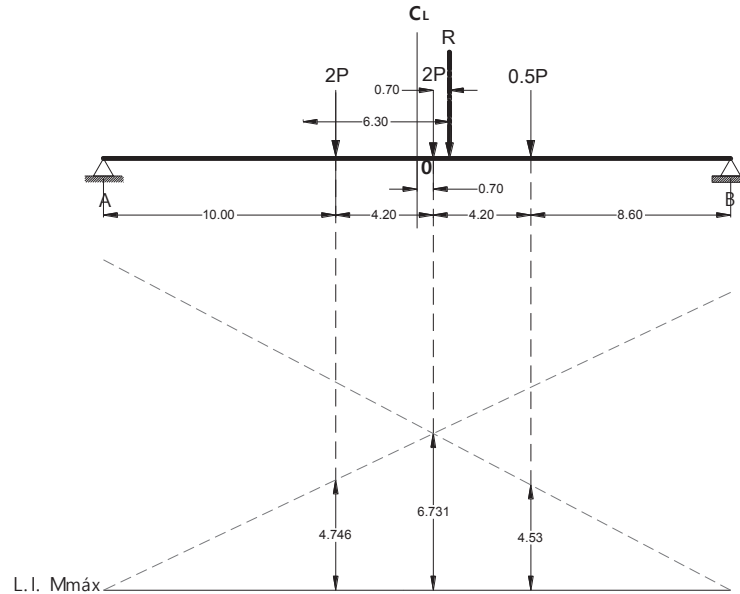


Fig. 4.15. Línea de influencia para el cálculo de momento máximo por carga viva.

Elaboración: Luis Cuenca

Para calcular el momento por carga viva en la viga interior y exterior aplico la fórmula 2.4.

$$M_{VIGA} = \frac{M/Via}{2} * F.D = \frac{252190}{2} * 1,10$$

$$M_{VIGA} = 138704,50 \text{ Kg.m}$$

Aplicamos el factor de Impacto ya calculado con lo que tendremos:

$$M_{(CV+I)} = 170606,54 \text{ Kg.m}$$

Diseño a flexión en la viga interior

Ecuación del momento, entre 0 y L/2, debido a la carga muerta

Momento flector por carga muerta:

$$MD(x) = 39978 * X - 1344 * (X - 6,75) - 2812 * \frac{x^2}{2}; 0 \leq X \leq 13,50 \text{ m}$$

El momento de diseño se calcula para el grupo de carga I – Resistencia última, con la fórmula 2.34.

$$M_u = 1,3(B_{CM} \cdot M_{CM} + 1,67_{(CV+I)} \cdot M_{(CV+I)})$$

a) Por carga muerta en X=13,5 m. (ver cuadro 4.20)

$$ML = 170031,51 \text{ Kg.m}$$

$$MD = 274387,50 \text{ Kg.m}$$

$$Mu = 1,3(274387,50 + 1,67 * 170031,51) = 725842,16 \text{ Kg.m}$$

b) Por carga viva en X=14,20m. (ver cuadro 4.20)

$$ML = 170606,54 \text{ Kg.m}$$

$$MD = 273228,16 \text{ Kg.m}$$

$$Mu = 1,3(273228,16 + 1,67 \cdot 170606,54) = 725583,41 \text{ Kg.m}$$

Se toma el mayor de los dos como el momento máximo último:

$$Mu = 725842,16 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de la armadura

Se dimensiona la viga asumiendo que el eje neutro se encuentra dentro del espesor del ala de la viga, luego se verificará la posición del eje neutro.

Datos

Momento de diseño	Mu =	72584216	Kg.cm
Factor de reducción	Ø =	0,9	
Ancho del alma de la viga	bw =	40	cm
Ancho del ala de la viga	B =	200	cm
Recubrimiento de armadura principal	r =	5	cm
Altura efectiva (Asumida)	d =	185	cm
Resistencia del concreto	f'c =	280	Kg/cm ²
Resistencia del acero	fy =	4200	Kg/cm ²

Resistencia última:

$$Ru = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \qquad Ru = 11,78 \frac{Kg}{cm^2}$$

La cuantía de acero es igual a:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot Ru}{f'c}} \right) \qquad \rho = 0,002887$$

Cálculo de la cantidad de acero

$$As = \rho * b * d \qquad As = 106,819 \text{ cm}^2$$

Análisis de la posición del eje neutro.

Cuadro 4.10. Comprobación de la posición del eje neutro de la viga interior.

$0.85 F'c \cdot a \cdot b = As \cdot Fy$	a	9,43	cm
$c = a/B1; B1=0,85$	c	11,09	cm
	t	20 cm	cm
	c < t	PATIN COMPRIMIDO	

Elaboración: Luis Cuenca.

La suposición es válida según el cuadro 4.10 y la viga trabaja como rectangular con ancho B= 2,00 m.

Comprobación de la cuantía calculada: Utilizamos el Bw para estimar la cuantía respecto al área del alma de la viga.

$$\rho = \frac{As}{B \cdot d} = \frac{106,819}{200 \cdot 185} =$$

$$\rho = 0,014435$$

Para la comparación utilizamos la cuantía mínima y máxima ya calculada.

$$\rho_{min} \qquad \rho \qquad \rho_{max}$$

$$0,003333 \quad < \quad 0,014435 \quad < \quad 0,02125$$

Cuadro 4.11. Opciones de distribución del acero en la viga interior.

Ø (mm)	A (cm ²)	Cantidad	Cantidad Redondeada	As (cm ²)
20	3,142	34	34,00	106,83
25	4,909	21,76	22,00	108
28	6,158	17,35	18,00	110,84
32	8,042	13,28	14,00	112,59

Elaboración: Luis Cuenca.

A efecto de comprobación de la nueva altura efectiva d , asumo la cantidad de 24 varillas de 25 mm dispuestas:

- 2 filas compuestas de 3 paquetes de 4 Ø 25 mm, cada uno.
- Entre las filas se dispone de separadores de Ø 25 mm espaciados 1 m

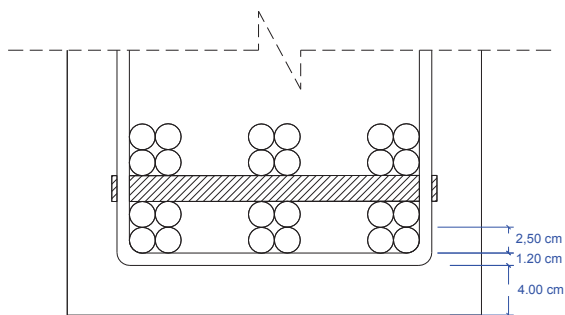


Fig. 4.16. Esquema de armado acero principal de la viga interior.

Elaboración: Luis Cuenca

“El recubrimiento mínimo medido entre la superficie exterior del hormigón y la de los estribos y grapas no será menor de 4 cm” (Hidalgo Rivas, 1987). Por lo tanto se adopta 4cm.

Cuadro 4.12. Cálculo del centro de masa del refuerzo colocado en la viga interior.

FILA	MASA	d'	MOMENTO
1	12	7,7	92,4
2	12	15,2	182,4
Σ	24		274,8

Elaboración: Luis Cuenca

El centro de masa es igual a:

$$Cm = \frac{\sum \text{Momentos}}{\sum \text{Elementos}} = \frac{274,80}{24} = 11,45 \text{ cm}$$

Cálculo de la nueva altura efectiva d

$$d = 190 - 12,45 = 178,55 \text{ cm}$$

Recalculamos la armadura y obtenemos los siguientes resultados.

$$Ru = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \qquad Ru = 12,65 \frac{Kg}{cm^2}$$

La cuantía de acero es igual a:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f'c}} \right) \quad \rho = 0,003106$$

Cálculo de la cantidad de acero

$$A_s = \rho * b * d = 0,0031141 * 200 * 177,55 \quad A_s = 110,915$$

Para varillas de 25 mm se requerirán

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{\phi_{\text{varilla}}} = \frac{110,915}{4,909}$$

$$\# \text{ varillas} = 22,59 \cong 23$$

Por lo tanto se comprueba que el número de varillas colocado es correcto

Comprobación de la cuantía calculada:

$$\rho = \frac{A_s}{B * d}$$

Dónde:

$$A_s = 110,915 \text{ cm}^2$$

B= 40 cm= ancho del alma de la viga

D= 177,55 = Altura efectiva del refuerzo de flexión.

Por lo tanto:

$$\rho = 01553$$

$$\begin{array}{ccc} \rho_{\min} & \rho & \rho_{\max} \\ 0,003333 & < 0,01553 & < 0,02125 \end{array}$$

La armadura de flexión de la viga principal interior se compone de 24Ø25mm dispuestos en paquetes de 4 varillas, formando 2 filas separadas por varillas de Ø25mm.

Refuerzo lateral de la viga.

Torres(2013) recomienda que cuando la altura del elemento excede los 60 cm., en las caras laterales de la sección traccionada se deberá colocarse por lo menos el 10% del refuerzo calculado distribuido en las caras laterales con espaciamiento no mayor al ancho del alma o 40 cm.

$$A_{sl} = 0,10 * 106,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = 10,68 \text{ cm}^2 \sim 11 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos varillas de Ø = 14mm, por lo que tenemos.

$$\# \text{ Varillas} = \frac{11}{1,54} = 7.14 \sim 8 \text{ Varillas}$$

Se colocarán 5 varillas a cada lado de la viga.

Diseño a cortante de la viga interior

El mayor cortante por carga viva se produce cuando la mayor carga está en el apoyo.

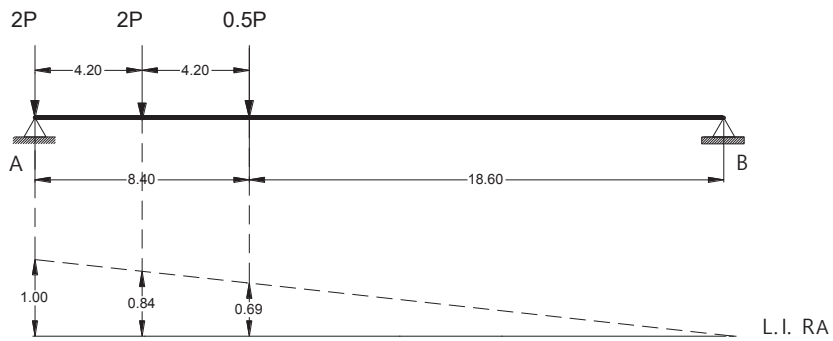


Fig. 4.17. Línea de influencia para la reacción máxima por carga viva en la viga interior.

Elaboración: Luis Cuenca.

$$R_B = 2P * (1 + 0,844) + 0,5P * 0,689$$

$$R_B = 4,325P = 40325 \text{ Kg}$$

Torres, 2013, afirma "Para la distribución lateral del cortante se considerará la viga simplemente apoyada y se seguirá el mismo procedimiento establecido para momentos", por lo que:

$$V_{VIGA} = \frac{V/Via}{2} * F.D = \frac{40325}{2} * 1,10$$

$$V_{VIGA} = 22178,75 \text{ Kg}$$

Mayoramos con el factor de Impacto

$$V_{VIGA+I} = 22178,75 * 1,23$$

$$V_{VIGA+I} = 27279,86 \text{ Kg}$$

Cortante debido a la carga muerta

El cortante máximo debido a la carga muerta se da en los apoyos de la viga (ver figura 4.18), por tanto:

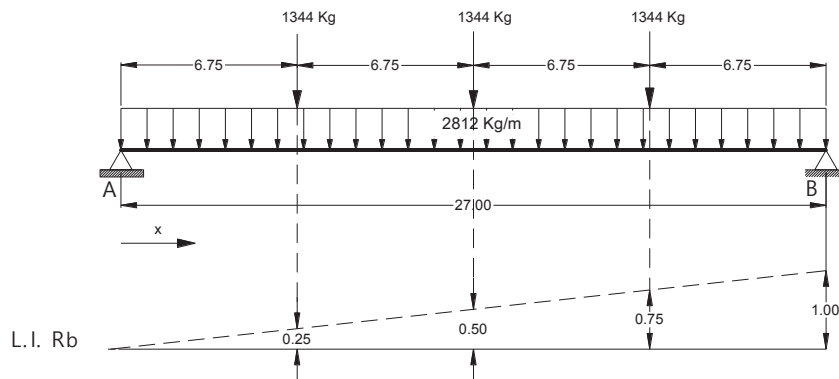


Fig. 4.18. Línea de influencia para la reacción máxima por carga muerta en la viga interior.

Elaboración: Luis Cuenca.

$$R_A = R_B = V_{m\acute{a}x_{CM}} = 2812 * \frac{27}{2} + 1344 * (0,25 + 0,5 + 0,75)$$

$$V_{m\acute{a}x_{CM}} = 39978 \text{ Kg}$$

Cortante último

$$V_u = 1,3 * 39978 + 2,171 * 27279,86$$

$$V_u = 111195,98 \text{ Kg}$$

Cortante resistido por el concreto

$$V_c = 0,53\sqrt{F'_c} * bw * d$$

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 40 * 178,55$$

$$V_c = 63339,51 \text{ Kg}$$

Según el código ACI 11.1.1, el diseño a cortante de vigas debe basarse en la relación $V_u < \phi V_n$

$$V_n = V_s + V_c$$

Dónde:

$V_s = 0 \text{ Kg}$ = Fuerza cortante que absorbe el acero

V_c = fuerza cortante que soporta el concreto.

Por lo tanto:

$$111195,98 \text{ Kg} > 53838,58 \text{ Kg}$$

Se necesita estribos para resistir los esfuerzos de corte.

Fuerza cortante resistida por el acero

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{111195,98}{0,85} - 63144,40$$

$$V_s = 67479,29 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Torres, 2013 hace referencia a la recomendación de la AASHTO que indica, que para refuerzos de flexión superiores a 22 mm el diámetro mínimo utilizado en la armadura de corte es de $\phi = 12 \text{ mm}$, por lo tanto:

Se utiliza dos estribos de $\phi = 12 \text{ mm}$ que suma un $A_v = 2 * 1,131 = 2,262 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2,262 * 4200 * 178,55}{67479,29}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Nota: el cálculo de la Variación del Momento y Cortante en diferentes secciones de la viga se presentará en un resumen posterior.

Cálculo de la deformación elástica

Cuadro 4.13. Centro de gravedad de la viga longitudinal.

Figura	Área	\bar{Y}	$A * \bar{Y}$
1	$2 * 0,20 =$	0,4	1,8
2	$0,40 * 1,70 =$	0,68	0,578
$\Sigma =$		1,08	1,298

Elaboración: Luis Cuenca.

$$\bar{Y} = \frac{1,298}{1,08} = 1,202 \text{ m}$$

Cuadro 4.14. Momento de inercia respecto al centro de gravedad de la viga longitudinal.

Figura	Área	di	$\frac{I}{h^3} (b * 12)$	$A * di^2$	I total
1	0,4	0,598	0,0013	0,1430	0,1444
2	0,68	-0,35	0,1638	0,0843	0,2480
$\Sigma =$					0,3924

m4

Elaboración: Luis Cuenca.

Deformación elástica con el tren de cargas HS-MTOP

$$\Delta = \frac{5 \cdot M \cdot L^2}{48 EI} =$$

Mu:	72584216	Kg.cm
L:	2700	cm
E ACI318-08, NEC:	251000	Kg/cm ²
I:	39239632	cm ⁴

$$\Delta = 5,60 \text{ cm}$$

Deformación máxima permisible.

Según la AASHTO la deformación máxima es igual a:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{(800 \text{ a } 1000)}$$

Donde L= luz de la viga en cm

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{2700}{900}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 3 \text{ cm}$$

La flecha máxima es mayor que la flecha calculada, por lo que la viga se deberá fundir con contra flecha.

C.F = Flecha calculada – flecha máxima

$$C.F = 5,60 - 3 = 2,6 \text{ cm}$$

Asumo 3 cm

Deformación de la viga sin el tren de cargas

$$\Delta_2 = \frac{5 \cdot M \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} =$$

M: 1,3*MD	35519661	Kg.cm
L:	2700	cm
E ACI318-08, NEC:	251000	Kg/cm ²
I:	39239632	cm ⁴

$$\Delta_2 = 2,75 \text{ cm}$$

Al asumir una contra flecha de 3 cm., la viga tendrá una deformación sobre su línea base de:

$$C.Flecha Superior = 3 - 2,75 = 0,25 \text{ cm.}$$

Por lo tanto al cargar con el tren se obtiene una deformación bajo la horizontal de:

$$\Delta = 5,6 - 3 = 2,60 \text{ cm} < 3$$

Por lo que se cumple con la deformación máxima especificada por la norma.

Control de agrietamiento

Se determina el espesor de la grieta en un punto crítico por el método de la Cement Concrete Association (C.C.A), que es utilizado en secciones en las que se ha determinado la cantidad de refuerzo basándose en el método de última resistencia, según (Torres, 2013) "define controles adecuados cuando el tamaño de la grieta no excede los 0,35 mm".

Datos:

espacios	2	
Recubrimiento=	4	Cm
∅ varilla=	2,5	Cm
∅ estribo=	1,2	Cm
As colocado:	117,82	cm ²
bw:	40	Cm
d:	178,55	Cm

B: 200 cm

$$S' > \begin{array}{|l} 1,50 \text{ } \varnothing = 3,75 \text{ cm} \\ 1,5 \\ T * m * A = 3,75 \text{ cm} \\ 4 \text{ cm} \end{array}$$

$$S' = \frac{b - (2 \text{Rec} + 2 \varnothing \text{est} + 6 \varnothing \text{flexión})}{\text{Espacios}}$$

$$S' = 7,30 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

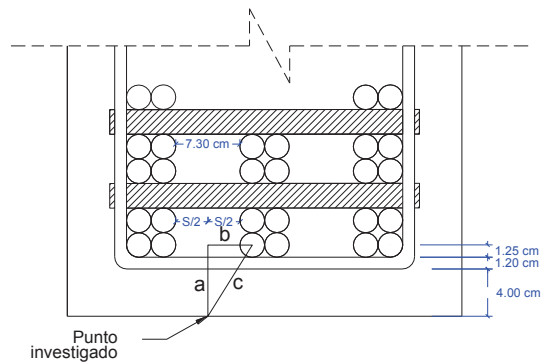


Fig. 4.19. Detalle del punto crítico de posible agrietamiento en la viga interior y exterior.

Elaboración: Luis Cuenca.

$$a = 4 + 1,2 + 1,25 = 6,45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{7,30}{2} + 1,25 = 4,90 \text{ cm}$$

$$c = \sqrt{(6,45^2 + 4,90^2)} = 8,10 \text{ cm}$$

La deformación específica se determina con la siguiente fórmula:

Porcentaje de refuerzo real de la sección

$$\rho = \frac{A_s}{B * d} * 100$$

As:	117,82	cm ²
B:	200	cm
d:	177,55	cm

$$\rho = 0,330$$

$$\rho = \frac{50}{\alpha_e} * \frac{n^2}{1-n}$$

$$\alpha_e = \frac{2 * E_s}{E_H}$$

Es:	2000000	Kg/cm ²
EH:	251000	Kg/cm ²

$$\alpha_e = 15,936$$

$$0,33 = \frac{50}{15,936} * \frac{n^2}{1-n}$$

$$n = 0,28$$

Distancia del eje neutro desde la parte superior de la viga

$$x = n * d = 0,28 * 178,55$$

$$x = 49,994 \text{ cm}$$

Brazo de palanca en la sección

$$Z = d - \frac{x}{3} = 178,55 - \frac{49,994}{3} = 161,89 \text{ cm}$$

Esfuerzo real del acero colocado en la sección

$$f_s = \frac{m_e}{A_s \cdot Z}$$

Dónde:

$$m_e = M_{cm} + M_{cv} + I = 444419,01 \text{ Kg. m}$$

Por lo tanto:

$$f_s = 2330,00 \text{ Kg/cm}^2$$

Deformación específica

$$e = \frac{f_s}{E_s}$$

$$e = 0,00116$$

Cálculo del tamaño de la grieta

$$w = K \cdot C \cdot e$$

Dónde:

w = Tamaño de la grieta

K = 3,3 = Coeficiente que depende del tipo de varilla, para este caso es corrugada

C = 8,10 cm = distancia desde el punto investigado a la cara de la varilla.

e = Deformación específica del hormigón en el punto investigado.

Por lo tanto:

$$w = 0,031 \text{ cm}$$

$$w = 0,31 \text{ mm} < 0,35 \text{ mm OK}$$

- **Vigas exteriores**

Tiene el mismo procedimiento de cálculo de la viga interior.

Avalúo de cargas

Carga Muerta:

Cuadro 4.15. Cálculo de la carga muerta de la viga exterior.

Descripción	Peso	Unidad
Peso de Vereda: 0,25x0,975 x 1 x 2400 =	585	kg/m
Peso de Losa por viga (patín): 0,20 x 2 x 1 x 2400 =	960	kg/m
Peso de Viga (Alma): 0,40 x 1,70 x 1 x 2400 =	1632	kg/m
Peso Carpeta Asfáltica (5 cm): 0,05 x 1 x 1 x 2200 =	110	kg/m
Peso de la baranda asumido	150	kg/m
CARGA MUERTA TOTAL	3437	kg/m
PESO DE LA VIGA DIAFRAGMA		
diafragma central: 1,40x0,25x0,8x2400 =	672	kg
diafragma de apoyos: 1.70x0,25x0,8x2400 =	816	kg

Elaboración: Luis Cuenca.

Carga viva

Asimismo se utilizará el camión HS-MTOP, afectado por el factor de impacto y el factor de distribución rueda según el siguiente análisis.

Factor de impacto

Ya calculado en el diseño de la viga Interior $I = 1,23$

Cálculo del factor de distribución de rueda en las vigas exteriores:

Procedo de la misma forma asumiendo la recomendación de la norma AASHTO donde indica que el máximo efecto producido en la viga exterior se da en la posición de máxima excentricidad del camión, o sea ubicado a 30 cm., de la vereda.

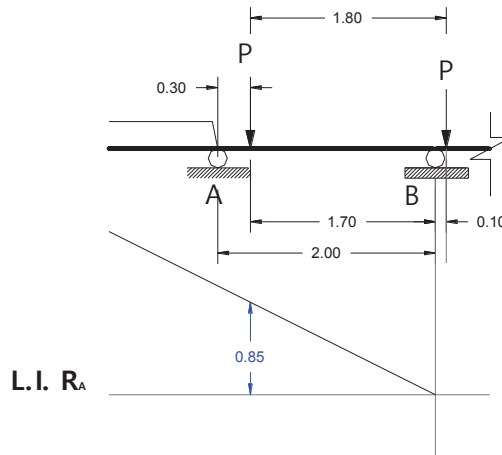


Fig. 4.20. Posición 1 del camión para determinar fracción de carga de rueda en momento flector en la viga exterior.

Elaboración: Luis Cuenca.

$F.D = 0,85P$

Éste factor de distribución se tomará igual para el cálculo del momento, como para el cortante producido por la carga viva en el puente.

Determinación de la fuerza cortante y el momento flector en la viga interior

Momentos Flectores

Por carga muerta

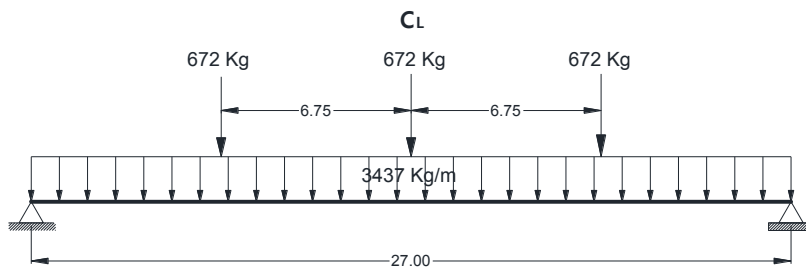


Fig. 4.21. Cargas permanentes en la viga interior.

Elaboración: Luis Cuenca.

Vext:	Cortante en extremos	$WL/2+P/2=$	47407,5	Kg
Vcl:	Cortante centro luz	$P/2=$	336	Kg
Mcl:	Momento centro luz	$3437*27^2/8+672*27/2=$	322268,63	Kg.m

Momento flector máximo por carga viva

Será el mismo que es calculado para la viga interior por lo tanto:

$$M_{(CV+I)}=170606,54 \text{ Kg.m}$$

Diseño a flexión en la viga exterior

El momento de diseño se calcula para el grupo de carga I – Resistencia última, con la fórmula 2.34.

$$M_u = 1.3(B_{CM} \cdot M_{CM} + 1.67 \cdot M_{(CV+I)})$$

a) Por carga muerta en X=13,5 m

$$M_L = 170031,51 \text{ Kg.m}$$

$$M_D = 322268,63 \text{ Kg.m}$$

$$M_u = 1,3(322268,63 + 1,67 \cdot 170031,51) = 788087,63 \text{ Kg.m}$$

b) Por carga viva en X=14,20m

$$M_L = 170606,54 \text{ Kg.m}$$

$$M_D = 321191,36 \text{ Kg.m}$$

$$M_u = 1,3(321191,36 + 1,67 \cdot 170606,54) = 787935,57 \text{ Kg.m}$$

Se toma el mayor de los dos como el momento máximo último

$$M_u = 788087,63 \text{ Kg.m}$$

Cálculo de la armadura

Se asume que el eje neutro se encuentra dentro del espesor del ala de la viga, luego se verificará la posición del eje neutro.

Datos

Momento de diseño	$M_u =$	78808763	Kg.cm
Factor de reducción	$\phi =$	0,9	
Ancho del alma de la viga	$b_w =$	40	cm
Ancho del ala de la viga	$B =$	200	cm
Recubrimiento de armadura principal	$r =$	5	cm
Altura efectiva (Asumida)	$d =$	185	cm
Resistencia del concreto	$f'_c =$	280	Kg/cm ²
Resistencia del acero	$f_y =$	4200	Kg/cm ²

Resistencia última:

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \qquad R_u = 12,79 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

La cuantía de acero es igual a:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f'_c}} \right) \qquad \rho = 0,003141$$

Cálculo de la cantidad de acero

$$A_s = \rho * b * d \qquad A_s = 116,254 \text{ cm}^2$$

Análisis de la posición del eje neutro.

Cuadro 4.16. Comprobación de la posición del eje neutro de la viga exterior.

$0.85 F'c \cdot a \cdot b = A_s \cdot F_y$	a	10,26	cm
$c = a/B1; B1=0,85$	c	12,07	cm
	t	20	cm
	c < t	PATIN COMPRIMIDO	

Elaboración: Luis Cuenca.

La suposición es válida y la viga trabaja como rectangular con ancho B= 2,00 m

Comprobación de la cuantía calculada: Utilizamos el Bw para estimar la cuantía respecto al área del alma de la viga.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot w \cdot d}$$

$$\rho = 0,01571$$

$$\rho_{min} \quad \rho \quad \rho_{m\acute{a}x}$$

$$0,003333 \quad < \quad 0,014435 \quad < \quad 0,02125$$

Evaluamos las opciones de cantidad de refuerzo según el diámetro de la varilla en el cuadro 4.17.

Cuadro 4.17. Opciones de distribución del acero en la viga exterior.

Ø (mm)	A (cm ²)	Cantidad	Cantidad Redondeada	As (cm ²)
20	3,142	37	38,00	119,4
25	4,909	23,68	24,00	117,82
28	6,158	18,88	19,00	117
32	8,042	14,46	15,00	120,63

Elaboración: Luis Cuenca.

A efecto de comprobación del nuevo d asumo la cantidad de 28 varillas de 25 mm dispuestas:

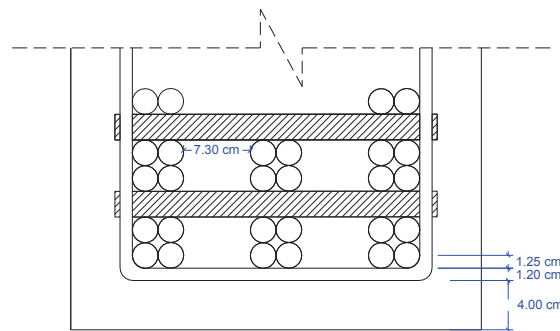


Fig. 4.22. Detalle del armado de la viga exterior.

Elaboración: Luis Cuenca.

- 2 filas compuestas de 3 paquetes de 4 Ø 25 mm, cada uno.
- 1 fila compuesta de 2 paquetes de 2 Ø 25 mm, cada uno.
- Entre las filas se dispone de separadores de Ø 25 mm espaciados 1 m
- As colocado= 137,452 cm²

Se adopta un recubrimiento de 4cm., por lo que:

Cuadro 4.18. Cálculo del centro de masa del acero en la viga exterior.

FILA	MASA	d'	MOMENTO
1	12	7,7	92,40
2	12	15,2	182,40
3	4	21,45	85,80
Σ	28		360,60

Elaboración: Luis Cuenca.

El centro de masa es igual a

$$Cm = \frac{\sum \text{Momentos}}{\sum \text{Elementos}} = \frac{360,60}{28} = 12,88 \text{ cm}$$

Cálculo de la nueva altura efectiva d

$$d = 190 - 12,88 = 177,12 \text{ cm}$$

Recalculo la armadura y obtenemos los siguientes resultados.

$$Ru = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \qquad Ru = 13,96 \frac{Kg}{cm^2}$$

La cuantía de acero es igual a:

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot Ru}{f'c}} \right) \qquad \rho = 0,003438$$

Cálculo de la cantidad de acero

$$As = \rho * b * d = 0,0031141 * 200 * 177,55 \qquad As = 121,788$$

Para varillas de 25 mm se requerirán

$$\# \text{ varillas} = \frac{As}{\phi \text{varilla}} = \frac{121,788}{4,909}$$

$$\# \text{ varillas} = 24,81 \cong 25$$

Por lo tanto se comprueba que el número de varillas colocado es correcto

Comprobación de la cuantía calculada:

$$\rho = \frac{As}{B * d}$$

Dónde:

$$As \text{ colocado} = 137,452 \text{ cm}^2$$

B= 40 cm= ancho del alma de la viga

D= 177,12 = Altura efectiva del refuerzo de flexión.

Por lo tanto:

$$\rho = 01940$$

$$\rho_{min} \qquad \rho \qquad \rho_{m\acute{a}x}$$

$$0,003333 \quad < \quad 0,01940 \quad < \quad 0,02125$$

Refuerzo lateral:

$$Asl = 0,10 * 121,788 \text{ cm}^2$$

$$Asl = 12,18 \text{ cm}^2 \sim 13 \text{ cm}^2$$

Utilizaremos varillas de $\phi = 14\text{mm}$, por lo que tenemos.

$$\# \text{ Varillas} = \frac{13}{1,54} = 8,44 \sim 9 \text{ Varillas}$$

Se colocarán 5 varillas a cada lado de la viga.

Diseño a cortante de la viga exterior.

El mayor cortante por carga viva se produce cuando la mayor carga está en el apoyo.

$$RB = 2P * (1 + 0,844) + 0,5P * 0,689$$

$$RB = 4,325P = 40325 \text{ Kg}$$

Torres, 2013, afirma "Para la distribución lateral del cortante se considerará la viga simplemente apoyada y se seguirá el mismo procedimiento establecido para momentos"

$$V_{VIGA} = \frac{V/Via}{2} * F.D = \frac{40325}{2} * 1,10$$

$$V_{VIGA} = 22178,75 \text{ Kg}$$

Mayoramos con el factor de Impacto

$$V_{VIGA+I} = 22178,75 * 1,23$$

$$V_{VIGA+I} = 27279,86 \text{ Kg}$$

Cortante debido a la carga muerta

El cortante máximo debido a la carga muerta se da en los apoyos de la viga, por tanto:

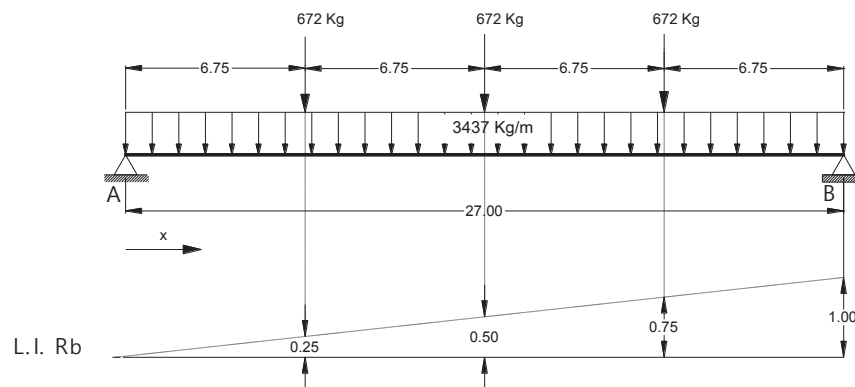


Fig. 4.23. Línea de influencia para la reacción máxima en la viga exterior.

Elaboración: Luis Cuenca.

$$RA = RB = V_{máx_{CM}} = 3437 * \frac{27*1}{2} + 672 * (0,25 + 0,5 + 0,75)$$

$$V_{máx_{CM}} = 47407,50 \text{ Kg}$$

Cortante último

$$V_u = 1,3 * 47407,50 + 2,171 * 27279,86$$

$$V_u = 120854,33 \text{ Kg}$$

Cortante resistido por el concreto

$$V_c = 0,53\sqrt{F'c} * bw * d$$

$$V_c = 0,53\sqrt{280} * 40 * 177,12$$

$$V_c = 62832,23 \text{ Kg}$$

Según el código ACI 11.1.1, el diseño a cortante de vigas debe basarse en la relación $V_u < \phi V_n$

$$120854,33 \text{ Kg} > 53407,40 \text{ Kg}$$

Por lo tanto se necesita estribos para resistir los esfuerzos de corte.

Fuerza cortante resistida por el acero

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{120854,33}{0,85} - 62832,23$$

$$V_s = 79349,33 \text{ Kg}$$

Se utiliza dos estribos de $\phi = 12 \text{ mm}$ que suma un $A_v = 2 * 1,131 = 2,262 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2,262 * 4200 * 177,12}{79349,33}$$

$$S = 21 \text{ cm}$$

Nota: el cálculo de la Variación del Momento y Cortante en diferentes secciones de la viga exterior se presentará en un resumen posterior.

Cálculo de la deformación elástica

Los datos del centro de gravedad y momento de inercia de la sección transversal de la viga exterior se toman los mismos de la viga interior.

Deformación elástica con el tren de cargas HS-MTOP

$$\Delta = \frac{5 * M * L^2}{48 E I} =$$

Mu:	78808763	Kg.cm
L:	2700	cm
E ACI318-08, NEC:	251000	Kg/cm ²
I:	39239632	cm ⁴

$$\Delta = 6,08 \text{ cm}$$

Deformación máxima

Según la AASHTO la deformación máxima es igual a:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{(800 \text{ a } 1000)}$$

Dónde L= luz de la viga en cm.

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{2700}{900}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 3 \text{ cm}$$

La flecha máxima es mayor que la flecha calculada, por lo que la viga se deberá fundir con contra flecha.

C.F = Flecha calculada – flecha máxima

$$C.F = 6,03 - 3 = 3,03 \text{ cm}$$

Asumo una contra flecha de 4 cm.

Deformación de la viga sin el tren de cargas

$$\Delta_2 = \frac{5 * M * L^2}{48 * E * I} =$$

M: 1,3*MD	41894921,9	Kg.cm
L:	2700	cm
E ACI318-08, NEC:	251000	Kg/cm ²
I:	39239632	cm ⁴

$$\Delta_2 = 3,23 \text{ cm}$$

Al asumir una contra flecha de 4 cm, la viga tendrá una deformación sobre su línea base de:

$$C.Flecha Superior = 4 - 3,23 = 0,77 \text{ cm}$$

Por lo tanto al cargar con el tren se obtiene una deformación bajo la horizontal de:

$$\Delta = 6,08 - 4 = 2,08 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Por lo que se cumple con la deformación máxima especificada por la norma.

Control de agrietamiento

Datos:

espacios	2	
Recubrimiento=	4	cm
∅ varilla=	2,5	cm
∅ estribo=	1,2	cm
As colocado:	137,452	cm ²
bw:	40	cm
d:	177,12	cm
B:	200	cm

$$S' > \left| \begin{array}{l} 1,50 \emptyset = 3,75 \text{ cm} \\ 1,5 T^*m^*A = 3,75 \text{ cm} \\ 4 \text{ cm} \end{array} \right|$$

$$S' = 7,30 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \quad OK$$

Según la Figura 4.19.

$$a = 6,45 \text{ cm}$$

$$b = 4,90 \text{ cm}$$

$$c = 8,10 \text{ cm}$$

La deformación específica se determina con la siguiente fórmula:

Porcentaje de refuerzo real de la sección

$$\rho = \frac{A_s}{B*d} * 100$$

As:	137,452	cm ²
B:	200	cm
d:	177,12	cm

$$\rho = 0,384$$

$$\rho = \frac{50}{\alpha_e} * \frac{n^2}{1-n}$$

$$\alpha_e = \frac{2*Es}{EH}$$

Es:	2000000	Kg/cm ²
EH:	251000	Kg/cm ²

$$\alpha_e = 15,936$$

$$0,33 = \frac{50}{15,936} * \frac{n^2}{1-n}$$

$$n = 0,29$$

Distancia del eje neutro desde la parte superior de la viga

$$x = n * d = 0,29 * 178,12$$

$$x = 51,91 \text{ cm}$$

Brazo de palanca en la sección

$$Z = d - \frac{x}{3} = 177,12 - \frac{51,91}{3} = 161,70 \text{ cm}$$

Esfuerzo real del acero colocado en la sección

$$f_s = \frac{m_e}{A_s * Z}$$

Dónde:

$$m_e = M_{cm} + M_{cv} + I = 492300,14 \text{ Kg. m}$$

Por lo tanto:

$$f_s = 2214,98 \text{ Kg/cm}^2$$

Deformación específica

$$e = \frac{f_s}{E_s}$$

$$e = 0,001107$$

Cálculo del tamaño de la grieta

$$w = K * C * e$$

$$w = 0,028 \text{ cm}$$

$$w = 0,28 \text{ mm} < 0,35 \text{ mm OK}$$

- **Momento flector debido a la carga viva en diferentes secciones de la viga interior**

Utilizo el procedimiento de líneas de influencia, tomando secciones cada cierta distancia desde el apoyo y en los puntos de momento máximo por carga viva y en el centro de la luz.

Líneas de influencia tomando secciones cada 1,50 m.

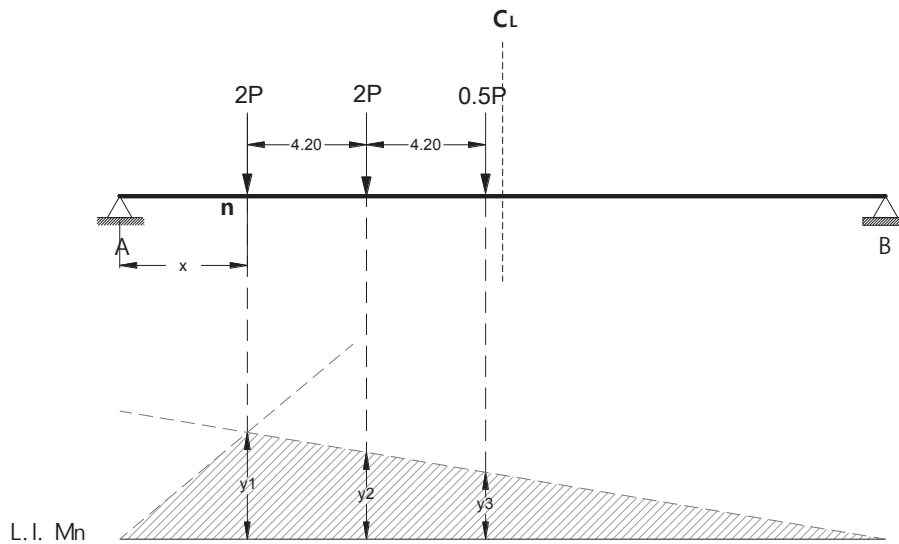


Fig. 4.24. Esquema de línea de influencia para momento por carga viva en distintos puntos de la viga.

Elaboración: Luis Cuenca

Dónde: P= 10000 Kg

Cuadro 4.19. Variación del momento debido a la carga viva en la viga interior.

LLANTA TRASERA SOBRE n

X (m)	P= 10000 Kg			Momento (Kg.m)	M Viga (Kg.m)
	2P	2P	0,5P		
	Y1	Y2	Y3		
1.5	1.416	1.184	0.95	56750	38391.38
3	2.667	2.199	1.734	105990	71702.24
4.5	3.749	3.051	2.349	147745	99949.49
6	4.668	3.732	2.802	182010	123129.77
7.5	5.415	4.253	3.083	208775	141236.29
9	6.003	4.599	3.204	228060	154282.59
10.5	6.416	4.788	3.15	239830	162245
12	6.672	4.8	2.928	244080	165120.12
13.5	6.75	4.644	2.552	240640	162792.96
14.2	6.731	4.53	2.315	236795	160191.82

LLANTA INTERMEDIA SOBRE n

X (m)	2P 2P 0,5P			Momento (Kg.m)	M Viga (Kg.m)
	Y1	Y2	Y3		
1.5	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0
4.5	0.251	3.749	3.051	95255	64440.01
6	1.398	4.668	3.732	139980	94696.47
7.5	2.385	5.415	4.253	177265	119919.77
9	3.198	6.003	4.599	207015	140045.65
10.5	3.854	6.416	4.788	229340	155148.51
12	4.332	6.672	4.8	244080	165120.12
13.5	4.656	6.75	4.644	251340	170031.51
14.2	4.746	6.731	4.53	252190	170606.54

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.20. Cálculo de armadura de flexión en distintos puntos de la viga exterior.

b= 200 cm
d = 178.55 cm

x	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	14.2	m
MD	56803.5	107280	151429.5	189252	219739.5	242892	259717.5	270216	274387.5	273228.16	Kg.m
m(L+I)	38391.38	71702.24	99949.49	123129.77	141236.29	154282.59	162245	165120.12	170031.51	170606.54	Kg.m
Mu	157192.24	295129.56	413848.69	513342.33	592285.34	650707.10	689866.65	709756.58	725842.16	725583.41	Kg.m
Ru	2.73929553	5.14304704	7.21189459	8.945710991	10.3214038	11.339485	12.0218952	12.3685051	12.6488189	12.6443099	Kg/cm ²
cuantia	0.0006580	0.0012418	0.0017493	0.0021782	0.0025209	0.0027760	0.0029476	0.0030350	0.0031058	0.0031046	
As	23.5	44.35	62.47	77.78	90.02	99.13	105.26	108.38	110.91	110.87	cm ²
Refuerzo 25 mm	4.79	9.03	12.73	15.84	18.34	20.19	21.44	22.08	22.59	22.59	U
Asumo	6	12	18	18	18	24	24	24	24	24	U

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.21. Variación del momento debido a la carga viva en la viga exterior.

LLANTA TRASERA SOBRE n

X (m)	Kg			Momento (Kg.m)	M Viga (Kg.m)
	2P (Kg)	2P (Kg)	0,5P (Kg)		
1.5	1.416	1.184	0.95	56750	38391.38
3	2.667	2.199	1.734	105990	71702.24
4.5	3.749	3.051	2.349	147745	99949.49
6	4.668	3.732	2.802	182010	123129.77
7.5	5.415	4.253	3.083	208775	141236.29
9	6.003	4.599	3.204	228060	154282.59
10.5	6.416	4.788	3.15	239830	162245
12	6.672	4.8	2.928	244080	165120.12
13.5	6.75	4.644	2.552	240640	162792.96
14.2	6.731	4.53	2.315	236795	160191.82

LLANTA INTERMEDIA SOBRE n

X (m)	Kg			Momento (Kg.m)	M Viga (Kg.m)
	2P (Kg)	2P (Kg)	0,5P (Kg)		
1.5	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0
4.5	0.251	3.749	3.051	95255	64440.01
6	1.398	4.668	3.732	139980	94696.47
7.5	2.385	5.415	4.253	177265	119919.77
9	3.198	6.003	4.599	207015	140045.65
10.5	3.854	6.416	4.788	229340	155148.51
12	4.332	6.672	4.8	244080	165120.12
13.5	4.656	6.75	4.644	251340	170031.51
14.2	4.746	6.731	4.53	252190	170606.54

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.22. Cálculo de armadura de flexión en distintos puntos de la viga exterior.

b= 200 cm
d= 177.12 cm

x	1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	14.2	m
MD	67243.88	126754.50	178531.88	222576.00	258386.63	285957.00	305794.13	317898.00	322268.63	321191.36	Kg.m
m(L+I)	38391.38	71702.24	99949.49	123129.77	141236.29	154282.59	162245	165120.12	170031.51	170606.54	Kg.m
Mu	170764.73	320446.41	449081.79	556663.53	642526.6	706691.6	749766.26	771743.18	788087.63	787935.57	Kg.m
Ru	3.02406042	5.674762607	7.95275737	9.85791473	11.3784577	12.5147511	13.2775572	13.6667449	13.9561876	13.9534948	Kg/cm ²
cuantia	0.0007268	0.0013718	0.0019321	0.0024052	0.0027858	0.0030719	0.0032649	0.0033636	0.0034371	0.0034364	
As	25.75	48.59	68.44	85.2	98.68	108.82	115.65	119.15	121.76	121.73	cm ²
Refuerzo 25 mm	5.25	9.9	13.94	17.36	20.1	22.17	23.56	24.27	24.8	24.8	U
Asumo	6	12	18	18	24	24	24	28	28	28	U

Elaboración: Luis Cuenca.

- **Variación de la fuerza cortante debido a la carga muerta y carga viva en la viga interior y exterior.**

Determinamos la fuerza cortante por carga viva que actúa en la viga utilizando del método de líneas de influencia.

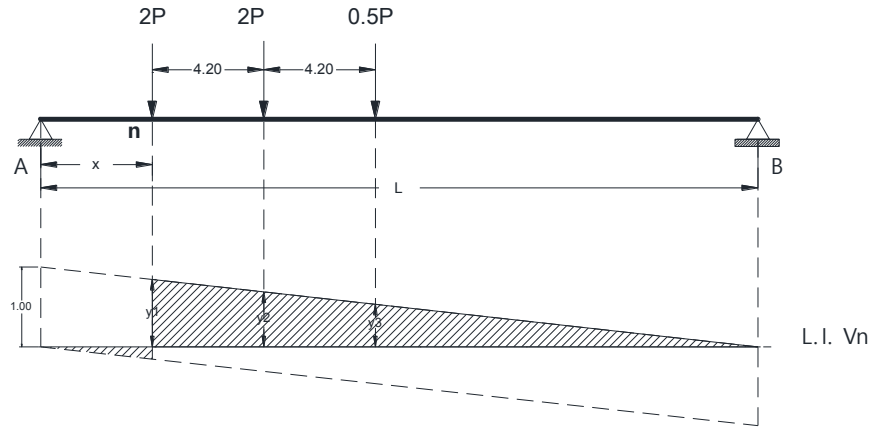


Fig. 4.25. Línea de influencia para el cálculo de la fuerza cortante en diferentes puntos de la viga.

Elaboración: Luis Cuenca.

Cortante por carga viva

P=10000 Kg

Cuadro 4.23. Determinación de la fuerza cortante en diferentes abscisas de las vigas interior y exterior.

X (m)	Y1	Y2	Y3	Cortante (kg)	Cortante +I (Kg)
0	1	0,844	0,689	40325	27279,86
3	0,889	0,733	0,578	35330	23900,75
6	0,778	0,622	0,467	30335	20521,63
9	0,667	0,511	0,356	25340	17142,51
12	0,556	0,4	0,244	20340	13760,01
13,5	0,5	0,344	0,189	17825	12058,61

Elaboración: Luis Cuenca.

Cortante por carga muerta (Viga Interior):

$$VD(x) = 39978 - 2812 * X; 0 \leq X \leq 6,75 \text{ m}$$

$$VD(x) = 38634 - 2812 * X; 6,75 \leq X \leq 13,5 \text{ m}$$

Se tomó arbitrariamente distancias cada 3 m para determinar

$$V_c = 63339,51 \quad \text{Kg}$$

$$A_v = 1,131 \quad \text{cm}^2$$

$$b_w = 40 \quad \text{cm}$$

$$d = 178,55 \quad \text{cm}$$

Cuadro 4.24. Cálculo del espaciamiento del refuerzo por cortante en distintas secciones de la viga interior.

x	0	3	6	9	12	13.5	m
VD	39978	31542	23106	13326	4890	672	Kg
V(L+I)	27279.86	23900.75	20521.63	17142.51	13760.01	12058.61	Kg
Vu	111195.98	92893.13	74590.26	54540.19	36229.98	27052.84	Kg
Vs	67479.29	45946.5253	24413.7371	825.419412	N.R.	N.R.	Kg
Separacion	25.14	36.92	69.48	2055.07	d/2 ó 60 cm	d/2 ó 60 cm	cm
Asumo	20	30	40	40	40	40	cm

Elaboración: Luis Cuenca.

Cortante por carga muerta (Viga exterior):

$$VD(x) = 47407,50 - 3437 * X; 0 \leq X \leq 6,75 \text{ m}$$

$$VD(x) = 46735,50 - 3437 * X; 6,75 \leq X \leq 13,5 \text{ m}$$

Se tomó arbitrariamente distancias cada 3 m para determinar

Vc=	62832,23	Kg
Av=	1,131	cm ²
B	40	cm
D	177,12	cm

Cuadro 4.25. Cálculo del espaciamiento del refuerzo por cortante en distintas secciones de la viga exterior.

x	0	3	6	9	12	13.5	Unidad
VD	47407.5	37096.5	26785.5	15802.5	5491.5	336	Kg
V(L+I)	27279.86	23900.75	20521.63	17142.51	13760.01	12058.61	Kg
Vu	120854.33	100113.98	79373.61	57759.64	37011.93	26616.04	Kg
Vs	79349.33	54948.92	30548.49	5120.29	N.R.	N.R.	Kg
Separacion	21.21	30.62	55.08	328.64	d/2 ó 60 cm	d/2 ó 60 cm	cm
Asumo	20	30	40	40	40	40	cm

Elaboración: Luis Cuenca.

El espaciamiento máximo para estructuras con armadura a flexión está condicionado el d/2 ó 60 cm, la que sea menor por lo que en la parte central de la viga asumiré S= 40 cm.

4.6.7 Diseño de los Aparatos de apoyo

- Reacciones máximas generadas por las vigas

Por carga muerta

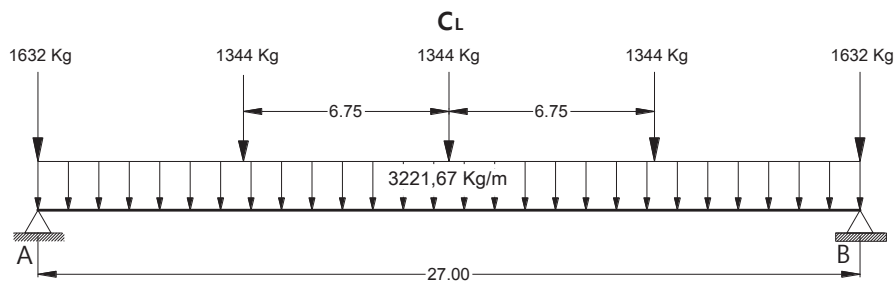


Fig. 4.26. Carga muerta de diseño para los aparatos de apoyo.

Elaboración: Luis Cuenca.

Viga principal

Peso de Losa por viga (patín): $0,20 \times 2 \times 1 \times 2400 = 960,00 \text{ kg/m}$

Peso de Viga (Alma): 0,40 x 1,70 x 1 x 2400 =	1632,00	kg/m
Peso total de la viga	2592,00	kg/m

Acabados

Peso total de Vereda: 0,25x 0,975 x 1 x 2400 x 2 =	1170,00	kg/m
Peso Carpeta Asfáltica (5 cm): 0,05 x 4x 1 x 2200 =	440,00	kg/m

Baranda

Peso poste 1u (0,25*0,25*1,1)*2400*18*2/27	220,00	kg/m
tubo estructural 4" galvanizado P= 9,83 Kg/m	59,00	Kg/m
Peso total Baranda	279,00	kg/m
Peso / viga, de los acabados	629,67	kg/m
Peso total viga principal + acabados	3221,67	Kg/m

Viga diafragma

diafragma central: 1,40x0,25x1,6x2400	1344,00	kg
diafragma de apoyos: 1.70x0,25x1,6x2400	1632,00	kg

Por carga viva

(Torres, 2013). En esta carga no se considera impacto, por lo que:

$V_{m\acute{a}x} = 40235 \text{ Kg}$ = cortante máximo por vía de tráfico.

$$V_{viga} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{2} * FD$$

FD= 1,10= Factor de distribución para fuerza cortante, calculado en el diseño de la viga exterior.

Por lo tanto:

V viga= 22178,75 Kg

Área de la placa

Referencia: capítulo 3

$$w \leq bw$$

Adopto w= 40 cm

Por lo tanto

$$\sigma = \frac{R}{L*w} \Rightarrow L = \frac{R}{\sigma*w}$$

El área de la placa de neopreno debe ser comprobada bajo dos tipos de sollicitaciones. Por lo que:

Carga Muerta

$$L = \frac{R}{\sigma*w}$$

Dónde:

Rcm=47140,50 Kg= Reacción por carga muerta

W= 40 cm= Ancho asumido de la placa de neopreno

$$\sigma_{adm} = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L1 = 32,67 \text{ cm}$$

Carga muerta + carga viva

$$L2 = \frac{R_{cm} + R_{cv}}{w * \sigma}$$

Dónde:

$$R_{cm} + R_{cv} = 69319,25 \text{ Kg}$$

$$w = 40 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{adm} = 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L2 = 30,95 \text{ cm.}$$

Me impongo un $t = 3 \text{ cm}$. Por lo que en referencia al capítulo 3.1.4 la longitud mínima debe ser igual a $5t$:

$$L_{mín} = 5 * 3 = 15 \text{ cm.}$$

Adopto un $L = 40 \text{ cm}$.

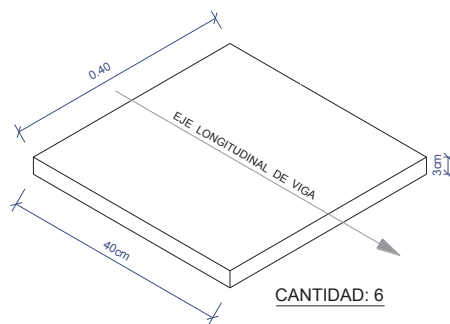


Fig. 4.27. Geometría de la placa de neopreno.

Elaboración: Luis Cuenca.

Esfuerzos reales en la placa de neopreno

$$\sigma = \frac{R}{L * w}$$

Por lo tanto:

$$\sigma_1 = 29 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = 43 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 56 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

Variación de temperatura

El aumento o reducción de la longitud de la viga por variación de temperatura se calculará con la siguiente fórmula

$$\Delta L = \alpha T * L * \Delta T$$

Dónde:

$$\alpha T = 0,0000108 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$L = 2700 \text{ cm}$$

$$\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$$

Por lo tanto

$$\Delta L(+) = 0,58 \text{ cm}$$

$$\Delta L(-) = 0,58 \text{ cm}$$

$$\Delta L(\text{Total}) = 1,16 \text{ cm}$$

La deformación máxima por temperatura no debe sobrepasar el valor de $t/2$, por lo que:

$$\Delta L(\text{máx}) = \frac{3}{2} = 1,50 \text{ cm}$$

La deformación por temperatura no superará la deformación máxima permitida por lo tanto cumple con la condición.

Cálculo del porcentaje de deformación unitaria

Factor de forma

$$S = \frac{L \cdot w}{2t(L+w)}$$

Conocidas las dimensiones de la placa en la figura 3.4 obtenemos

$$S=3,33$$

Con este dato y el esfuerzo real, comparando en los gráficos de, (Herrera, 1996, pg. 131). Se determina que la deformación unitaria menor al 7% se presenta con un material de dureza SHORE de 70. Por lo que:

$$\text{Dureza 70} \quad \epsilon = 6,90\%$$

Deformación máxima del neopreno

Se obtiene con la siguiente expresión

$$\delta_{adm} = \frac{1,90 \cdot R_{cm} \cdot t}{5 \cdot L \cdot GN}$$

Dónde:

$R_{cm} = 47140,50 \text{ Kg}$ = Reacción por carga muerta.

$t = 3 \text{ cm}$ = espesor de la placa

$w = 40 \text{ cm}$ = Ancho de la placa

$L = 40 \text{ cm}$ = Longitud de la placa

$GN = 15 \text{ Kg/cm}^2$ = Módulo de ruptura del neopreno para una temperatura de 20°C , ver cuadro 3.2.

Por lo tanto:

$$\delta_{adm} = 2,24 \text{ cm}$$

Comprobación por deflexión de la viga

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot I}$$

Dónde:

$q = 34,91 \text{ Kg/cm}$ = Carga muerta uniformemente repartida

$L = 2700 \text{ cm}$ = Longitud de la viga

$E = 251000 \text{ Kg/cm}^2$ = Módulo de ruptura del hormigón para nuestro país.

$I = 39239632 \text{ cm}^4$ = Momento de inercia de la sección transversal de la viga.

Por lo tanto:

$$\theta = 0,0029$$

El desplazamiento por flexión en el apoyo de neopreno será igual a :

$$\delta = \theta \cdot L = 0,0029 \cdot 2700$$

$$\delta = 0,12 \text{ cm}$$

Según (Herrera, 1996) la deformación máxima por flexión es igual a $0,06 \cdot t = 0,18$ cm. Por lo que la deformación calculada no supera a la deformación máxima. Además (Torres, 2013) recomienda comprobar las dimensiones de la placa utilizando combinaciones de carga producidas por.

1. *Cambio de temperatura + contracción*

$$\Delta L (\text{Temp}) = 1,16 \text{ cm}$$

$$\Delta L (\text{Contracción}) = \alpha T * L * \Delta T = 0,58 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$\Delta L (\text{Total}) = 1,16 + 0,58 = 1,74 \text{ cm} < 2,24 \text{ cm} \quad \text{OK.}$$

2. *Cambio de temperatura + fuerza de frenado*

La fuerza de frenado se calcula con la siguiente expresión

$$FR = 0,05 * (w * \#vías + P * \#vías)$$

Dónde:

$$W = 1,19 \text{ T/m}$$

$$P = 10,41 \text{ T}$$

$$\# \text{ vías} = 1$$

Por lo tanto:

$$FR = 0,58 \text{ T} = 580 \text{ Kg}$$

La deformación por fuerza de frenado es igual a:

$$\Delta FR = \frac{FR \cdot t}{L \cdot w \cdot GN}$$

$$\Delta FR = 0,073 \text{ cm}$$

La fuerza por variación de temperatura ya calculada es $\Delta L (\text{Temp}) = 1,16$ cm, por lo tanto:

$$\Delta Total = 1,16 + 0,073 = 1,23 \text{ cm} < 2,24 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

4.6.8 Diseño del estribo

4.6.8.1 Propiedades del suelo de cimentación y de relleno.

Para la implantación del estribo y muros de ala se considera las siguientes características del suelo de fundación.

- Tipo: Suelo de agregado fino limoso compacto (Anexo A):
- Capacidad portante del suelo para estribo (Anexo A): $q_{adm} = 3,44 \text{ Kg/cm}^2$
- Capacidad portante del suelo para muro de ala (Anexo A): $q_{adm} = 3,44 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso específico (Anexo A): $\gamma = 2800 \text{ Kg/m}^3$
- Ángulo de fricción interna, cuadro A4 (Anexo A): $\phi = 28^\circ$
- Profundidad de la cimentación: $Df = 2,25 \text{ m}$
- No presenta nivel freático.

Las propiedades del suelo de relleno detrás del estribo son:

- Peso específico de relleno típico (Cuadro 3.3): $\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$
- Ángulo de fricción interna (Cuadro 1.3): $\phi = 30^\circ$

Características de los materiales

Las propiedades de los materiales que se emplearán en la construcción de los estribos y muros de ala son:

- Peso específico del Hormigón Armado (Cuadro 2.1) $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$
- Resistencia del hormigón: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Coeficiente de rozamiento suelo – Hormigón (Cuadro 3.6) 0.40
- Coeficiente de rozamiento neopreno- Hormigón 0.05
- Bajo la cimentación se colocará un concreto de resistencia $f_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$ y espesor de 10cm.
- Malla electro soldada de varilla corrugada de $\phi = 10 \text{ mm}$

4.6.8.2 Pre dimensionamiento y cálculo de solicitaciones.

Tipo: Estribo en voladizo de hormigón armado.

El cálculo de la longitud mínima de soporte N se estima por consideraciones sísmicas, para ello aplicamos las expresiones dadas por la norma AASHTO Estándar.

Para la aplicación de la ecuación se consideró el valor del coeficiente aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño $Z = 0,25$ de la cuadro 3.4, con lo que comparando en la norma AASHTO, para $0,19 \leq Z \leq 0,29$ corresponde a la categoría de comportamiento sísmico C y D, por lo que el valor de N es igual a:

$$N = (305 + 2,5 * L + 10 * H) * (1 + 0.00125 * S^2)$$

$L =$ Luz del puente = 27,00 m.

$H =$ 7,00 m. Altura de la subestructura en metros, para puentes simplemente apoyados.

$S = 0^\circ$. Ángulo de esviaje del puente

Por lo tanto:

$$N = (305 + 2,5 * 27 + 10 * 0) * (1 + 0.00125 * 0^2)$$

$$N = 372,50 \text{ mm} \sim 0,40 \text{ m}$$

Tomando en consideración los efectos de deformación longitudinal de la superestructura y para espacio de colocación de los elementos de apoyo (neopreno), se asume $N = 0.60 \text{ m}$.

Mediante los criterios de dimensiones de tanteo sugeridas por HUNTINGTON para muros a gravedad y en voladizo (Herrera, Jerónimo, 1996, pág. 91), se procede al pre dimensionamiento del estribo.

- Altura del cabezal

Se determina como la suma de la altura estructural H_c de (losa + viga + aparatos de apoyo), tomados del diseño de la superestructura.

Por lo tanto:

$$H_c = 1,90 + 0.03 = 1,93 \text{ m}$$

$$H_1 = H_c = 1,93 \text{ m}$$

- Altura de la zapata

La altura de la zapata es igual a la duodécima parte de la altura total del estribo $H = 7.00 \text{ m}$.

$$H_c = \frac{H}{12} = \frac{7}{12} = 0.58 \text{ m}$$

Adopto $H_z = 0,70 \text{ m}$

- Altura de la pantalla

La altura de la pantalla se determina con la siguiente expresión

$$H_2 = H - H_z - H_1$$

Por lo tanto:

$$H_2 = 7 - 0,7 - 1,93$$

$$H_2 = 4,37 \text{ m}$$

- Ancho del cabezal

Asumo 0,30m

- Ancho de la pantalla

El ancho de la corona está entre $\frac{H}{24}$ ó mín 0,30 m

$$b' = \frac{H}{24} = \frac{7}{24} = 0,29 \text{ m}$$

Adopto: 0.60 m

El ancho inferior es aproximadamente $\frac{H}{12}$, por lo tanto:

$$b'' = \frac{H}{12} = \frac{7}{12} = 0,58 \text{ m}$$

Se adopta un ancho constante en toda la altura de la pantalla $t_p = 0.60 \text{ m}$

- Ancho de la zapata

El ancho de la zapata se recomienda entre los valores $\frac{H}{2}$ y $\frac{2H}{3}$, por lo que:

$$B = \frac{H}{2} = \frac{7}{2} = 3,50 \text{ m}$$

$$B = \frac{2H}{3} = \frac{2 \times 7}{3} = 4,70 \text{ m}$$

Adopto un valor de $B = 4,70 \text{ m}$

- Ancho de la puntera y talón

El ancho de la puntera t_d , se determina con la expresión

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

$$t_d = \frac{4,70}{3} = 1,57 \text{ m}$$

Asumo 1.60 m

Por lo tanto el ancho del talón es igual al:

$$t_t = B - b'' - t_d = 4,70 - 0,60 - 1,60$$

$$t_t = 2,50 \text{ m}$$

Las dimensiones iniciales del estribo se resumen en la Cuadro 4.26 y en la Figura 4.28.

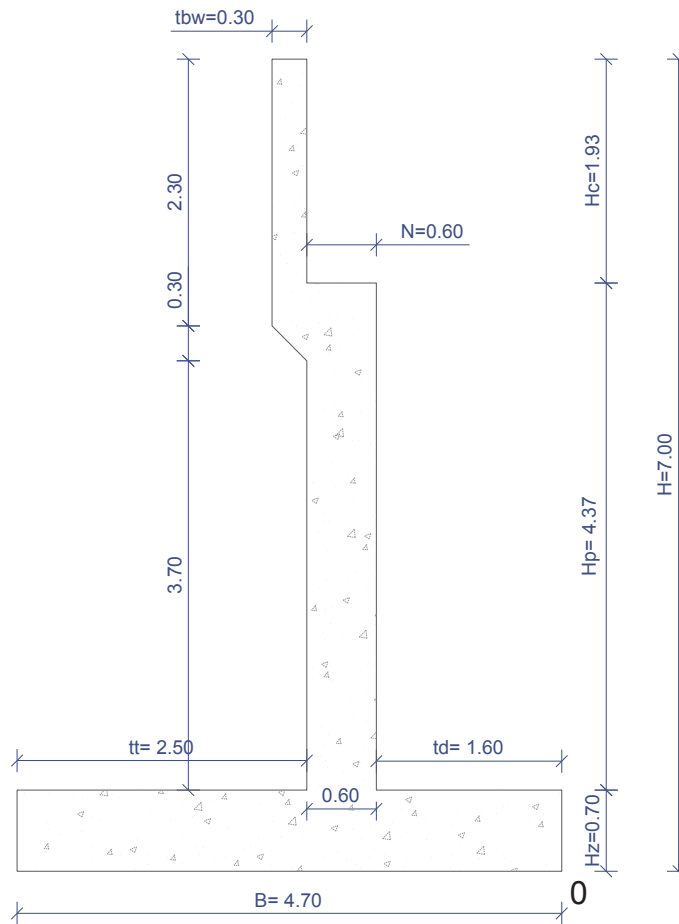


Fig. 4.28. Dimensiones, elevación lateral del estribo.

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.26. Dimensiones preliminares del estribo derecho.

Datos de La Geometría del Estribo		Unidad
Altura del estribo H:	7,00	m
Altura del cabezal Hc:	1,93	m
Espesor del cabezal tbw:	0,30	m
Longitud mínima del asiento N:	0,40	m
Ancho de superficie de asiento b:	0,60	m
Ancho superior de pantalla d' :	0,60	m
Arranque de pantalla (empotramiento)	0,60	m
Altura de la pantalla: Hp	4,37	m
Ancho de la zapata B:	4,50	m
Altura de la cimentación Hc:	0,60	m
Ancho de la Puntera td:	1,60	m
Ancho del talón tt:	2,50	m

Elaboración: Luis Cuenca.

Reacciones provenientes de la superestructura

- Peso de la superestructura:

Cuadro 4.27. Cálculo del peso de la superestructura.

Objeto	Operación	Peso	Unidad
Carpeta Asfáltica:	4*0,05*27*2200	11880,00	Kg
Losa:	(6*0,2*27*2400)	77760,00	Kg
Vigas longitudinales (Alma):	3*0.4*1.7*27*2400	132192,00	Kg
Diafragmas:			
Central:	3*(0,25*1,4*3,2*2400)	8064,00	Kg
Apoyos:	2*(0,25*1,7*3,2*2400)	6528,00	Kg
Acabados:			
Vereda:	2*(0,975*0,25*27*2400)	31590,00	Kg
Baranda:			
Poste de H°A°, 18 c/lado	36*(0.25*0.25*1.1*2400)	5940,00	Kg
Tubo estructural galv. 4", P= 9,83 Kg/m	2*(27*3*9,83)	1592,46	Kg
	Σ =	275546,46	Kg

Elaboración: Luis Cuenca

- Reacción debida a la carga muerta R_D

Se calcula en base al peso total de la superestructura, se distribuye para los dos estribos y se calcula por metro de estribo.

$$R_D = \frac{\text{Peso}}{\# \text{ estribos} * L \text{ estribo}} = \frac{275546,46}{2*6}$$

$$R_D = 22962,21 \text{ Kg/m}$$

- Reacción por carga viva sin impacto R_L :

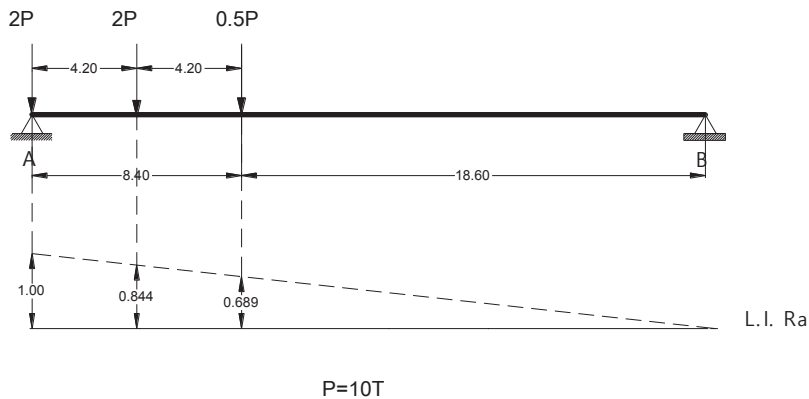


Fig. 4.29. Esquema de línea de influencia para reacción por carga viva para cada estribo.

Elaboración: Luis Cuenca.

$$R_B = 2P * (1 + 0,844) + 0,5P * 0,689$$

$$R_B = 40,325 \text{ T/via}$$

$$R_{puntual} = \frac{R/Via}{2} = \frac{40,325}{2}$$

$$R = 20,163 \text{ T} = 20163 \text{ Kg}$$

Aplicado sobre un ancho aferente de viga de 2 m se tiene:

$$R_L = \frac{20163 T}{2}$$

$$R_L = 10081 \text{ Kg/m}$$

- Peso propio del estribo

Los pesos son aplicados en el centroide de cada una de las áreas en que se ha dividido la sección transversal ver Figura 4.28. Los siguientes cálculos se llevan a cabo por metro de estribo.

Cuadro 4.28. Momentos estabilizadores del estribo primera etapa.

Figura	Operaciones			Peso w/m	xa m	Mxa Kg.m	ya m	Mya Kg.m
	b (m)	h (m)	γ (Kg/m ³)					
1	4,7	0,7	2400	7896	2,35	18555,60	0,35	2763,60
2	0,6	4,37	2400	6292,8	1,90	11956,32	2,89	18186,19
3	0,3	0,3	2400	108	2,35	253,80	4,60	496,80
4	0,3	2,3	2400	1656	2,30	3808,80	5,85	9687,60
5	2,2	6,3	1900	26334	3,60	94802,40	3,85	101385,90
6	0,3	0,3	1900	85,5	2,40	205,20	4,50	384,75
7	0,3	3,7	1900	2109	2,35	4956,15	2,55	5377,95
			Σ=	44481,3	Σ=	134538,27	Σ=	138282,79

Elaboración: Luis Cuenca.

4.6.8.3 Verificación de las dimensiones según sus etapas constructivas

Según (Torres, 2013), las dimensiones del estribo se verificarán para las siguientes etapas.

Etapla 1. Estribo construido bajo la acción de su peso propio y la presión del relleno del acceso.

Determinación del empuje E de tierras sobre el muro

Para el cálculo del empuje lateral del suelo se consideran los siguientes parámetros:

- Ángulo de inclinación del terreno tras el muro (i) = 0° , ya que se considera una superficie plana en la zona de aproximación al puente.
- Inclinación de la pantalla (β), depende de las dimensiones del muro en la corona y en la base, para este caso se tiene un ángulo de inclinación con respecto a la vertical de 0° .

Coefficiente de presión activa se determina con la expresión:

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

Por lo tanto:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

El empuje activo del suelo se determina con la expresión

$$Ea = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

Dónde:

Ka=0.333; coeficiente de presión activa

γ = 1900 Kg/m³; Peso específico del suelo de relleno granular típico.

H= 7,00 m, Altura del estribo

Por lo tanto:

$$Ea = \frac{1}{2} * 0,333 * 1900 * 7^2$$

$$Ea = 15501,15 \text{ Kg}$$

El momento de volcamiento es igual a:

$$M_{vol} = 15501,15 * \frac{7}{3}$$

$$M_{vol} = 36169,35 \text{ Kg.m/m}$$

Para este diseño, por seguridad no se considera el empuje pasivo del suelo.

Momento estabilizador

Se calcula según las dimensiones asumidas para el estribo, ver Cuadro 4.28.

Pe: 44481,30 Kg/m, Peso estabilizador

Me= 134538,27 Kg.m/m, Momento estabilizador

Wpp= 15952,80 Kg/m, Peso propio del estribo sin incluir el relleno sobre el talón.

Cálculo de la estabilidad del estribo al volcamiento, deslizamiento y presiones admisibles

La estabilidad al volcamiento se determina mediante la ecuación 3.31.

$$FS_V = \frac{\sum Me}{\sum Mv} \geq 2$$

Dónde:

$$\sum Me = 134538,27 \text{ Kg.m/m} = \text{Momento estabilizador}$$

$$\sum Mv = 36169,35 \text{ Kg.m/m} = \text{Momento de volcamiento.}$$

FSv= 2 = Factor de seguridad al volcamiento.

Por lo tanto:

$$FS_V = \frac{134538,27}{36169,35} \geq 2$$

$FS_V = 3,72 > 2 \therefore$ No se produce volcamiento del estribo.

La estabilidad al deslizamiento se determina con la ecuación:

$$FS_V = \frac{\sum Fe}{\sum Fd} \geq 1,5$$

Dónde:

$$Fe = Pe * \mu$$

$\mu = 0,40$ = Coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo ver Cuadro 3.6.

Por lo tanto:

$$FS_d = \frac{44481,30 * 0,40}{15501,15} = 1,15 < 1,50$$

Es preciso disponer de un dentellón para el muro.

Cálculo de la posición de la resultante de fuerzas que actúan sobre el estribo

La distancia x desde el punto 0 se calcula con la siguiente fórmula:

$$x = \frac{\sum Me - \sum Mv}{\sum Fe}$$

Dónde:

$$\sum Me = 134538,27 \text{ Kg.m/m} = \text{Momento estabilizador}$$

$$\sum Mv = 36169,35 \text{ Kg.m/m} = \text{Momento de volcamiento.}$$

$\Sigma Fe = 44481,30 \text{ Kg/m} = \text{Peso total del estribo.}$

Por lo tanto:

$$x = \frac{134538,27 - 36169,35}{44481,30} = 2,21 \text{ m}$$

La excentricidad de la resultante respecto del eje de simetría se determina mediante la expresión:

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

Dónde:

$B = 4,70 \text{ m} = \text{Ancho de la zapata del estribo}$

$X = 2,21 \text{ m} = \text{Ubicación de la fuerza resultante.}$

Por lo tanto:

$$e = \frac{4,70}{2} - 2,21 = 0,14 \text{ m}$$

Las presiones admisibles del suelo de cimentación se determinan con la expresión 3.29 y 3.30.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma Fe}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma Fe \cdot e}{L \cdot B^2}$$

Dónde:

$\Sigma Fe = 44481,30 \text{ Kg/m} = \text{Fuerza estabilizadora.}$

$B = 470 \text{ cm} = \text{Ancho de la zapata del estribo.}$

$L = 100 \text{ cm} = \text{Ancho de diseño}$

$e = 14 \text{ cm} = \text{Excentricidad de la resultante respecto al eje de simetría.}$

$q_{adm} = 4,20 \text{ Kg/cm}^2 = \text{Capacidad portante del suelo.}$

Por lo tanto:

$$\sigma_{1,2} = \frac{44481,30}{470 \cdot 1} \pm \frac{6 \cdot 44481,30 \cdot 14}{470^2 \cdot 1}$$

$$\sigma_1 = 1,12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,78 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ Los esfuerzos producidos por el estribo solo se encuentran dentro del límite admisible por lo que no existe asentamiento.

Etapas 2. Estribo construido bajo la acción de su peso propio, presión del relleno de los accesos y fuerza sísmica.

El coeficiente sísmico horizontal K_H como la mitad del coeficiente de aceleración sísmica Z en nuestro país que para el caso particular se encuentra dentro de la zona II, por lo que:

$$Z = 0,25$$

Por lo tanto:

$$K_H = \frac{Z}{2} = 0,125$$

Vallecilla, 2006, propone adoptar el valor del coeficiente sísmico vertical entre $0,3 K_H \leq K_v \leq 0,5 K_H$. Se asume el valor medio $K_v = 0,05$

La fuerza sísmica horizontal y el momento generado se determinan aplicando el método estático equivalente mencionado en el capítulo 3 y se aplica la fórmula 3.23. Por lo tanto tenemos.

$$EQ = C \cdot F \cdot W$$

Dónde:

$$C = K_h = 0.125$$

F = 1 = un solo elemento soporta el sismo.

El cálculo se resume en el cuadro 4.29.

Cuadro 4.29. Cálculo del empuje por sismo al estribo.

Figura	Peso Kg/m	F	Kh	EQ Kg/m	ya m	M Sismo Kg.m/m
1	7896	1	0,125	987,00	0,35	345,45
2	6292,8	1	0,125	786,60	2,89	2273,27
3	108	1	0,125	13,50	4,60	62,10
4	1656	1	0,125	207,00	5,85	1210,95
5	26334	1	0,125	3291,75	3,85	12673,24
6	85,5	1	0,125	10,69	4,50	48,11
7	2109	1	0,125	263,63	2,55	672,26
Σ=	44481,3		Σ=	5560,17	Σ=	17285,38

Elaboración: Luis Cuenca

El incremento dinámico del empuje activo del suelo se calculará obteniendo el empuje activo por efecto dinámico y estático siguiendo el método de Mononobe – Okabe.

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * \gamma * (1 - K_v) * K_{AE} * H^2$$

Dónde

$\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$ = Peso específico promedio del relleno.

$K_v = 0.05$ = Coeficiente sísmico vertical.

$H = 7,00 \text{ m}$ = Altura del estribo.

El coeficiente de presión activa dinámica se calcula mediante la fórmula.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta - \beta)}{\Psi * \cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

El ángulo θ se calcula mediante la fórmula:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_H}{1 - K_v} \right)$$

Por lo tanto:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.125}{1 - 0.05} \right) \quad \theta = 7.496^\circ$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\emptyset + \delta) * \text{sen}(\emptyset - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right]^2$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30+0) * \text{sen}(30-7,5-0)}{\cos(0+0+7,50) * \cos(0-3)}} \right]^2 \quad \Psi = 2,072$$

Por lo tanto:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30-7,5-3)}{2.077 * \cos 7,5 * \cos^2 0 * \cos(0+3+7,5)} \quad K_{AE} = 0,419$$

Empuje Activo dinámico por metro de estribo es igual a:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * 1,9 * (1 - 0,05) * 0,419 * 7^2 \quad E_{AE} = 18529,23 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

El incremento dinámico del empuje es igual a

$$\Delta E_{AE} = 18529,23 - 15501,15$$

$$\Delta E_{AE} = 3028,08 \text{ Kg/m}$$

Se quiso comprobar mediante deducción la fórmula para encontrar esta variación del empuje activo, por lo tanto.

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E_a$$

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} * \gamma * (1 - K_v) * K_{AE} * H^2 - \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

Agrupando términos comunes:

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * [(1 - K_v) * K_{AE} - K_a]$$

Como vemos, se puede notar que ésta fórmula difiere de la descrita en los libros de diseño de cimentaciones donde agrupan el término $(K_{AE} - K_a)$. Mediante comprobación reemplazando valores en la fórmula deducida llegamos al $\Delta E_{AE} = 3028,08 \text{ Kg/m}$, por lo que se concluye que el éste análisis sería correcto.

La variación ΔE_{AE} actúa a $0,6H$ por lo que el momento se determina con la expresión:

$$M_{sis} = \Delta E_{AE} * 0,6H$$

Por lo tanto:

$$M_{sis} = 3028,08 * 0,6(7)$$

$$M_{sis} = 12717,94 \text{ Kg. m/m}$$

Para la revisión de la estabilidad al volcamiento, deslizamiento y cálculo de esfuerzos, al ser etapa crítica Torres, 2013 recomienda utilizar los factores de seguridad.

$$F_s \text{ Volcamiento} \geq 1,5$$

$$F_s \text{ Deslizamiento} \geq 1,33$$

$$\sigma_{Suelo} \leq 1,33 \sigma_{Admisible}$$

Cuadro 4.30. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos del estribo segunda etapa.

.a) Seguridad al volcamiento		
Momento estabilizador: Me	134538,27	Kg.m
Momento del volcamiento: Mas	66172,67	Kg.m
Factor de seguridad:	2,03	Cumple
b) Seguridad al deslizamiento		
Fuerza estabilizadora	17792,52	Kg
Fuerza de deslizamiento:	24089,40	Kg
Factor de seguridad:	0,74	No cumple
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación		
Posición de la resultante: x	1,54	m
Excentricidad de la resultante: e	0,81	m
Esfuerzo del suelo 1	1,93	Kg/cm ²
Esfuerzo del suelo 2	-0,03	Kg/cm ²

Elaborado: Luis Cuenca.

∴ El factor de seguridad al deslizamiento no cumple, se requiere de dentellón. Los esfuerzos producidos por el estribo y la acción del sismo encuentran dentro del límite admisible por lo que no existe asentamiento.

Etapas 3. Muro de contención + presencia de la superestructura.

Datos:

Coefficiente de rozamiento Hormigón – Neopreno $\mu=0.05$

Coefficiente de rozamiento Hormigón – Suelo $\mu=0.40$

Cuadro 4.31. Fuerzas y momentos debido a cargas estabilizadoras tercera etapa.

Elemento	Carga (kg)	Brazo con respecto a 0 (m)	Momento (Kg.m)
Peso propio de la superestructura ↓	22962,21	1,9	43628,2
Peso propio infraestructura ↓	44481,30	3,025	134538,27
Σ=	67443,51	Σ=	178166,47
Reacción por rozamiento viga - neopreno ←	1148,11	5,07	5820,92
Σ=	11148,11	Σ=	5820,92

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.32. Fuerzas y momentos desestabilizadores tercera etapa.

Elemento	Carga (kg)	Brazo con respecto a 0 (m)	Momento (Kg.m)
Empuje activo →	15501,15	2,333	36169,35
Σ=	15501,15	Σ=	36169,35

Elaboración: Luis Cuenca.

Verificación de estabilidad y cálculo de esfuerzos:

Cuadro 4.33. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos del estribo tercera etapa.

a) Seguridad al volcamiento			
Momento estabilizador: Me	183987,39		Kg.m
Momento del volcamiento: Mas	36169,35		Kg.m
Factor de seguridad:	5,09		Cumple
b) Seguridad al deslizamiento			
Fuerza estabilizadora	28125,51		Kg
Fuerza de deslizamiento:	15501,15		Kg
Factor de seguridad:	1,81		Cumple
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación			
Posición de la resultante: x	2,19		m
Excentricidad de la resultante: e	0,16		m
Esfuerzo del suelo 1	1,73		Kg/cm ²
Esfuerzo del suelo 2	1,14		Kg/cm ²

Elaboración: Luis Cuenca.

Etapa 4. Muro de contención + presencia de la superestructura + acción de sismo de la superestructura.

Empuje de sismo producido por la superestructura.

Para este diseño, tomando como antecedente la utilización de apoyos de neopreno, se deduce que si existe transmisión de esfuerzos por sismo de la superestructura a la infraestructura por lo que se calcula de la siguiente manera.

Centro de gravedad de la sección transversal.

Se desprecia las barandas y la influencia de las vigas diafragma.

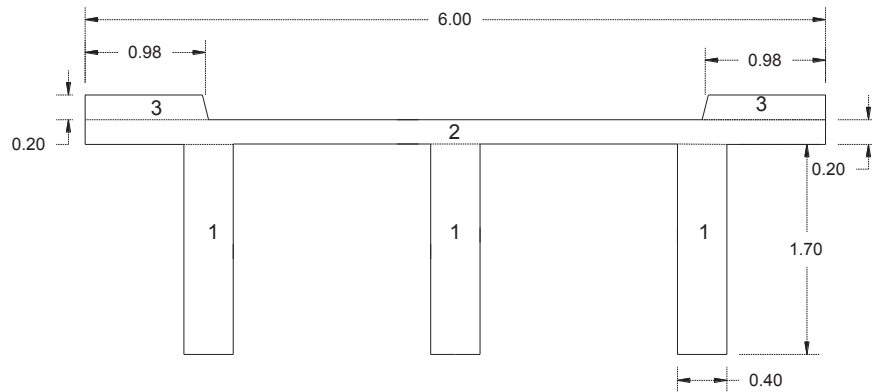


Fig. 4.30. Sección transversal de la superestructura.

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.34. Cálculo del centro de gravedad de la sección transversal de la superestructura.

Figura	#	Área	Y	My
1	3	2,04	0,85	1,734
2	1	1,2	1,8	2,16
3	2	0,49	2,025	0,992
Σ=		3,73	Σ=	4,886

Elaboración: Luis Cuenca.

Por lo tanto:

$$\bar{Y} = \frac{4,886}{3,73} = 1,31 \text{ m}$$

La reacción producida por el peso de la superestructura, ya calculada es igual a:

$$R_D = 22962,21 \text{ Kg/m}$$

Fuerza sísmica horizontal proveniente de la superestructura

$$EQ_{SE} = R_D * Kh = 22962,21 * 0,125$$

$$EQ_{SE} = 2870,28 \text{ Kg}$$

El momento respecto de A es igual a

$$M_{SE} = EQ_{SE} * (H - h')$$

Dónde:

$$EQ_{SE} = 2870,28 \text{ Kg}$$

H= 7,00 m Altura total de la estructura

h'= 1,90-1,31 = 0,59 m=Ubicación del centro de gravedad respecto de la capa de rodadura.

Por lo tanto:

$$M_{SE} = 2870,28 * (7 - 0,59)$$

$$M_{SE} = 18398,49 \text{ Kg. m/m}$$

Cuadro 4.35. Fuerzas y momentos estabilizadores cuarta etapa.

Elemento	Carga (kg)	Brazo con respecto a 0 (m)	Momento (Kg.m)
Peso propio de la superestructura ↓	22962,21	1,9	43628,2
Peso propio infraestructura ↓	44481,30	3,02	134538,27
Σ=	67443,51	Σ=	178166,47
Reacción por rozamiento viga - neopreno ←	1148,11	5,07	5820,92
Σ=	1148,11	Σ=	5820,92

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.36. Fuerzas y momentos desestabilizadores cuarta etapa.

Elemento	Carga (Kg)	Brazo respecto de 0 (m)	Momento (Kg.m)
Empuje activo →	15501,15	2,333	36169,35
Empuje estático por sismo (2da etapa) →	5560,17		17285,38
Incremento por empuje dinámico →	3028,08	4,2	12717,94
Empuje sísmico por la superestructura →	2870,28	6,41	18398,49
Σ=	26959,68	Σ=	84571,16

Elaboración: Luis Cuenca.

Verificación de la estabilidad y cálculo de los esfuerzos actuantes:

Cuadro 4.37. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos del estribo cuarta etapa.

a) Seguridad al volcamiento			
Momento estabilizador: Me		183987,39	Kg.m
Momento del volcamiento: Mas		84571,16	Kg.m
Factor de seguridad:		2,18	
b) Seguridad al deslizamiento			
Fuerza estabilizadora		26977,404	Kg
Fuerza de deslizamiento:		26959,68	Kg
Factor de seguridad:		1	
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación			
Posición de la resultante: x		1,47	m
Excentricidad de la resultante: e		0,88	m
Esfuerzo del suelo 1		3,05	Kg/cm ²
Esfuerzo del suelo 2		-0,18	Kg/cm ²

Elaboración: Luis Cuenca.

Etapas 5. Puente en servicio (puente vacío+ carga viva) etapa 3 + carga viva vehicular + fuerza de frenado + sobrecarga sobre el relleno

- Cálculo de la Fuerza de frenado

Camión tipo: HS- MTOP

W= 1,191 T/m/vía, carga uniformemente distribuida

P = 10,225 T

L = 27,00 m, longitud del puente

b = 6,00 m, Ancho del puente.

Vías= 1

Por lo tanto:

$$FR = 0,05 \cdot (W \cdot L \cdot \#vías \cdot \#vías) =$$

$$FR = 2,119 \text{ T} = 2119,1 \text{ Kg}$$

$$FR = \frac{2119,1}{6} = 353,18 \text{ Kg/m}$$

La fuerza de frenado actúa a una altura de 1,83 m desde el nivel de calzada

- Sobrecarga de relleno

$$q = \gamma \cdot H_s$$

Dónde:

$$\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$$

$H_s = 0.60 \text{ m}$, Altura equivalente de la sobrecarga de relleno.

Por lo tanto:

$$q = 1900 \cdot 0,6$$

$$q = 1140 \text{ Kg/m}^2$$

Empuje por sobrecarga del relleno.

$$E_a = K_a \cdot \gamma \cdot H$$

Dónde

$K_a = 0.333$, Coeficiente de presión activa, ya calculado

$q = 1140 \text{ Kg/m}^2$ Sobrecarga de relleno.

H = Altura del estribo.

Por lo tanto se tiene:

$$E_s = 0,333 \cdot 1900 \cdot 7$$

$$E_s = 2657,34 \text{ Kg/m}$$

Éste empuje actúa en la mitad de la altura del estribo $H = 3,50 \text{ m}$

Cuadro 4.38. Fuerzas y momentos estabilizadores quinta etapa.

Elemento	Carga (kg)	Brazo con respecto a 0 (m)	Momento (Kg.m)
Peso propio de la superestructura ↓	22962,21	1,9	43628,2
Peso propio infraestructura ↓	44481,3	3,0246	134538,27
Reacción por carga viva ↓	10081	1,9	19153,9
Σ=	77524,51	Σ=	197320,37
Reacción por rozamiento viga - neopreno ←	1148,11	5,07	5820,92
Reacción por F. Frenado viga - neopreno ←	17,66	5,07	89,54
Σ=	1165,77	Σ=	5910,46

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.39. Fuerzas y momentos desestabilizadores quinta etapa.

Elemento	Carga (kg)	Brazo con respecto a 0 (m)	Momento (Kg.m)
Empuje activo primera etapa →	15501,15		36169,35
Carga por acción de la fuerza de frenado →	353,18	8,83	3118,58
Empuje por sobrecarga de relleno →	2657,34	3,5	9300,69
	18511,67		48588,62

Elaboración: Luis Cuenca.

Verificación de la estabilidad y cálculo de los esfuerzos actuantes:

Cuadro 4.40. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos del estribo quinta etapa.

a) Seguridad al volcamiento		
Momento estabilizador: Me	203230,83	Kg.m
Momento del volcamiento: Mas	48588,62	Kg.m
Factor de seguridad:	4,18	
b) Seguridad al deslizamiento		
Fuerza estabilizadora	32175,57	Kg
Fuerza de deslizamiento:	18511,67	Kg
Factor de seguridad:	1,74	
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación		
Posición de la resultante: x	1,99	m
Excentricidad de la resultante: e	0,36	m
Esfuerzo del suelo 1	2,41	Kg/cm ²
Esfuerzo del suelo 2	0,89	Kg/cm ²

Elaboración: Luis Cuenca.

4.6.8.4 Diseño estructural

Una vez verificadas las dimensiones del estribo, El diseño estructural se lo realiza por el método de última resistencia según las Especificaciones AASHTO ESTANDAR, donde para cada elemento se tomará la combinación más crítica.

Los estados críticos para estribos son las combinaciones de carga I, II, III y VII. Las ecuaciones se obtienen del cuadro 2.6.:

$$\text{Grupo I} = 1,30 * [1,00 * D + 1,67 * (L + I) + 1,30 * E]$$

$$\text{Grupo II} = 1,30 * [1,00D + 1,30 * E]$$

$$\text{Grupo III} = 1,30 * [1,00 * D + 1,00 * (L + I) + 1,30 * E + 1,00 * LF]$$

$$\text{Grupo VII} = 1,00 * [1,00D + 1,30 * E + 1,00 * EQ]$$

Dónde:

D= Carga muerta

(L+I)= Carga viva + impacto

E = Presión de Tierra

LF= Fuerza de frenado

4.6.8.4.1 Diseño de la viga cabezal

- Presión del suelo

$$Ea = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

Dónde:

$$Ka = 0,333$$

$$\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$$

$$H=y$$

Por lo tanto:

$$Ea = 316,35 y^2$$

Momento por Empuje activo

$$M_{vol} = Ea * y/3$$

$$M_{vol} = 316,35 y^2 * \frac{y}{3} = 105,45 y^3$$

- Efecto de sobrecarga de relleno.

$$M_s = Es * bs$$

Dónde:

Es = 2657,34 Kg, empuje de la sobrecarga viva.

bs= y/2, brazo de palanca del empuje por sobrecarga viva.

Por tanto:

$$M_s = 1328,67 y$$

- Efecto de fuerza de frenado.

$$M_{LF} = LF * br$$

Dónde:

FR= 353,18 Kg, Fuerza de frenado.

$$Br = 1,83 + y$$

Por tanto:

$$M_{FR} = 353,18 * (1,83 + y)$$

- Efecto de sismo

Del teorema de Mononobe – Okabe se deduce el incremento dinámico del empuje activo.

$$\Delta D_{EA} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * [(1 - Kv) * K_{EA} - Ka]$$

De donde obtenemos la ecuación:

$$\Delta D_{EA} = 61,798 y^2$$

Se ubica a 0,6y, por lo tanto:

$$M_{EA} = 37,079 y^3$$

- Fuerza sísmica por peso propio del cabezal

$$F_{ppc} = ec * H1 * \gamma * Kh$$

Donde

ec = 0,30 m= espesor del cabezal

H1=y= altura del cabezal, variable

$\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$ = peso específico del hormigón

$K_h = 0,125$ = Coeficiente sísmico horizontal.

Por lo tanto:

$$F_{ppc} = 0,3 * 1,93 * 1900 * 0,125$$

$$F_{ppc} = 71,25 \text{ y Kg}$$

Ubicación respecto a la base de la viga cabezal:

$$h = \frac{y}{2}$$

En consecuencia:

$$M_{ppc} = 35,63 \text{ y}^2$$

Cálculo del refuerzo a flexión

El diseño se lo realiza para un ancho de un metro. Las características de los materiales se indican en el numeral 4.4.5.1.

Para elementos que se encuentran en contacto con el suelo, la norma AASHTO Estándar recomienda un recubrimiento mínimo $r_{\min} = 7,5 \text{ cm}$

Momento último para distintas combinaciones de carga

Sección 1: $y = 1,93 \text{ m}$

Datos:

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,225 \text{ m}$$

$$M_D = 0,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_{(L+I)} = 0,00 \text{ Kg.m}$$

$$M_E = 3322,42 \text{ Kg.m}$$

$$M_{LF} = 353,18 \text{ Kg.m}$$

$$M_{EQ} = 367,71 \text{ Kg.m}$$

Por lo tanto:

$$\text{Grupo I} = 1,30 * [1,00 * D + 1,67 * (L + I) + 1,30 * E]$$

$$\text{Grupo I} = 5614,89 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Grupo II} = 1,30 * [1,00D + 1,30 * E]$$

$$\text{Grupo II} = 5614,89 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Grupo III} = 1,30 * [1,00 * D + 1,00 * (L + I) + 1,30 * E + 1,00 * LF]$$

$$\text{Grupo III} = 7341,24 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1,00 * [1,00D + 1,30 * E + 1,00 * EQ]$$

$$\text{Grupo VII} = 3721,71 \text{ Kg.m}$$

Para el diseño a flexión se toma el mayor momento generado en el análisis anterior.

Diseño a flexión de la pantalla

Datos

$$M_u = 7341,24 \text{ Kg.m}$$

$$\phi = 0,90$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,225 \text{ m} = \text{calculado con un recubrimiento de } 7,5 \text{ cm}$$

Resistencia última

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{7341,24}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,225^2}$$

$$R_u = 161124,61 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 16,11 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f_c}} \right)$$

$$\rho = 0,003988$$

Comparamos con la cuantía mínima y máxima ya calculadas anteriormente.

ρ_{\min}		ρ		ρ_{\max}
0,003333	<	0,003988	<	0,02125

Por lo tanto cumple con las condiciones de cuantía

Cantidad de acero por metro.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,003988 \cdot 100 \cdot 22,5$$

$$A_s = 8,97 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 18 mm de diámetro se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{A_s \text{ Varilla}} = 3,53 \text{ u}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{3,53} = 28,35 \text{ cm}$$

Se colocará $1\emptyset 18\text{mm}@25 \text{ cm}$

Armadura de retracción y temperatura

$\rho = 0,002 =$ Cuantía de acero por temperatura

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 22,5 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 4,50 \text{ cm}^2$$

Se distribuye según el código ACI 14.3.4

Cara interior

$$A_{s1} = \frac{2}{3} A_s = 3,00 \text{ cm}^2$$

Asumiendo un diámetro de 10mm se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_{s1}}{A_s \text{ Varilla}} = 4,82 \text{ u}$$

$$e = \frac{100}{3,82} = 26,17 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará $1\emptyset 10\text{mm}@25\text{ cm}$ en ambas direcciones

Cara exterior

$$As2 = \frac{1}{3}As = 1,50\text{ cm}^2$$

Se asume la misma armadura que en la cara interior de $1\emptyset 10\text{ mm}@25\text{cm}$.

Diseño a corte de la viga cabezal

Datos:

D=0,00 Kg carga muerta

L+i= 0,00 Kg

E= 3835,71 Kg= Empuje de tierras

LF= 353,18 Kg= Empuje por fuerza de frenado

EQ= 367,71 Kg = Empuje por sismo.

Por lo tanto el cortante máximo para las distintas combinaciones de carga es:

Grupo I = 6482,35 Kg

Grupo II = 6482,35 Kg

Grupo III = 6941,48 Kg

Grupo VII = 4203,42 Kg

Escogemos el mayor que es el generado por el grupo III

$V_{\text{máx}} = 6841,48\text{ Kg}$

Fuerza cortante que resiste el concreto

$$\emptyset Vn = \emptyset * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Dónde

$$\emptyset = 0,85$$

$$f'c = 280\text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100\text{ cm}$$

$$d = 22,5\text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$\emptyset Vn = 16961,19\text{ Kg} > 6841,48\text{ Kg}$$

No se necesitan estribos ya que la sección si resistirá el esfuerzo de corte.

4.6.8.4.2 Diseño de la pantalla

Se realiza para diferentes altura para determinar el acero de refuerzo por lo que las fuerzas y momentos están en función de H= y

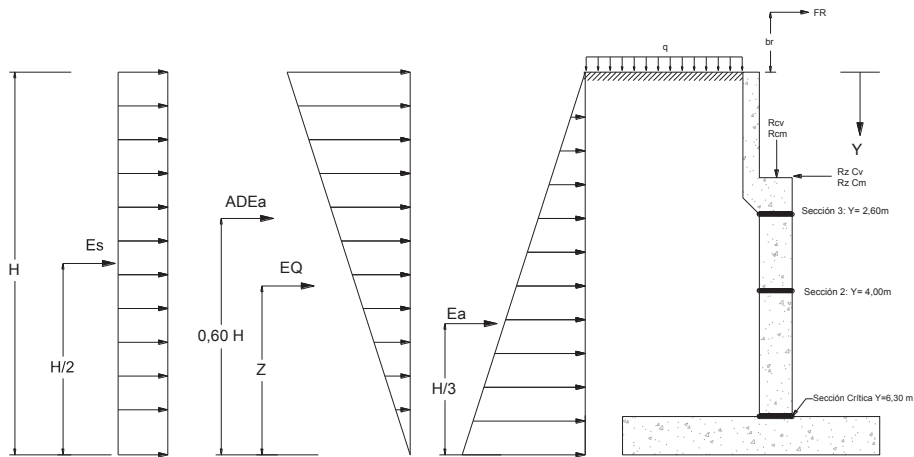


Fig. 4.31. Esquema de esfuerzos que actúan sobre la pantalla del estribo.

Elaboración: Luis Cuenca.

- Presión del suelo

$$Ea = \frac{1}{2} * Ka * \gamma * H^2$$

Dónde:

$$Ka = 0,333$$

$$\gamma = 1900 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$$H=y$$

Por lo tanto:

$$Ea = 316,35 \text{ y}^2$$

Momento por Empuje activo

$$Mvol = Ea * y/3$$

$$Mvol = 316,35 \text{ y}^2 * \frac{y}{3} = 105,45 \text{ y}^3$$

- Efecto de sobrecarga de relleno.

$$Ms = Es * bs$$

Dónde:

Es = 2657,34 Kg, empuje de la sobrecarga viva.

bs= y/2, brazo de palanca del empuje por sobrecarga viva.

Por tanto:

$$Ms = 1328,67 \text{ y}$$

- Efecto de fuerza de frenado.

$$MFR = FR * br$$

Dónde:

FR= 353,18 Kg, Fuerza de frenado.

$$Br = 1,83 + y$$

Por tanto:

$$M_{FR} = 353,18 * (1,83 + y)$$

- Efecto de sismo

Del teorema de Mononobe – Okabe se deduce el incremento dinámico del empuje activo.

$$\Delta D_{EA} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * [(1 - Kv) * K_{EA} - Ka]$$

De donde obtenemos la ecuación:

$$\Delta D_{EA} = 61,798 y^2$$

Se ubica a 0,6y, por lo tanto:

$$M_{EA} = 37,079y^3$$

- Fuerza sísmica por peso propio del cabezal

$$F_{ppc} = tbw * H1 * \gamma * Kh$$

Donde:

Fppc= Fuerza sísmica por peso propio del cabezal

tbw = ancho del cabezal

γ = Peso específico del relleno

Kh= coeficiente sísmico estático

$$F_{ppc} = 0,3 * 1,93 * 1900 * 0,125$$

$$F_{ppc} = 137,51 Kg$$

Ubicación respecto a la base de la pantalla:

$$b = y - 1,93 + \frac{1,93}{2} = y - 0,97$$

El momento por peso propio del cabezal M_{ppc} es igual a:

$$M_{ppc} = 137,51 * (y - 0,97)Kg.m$$

- Fuerza sísmica por peso propio de la pantalla F_{spp}

$$F_{spp} = tp * \gamma * Kh * (y - H1)$$

Dónde:

b'=b''= 0,60, espesor de la pantalla

H1=Hc = 1,93 = Altura de la viga cabezal.

Por lo tanto:

$$F_{spp} = 0,60 * 1900 * 0,125 * (y - 1,93)$$

$$F_{spp} = 180 * (y - 1,93)$$

Se ubica en el centroide de la pantalla

$$\frac{y-1,93}{2} = 0,50 y - 0,97$$

Por tanto la ecuación del momento es igual a:

$$M_{sppp} = 90y^2 - 348,3y + 336,98$$

- Momento sísmico por peso propio de la superestructura MEQ_{sup} .

$$MEQ_{sup} = EQ_{sup} * Bs$$

MEQ_{sup} =Momento sísmico generado por la superestructura

$EQ_{sup} = 2870,28 \text{ Kg}$ = Empuje de sismo transmitido por la superestructura.

$B_s = y - H1 + 1,31 = y - 1,93 + 1,31 = y - 0,62$ Brazo de palanca

Por lo tanto:

$$MEQ_{sup} = 2870,28 * (y - 0,62)$$

Ecuación del momento total por fuerza sísmica.

$$MEQ = 37,08y^3 + 90y^2 + 2659,49y - 1575,97$$

- Efecto del peso propio del estribo
 - Viga cabezal

$$M_{ppc} = F_{ppc} * B_{ppc}$$

Dónde:

M_{ppc} = Momento por peso propio de la viga cabezal

$F_{ppc} = 0,3 * 1,93 * 2400 = 1389,6$ = Fuerza por peso propio de la viga cabezal

$B_{ppc} = -0,43$ = Brazo de palanca respecto del centro de gravedad de la pantalla.

Por lo tanto:

$$M_{ppc} = -597,53 \text{ Kg.m/m}$$

- Efecto por carga muerta de la superestructura:

$$F = 22962,21 \text{ Kg}$$

$D = 0,02 \text{ m}$ = ubicación de la carga muerta respecto del centro de gravedad de la pantalla.

Por lo tanto:

$$M_{cm} = 459,24 \text{ Kg.m/m}$$

- Efecto por carga viva en la superestructura

$$F_{cv} = 10081 \text{ Kg}$$

$$D = 0,02 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$M_{cv} = 201,62 \text{ Kg.m/m}$$

Diseño a flexión

Grupo I

$$M_d = -597,53 + 459,24 = -138,29 \text{ Kg.m}$$

$$M(L+I) = 201,62 \text{ Kg.m}$$

$$M_e = M_s + M_e = 1328,67y + 105,45y^3$$

$$Y = 6,3 \text{ m}$$

$$M_e = 34738,08 \text{ Kg.m}$$

Por lo tanto:

$$M \text{ Grupo I} = 58965,30 \text{ Kg.m}$$

Grupo II

$$GRUPO II = 1,3 * (1M_d + 1,3M_e)$$

Dónde:

$$M_D = -138,29 \text{ Kg. m}$$

$$M_E = 34738,08 \text{ Kg. m}$$

Por lo tanto:

$$GRUPOII = 58527,58 \text{ Kg. m}$$

$$\text{Grupo III} = 1,3 * (1M_D + 1,67M_{(L+I)} + 1,3M_E + 1 * M_{LF})$$

Dónde:

$$M_{LF} = 2871,35 \text{ Kg. m}$$

Por lo tanto:

$$\text{Grupo III} = 62522,44 \text{ Kg. m}$$

Momento de diseño Grupo VII

$$\text{Grupo VII} = 1 * (1 * M_D + 1 * M_E + 1 * M_{EQ})$$

Dónde:

$$M_{EQ} = 28022,66 \text{ Kg. m}$$

Por lo tanto:

$$\text{Grupo VII} = 62622,45 \text{ Kg. m}$$

Para el diseño a flexión se toma el mayor momento generado en el análisis anterior.

Diseño a flexión de la pantalla

Datos

$$M_u = 62622,45 \text{ Kg. m}$$

$$\phi = 0,90$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$d = 0,52 = \text{calculado con un recubrimiento de 8 cm}$$

Resistencia última

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{62622,45}{0,9 * 1 * 0,52^2}$$

$$R_u = 252043,09 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 25,20 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f_c}} \right)$$

$$\rho = 0,006377$$

Comparamos con la cuantía mínima y máxima ya calculadas anteriormente.

$$\rho_{\min} \quad \rho \quad \rho_{\max}$$
$$0,003333 \quad < \quad 0,006377 \quad < \quad 0,02125$$

Por lo tanto cumple con las condiciones de cuantía

Cantidad de acero por metro.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,006377 * 100 * 52$$

$$A_s = 33,479 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 25 mm de diámetro se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{A_s \text{ Varilla}} = 6,82 \cong 7 \text{ u}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{6,82} = 14,66 \text{ cm}$$

Se colocará $1\emptyset 25\text{mm}@14 \text{ cm}$

Armadura de retracción y temperatura

$\rho = 0,002 =$ Cuantía de acero por temperatura

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 52,5 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$A_s = \rho * b * d = 10,50 \text{ cm}^2$$

Se distribuye según el código ACI 14.3.4

Cara interior

$$A_{s1} = \frac{2}{3} A_s = 7,00 \text{ cm}^2$$

Asumiendo un diámetro de 14mm se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_{s1}}{A_s \text{ Varilla}} = 4,39 \cong 5 \text{ u}$$

$$e = \frac{100}{4,39} = 22,75 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará $1\emptyset 14\text{mm}@20 \text{ cm}$ en ambas direcciones

Cara exterior

$$A_{s2} = \frac{1}{3} A_s = 3,50 \text{ cm}^2$$

Asumiendo un diámetro de 10mm se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_{s2}}{A_s \text{ Varilla}} = 4,46 \cong 5 \text{ u}$$

$$e = \frac{100}{4,46} = 22,43 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará $1\emptyset 10\text{mm}@20 \text{ cm}$ en sentido horizontal

Afinamiento del cálculo de refuerzo a flexión de la pantalla

Momentos para distintas combinaciones de carga.

Cuadro 4.41. Resumen cálculo de momento para distintas secciones de la pantalla del estribo.

Grupo	M diseño (Kg.m)		
	Y=4.00m	Y=2,00m	
I	20645,22	9228,34	Kg.m
II	20207,50	8790,62	Kg.m
III	23146,36	11086,70	Kg.m
VII	24800,30	11768,46	Kg.m

Elaboración: Luis Cuenca

Armadura de flexión

$$R_u = \frac{24800,30}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,525^2} =$$

$$R_u = 99976 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 10,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = 0,002441$$

$$\rho \text{ mín. vertical} = 0,0015, \text{ según ACI 14.3.2}$$

Por lo tanto cumple con las condiciones de cuantía.

Cantidad de acero por metro.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,002441 \cdot 100 \cdot 52,5$$

$$A_s = 12,82 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 22 mm de diámetro se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{A_s \text{ Varilla}} = \frac{12,82}{3,80} = 3,37$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{3,37} = 29,64 \text{ cm}$$

Se colocará 1Ø 22mm@28 cm en el trasdos del estribo ó cara en contacto con el relleno. Se realizó el cálculo del acero de flexión a una altura menor de 4,00 m., pero se obtuvo una cuantía menor a la permitida por el código por lo que la armadura calculada continuará hasta la parte superior de la pantalla.

4.6.8.4.3 Diseño de la cimentación

Diseño de la puntera

Se considera los esfuerzos críticos calculados en la comprobación de las dimensiones del estribo. Así mismo se asume un recubrimiento $r = 7,5$ cm.

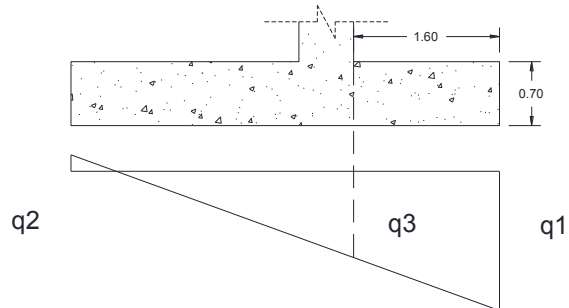


Fig. 4.32. Presiones sobre la puntera del estribo resultante del análisis de estabilidad.

Elaboración: Luis Cuenca.

La presiones q1 y q2 son las obtenidas de la etapa 4 (consideradas por ser críticas). La presión q3 se determina mediante relación de triángulos, por lo que.

Cuadro 4.42. Presiones del suelo cuarta etapa (estribo).

q1 =	3,05	Kg/cm ²	30500	Kg/m ²
q2 =	-0,18	Kg/cm ²	-1800	Kg/m ²
q3 =	1,95	Kg/cm ²	19500	Kg/m ²

Elaboración: Luis Cuenca.

Momento generado por presión del suelo sobre la puntera.

$$M = 19500 * \frac{1,60^2}{2} + \frac{(30500-19500)*1,60}{2} * \frac{2*1,60}{3}$$

$$M = 34346,67 \text{ Kg.m}$$

Momento por peso propio del dedo

$$M_{pp} = (1,60 * 0,70 * 1 * 2400) * \frac{1,60}{2}$$

$$M_{pp} = 2150,40 \text{ Kg.m}$$

Momento de diseño para grupo de carga I

$$M_u = 1,30 * (34346,67 - 2150,40)$$

$$M_u = 41855,15 \text{ Kg.m}$$

Cálculo del refuerzo

Resistencia última

$$R_u = \frac{M_u}{\phi_b \cdot d^2} = \frac{41855,15}{0,9 * 1 * 0,625}$$

$$R_u = 119054,65 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 11,91 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f_c}} \right)$$

$$\rho = 0,002919$$

Comparamos con la cuantía mínima y máxima ya calculadas anteriormente.

$$\begin{array}{ccc} \rho_{\min} & & \rho & & \rho_{\max} \\ 0,003333 & > & 0,002919 & < & 0,02125 \end{array}$$

Por lo tanto no cumple con las condiciones de cuantía por lo que se adopta la cuantía mínima.

Cantidad de acero por metro.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0033 \cdot 100 \cdot 62,5$$

$$A_s = 20,625 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 20 mm de diámetro se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{20,625}{3,142} = 6,56$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{6,56} = 15,23 \text{ cm}$$

Se colocará 1Ø 20mm@15 cm en la zona inferior

Revisión por esfuerzo cortante

Resultante de esfuerzos sobre la sección crítica

$$R_d = \left(\frac{30500 + 19500}{2} \right) \cdot 1,60$$

$$R_d = 40000 \text{ Kg}$$

Esfuerzo cortante último sobre la sección

$$v_u = \frac{40000}{100 \cdot 62,5}$$

$$v_u = 6,40 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el concreto

$$\phi v_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280}$$

$$\phi v_c = 7,54 \text{ Kg/cm}^2 > 6,40 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple la revisión a cortante.

Diseño del Talón

Se considera los esfuerzos críticos calculados en la comprobación de las dimensiones del estribo. Así mismo se asume un recubrimiento $r = 7,5 \text{ cm}$.

Presiones sobre el talón:

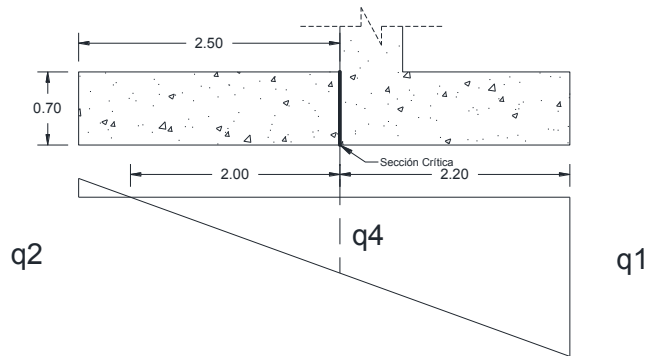


Fig. 4.33. Presiones sobre el talón resultante del análisis de estabilidad.

Elaboración: Luis Cuenca.

La presiones q1 y q2 son las obtenidas de la etapa 4 (consideradas por ser críticas). La presión q4 se determina mediante relación de triángulos, por lo que:

Cuadro 4.43. Presiones del suelo cuarta etapa (estribo).

q1 =	3,05	Kg/cm ²	30500	Kg/m ²
q2 =	-0,18	Kg/cm ²	-1800	Kg/m ²
q4 =	1,54	Kg/cm ²	15400	Kg/m ²

Elaboración: Luis Cuenca.

Momento generado por presión del suelo sobre el talón. Ignorando el esfuerzo de tracción sobre el suelo q2, se obtiene

$$M = 15400 * \frac{2,00}{2} * \frac{2}{3}$$

$$M = 10266,67 \text{ Kg.m}$$

Momento por peso del relleno

$$Mr = Pr * br$$

Dónde:

Cuadro 4.44. Peso del relleno sobre el talón del estribo.

Figura	Operaciones			Peso w/m	x m	mx Kg.m
	b (m)	h (m)	γ (Kg/m ³)			
1	2,2	6,3	1900	26334	1,40	36867,60
2	0,3	0,3	1900	85,5	0,20	17,10
3	0,3	3,7	1900	2109	0,15	316,35
			Σ=	28528,5	Σ=	37201,05

Elaboración: Luis Cuenca.

Pr = 28528,5 = Peso del relleno tras el estribo

br = 1,30 m

Por lo tanto:

$$Mr = 28528,5 * 1,30$$

$$Mr = 37087,05 \text{ Kg.m}$$

Momento por peso propio del talón

$$M_{pp} = (2,50 * 0,70 * 1 * 2400) * \frac{2,50}{2}$$

$$M_{pp} = 5250 \text{ Kg. m}$$

Momento por sobrecarga viva

De la atapa 5 de comprobación de medidas del estribo se tiene que la sobrecarga del relleno es $q = 1140 \text{ Kg/m}^2$. El momento generado será igual a:

$$M_s = P_s * b_s$$

Dónde:

$P_s = q * l_s =$ Peso por sobrecarga

$l_s = 2,20 \text{ m} =$ longitud de talón donde influye la sobrecarga de relleno

$b_s = 0,30 + \frac{2,2}{2} = 1,40 \text{ m} =$ brazo de palanca de la sobrecarga de relleno.

Por lo tanto:

$$M_s = (1140 * 2,20) * 1,40 = 3511,20 \text{ Kg. m}$$

Momento de diseño para grupo de carga I

$$M_u = 1,30 * (10266,67 - 5250 - 37087,05 - 3511,20)$$

$$M_u = -46256,05 \text{ Kg. m}$$

Cálculo del refuerzo

Resistencia última

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{46256,05}{0,9 * 1 * 0,625}$$

$$R_u = 131572,76 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 13,16 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f_c}} \right)$$

$$\rho = 0,003235$$

Comparamos con la cuantía mínima y máxima ya calculadas anteriormente.

$$\rho_{\min} \quad \rho \quad \rho_{\max}$$

$$0,003333 \quad > \quad 0,003235 \quad < \quad 0,02125$$

Por lo tanto no cumple con las condiciones de cuantía por lo que se adopta la cuantía mínima.

Cantidad de acero por metro.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 62,5$$

$$A_s = 20,625 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 20 mm de diámetro se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{20,625}{3,142} = 6,56$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{6,56} = 15,23 \text{ cm}$$

Se colocará 1Ø 20mm@15 cm en la parte superior.

Revisión por esfuerzo cortante

Resultante de esfuerzos sobre la sección crítica

$Rd = 15400 \text{ Kg/m}$ = Reaccion generada por la presión de suelo

$Wpp = 4200 \text{ Kg/m}$ = peso propio del talón.

$Wr = 28528,50 \text{ Kg/m}$ = Peso del relleno sobre el talón

$Rd = 40000 \text{ Kg}$

Esfuerzo cortante último sobre la sección

$$vu = \frac{40000}{100 \cdot 62,5}$$

$$vu = 6,40 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el concreto

$$\phi vc = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280}$$

$$\phi vc = 7,54 \text{ Kg/cm}^2 > 6,40 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple la revisión a cortante.

4.6.8.4.4 Diseño del dentellón

En la comprobación de la estabilidad del estribo, específicamente en los estados de carga donde interviene el efecto de sismo, se evidencia que el empuje producido por este fenómeno acompañado de la poca resistencia al deslizamiento que ofrece el material bajo la cimentación hace necesario la implementación de un dentellón para soportar un eventual desplazamiento de la estructura.

Para el diseño se ha tomado el factor de seguridad más desfavorable correspondiente a la etapa II de la comprobación de dimensiones del muro, del Cuadro 4.30, se obtiene los siguientes parámetros.

$$FS = \frac{17792,52}{24089,4} = 0,74 < 1,33$$

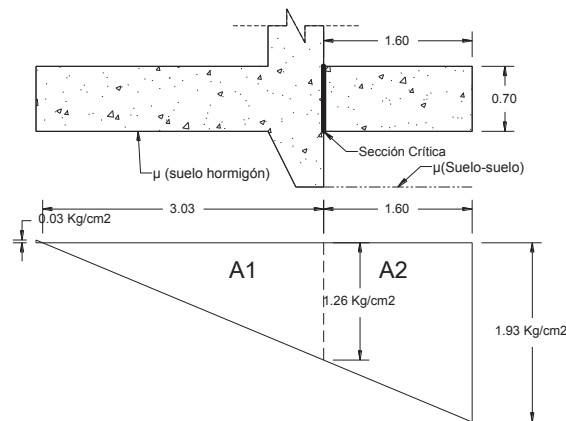


Fig. 4.34. Esquema de esfuerzos segunda etapa de comprobación (estribo).

Elaboración: Luis Cuenca.

Del el esquema se calcula las cargas por metro que actúan bajo la cimentación. Se desprecia el esfuerzo de tracción.

$$A1 = \frac{1,26 \cdot 3,03}{2} = 191,00 \text{ Kg/cm}$$

$$A1 = 19100 \text{ Kg/m}$$

$$A2 = \left(\frac{1,26+1,93}{2}\right) * 160 = 255,20 \text{ Kg/cm}$$

$$A2 = 25520 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de la altura del dentellón:

$$\mu_1 * A1 + \mu_2 * A2 + \frac{1}{2} * \gamma * Kp * H^2 = 1,33 * 24089,40$$

Dónde:

H= Altura necesaria para contrarrestar el empuje

$\mu_1 = 0,40$ = Coeficiente de rozamiento (Hormigón – suelo)

$\mu_2 = \text{Tan}(\phi) = \text{Tan}(28) = 0,53$ =Coeficiente de rozamiento (Suelo – Suelo)

$\gamma = 2800 \text{ Kg/m}^3$ = Peso específico determinado en el laboratorio (Ver estudio de suelos).

$$Kp = \frac{1+\text{seno}(\phi)}{1-\text{seno}(\phi)}$$

$Kp = 2,77$ = Coeficiente de presión pasiva

Por lo tanto se tiene:

$$H^2 = 2,80 \text{ m}$$

$$H = 1,67 \text{ m (Incluido el espesor de la cimentación)}$$

La altura del dentellón será igual a:

$$Hd = 1,67 - 0,70$$

$$Hd = 0,97\text{m}$$

Adopto Hd= 1,00 m

Diseño a flexión:

Cálculo del esfuerzo de flexión a partir de la fórmula del empuje pasivo.

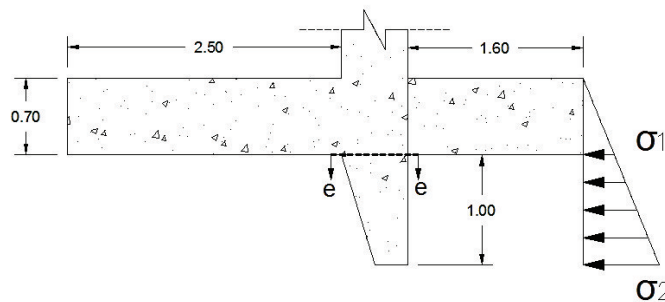


Fig. 4.35. Esfuerzos que actúan sobre el dentellón.

Elaboración: Luis Cuenca.

$$\sigma_1 = \gamma * H * Kp = 2800 * 0,70 * 2,77 = 5429,20 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_2 = \gamma * H * Kp = 2800 * 1,70 * 2,77 = 13185,20 \text{ Kg/m}^2$$

Momento flector en la sección e-e de la figura 4.35

$$M_{ee} = 5429,20 * \frac{1^2}{2} + (13185,20 - 5429,20) * 1 * \frac{2}{3} * 1$$

$$M_{ee} = 7885,17 \text{ Kg. m/m}$$

Se verifica el espesor del dentellón por flexión utilizando la siguiente ecuación:

$$d \geq \sqrt{\frac{Mu}{0,189 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{788517}{0,189 \cdot 0,90 \cdot 280 \cdot 100}} = 13 \text{ cm}$$

Se adopta un espesor de 0,60 m., en la parte superior y 0,30 m., en la parte inferior.

La armadura vertical y horizontal que se colocará será la misma de la parte interna del estribo.

Revisión a cortante con un recubrimiento de 8 cm.:

Fuerza cortante sobre la sección e-e (ver figura 4.35)

$$Vu = \left(\frac{5429,20 + 13185,20}{2} \right) \cdot 1 = 9307,20 \text{ Kg}$$

$$Vn = \frac{9307,20}{0,85 \cdot 100 \cdot 52} = 2,11 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante resistente del concreto

$$Vc = 0,53 \cdot \sqrt{280} = 8,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto cumple la condición de cortante.

4.6.8.4.5 Diseño de la traba sísmica

$$EQ_{\min} = \frac{A \cdot R_{CM}}{R}$$

Dónde:

EQ_{\min} = Fuerza sísmica que soporta la traba.

A= Z= 0,25 = Coeficiente de aceleración sísmica

R_{CM} = 137773,23 Kg/traba = reacción por carga muerta que actuará en cada traba en caso de sismo.

R= 0,80 = factor de modificación de respuesta sísmica para unión superestructura – subestructura
Norma AASHTO LRFD cuadro 3.10.7.1-2

Por lo tanto:

$$EQ_{\min} = \frac{0,25 \cdot 137773,23}{0,80}$$

$$EQ_{\min} = 43054,13 \text{ Kg}$$

Para determinar la armadura de anclaje se aplica la siguiente expresión (Torres, 2013, pág. 218)

$$Av = \frac{V}{fs \cdot \mu}$$

Dónde:

Av= Armadura de anclaje o de corte y rozamiento

V= EQ= 43054,13 Kg = Fuerza cortante producida por el sismo.

fs = 0,40 * fy = Esfuerzo de trabajo del acero.

μ = 1,00 = Coeficiente de rozamiento para hormigón construido en dos etapas.

Por lo tanto:

$$Av = \frac{43054,13}{0,40 \cdot 4200 \cdot 1}$$

$$Av = 25,63 \text{ cm}^2$$

Alternativa de armado

Asumiendo varillas de $\phi = 16 \text{ mm}$ figurado como estribo en O. se necesitarán

$$\# \text{ var} = \frac{A_v}{A\phi} = \frac{25,63}{(2 \cdot 2,01)} = 6,38 \text{ varillas}$$

Por seguridad se colocará 8 *estribos* $\phi 16 \text{ mm}$ en sentido perpendicular a la dirección del tráfico, por lo que el A_v colocado será igual a:

$$A_v \text{ colocado} = 8 \cdot 4,02 = 32,06 \text{ cm}^2$$

Para determinar la longitud de desarrollo se aplica la siguiente fórmula válida para varillas corrugadas de diámetro menor de 36 mm

$$L_d = 0,006 \cdot \phi \cdot f_y$$

Por lo tanto:

$$L_d = 0,006 \cdot 1,60 \cdot 4200 = 40,32 \text{ cm}$$

Se adopta $L_d = 44 \text{ cm}$

En el sentido paralelo al tráfico se colocará $4\phi 16 \text{ mm}$, (revisar planos estructurales)

4.6.9 Diseño de muros de ala

4.6.9.1 Pre dimensionamiento:

Siguiendo los mismos criterios de dimensionamiento de los estribos se adopta las siguientes dimensiones:

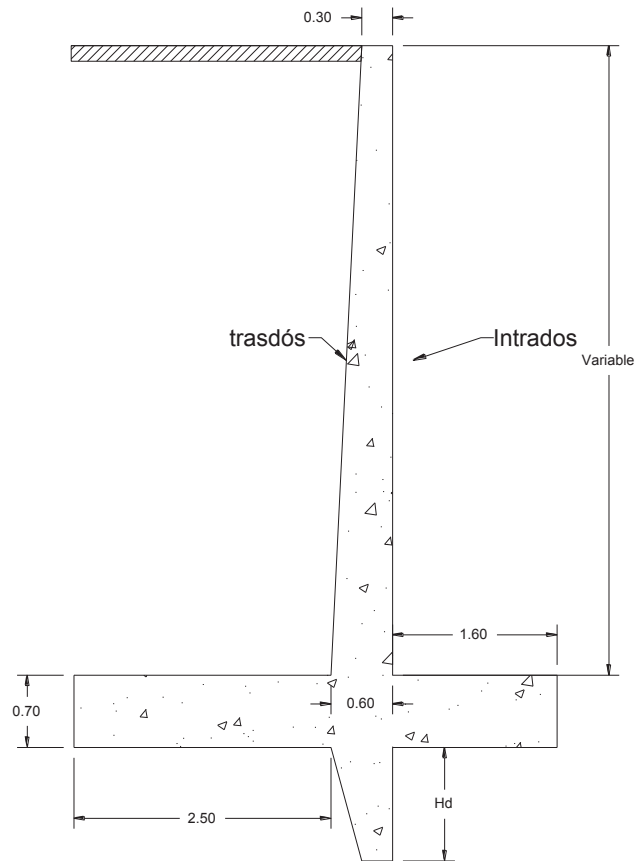


Fig. 4.36. Geometría del muro de ala.

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 4.45. Resumen de dimensiones del muro de ala.

Datos de La Geometría del Estribo		Unidad
Altura del estribo H: (Variable)	7,00	m
Espesor de la pantalla tp	0,30	m
Arranque de pantalla (empotramiento) bw	0,60	m
Ancho de la zapata B:	4,70	m
Altura de la zapata hc:	0,70	m
Ancho de la Puntera td:	1,60	m
Ancho del talón tt:	2,50	m
Ancho de diseño b:	1,00	m

Elaboración: Luis Cuenca.

4.6.9.2 Verificación de condiciones de estabilidad del pre diseño

Etapa 1. Muro construido bajo la acción de su peso propio y la presión del relleno

Determinación del empuje E de tierras sobre el muro

Para el cálculo del empuje lateral del suelo se consideran los siguientes parámetros:

- Ángulo de inclinación del terreno tras el muro (i) = 0° , dado que se considera una superficie plana en la zona de aproximación al puente.
- Inclinación de la pantalla (β), para este caso se tiene un ángulo de inclinación con respecto a la vertical de 3° .

Coefficiente de presión activa se determina con la expresión:

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

Por lo tanto:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

El empuje activo del suelo se determina con la expresión

$$Ea = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

Dónde:

$K_a=0.333$; coeficiente de presión activa

$\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$; Peso específico del suelo de relleno granular típico.

$H= 7,00 \text{ m}$, Altura del muro

Por lo tanto:

$$Ea = \frac{1}{2} * 0.333 * 1900 * 7^2$$

$$Ea = 15501,15 \text{ Kg}$$

El momento de volcamiento es igual a:

$$M_{vol}=15501,15 * \frac{7}{3}$$

$$M_{vol}=36169,35 \text{ Kg.m/m}$$

Nota: En este diseño no se considera el empuje pasivo del suelo.

Momento estabilizador

Se calcula según las dimensiones asumidas para el muro, ver Cuadro 4.45.

Cuadro 4.46. Cálculo del momento estabilizador del muro.

Figura	Operaciones			Peso w/m	xa m	mxa Kg.m
	b (m)	h (m)	γ (Kg/m ³)			
1	4,7	0,7	2400	7896	2,35	18555,60
2	0,3	6,3	2400	4536,0	1,75	7938,00
3	0,3	6,3	2400	2268	2,00	4536,00
4	2,65	6,3	1900	31720,5	3,53	111973,37
			$\Sigma=$	46420,5	$\Sigma=$	143002,97

Elaboración: Luis Cuenca.

Pe: 46420,50 Kg/m, Peso estabilizador

Me= 143002,97 Kg.m/m, Momento estabilizador

Calculo de la estabilidad del estribo al volcamiento, deslizamiento y presiones admisibles

Cuadro 4.47. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos muro de ala primera etapa.

a) Seguridad al volcamiento		
Momento estabilizador: Me	143002,97	Kg.m
Momento del volcamiento: Mas	36169,35	Kg.m
Factor de seguridad:	3,95	
b) Seguridad al deslizamiento		
Fuerza estabilizadora	18568,2	Kg
Fuerza de deslizamiento:	15501,15	Kg
Factor de seguridad:	1,2	
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación		
Posición de la resultante: x	2,3	m
Excentricidad de la resultante: e	0,05	m
Esfuerzo del suelo 1	1,05	Kg/cm ²
Esfuerzo del suelo 2	0,92	Kg/cm ²

Elaboración: Luis Cuenca.

Etapa 2. Muro bajo la acción de su peso propio, presión del relleno y fuerza sísmica.

El coeficiente sísmico horizontal $K_H = 0,125$, ya calculado en el diseño del estribo. (Vallecilla B, 2006) propone adoptar el valor del coeficiente sísmico vertical entre $0,3 K_H \leq K_v \leq 0,5 K_H$. Se asume el valor medio $K_v = 0,05$

La fuerza sísmica horizontal y el momento generado se determinan aplicando el método estático equivalente mencionado en el capítulo 3. Por lo tanto tenemos.

$$EQ = C \cdot F \cdot W$$

Dónde:

$$C = K_h = 0,125$$

F = 1 = un solo elemento soporta el sismo.

El cálculo se resume en el siguiente cuadro.

Cuadro 4.48. Cálculo del empuje por sismo al muro de ala.

Figura	Peso Kg/m	F	Kh	EQ Kg/m	ya m	M Sismo Kg.m/m
1	7896	1	0,125	987,00	0,35	345,45
2	4536	1	0,125	567,00	3,85	2182,95
3	2268	1	0,125	283,50	2,80	793,80
4	31720,5	1	0,125	3965,06	3,85	15265,48
Σ=	46420,5		Σ=	5802,56	Σ=	18587,68

Elaboración: Luis Cuenca.

El incremento dinámico del empuje activo del suelo se calculará obteniendo el empuje activo por efecto dinámico y estático siguiendo el método de Mononobe – Okabe.

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 [(1 - K_v) * K_{AE} - K_A]$$

Dónde

$\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3 =$ Peso específico promedio del relleno.

$K_v = 0.05 =$ Coeficiente sísmico vertical.

$H = 7,00 \text{ m} =$ Altura del estribo.

El coeficiente de presión activa dinámica se calcula mediante la fórmula.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \beta)}{\Psi * \cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

De donde el ángulo θ se calcula mediante la fórmula:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_H}{1 - K_v} \right)$$

Por lo tanto:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0,125}{1 - 0,05} \right) \quad \theta = 7,496^\circ$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) * \sin(\theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(\theta - \beta)}} \right]^2$$

$$\Psi = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30+0) * \sin(30-7,5-0)}{\cos(0+0+7,50) * \cos(0-3)}} \right]^2 \quad \Psi = 2,078$$

Por lo tanto:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30-7,5-3)}{2,077 * \cos 7,5 * \cos^2 0 * \cos(0+3+7,5)} \quad K_{AE} = 0,44$$

El incremento del Empuje Activo dinámico por metro de estribo es igual a:

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} * 1900 * 7^2 [(1 - 0,05) * 0,44 - 0,333]$$

$$\Delta E_{AE} = 3956,75 \text{ Kg/m}$$

Éste incremento actúa perpendicular a la cara del muro por lo que se procede a calcular la componente horizontal y vertical.

$$\Delta E_{AE}x = 3956,75 * \cos(3) = 3951,33 \text{ Kg/m}$$

$$\Delta E_{AE}y = 3956,75 * \sin(3) = 207,08 \text{ Kg/m}$$

La componente horizontal empuje actúa a $0,6H$ por lo que el momento se determina con la Expresión:

$$M_{sis} = \Delta E_{AE}x * 0,6H$$

Por lo tanto:

$$M_{sisx} = 3956,75 * 0,6(7)$$

$$M_{sisx} = 16595,59 \text{ Kg. m/m}$$

La componente vertical genera un incremento del momento estabilizador que actúa en el centro de gravedad del muro

$$M_{sisy} = \Delta E_{AE} y * \bar{x}$$

Dónde:

$$\bar{x} = \frac{143002,97}{46420,5} = 3,08 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$M_{sisy} = 207,08 * 3,08$$

$$M_{sisy} = 637,81 \text{ Kg. m/m}$$

Revisión de la estabilidad al volcamiento, deslizamiento y cálculo de esfuerzos. Al ser etapa crítica Torres, 2013 recomienda utilizar los factores de seguridad.

$$F_s \text{ Volcamiento} \geq 1,5$$

$$F_s \text{ Deslizamiento} \geq 1,33$$

$$\sigma_{Suelo} \leq 1,33 \sigma_{Admisible}$$

Cuadro 4.49. Revisión de Estabilidad y cálculo de esfuerzos muro de ala segunda etapa.

a) Seguridad al volcamiento		
Momento estabilizador: Me	143640,78	Kg.m
Momento del volcamiento: Mas	71352,62	Kg.m
Factor de seguridad:	2,01	Cumple
b) Seguridad al deslizamiento		
Fuerza estabilizadora	18775,28	Kg
Fuerza de deslizamiento:	25260,46	Kg
Factor de seguridad:	0,74	No cumple
c) Esfuerzo del suelo en el nivel de cimentación		
Posicion de la resultante: x	1,56	m
Excentricidad de la resultante: e	0,79	m
Esfuerzo del suelo 1	1,98	Kg/cm ²
Esfuerzo del suelo 2	-0,01	Kg/cm ²

Elaborado: Cuenca Luis, 2015.

∴ El factor de seguridad al deslizamiento no cumple por lo que se requiere de dentellón. Los esfuerzos producidos por el estribo y la acción del sismo encuentran dentro del límite admisible por lo que no existe asentamiento.

4.6.9.3 Diseño estructural del muro de ala

Tipo de muro.- Muro de hormigón armado en voladizo

Para el diseño se toma la altura de 7,00 m

El diseño se realiza por el método de última resistencia según las Especificaciones AASHTO Estándar, donde los estados críticos para el caso de muros son II y VII.

$$\text{Grupo II} = 1,30 * [1,00D + 1,30 * E]$$

$$\text{Grupo VII} = 1,00 * [1,00D + 1,30 * E + 1,00 * EQ]$$

En elementos que se encuentran en contacto con el suelo las Especificaciones AASHTO Estándar recomiendan un recubrimiento mínimo de $r_{min} = 7,5cm$.

Las especificaciones de los materiales a utilizar son las siguientes:

Hormigón: $f'c = 280 Kg/cm^2$

Acero de refuerzo: $f_y = 4200 Kg/cm^2$

4.6.9.3.1 Diseño de la Pantalla

Se la diseña para resistir la presión horizontal debido al empuje y la sobrecarga de sismo, por lo que se ha dividido la pantalla en diferentes secciones con el fin de encontrar el momento actuante y poder obtener el refuerzo necesario a ser colocado.

Se llamará Y a la variable de la altura de la pantalla medida desde la parte superior de la misma, con lo que se procede a obtener las ecuaciones de la misma forma como se hizo para los estribos.

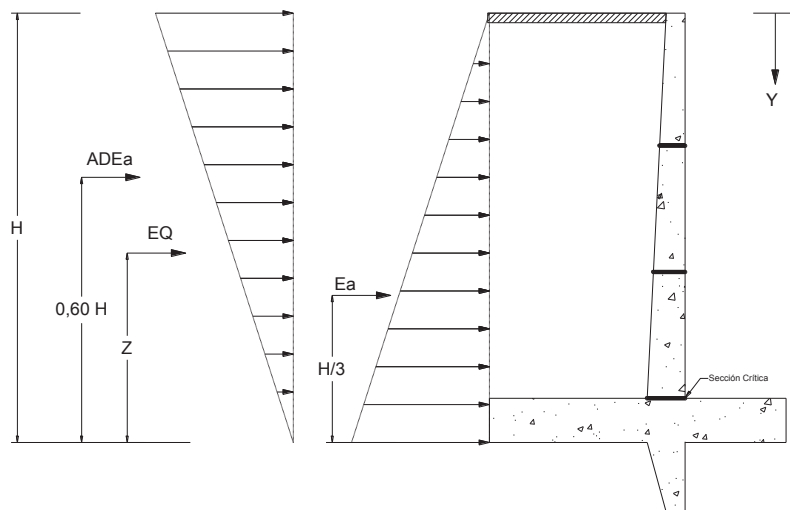


Fig. 4.37. Esquema de esfuerzos que actúan sobre la pantalla del muro de ala.

Elaboración: Luis Cuenca.

Por efecto de presión del suelo

- Presión del suelo

$$Ea = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

Dónde:

$$K_a = 0,333$$

$$\gamma = 1900 Kg/m^3$$

$$H=y$$

Por lo tanto:

$$Ea = 316,35 y^2$$

Momento por Empuje activo

$$Mvol = Ea * y/3$$

$$Mvol = 316,35 y^2 * \frac{y}{3} = 105,45 y^3$$

- Efecto de sismo

Del teorema de Mononobe – Okabe se deduce el incremento dinámico del empuje activo.

$$\Delta D_{EA} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * [(1 - Kv) * K_{EA} - Ka]$$

De donde obtenemos la ecuación:

$$\Delta D_{EA} = 80,75 y^2$$

Se ubica a 0,6y, por lo tanto:

$$M_{EA} = 48,45 y^3$$

Fuerza sísmica por peso propio de la pantalla

- Parte triangular

$$F_{spp} = (bw - tp) * \frac{Y^2}{2} * \gamma * Kh$$

Dónde:

bw= 0,60, arranque de la pantalla

tp= 0,30, espesor de la pantalla

Por lo tanto:

$$F_{spp} = (0,60 - 0,30) * \frac{Y^2}{2} * 2400 * 0,125$$

$$F_{spp} = 45,00 Y^2 Kg$$

Se ubica a Y/3, por lo tanto el momento es igual a:

$$M_{spp} = 45,00 Y^2 * \frac{Y}{3}$$

$$M_{spp} = 15,00 Y^3 Kg.m$$

- Parte rectangular

$$F_{spp} = tp * Y * \gamma * Kh$$

Por lo tanto:

$$F_{spp} = 0,30 * Y * 2400 * 0,125$$

$$F_{spp} = 90,00 Y Kg$$

Se ubica a Y/2, por lo tanto el momento es igual a:

$$M_{spp} = 90,00 Y * \frac{Y}{2}$$

$$M_{spp} = 45,00 Y^2 Kg.m$$

Diseño a flexión

Cuadro 4.50. Momento para distintas secciones de la pantalla del muro de ala.

Y	Momento último			Unidad
	6,30	4,00	2,00	
Grupo II	44561,01	11405,47	1425,68	Kg.m/m
Grupo VII	44018,99	11529,60	1531,20	Kg.m/m

Elaboración: Luis Cuenca.

Cálculo del refuerzo para sección 1 Y=6,30m

Se toma el mayor momento generado en el análisis anterior.

Resistencia última

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{44561,01}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,525^2}$$

$$R_u = 179636,22 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 17,96 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot R_u}{f_c}} \right)$$

$$\rho = 0,004465$$

Comparamos con la cuantía mínima y máxima ya calculadas anteriormente.

ρ_{\min}	$<$	ρ	$<$	ρ_{\max}
0,003333		0,004465		0,02125

Por lo tanto cumple con las condiciones de cuantía

Cantidad de acero por metro de muro.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,004475 \cdot 100 \cdot 52,5$$

$$A_s = 23,44 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 25 mm de diámetro se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{A_s \text{ Varilla}} = 4,77 \text{ varillas}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{4,77} = 20,94 \text{ cm}$$

Se colocará 1Ø 25mm@20 cm

Cálculo del refuerzo para sección 1; Y=4,00m.

Se toma el mayor momento de la ordenada correspondiente y se calcula la altura efectiva aplicando geometría.

$$d = \left(\frac{t_p}{H_p} * Y \right) + t_p - r$$

Por lo tanto:

$$d = \left(\frac{0,30}{6,30} * 4 \right) + 0,30 - 0,075 = 0,415$$

Diseño a flexión de la pantalla

Resistencia última

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{11529,60}{0,9 \cdot 1 \cdot 0,415^2}$$

$$R_u = 74383 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 7,44 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = 0,001806$$

Comparamos con la cuantía mínima y máxima ya calculadas anteriormente y notamos que no cumple con la cuantía mínima por lo que por seguridad adoptamos esta última para el cálculo.

Cantidad de acero por metro de muro

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,003333 \cdot 100 \cdot 52,5$$

$$A_s = 13,82 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 20 mm de diámetro se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_s}{3,14} = 4,41 \text{ varillas}$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{4,41} = 22,69 \text{ cm}$$

Se colocará $1\emptyset 20\text{mm}@20 \text{ cm}$, que se extenderá hasta la parte superior del muro.

Armadura de retracción y temperatura

Calculamos de la misma forma que para los estribos.

$$\rho = 0,002 = \text{Cuantía de acero por temperatura}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 52,5 \text{ cm.}$$

Por lo tanto:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 10,50 \text{ cm}^2$$

Se distribuye según el código ACI 14.3.4

Cara interior

$$A_{s1} = \frac{2}{3} A_s = 7,00 \text{ cm}^2$$

Asumiendo un diámetro de 14mm se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_{s1}}{A_s \text{ Varilla}} = 4,39 \cong 5 \text{ u}$$

$$e = \frac{100}{4,39} = 22,75 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará $1\emptyset 14\text{mm}@20 \text{ cm}$ en ambas direcciones

Cara exterior

$$A_{s2} = \frac{1}{3} A_s = 3,50 \text{ cm}^2$$

Asumiendo un diámetro de 10mm se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_{s2}}{A_s \text{ Varilla}} = 4,46 \cong 5 \text{ u}$$

$$e = \frac{100}{4,46} = 22,43 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará $1\emptyset 10\text{mm}@20 \text{ cm}$ en sentido horizontal.

4.6.9.3.2 Diseño de la cimentación

- **Diseño de la puntera**

Se considera los esfuerzos críticos calculados en la comprobación de las dimensiones del muro de ala. Así mismo se asume un recubrimiento $r = 7,5 \text{ cm}$

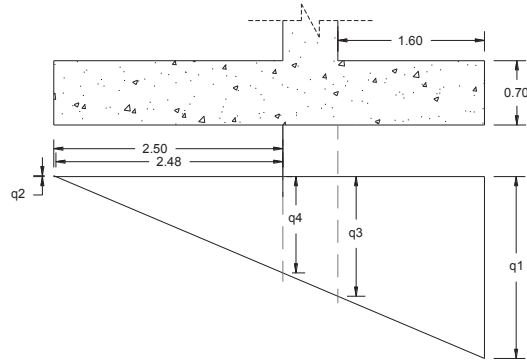


Fig. 4.38. Presiones sobre la puntera segunda etapa de comprobación de muro de ala.

Elaboración: Luis Cuenca.

La presiones q1 y q2 son las obtenidas de la etapa 2 (consideradas por ser críticas). La presión q3 se determina mediante relación de triángulos, por lo que:

Cuadro 4.51. Presiones de suelo segunda etapa (muro de ala).

q1 =	1,98	Kg/cm ²	19800	Kg/m ²
q2 =	-0,01	Kg/cm ²	-100	Kg/m ²
q3=	1,30	Kg/cm ²	13000	Kg/m ²
q4=	1,05	Kg/cm ²	10500	Kg/m ²

Elaboración: Luis Cuenca.

Momento generado por presión del suelo sobre el la puntera

$$M = 13000 * \frac{1,60^2}{2} + \frac{(19800-13000)*1,60}{2} * \frac{2*1,60}{3}$$

$$M = 202667 \text{ Kg.m}$$

Momento por peso propio del dedo

$$M_{pp} = (1,60 * 0,70 * 1 * 2400) * \frac{1,60}{2}$$

$$M_{pp} = 2150,40 \text{ Kg.m}$$

Momento de diseño para grupo de carga I

$$M_u = 1,30 * (20267 - 2150,40)$$

$$M_u = 23551,60 \text{ Kg.m}$$

Cálculo del refuerzo

Resistencia última

$$R_u = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{23551,60}{0,9 * 1 * 0,625}$$

$$R_u = 66991 = 6,70 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = 0,001623$$

Comparamos con la cuantía mínima y máxima ya calculadas anteriormente.

$$\rho_{\min} \quad \rho \quad \rho_{\max}$$

$$0,003333 \quad > \quad 0,001623 \quad < \quad 0,02125$$

Por lo tanto no cumple con las condiciones de cuantía por lo que se adopta la cuantía mínima.

Cantidad de acero por metro.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0033 \cdot 100 \cdot 62,5$$

$$A_s = 20,625 \text{ cm}^2$$

Adoptando varillas de 20 mm de diámetro se tiene:

$$\# \text{ varillas} = \frac{20,625}{3,142} = 6,56$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100}{6,56} = 15,23 \text{ cm}$$

Se colocará 1Ø 20mm@15 cm en la zona inferior

Revisión por esfuerzo cortante

Resultante de esfuerzos sobre la sección crítica

$$Rd = \left(\frac{19800 + 13000}{2} \right) \cdot 1,60$$

$$Rd = 26240 \text{ Kg}$$

Peso del dedo

$$Wd = 1,60 \cdot 0,70 \cdot 1 \cdot 2400 = 2688 \text{ Kg}$$

Esfuerzo cortante último sobre la sección

$$vu = \frac{1,30(26240 - 2688)}{100 \cdot 62,5}$$

$$vu = 4,90 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el concreto

$$\phi_{vc} = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280}$$

$$\phi_{vc} = 7,54 \text{ Kg/cm}^2 > 4,90 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple la revisión a cortante.

• **Diseño del Talón**

Así mismo se asume un recubrimiento $r = 7,5 \text{ cm}$. Las presiones sobre el talón se toman de la Figura 4.38.

Momento generado por presión del suelo sobre la puntera, Ignorando el esfuerzo de tracción sobre el suelo q_2 , se obtiene.

$$M = 10500 \cdot \frac{2,48^2}{2}$$

$$M = 32289,60 \text{ Kg.m}$$

Momento por peso propio del talón

$$M_{pp} = (2,50 \cdot 0,70 \cdot 1 \cdot 2400) \cdot \frac{2,50}{2}$$

$$M_{pp} = 5250 \text{ Kg.m}$$

Momento por peso del relleno

$$Mr = Pr * br$$

Dónde:

Cuadro 4.52. Peso del relleno sobre el talón del muro de ala.

Figura	Operaciones			Peso w/m	x m	mx Kg.m
	b (m)	h (m)	γ (Kg/m ³)			
1	2,5	6,3	1900	29925	1,25	37406,25
			$\Sigma=$	29925	$\Sigma=$	37406,25

Elaboración: Luis Cuenca.

Momento de diseño para grupo de carga I

$$Mu = 1,30 * (37406,25 + 5250 - 32289,60)$$

$$Mu = 13476,65 \text{ Kg. m}$$

Cálculo del refuerzo

Resistencia última

$$Ru = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{13476,65}{0,9 * 1 * 0,625}$$

$$Ru = 38333 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 3,83 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Cuantía de acero

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \cdot Ru}{f_c}} \right)$$

$$\rho = 0,000922$$

Comparamos con la cuantía mínima y máxima ya calculadas anteriormente.

$$\rho_{\min} \quad \rho \quad \rho_{\max}$$

$$0,003333 \quad > \quad 0,000922 \quad < \quad 0,02125$$

Por lo tanto no cumple con las condiciones de cuantía por lo que se adopta la cuantía mínima y se asume el mismo refuerzo calculado en el diseño de la puntera.

Revisión por esfuerzo cortante

Resultante de esfuerzos sobre la sección crítica

$$Rd = 10500 * 2,48/2 = 13020 \text{ Kg/m} = \text{Reacción generada por la presión de suelo}$$

$$Wpp = 4200 \text{ Kg/m} = \text{peso propio del talón.}$$

$$Wr = 29925 \text{ Kg/m} = \text{Peso del relleno sobre el talón}$$

$$Rd = -21105 \text{ Kg}$$

Esfuerzo cortante último sobre la sección

$$vu = \frac{1,30 * (21105)}{100 * 62,5}$$

$$vu = 4,39 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante resistido por el concreto

$$\phi vc = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280}$$

$$\phi_{vc} = 7,54 \text{ Kg/cm}^2 > 4,39 \text{ Kg/cm}^2$$

Cumple la revisión a cortante.

4.6.9.3.3 Diseño del dentellón

Para el diseño se ha tomado el factor de seguridad más desfavorable correspondiente a la etapa II de la comprobación de dimensiones del muro, del Cuadro 4.49, se obtiene los siguientes parámetros.

$$FS = \frac{18775,28}{25260,46} = 0,74 < 1,33$$

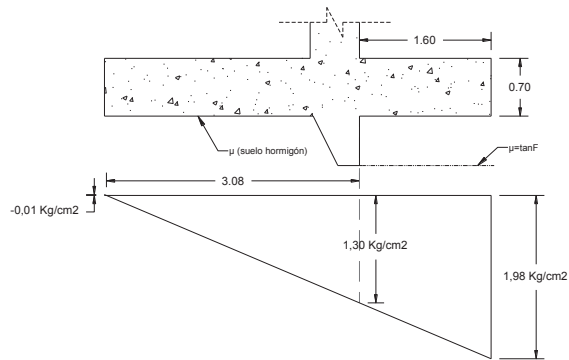


Fig. 4.39. Esquema de esfuerzos para diseño del dentellón, segunda etapa de comprobación (muro de ala).

Elaboración: Luis Cuenca.

Del el esquema se calcula las cargas por metro que actúan bajo la cimentación. Se desprecia el esfuerzo de tracción.

$$A1 = \frac{1,30 \times 3,08}{2} = 200,20 \text{ Kg/cm}$$

$$A1 = 20020 \text{ Kg/m}$$

$$A2 = \left(\frac{1,98 + 1,30}{2} \right) \times 160 = 262,40 \text{ Kg/cm}$$

$$A2 = 26240 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de la altura del dentellón:

$$\mu_1 * A1 + \mu_2 * A2 + \frac{1}{2} * \gamma * Kp * H^2 = 1,33 * 25260,46$$

Dónde:

H= Altura necesaria para contrarrestar el empuje

$\mu_1 = 0,40$ = Coeficiente de rozamiento (Hormigón – suelo)

$\mu_2 = \text{Tan}(\phi) = \text{Tan}(28) = 0,53$ = Coeficiente de rozamiento (Suelo – Suelo)

$\gamma = 2800 \text{ Kg/m}^3$ = Peso específico determinado en el laboratorio (Ver estudio de suelos).

$$Kp = \frac{1 + \text{seno}(\phi)}{1 - \text{seno}(\phi)}$$

$Kp = 2,77$ = Coeficiente de presión pasiva

Por lo tanto se tiene:

$$H^2 = 3,01 \text{ m}$$

$H = 1,74 \text{ m}$ (Incluido el espesor de la cimentación)

La altura del dentellón será igual a:

$$Hd = 1,74 - 0,70$$

$$Hd = 1,04 \text{ m}$$

Adopto Hd= 1,10 m

Diseño a flexión:

Cálculo del esfuerzo de flexión a partir de la fórmula del empuje pasivo, según la figura 4.38.

$$\sigma_1 = \gamma * H * Kp = 2800 * 0,70 * 2,77 = 5429,20 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_2 = \gamma * H * Kp = 2800 * 1,80 * 2,77 = 13960,80 \text{ Kg/m}^2$$

Momento flector en la sección e-e de la figura 4.35

$$M_{ee} = 5429,20 * \frac{1^2}{2} + (13960,80 - 5429,20) * 1 * \frac{2}{3} * 1$$

$$M_{ee} = 8402,33 \text{ Kg. m/m}$$

Se verifica el espesor del dentellón por flexión utilizando la siguiente ecuación:

$$d \geq \sqrt{\frac{Mu}{0,189 * 0 * f'c * b}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{840233}{0,189 * 0,90 * 280 * 100}} = 13,30 \text{ cm}$$

Se adopta un espesor de 0,60 m en la parte superior y 0,30 m en la parte inferior

La armadura vertical y horizontal que se colocará será la misma de la parte interna del estribo.

Revisión a cortante con un recubrimiento de 8 cm:

Fuerza cortante sobre la sección e-e de la figura 4.35

$$Vu = \left(\frac{5429,20 + 13960,80}{2} \right) * 1 = 9695,00 \text{ Kg}$$

$$Vn = \frac{9695}{0,85 * 100 * 52} = 2,20 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante resistente del concreto

$$Vc = 0,53 * \sqrt{280} = 8,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto cumple la condición de cortante.

El detalle geométrico y de armado de los diferentes componentes de la estructura se los podrá ver en el Anexo D (Planos Estructurales)

CAPÍTULO 5. IMPACTO AMBIENTAL

5.1 Introducción

En el cantón Cuenca, provincia del Azuay al igual que en todo el territorio nacional para desarrollar proyectos de construcción civil es necesario contar con un estudio de posibles impactos al ambiente, el mismo que estudiará la zona intervenida y colindantes al proyecto, siendo observado el medio abiótico, medio biótico incluyendo la población (entorno económico y social); en éste capítulo se puntualiza el Estudio Ambiental para la construcción del puente sobre la quebrada Agua Santa, ubicado en la comunidad Agua Santa de la parroquia Turi, en la vía que comienza en el redondel de la Av. 12 de Octubre, pasa por el nuevo CRS y conecta con la vía Turi – Gullanzhapa - Tarqui. Coordenadas UTM 722578 E, 9674960 N.

En el estudio de Impactos Ambientales que he desarrollado se han evidenciado los posibles impactos ambientales que podrían presentarse al desarrollarse el proyecto y como medidas de protección ambiental se establecen los requerimientos, compromisos y condiciones que el constructor de la obra deba cumplir para prevenir, mitigar o remediar los impactos indeseables que la construcción del proyecto pueda causar al ambiente.

5.2 Evaluación de impactos ambientales

De acuerdo a las regulaciones y normativa legal vigente en el país, es obligación del Ministerio del Ambiente y Gobierno Provincial del Azuay por medio de la Dirección Ambiental, vigilar por el cumplimiento de las leyes y sus respectivos reglamentos; así como las ordenanzas locales pertinentes.

En función de las normas legales establecidas se debe considerar la siguiente legislación que permite establecer el marco legal para la construcción de proyecto:

- Constitución Política del Ecuador

Título I, Capítulo II, artículo 23, literales 6,7, 20.

Capítulo IV, sección 4ª, artículo 42.

- Legislación Ambiental Secundaria

Libro VI, Título I, capítulo III, artículos 15, 16 y 17; libro VI, anexo 4.

Libro VI, Anexo 5.

- Ordenanza de creación de la Dirección de Gestión Ambiental del Gobierno Provincial del Azuay.
- Ordenanza que regula el funcionamiento del Subsistema de Evaluación de Impactos Ambientales en la Provincia del Azuay.

El marco legal puntualizado anteriormente engloba todos los aspectos a ser considerados dentro de un estudio de Impacto Ambiental, el proyecto a ser desarrollado se emplaza en un sector muy puntual de la comunidad Agua Santa sin embargo se ven afectados toda la población de la parroquia Turi por el proyecto.

Para la evaluación de los impactos ambientales se analiza con una matriz causa-efecto que relaciona las diferentes fases constructivas del proyecto con los componentes socio ambiental. En cada fase constructiva se detallan los impactos generales que se descomponen en impactos específicos. La calificación se aplica sobre estos últimos con la valoración de la importancia y su magnitud a través de criterios cuantitativos y cualitativos.

La ficha de valoración se encuentra en el numeral 5.3.8

5.2.1 Identificación de los impactos ambientales

Impactos positivos

- Creación de fuentes de trabajo directas e indirectas durante el período de construcción y operación.
- Mejorar la economía de las familias involucradas en las diferentes etapas del proyecto.
- Mejorar el flujo vehicular gracias a la apertura de nuevos accesos vehiculares.

Impactos negativos

- Alteración del paisaje urbano debido a las actividades constructivas
- Alteración a la calidad del suelo por incorrecta disposición de residuos sólidos y escombros.
- Alteración de la calidad del suelo por incorrecta disposición de residuos líquidos.
- Manejo inadecuado de obras de concreto y materiales de construcción.
- Interferencia al tránsito vehicular y peatonal.
- Conflictos con la comunidad por las molestias ocasionadas durante la etapa constructiva y de operación.
- Riesgos a la salud pública debido a posibles accidentes por falta de señalización y cuidado durante la ejecución de las actividades constructivas.
- Afección a la salud y seguridad ocupacional por ambientes de trabajo inapropiados.
- Deterioro de la calidad del aire por generación de Material Particulado
- Deterioro del ambiente acústico del sector por incremento de niveles de ruido y vibraciones ocasionados por la maquinaria empleada.

5.3 Mitigación de impactos ambientales

La sociedad actual tiene grandes compromisos con el medio ambiente para asegurar su existencia, por esta razón el contribuir con la preservación del medio biótico de las localidades luego de desarrollar proyectos civiles es de suma importancia para la parroquia de Turi; por lo cual el objetivo general del presente estudio pretende identificar los impactos ambientales que se generen por la construcción, funcionamiento y abandono del proyecto, los mismos que serán sometidos a un sistema de calificación y valoración, resultado que conducirá a la formulación de un Plan de Manejo Ambiental, que permita prevenir, mitigar, corregir, controlar y compensar los impactos negativos.

5.3.1 Procedimiento de trabajo

Para proteger y mantener el estado actual del medio ambiente es necesario disponer de un plan de manejo, el cual contiene los distintos programas con sus respectivas medidas diseñadas para prevenir, controlar y/o mitigar los impactos ambientales identificados, que pongan en riesgo la estabilidad del área ambiental intervenida.

Para tal efecto, el Contratista deberá llevar a cabo las siguientes acciones:

- Contar el proyecto con un responsable en lo relativo al Medio Ambiente y Seguridad Industrial, estado a cargo de identificar los posibles problemas ambientales que se presenten en la etapa de construcción, así como, el redefinir metas para lograr su mejoramiento y el mantenimiento de los ecosistemas.
- Cumplir con los dispositivos legales y los contenidos en el expediente técnico de las obras programadas.

Dentro del plan de manejo ambiental se presentan el implementar ciertos programas para controlar o mitigar los impactos ambientales, siendo estos:

5.3.2 Uso adecuado de materiales de construcción

Medida a Implementarse.- Definir las exigencias generales para la fabricación de materiales de construcción. Regular y mejorar el empleo de materiales de construcción en el área de la obra.

Tipo de Medida.- Control y Prevención.

Objetivo de la Medida.- Instaurar las medidas y acciones para el manejo de los materiales en el sitio de las obras y sitios de acopio temporal.

Impacto al cual se dirige.- Alteración de los recursos naturales y alteración del paisaje.

Descripción de las acciones:

- Durante la etapa previa a la construcción el encargado de la construcción debe definir el volumen y los sitios para la adquisición de los materiales de construcción, gravas, arenas, material para rellenos, terraplenes etc.
- Los materiales deben ser adquiridos a empresas que cuente con los respectivos permisos ambientales. El costo de los materiales se considerará puesto en obra.
- Los materiales no se deben acopiar en áreas colindantes a los frentes de obra para impedir que el material obstaculice los procesos constructivos, este debe almacenarse en los sitios seleccionados para tal fin, deberán estar cubiertos con polietileno o con otro material que el contratista defina y que la fiscalización apruebe, con el objeto de prevenir la generación de impactos ambientales por la emisión de material a la atmósfera.
- Los residuos de construcción deben ser retirados del frente de obra, el contratista debe darles el manejo más adecuado.
- El cemento en sacos debe ser almacenado en sitios secos y aislados del suelo.
- Es necesario que el equipo de fabricación o mezclado, esté en buenas condiciones técnicas con el fin de evitar accidentes o derrames que puedan afectar los recursos naturales o el medio ambiente.

Responsable.- Contratista, Responsable de Medio Ambiente y Seguridad Industrial, Fiscalizador.

5.3.3 Medidas de prevención para la protección y conservación del suelo**5.3.3.1 Medidas para evitar la contaminación del suelo y su desestabilización en cortes**

Medida a Implementarse.- Definir las exigencias generales para el manejo del suelo. Regular y mejorar el uso de materiales de construcción en el área de la obra.

Tipo de Medida.- Control y Prevención.

Objetivo de la Medida.- Instaurar las medidas para prevenir la alteración del suelo.

Impacto al cual se dirige.- Alteración del suelo y alteración del paisaje.

Descripción de las acciones:

- Se limitará al máximo la ejecución de trabajos de mecánica en los procesos de construcción en el área destinada para obras; de ejecutar los mismos, se harán protegiendo la integridad del medio ambiente, y los desperdicios generados de derrames accidentales como lubricantes, combustibles, trapos de desecho, etc.
- El material sobrante de excavaciones no podrá ser ubicado en lugares de producción agrícola o ganadera; estos tendrán que ser trasladados a sitios específicos donde causen el menor impacto.
- Los cortes e inclinación de taludes, se realizaran considerando el tipo de suelo presente en el corte, deberán considerarse con inclinaciones que favorezcan con la estabilización de los mismos, así como la ejecución de terrazas, y obras de drenaje que eviten deslizamientos, y que contribuyan a la revegetación de esta zona.

Responsable.- Contratista, Responsable de Medio Ambiente y Seguridad Industrial, Fiscalizador.

5.3.3.2 Prevención para el mantenimiento de la integración paisajística

Medida a Implementarse.- Definir las exigencias generales para reducir la alteración del entorno paisajístico.

Tipo de Medida.- Control y Prevención.

Objetivo de la Medida.- Instaurar las medidas para prevenir la alteración del paisaje.

Impacto al cual se dirige.- Alteración del suelo y alteración del paisaje.

Descripción de las acciones:

- De ser lo más adecuado en la ejecución de las obras previstas de para la estabilidad de taludes y excavaciones, se conservarán las pendientes y la forma de los rasgos naturales del entorno.
- Los rellenos y terraplenes a ejecutarse mantendrán en lo posible las formas naturales del terreno los cuales no implique obstáculos en el paisaje.
- Se llevara un riguroso plan de limpieza constante en las áreas de acumulación de escombros y residuos de la construcción.
- Al culminar la construcción se implementaran trabajos de regeneración de las zonas de influencia directa donde se encuentra implantado el proyecto.

5.3.4 Salud ocupacional

Medida a Implementarse.- Seguridad Laboral, Higiene y Salubridad del personal en la etapa de construcción.

Tipo de Medida.- Preventiva.

Objetivo de la Medida.- Mejoramiento de las condiciones de seguridad laboral, salud de los obreros y técnicos del proyecto.

Impacto al cual se dirige.- Potenciales riesgos laborales del proyecto.

Descripción de las acciones:

- Todos los obreros y técnicos del proyecto obligatoriamente deberán estar afiliados al IESS.
- Deberá estar normalizados los horarios de alimentación, ingreso y salida de los trabajadores.
- Se dotará a todo el personal y visitantes del EPIS Equipos de protección personal necesario para la correcta protección durante la construcción de la obra, es obligatorio (Chalecos refractivos, botas punta de acero de ser el caso, cascos protectores, guantes, mascarillas de polvo, protectores auditivos).
- Los operadores de equipos vibratorios cumplirán turnos rotativos para evitar problemas de salud.
- Disponer y exhibir de números de teléfono de organismos de socorro y centros médicos en caso de generarse algún percance. En caso de accidente se notificará inmediatamente al responsable de seguridad y salud ocupacional, el tomara las medidas necesarias de acuerdo a la gravedad del accidente.
- Verificar que los operadores de maquinaria sea personal calificado y que disponga de experiencia efectiva y las licencias correspondientes.
- El operador realizara inspección inicial adecuada de la maquinaria y equipos (Verificar registro de mantenimiento), previo al cumplimiento de sus labores.
- En las áreas de construcción de la obra, el acceso será restringido mediante el uso de cintas y mallas de plástico para protección.
- El contratista cumplirá con el programa de señalización preventiva y demarcación de los frentes de obras en las etapas de construcción, por cuanto estas medidas proporcionan seguridad a los usuarios de las vías como a los mismos trabajadores del proyecto.
- En el proyecto se deberá disponer de baterías sanitarias en obra, como un requisito obligatorio.
- Precedentemente al inicio de las actividades de excavación, se deberán verificar las recomendaciones establecidas en los diseños con relación a las obras que garantizarán la estabilidad de la vía y construcciones aledañas.

- Los constructores del proyecto deberán disponer de insumos de primeros auxilios o botiquín, en cada frente de trabajo.
- El encargado de la seguridad laboral deberá vigilar el uso correcto y adecuado de los elementos de protección personal y garantizar su cambio o mantenimiento oportuno, disponiendo de un stock suficiente permanentemente.

Responsable.- Contratista, Responsable de Medio Ambiente y Seguridad Industrial, Fiscalizador.

5.3.5 Adecuación de campamento

Medida a Implementarse.- Dotación de infraestructura para el personal y equipos de la construcción de la obra.

Tipo de Medida.- Control y prevención.

Objetivo de la Medida.- Disponer de un área de campamento y acopio temporal de materiales de construcción o áreas para parqueo de maquinaria entre otras.

Impacto al cual se dirige.- Presencia de materiales, equipos, maquinaria y obreros.

Descripción de las acciones:

- Para la ejecución del proyecto este contara con un campamento y un centro de acopio, bodega contendrá las siguientes instalaciones: Patio de maquinaria, guardianía, sistemas hidrosanitarias como (letrina, duchas, vestidores), oficina y bodega de materiales.
- El campamento se construirá con material prefabricado, el cual sea fácil retirar al culminar el proyecto.
- El campamento contara con señalización necesaria para el desarrollo correcto de las actividades.

Responsable.- Contratista, Responsable de Medio Ambiente y Seguridad Industrial, Fiscalizador.

5.3.6 Prevención de la contaminación del agua

Medida a Implementarse.- Buenas prácticas y manejo ambiental en procesos constructivos de vías.

Tipo de Medida.- Control y prevención.

Objetivo de la Medida.- Mantener las áreas del proyecto, en cumplimiento de las normas ambientales para no generar inconvenientes a los vecinos y al ecosistema.

Impacto al cual se dirige.- Contaminación, suelo, agua, aire.

Descripción de las acciones:

- No convendrán emplear sustancias químicas que puedan perturbar el equilibrio ecológico, las características de las aguas o la vida de personas, fauna y flora.
- Bajo ninguna circunstancia se permitirá la disposición de residuos sólidos en las corrientes hídricas. El material resultado de las excavaciones de obras se deberá acopiar lo más lejos posible de causes de agua, evitando la contaminación de las fuentes hídricas.
- No se deberá colocar en las corrientes hídricas ni en su entorno ningún tipo de residuo industrial como solventes, aceites usados, pinturas u otros materiales.
- Se prohíbe el lavado de la maquinaria y equipo en los cursos de agua, para evitar el derrame de lubricantes o hidrocarburos que contribuyan a la contaminación de los mismos.

5.3.7 Medidas para controlar la contaminación del aire

Medida a Implementarse.- Buenas prácticas y manejo ambiental en procesos constructivos de vías.

Tipo de Medida.- Control y prevención.

Objetivo de la Medida.- Mantener las áreas del proyecto, en cumplimiento de las normas ambientales para no generar inconvenientes a los vecinos y al ecosistema.

Impacto al cual se dirige.- Contaminación del aire.

Descripción de las acciones:

- Para atenuar el efecto producido por las emisiones de polvo y partículas debido al tránsito de vehículos y maquinaria por accesos desprovistos de capa de rodadura, se recomienda en épocas de bajas precipitaciones el humedecimiento de los tramos donde se produzca polvo por efectos de las obras del proyecto. Es totalmente prohibido el riego de aceite quemado automotriz para atenuar este efecto.

5.3.7.1 Medidas de prevención para el control de polvo

Medida a Implementarse.- Buenas prácticas y manejo ambiental en procesos constructivos de vías para la reducción y el control de la calidad del aire.

Tipo de Medida.- Control y prevención.

Objetivo de la Medida.- Mantener un plan de control de polvo en las áreas del proyecto, en cumplimiento de las normas ambientales para no generar inconvenientes a los vecinos y al ecosistema.

Impacto al cual se dirige.- Contaminación del aire.

Descripción de las acciones:

- Aplicación de agua como regulador para controlar el polvo que se podrá ocasionar la construcción de la obra o el tráfico público que circule por el proyecto.
- Prevenir la generación de polvo de los vehículos que transportan material por medio de cubrir con lona el material de los volquetes, camiones, camionetas, etc.

5.3.7.2 Medidas para la prevención y control de ruidos y vibraciones

Medida a Implementarse.- Buenas prácticas y manejo ambiental en procesos constructivos de vías.

Tipo de Medida.- Control y prevención.

Objetivo de la Medida.- Mantener las áreas del proyecto, en cumplimiento de las normas ambientales para no generar inconvenientes a los vecinos y al ecosistema.

Impacto al cual se dirige.- Contaminación, suelo, agua, aire.

Descripción de las acciones:

- Los procesos constructivos que generan ruido deberán ser ejecutados en horarios comprendidos entre las 8h00 y 18h00, se deberán tomar las medidas necesarias para el aislamiento en caso de ser factible de los escapes de la maquinaria.
- Para aminorar los efectos de las emisiones de niveles de ruido que superen el nivel permitido, se recomienda el uso de accesorios y equipos de protección personal para el ruido, siendo necesario el uso de cascos con orejeras y tapones auditivos.
- Las emisiones de ruido deben ser aprisionadas a los espacios más aislados posibles, actuando sobre los equipos, maquinaria y vehículos que los generan para buscar reducir dichos ruidos.

5.3.7.3 Medidas para la prevención y control de la emisión de gases y humo

Medida a Implementarse.- Buenas prácticas y manejo ambiental en procesos constructivos de vías.

Tipo de Medida.- Control y prevención.

Objetivo de la Medida.- Establece lineamientos para prevenir y controlar los efectos ambientales negativos que se crean debido a las emisiones de gases contaminantes ocasionados por la maquinaria, equipos a combustión y vehículos de transporte pesado, que son empleados en la ejecución de la obra.

Impacto al cual se dirige.- Contaminación aire.

Descripción de las acciones:

- Vigilar las emisiones de humo y gases a través de un apropiado mantenimiento de equipos, maquinaria y vehículos.
- Restringir durante la ejecución del proyecto quemar llantas, plásticos, vegetación u otros materiales; en el caso de no cumplimiento establecer sanciones y la disposición inmediata el remediar daños y las posibles afecciones al medio ambiente.

5.3.7.4 Ficha ambiental

Cuadro 5.1. Ficha ambiental.

- Datos Generales**

Nombre del Proyecto: Diseño en Hormigón Armado de un Puente sobre la quebrada Agua Santa, perteneciente a la parroquia Turi, Cantón Cuenca, Provincia del Azuay		Código CCAN: 23.4.1.2.1.1.- Construcción de puentes menor o igual a 500 m Fecha: Julio 2015
Localización del Proyecto:	Provincia:	Azuay
Cantón:	Cuenca	
Parroquia:	Turi	
Comunidad:	Agua Santa	
Auspiciado por:	GAD Parroquial de Turi	
Tipo del Proyecto:		
Vialidad y transporte	Puente de Hormigón Armado de 27 metros de Luz	
Descripción resumida del proyecto:		
<p>El proyecto está ubicado en la provincia del Azuay dentro de la cuenca hidrográfica del Río Tarqui, al sur del área urbana de la ciudad de Cuenca, en la parroquia Turi, sector Agua Santa, sobre la quebrada del mismo nombre a 2645 m.s.n.m, en la vía que comienza en el redondel de la Av. 12 de Octubre, pasa por el nuevo CRS y conecta con la vía Turi – Gullanzhapa - Tarqui. Coordenadas UTM 722578 E, 9674960 N.</p> <p>En el cruce sobre la quebrada Agua Santa que comunica las parroquias Turi con el Valle existe un puente de madera construido de manera rústica por los habitantes de la zona. La estructura se encuentra asentada en el margen izquierdo sobre un relleno construido desde la vía principal generando una pendiente de aproximadamente el 20%, por el margen derecho de la quebrada el puente se asienta sobre terreno natural que tiene una pendiente aproximada del 5%.</p> <p>En las márgenes existe vegetación densa de acuerdo al estudio y por el tipo de suelo a lo largo de la quebrada no se evidencia daño por erosión del cauce natural. Por testimonio de los habitantes de la comunidad indican alturas referenciales de niveles de agua de crecidas que bordean los 1,35 metros.</p> <p>La vía de acceso a la comunidad es de lastre encontrándose en condiciones regulares. La vía que conecta al puente forma parte de un proyecto vial que unirá a las comunidades de Turi con la parroquia el valle, actualmente solo está abierta trocha.</p> <p>Luego de detallar las deficientes condiciones actuales del puente sobre la quebrada Agua Santa y la necesidad de comunicación entre las parroquias Turi y el Valle se planteó como trabajo de titulación la Construcción de un Puente de Hormigón Armado de Luz de 27 metros.</p>		

- Nivel de Estudios**

Técnicos del proyecto	Definitivo	Estudio de Ingeniería.
Categoría del Proyecto	Construcción	Se requiere un puente nuevo para unir la Comunidad Agua Santa ingreso a Turi
Datos del Promotor/Auspiciante		

Nombre o Razón Social		GAD Parroquial de Turi			
Representante legal					
Dirección		Vía Turi – Gullanzhapa - Tarqui			
Barrio/ Sector:	Centro parroquia Turi	Ciudad:	Cuenca	Provincia:	Azuay
Teléfono:		2842588 / 2823946		Fax: 2842294	

Características del Área de influencia

Caracterización del medio Físico

- **Localización**

Región geográfica:	Sierra	Área rural de la población de Cuenca Parroquia Turi
Coordenadas:	Coordenadas UTM (WGS 84): 9674960 Norte 0722578 Este	
Altitud:	2645 m.s.n.m.	

Mapa de ubicación:

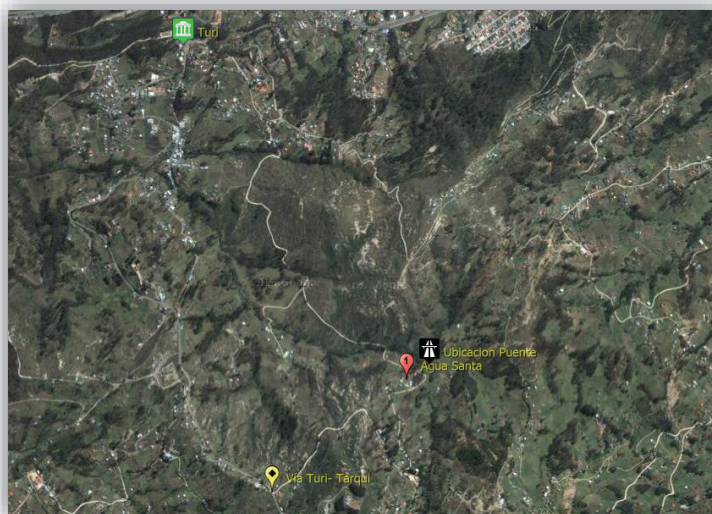


Fig. 5.1. Mapa de ubicación del puente

Fuente: www.googleearth.com

- **Clima**

Temperatura:	Templado entre los 12°C y 16°C	Templado (2300-3000 msnm)
---------------------	--------------------------------------	---------------------------

- **Geología, geomorfología y suelos**

Ocupación actual Área de influencia:	<ul style="list-style-type: none"> • Asentamientos humanos • Áreas agrícolas y ganaderas • Fuentes hidrológicas y cauces naturales 	
Pendiente del suelo	Ondulado	La topografía varía entre plana, irregular y escarpada predominando en mayoría zonas de laderas y colinas.
Tipo de suelo	Arenisca	En el margen izquierdo y derecho de la quebrada se puede observar que en la segunda capa se encuentra diaclasas alineadas de color café claro por lo que según la clasificación se trataría como un suelo arenoso muy compacto y firme o una arenisca. Según (Jiménez Salas, 1975) sería de tipo calcárea arcillosa. Este tipo de roca sedimentaria tienen soportan resistencia a la compresión entre los 2,6 a 43 Kg/cm ² , según la mecánica de rocas de resistencia débil a media comparando con los resultados obtenidos, se caracteriza con su baja solubilidad y su capacidad de carga admisible va desde los 10 Kg/cm ² hasta los 20 Kg/cm ²
Calidad del suelo	Fértil	Se observa que en algunos lotes de la comunidad del proyecto, se dedican a la agricultura que básicamente es para consumo personal de Maíz, frejol, Haba, Arveja, y Hortalizas, también existen lugares destinados al pastoreo de animales.
	Semi-fértil	En ciertos putos de la comunidad se observan bosques en los cuales se puede observar que se alimenta del ciclo natural de descomposición de la hojarasca.
Permeabilidad del suelo	Baja	El agua presenta dificultad para infiltrarse en el suelo, lo cual provoca la presencia de varias quebradas en la zona como: Tres Marías, El Solitario, Mulahuaycu, Talanquera, Agua Santa, Alfahuaycu, Mishquiwaycu, Caganchi, (afluentes del Río Tarqui) y La quebrada de Chaguarchimbana (afluente del Río Yanuncay).
Condiciones de drenaje	Buenas	Existen varias quebradas en la zona.

- **Hidrología**

Fuentes:	Agua superficial	La red hídrica de la Parroquia Turi está compuesta por 331.66 Km. entre ríos y quebradas de los cuales 192.3 corresponden a nacientes de quebradas.
Nivel freático:	Nulo	Al momento de extraer las muestras para el estudio de suelos, no se encontró nivel freático hasta la altura de extracción de muestras localizada a 4,00 metros de profundidad.

Precipitaciones:	Altas	Fuertes precipitaciones en los meses de invierno entre los meses de Febrero a Junio.
-------------------------	-------	--

- **Aire**

Calidad del aire:	Puro	En la localidad Agua Santa no existen fuentes contaminantes que alteren la calidad aire es respirable y no presenta malos olores.
Recirculación de aire:	Muy Buena	Brisas constantes especialmente en épocas de invierno.
Ruido:	Bajo	No existen fuentes generadoras de ruido por lo que la zona presenta calma.

Caracterización del medio Biótico

- **Ecosistema**

Tipo de Bosque	Bosque Pluvial	Donde se Construirá el Puente existen bosques de eucalipto este tipo y que han sido deforestando años atrás.
----------------	----------------	--

- **Flora**

Tipo de cobertura Vegetal:	Arbustos	Se presentan en las márgenes del cauce de la quebrada Agua Santa.
	Pastos	Se encuentra en lotes aledaños al proyecto
	Cultivos	Se puede observar que básicamente se dedican al cultivo de Maíz, frejol, Haba, Arveja, y Hortalizas,
	Matorrales	Se encuentran dentro de las márgenes de la quebrada
Importancia de la Cobertura vegetal:	Común del sector	Cultivo de ciclo corto en algunas parcelaciones, con la finalidad de venta y auto consumo.
Usos de la vegetación:	Alimentación	Existen algunos lotes que tienen siembra para autoconsumo.

- **Fauna silvestre**

Tipología		
Micro fauna:	Insectos	Moscas y mosquitos comunes de zonas templadas
	Anfibios	No se pudo constar la presencia de especies
	Peces	No se ha constatado la presencia física de ninguna clase de pez

Caracterización del medio Socio – Cultural

- **Demografía**

Nivel de consolidación	Rural	Parroqui Turi
Del área de influencia:	Periférica	Comunidad Agua Santa
Tamaño de la población	Entre 0 y 1.000 habitantes Comunidad Agua Santa	
	Entre 1.001 y 10.000 habitantes Parroquia Turi	
Características étnicas de la Población	Mestizos	La población rural del sector del Puente Quebrada Agua Santa del sector del mismo nombre es nativa, pues sus antepasados habitaban en el mismo sector; siendo su característica étnica predominante la población mestiza.

- **Infraestructura Social**

Abastecimiento de agua	Agua Potable	La cabecera parroquial de Turi es la más atendida en lo que se refiere al Agua Potable
	Agua Fuente	El sistema de agua para el consumo humano en un 83,22% de las viviendas asentadas, son abastecidas principalmente del proyecto Nero y en los sistemas de agua de Angaguachana y Hugzhayaku emplazado en la zona de límite indefinida de la comunidad de Chaguarcorral
Evacuación de aguas Servidas	Alcantarillado - Fosas sépticas	El alcantarillado sanitario presenta una cobertura del 33,6% del total de viviendas asentadas, el resto de viviendas poseen fosas sépticas en sus predios
Evacuación de aguas Lluvias	Drenaje superficial	No hay canalización pluvial, esta agua evacua de manera superficial
Desechos solidos	Relleno Sanitario	Cubre un 69.09% de la parroquia Turi la empresa pública EMAC EP
Electrificación	Red energía eléctrica	La red de energía eléctrica cubre el 96,3% de la población mientras que el restante utiliza sistemas alternativos de energía.
	Alumbrado publico	Existe alumbrado público en las mismas zonas de distribución eléctrica
Transporte publico	Servicio Urbano	En la parroquia Turi si existe transporte público.
	Otros	Existe el servicio de flete en vehículos que realiza transporte mixto personas, alimentos, etc.
Vialidad y accesos	Vías principales	Cuenca – Turi - Tarqui
	Caminos vecinales	Agua Santa – El Valle
Telefonía	Red Domiciliaria	Existe la distribución de la red de Nero

	Telefonía Móvil	Claro - Movistar - CNT
--	-----------------	------------------------

- **Actividades Socio – Económicos**

Aprovechamiento y uso de la tierra	Residencial	Terrenos utilizados para viviendas.
	Comercial	Traen y llevan productos agrícolas, ganaderos desde Cuenca, por lo cual la vía Cuenca – Turi es de primordial importancia.
	Recreacional	Sector destinado para la comunidad.
	Productivo	Actividad agrícola en la mayoría para consumo personal.
	Baldío	Existen lotes vacíos, sin ningún tipo de producción.
Tenencia de la tierra	Terrenos privados	De pobladores de la zona.
	Terrenos comunales	Existe casa Comunal.

- **Organización Social**

Nivel de educación	Primer nivel	La mayoría de pobladores han cursado la educación primaria, saben leer y escribir, dato de encuestas
---------------------------	--------------	--

- **Aspectos Culturales**

Lengua	Castellano	En la parroquia Turi y sus barrios hablan el castellano.
Religión	Católicos	Predominan en los pobladores la religión Católica.
Tradiciones	Ancestrales	De las comunidades Turi se mantienen.

- **Medio perceptual**

Paisaje y turismo	Zonas con valor paisajístico	Zonas boscosas que existen en las el sector, a más de un mirador turístico en su zona alta.
--------------------------	------------------------------	---

- **Riesgos Naturales e inductivos**

Peligro de Inundaciones	Nulo	La zona, prácticamente, no tiene peligro de inundaciones.
--------------------------------	------	---

CAPÍTULO 6. PRESUPUESTO

6.1 Introducción

Parte importante luego del diseño de una estructura es representarla a través de costos mediante el análisis basado en especificaciones técnicas, de cada una de las actividades que se realizarán al momento de la construcción del puente para una fecha y un lugar determinado.

En el valor del presupuesto se incluyen los materiales, mano de obra, equipo herramientas, gastos generales administrativos, imprevistos, utilidades y honorarios.

6.2 Cantidades de obra

Los rubros considerados son los siguientes:

Cuadro 6.1. Cantidades de obra del proyecto.

Descripción	Unidad	Cantidad
Obras Preliminares		
Desbroce y limpieza del terreno	m ²	300.00
Replanteo y nivelación para puentes	m ²	480.00
Remoción de puente de madera	glb	1.00
Excavaciones y rellenos		
Excavación a máquina de material sin clasificar 0 a 2m de profundidad	m ³	400.00
Excavación a máquina de material sin clasificar 2 a 4m de profundidad	m ³	200.00
Excavación manual de material sin clasificar 0 a 2m de profundidad	m ³	15.00
Entibado	m ²	100.00
Desalajo de material producto de excavación	m ³	615.00
Relleno compactado con material de mejoramiento	m ³	1050.00
Subbase conformación y compactación	m ³	146.90
Estructura		
Replantillo de hormigón simple f'c=180 Kg/cm ²	m ³	11.30
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (zapata)	m ³	90.30
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (pantalla)	m ³	59.04
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (ménsula y trabas antisísmicas)	m ³	14.36
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (vigas y diafragmas)	m ³	61.16
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (losa)	m ³	45.90
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (barandas)	m ³	2.48
Acero de refuerzo en barras fy= 4200 kg/cm ² (cortado y figurado)	kg	29399.95
Malla electro soldada 10mm x 20 cm	m ²	113.00
Encofrado recto	m ²	930.00
Encofrado obra falso para vigas	m ²	75.00
Suministro y colocación de tubo galvanizado, D= 4", espesor=4mm.	m	162.00
Placas de apoyo-neopreno dureza SHORE 70 (0.40x0.40x0.03)	u	6.00
Enlucido en columnas de pasamano con mortero 1:3	m ²	42.00
Pintura esmalte en metal (soplete), inc. anticorrosivo	m ²	51.03
Juntas transversales de expansión (incluye pre moldeado de neopreno)	m	12.00
Sistema de evacuación de aguas		
Suministro e instalación de tubería desagüe PVC; D=4"	ml	34.00
Ambiental		
Señalización con cinta	ml	100.00
Señalización ambiental, letreros	u	4.00
Tachos plásticos para almacenar desechos, incluye instalación.	u	4.00

Elaboración: Luis Cuenca.

6.3 Análisis de precios unitarios

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 1001

Descripción: Desbroce y limpieza del terreno

Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Motosierra	Hora	1.00	0.20	0.16	0.03
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	2.00	0.25	0.16	0.08
Subtotal de Equipo:					0.11

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:					0.00

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		1.00	3.18	0.16	0.51
Estructura ocupacional D2		1.00	3.22	0.16	0.52
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.01	0.04
Subtotal de Mano de Obra:					1.07

Costo Directo Total: 1.18

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.24

Precio Unitario Total	1.42
------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 1002
Descrip.: Replanteo y nivelación para puentes
Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo topográfico completo (Estación total, nivel, teodolito de precisión, trípode, prisma, mira, cinta métrica, jalones, piquetes, machete, etc.)	Hora	1.00	2.48	0.05	0.12
Herramienta menor	hora	3.00	0.25	0.05	0.04
Subtotal de Equipo:					0.16

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Tira de Madera (Eucalipto o similar de 4x5 cm)	uni 3.00 m	0.05	2.30		0.12
Piola	ml	1.00	0.01		0.01
Clavos	Kg	0.01	0.76		0.01
Pintura	gl	0.01	23.57		0.24
Subtotal de Materiales:					0.38

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Topografía: Topógrafo 2 (Estr. Oc. C1)		1.00	3.70	0.05	0.19
Estructura ocupacional D2		1.00	3.40	0.05	0.17
Estructura ocupacional E2		1.00	3.18	0.05	0.16
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.05	0.18
Estructura ocupacional B1		1.00	3.58	0.01	0.04
Subtotal de Mano de Obra:					0.74

Costo Directo Total: 1.28

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.26

Precio Unitario Total	1.54
------------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 1003
Descripción: Remoción de puente de madera
Unidad: glb

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Retroexcavadora	Hora	1.00	4.00	6.00	24.00
Herramienta y maquinaria para carpintería	Hora	7.00	0.45	8.00	25.20
Subtotal de Equipo:					49.20

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:					0.00

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		4.00	3.18	8.00	101.76
Estructura ocupacional D2		2.00	3.22	8.00	51.52
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	8.00	28.56
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	6.00	24.00
Sin título		1.00	3.40	6.00	20.40
Subtotal de Mano de Obra:					226.24

Costo Directo Total: 275.44

COSTOS INDIRECTOS

20 % 55.09

Precio Unitario Total :	330.53
--------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 2001

Descripción: Excavación a máquina de material sin clasificar 0 a 2m de profundidad

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta menor	hora	3.00	0.25	0.05	0.04
Excavadora	Hora	1.00	40.00	0.05	2.00
Subtotal de Equipo:					2.04

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:					0.00

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		1.00	3.31	0.05	0.17
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.01	0.04
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.05	0.20
Sin título		1.00	3.40	0.05	0.17
Subtotal de Mano de Obra:					0.58

Costo Directo Total: 2.62

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.52

Precio Unitario Total:	3.14
-------------------------------	------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 2002

Descripción: Excavación a máquina de material sin clasificar 2 a 4m de profundidad

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta menor	hora	3.00	0.25	0.06	0.05
Excavadora	Hora	1.00	40.00	0.06	2.40
Subtotal de Equipo:					2.45

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:					0.00

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		1.00	3.31	0.06	0.20
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.01	0.04
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.06	0.24
Sin título		1.00	3.40	0.06	0.20
Subtotal de Mano de Obra:					0.68

Costo Directo Total: 3.13

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.63

Precio Unitario Total:	3.76
-------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 2003

Descripción: Excavación manual de material sin clasificar 0 a 2m de profundidad

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta menor	hora	3.00	0.25	1.30	0.98
Subtotal de Equipo:					0.98

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Subtotal de Materiales:					0.00

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.31	1.30	8.61
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.10	0.36
Subtotal de Mano de Obra:					8.97

Costo Directo Total: 9.95

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.99

Precio Unitario Total:	11.94
-------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 2004
Descrip.: Entibado
Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta menor	hora	3.00	0.25	0.25	0.19
Subtotal de Equipo:					0.19

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Puntales de madera pingos (eucalipto o similar)	m	0.60	2.15		1.29
Tira de Madera (Eucalipto o similar de 4x5 cm)	ml	0.30	1.42		0.43
Clavos	Kg	0.03	0.76		0.02
Alambre galvanizado # 16	kg	0.05	3.24		0.16
Tablones (espesor mayor a 3 centímetros)	u	0.80	4.50		3.60
Subtotal de Materiales:					5.50

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.25	1.59
Estructura ocupacional D2		1.00	3.22	0.25	0.81
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.03	0.11
Estructura ocupacional B1		1.00	3.58	0.01	0.04
Subtotal de Mano de Obra:					2.55

Costo Directo Total: 8.24

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.65

Precio Unitario Total :	9.89
--------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 2005
Descripción: Desalojo de material producto de excavación
Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Volqueta	Hora	1.00	25.00	0.15	3.75
Herramienta menor	hora	1.00	0.25	0.15	0.04
Subtotal de Equipo:					3.79

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Pago escombrera	m ³	1.00	0.50		0.50
Subtotal de Materiales:					0.50

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Choferes profesionales (estructura ocupacional)		1.00	7.52	0.15	1.13
Subtotal de Mano de Obra:					1.13

Costo Directo Total: 5.42

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.08

Precio Unitario Total:	6.50
-------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 2006
Descrip.: Relleno compactado con material de mejoramiento
Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Compactador mecánico y complementarios	Hora	1.00	4.50	0.10	0.45
Herramienta menor	hora	1.00	0.25	0.10	0.03
Subtotal de Equipo:					0.48

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.03	1.00		0.03
Material de mejoramiento	m ³	1.20	12.00		14.40
Subtotal de Materiales:					14.43

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.10	0.64
Estructura ocupacional D2		1.00	3.22	0.10	0.32
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.10	0.36
Estructura ocupacional B1		1.00	3.58	0.10	0.36
Subtotal de Mano de Obra:					1.68

Costo Directo Total: 16.59

COSTOS INDIRECTOS

20 % 3.32

Precio Unitario Total:	19.91
-------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 2007
Descrip.: Subbase conformación y compactación
Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Motoniveladora	Hora	1.00	5.00	0.04	0.20
Rodillo compactador tripulado	Hora	1.00	4.50	0.04	0.18
Tanquero de agua	Hora	1.00	7.00	0.04	0.28
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	4.00	0.25	0.04	0.04
Equipo topográfico completo (Estación total, nivel, teodolito de precisión, trípode, prisma, mira, cinta métrica, jalones, piquetes, machete, etc.)	Hora	1.00	2.48	0.04	0.10
Compactador mecanico y complementarios	Hora	1.00	4.50	0.04	0.18
Subtotal de Equipo:					0.98

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.03	1.00		0.03
Sub base (que cumpla especificaciones técnicas)	m ³	1.20	14.48		17.38
Subtotal de Materiales:					17.41

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.04	0.25
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.04	0.16
Estructura ocupacional C2 (GRUPO 2)		1.00	9.80	0.04	0.39
Sin titulo		3.00	3.40	0.04	0.41
Choferes profesionales (estructura ocupacional)		1.00	7.52	0.04	0.30
Estructura ocupacional D2		2.00	3.40	0.04	0.27
Topografía: Topógrafo 2 (Estr. Oc. C1)		1.00	3.70	0.04	0.15
Estructura ocupacional B3		1.00	3.70	0.01	0.04
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.01	0.04
Subtotal de Mano de Obra:					2.01

Costo Directo Total: 20.40

COSTOS INDIRECTOS

20 % 4.08

Precio Unitario Total:	24.48
-------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3001

Descrip.: Replanteo de hormigón simple f'c=180 Kg/cm²

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Concreteira de 1 saco	Hora	1.00	2.50	1.30	3.25
Parihuelas	Hora	4.00	0.15	1.30	0.78
Herramienta menor	hora	1.00	0.25	1.30	0.33
Vibrador	Hora	1.00	0.75	1.30	0.98
Subtotal de Equipo:					5.34

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Arena	m ³	0.58	20.00		11.60
Ripio o grava	m ³	0.81	21.00		17.01
Cemento tipo portland	saco 50 kg	6.00	7.58		45.48
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.17	1.00		0.17
Subtotal de Materiales:					74.26

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		6.00	3.18	1.30	24.80
Estructura ocupacional D2		3.00	3.40	1.30	13.26
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.13	0.46
Estructura ocupacional B1		1.00	3.58	0.13	0.47
Subtotal de Mano de Obra:					38.99

Costo Directo Total: 118.59

COSTOS INDIRECTOS

20 % 23.72

Precio Unitario Total:	142.31
-------------------------------	--------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3002
Descrip.: Hormigón f'c=280 Kg/cm² (zapata)
Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Vibrador	Hora	1.00	0.75	0.45	0.34
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	12.00	0.25	0.45	1.35
Bomba y aditamentos para hormigón	Hora	1.00	4.00	0.45	1.80
Cargadora	Hora	1.00	10.00	0.45	4.50
Concretera de 1 saco	Hora	1.00	2.50	0.45	1.13
Subtotal de Equipo:					9.12

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Arena	m ³	0.55	20.00		11.00
Ripio o grava	m ³	0.80	21.00		16.80
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.18	1.00		0.18
Cemento tipo portland	saco 50 kg	7.70	7.58		58.37
Aditivo hormigón plastificante plastocrete 161 – R o similar	gl	1.00	12.55		12.55
Aditivo químico para curado de hormigón	gl	0.30	14.22		4.27
Subtotal de Materiales:					103.17

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Camión Mixer	hora	1.00	6.00	0.18	1.08
Subtotal de Transporte:					1.08

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		7.00	3.18	0.45	10.02
Estructura ocupacional D2		4.00	3.40	0.45	6.12
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.45	1.61
Choferes profesionales (estructura ocupacional)		1.00	7.52	0.45	3.38
Sin título		3.00	3.40	0.45	4.59
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.45	1.80
Subtotal de Mano de Obra:					27.52

Costo Directo Total: 140.89

COSTOS INDIRECTOS

20 % 28.18

Precio Unitario Total:	169.07
-------------------------------	--------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3003
Descrip.: Hormigón f'c=280 Kg/cm² (pantalla)
Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Vibrador	Hora	1.00	0.75	0.70	0.53
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	12.00	0.25	0.70	2.10
Bomba y aditamentos para hormigón	Hora	1.00	4.00	0.70	2.80
Cargadora	Hora	1.00	10.00	0.70	7.00
Concretera de 1 saco	Hora	1.00	2.50	0.70	1.75
Subtotal de Equipo:					14.18

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Arena	m ³	0.55	20.00		11.00
Ripio o grava	m ³	0.80	21.00		16.80
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.18	1.00		0.18
Cemento tipo portland	saco 50 kg	7.70	7.58		58.37
Aditivo hormigón plastificante plastocrete 161 – R o similar	gl	1.00	12.55		12.55
Aditivo químico para curado de hormigón	gl	0.30	14.22		4.27
Subtotal de Materiales:					103.17

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Camión Mixer	hora	1.00	6.00	0.18	1.08
Subtotal de Transporte:					1.08

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		7.00	3.18	0.70	15.58
Estructura ocupacional D2		4.00	3.40	0.70	9.52
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.70	2.50
Choferes profesionales (estructura ocupacional)		1.00	7.52	0.70	5.26
Sin título		3.00	3.40	0.70	7.14
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.70	2.80
Subtotal de Mano de Obra:					42.80

Costo Directo Total: 161.23

COSTOS INDIRECTOS

20 % 32.25

Precio Unitario Total :	193.48
--------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3004
Descripción: Hormigón f'c=280 Kg/cm² (ménsula y trabas antisísmicas)
Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Vibrador	Hora	1.00	0.75	0.90	0.68
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	12.00	0.25	0.90	2.70
Bomba y aditamentos para hormigón	Hora	1.00	4.00	0.90	3.60
Cargadora	Hora	1.00	10.00	0.90	9.00
Concreteira de 1 saco	Hora	1.00	2.50	0.90	2.25
Subtotal de Equipo:					18.23

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Arena	m ³	0.55	20.00		11.00
Ripio o grava	m ³	0.80	21.00		16.80
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.18	1.00		0.18
Cemento tipo portland	saco 50 kg	7.70	7.58		58.37
Aditivo hormigón plastificante plastocrete 161 – R o similar	gl	1.00	12.55		12.55
Aditivo químico para curado de hormigón	gl	0.30	14.22		4.27
Subtotal de Materiales:					103.17

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Camión Mixer	hora	1.00	6.00	0.18	1.08
Subtotal de Transporte:					1.08

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		7.00	3.18	0.90	20.03
Estructura ocupacional D2		4.00	3.40	0.90	12.24
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.90	3.21
Choferes profesionales (estructura ocupacional)		1.00	7.52	0.90	6.77
Sin título		3.00	3.40	0.90	9.18
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.90	3.60
Subtotal de Mano de Obra:					55.03

Costo Directo Total: 177.51

COSTOS INDIRECTOS

20 % 35.50

Precio Unitario Total :	213.01
--------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3005
Descrip.: Hormigón f'c=280 Kg/cm² (vigas y diafragmas)
Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Vibrador	Hora	1.00	0.75	1.20	0.90
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	12.00	0.25	1.20	3.60
Bomba y aditamentos para hormigón	Hora	1.00	4.00	1.20	4.80
Cargadora	Hora	1.00	10.00	1.20	12.00
Concretera de 1 saco	Hora	1.00	2.50	1.20	3.00
Subtotal de Equipo:					24.30

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Arena	m ³	0.55	20.00		11.00
Ripio o grava	m ³	0.80	21.00		16.80
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.18	1.00		0.18
Cemento tipo portland	saco 50 kg	7.70	7.58		58.37
Aditivo hormigón plastificante plastocrete 161 – R o similar	gl	1.00	12.55		12.55
Aditivo químico para curado de hormigón	gl	0.30	14.22		4.27
Subtotal de Materiales:					103.17

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Camión Mixer	hora	1.00	6.00	0.18	1.08
Subtotal de Transporte:					1.08

Mano de Obra					
Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		7.00	3.18	1.20	26.71
Estructura ocupacional D2		4.00	3.40	1.20	16.32
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	1.20	4.28
Choferes profesionales (estructura ocupacional)		1.00	7.52	1.20	9.02
Sin título		3.00	3.40	1.20	12.24
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	1.20	4.80
Subtotal de Mano de Obra:					73.37

Costo Directo Total: 201.92

COSTOS INDIRECTOS

20 % 40.38

Precio Unitario Total :	242.30
--------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3006

Descrip.: Hormigón f'c=280 Kg/cm² (losa)

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Vibrador	Hora	1.00	0.75	0.75	0.56
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	12.00	0.25	0.75	2.25
Bomba y aditamentos para hormigón	Hora	1.00	4.00	0.75	3.00
Cargadora	Hora	1.00	10.00	0.75	7.50
Concreteira de 1 saco	Hora	1.00	2.50	0.75	1.88
Subtotal de Equipo:					15.19

Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Arena	m ³	0.55	20.00		11.00
Ripio o grava	m ³	0.80	21.00		16.80
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.18	1.00		0.18
Cemento tipo portland	saco 50 kg	7.70	7.58		58.37
Aditivo hormigón plastificante plastocrete 161 – R o similar	gl	1.00	12.55		12.55
Aditivo químico para curado de hormigón	gl	0.30	14.22		4.27
Subtotal de Materiales:					103.17

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Camión Mixer	hora	1.00	6.00	0.18	1.08
Subtotal de Transporte:					1.08

Mano de Obra

Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		7.00	3.18	0.75	16.70
Estructura ocupacional D2		4.00	3.40	0.75	10.20
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.75	2.68
Choferes profesionales (estructura ocupacional)		1.00	7.52	0.75	5.64
Sin titulo		3.00	3.40	0.75	7.65
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.75	3.00
Subtotal de Mano de Obra:					45.87

Costo Directo Total: 165.31

COSTOS INDIRECTOS

20 % 33.06

Precio Unitario Total :	198.37
--------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3007

Descripción: Hormigón f'c=280 Kg/cm² (barandas)

Unidad: m³

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Vibrador	Hora	1.00	0.75	0.80	0.60
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	12.00	0.25	0.80	2.40
Bomba y aditamentos para hormigón	Hora	1.00	4.00	0.80	3.20
Cargadora	Hora	1.00	10.00	0.80	8.00
Concreteira de 1 saco	Hora	1.00	2.50	0.80	2.00
Subtotal de Equipo:					16.20

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Arena	m ³	0.55	20.00		11.00
Ripio o grava	m ³	0.80	21.00		16.80
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.18	1.00		0.18
Cemento tipo portland	saco 50 kg	7.70	7.58		58.37
Aditivo hormigón plastificante plastocrete 161 – R o similar	gl	1.00	12.55		12.55
Aditivo químico para curado de hormigón	gl	0.30	14.22		4.27
Subtotal de Materiales:					103.17

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Camión Mixer	hora	1.00	6.00	0.18	1.08
Subtotal de Transporte:					1.08

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		7.00	3.18	0.80	17.81
Estructura ocupacional D2		4.00	3.40	0.80	10.88
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.80	2.86
Choferes profesionales (estructura ocupacional)		1.00	7.52	0.80	6.02
Sin titulo		3.00	3.40	0.80	8.16
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.80	3.20
Subtotal de Mano de Obra:					48.93

Costo Directo Total: 169.38

COSTOS INDIRECTOS

20 % 33.88

Precio Unitario Total :	203.26
--------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3008

Descripción: Acero de refuerzo en barras $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (cortado y figurado)

Unidad: kg

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Cizalla	Hora	1.00	0.50	0.065	0.03
Amoladora eléctrica	Hora	1.00	0.50	0.065	0.03
Banco (para doblar acero)	Hora	1.00	0.50	0.065	0.03
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	3.00	0.25	0.065	0.05
Subtotal de Equipo:					0.14

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (en varillas redondas corrugadas)	kg	1.02	0.97		0.99
Alambre de amarre #18 negro recocido	kg	0.01	1.50		0.02
Antioxidante	gl	0.01	10.97		0.05
Subtotal de Materiales:					1.06

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.065	0.41
Estructura ocupacional D2		1.00	3.40	0.065	0.22
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.010	0.04
Subtotal de Mano de Obra:					0.67

Costo Directo Total: 1.87

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.37

Precio Unitario Total :	2.24
--------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3009
Descrip.: Malla electro soldada 10mm x 20 cm
Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Cortadora de acero/ hierro	Hora	1.00	0.25	0.06	0.02
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	3.00	0.25	0.06	0.05
Subtotal de Equipo:					0.07

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Alambre de amarre #18 negro recocido	kg	0.01	1.50		0.02
Malla electro soldada trefilada (10-20) (6.25x2.40)	plancha	0.07	110.00		7.70
Subtotal de Materiales:					7.72

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.06	0.38
Estructura ocupacional D2		1.00	3.40	0.06	0.20
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.01	0.04
Subtotal de Mano de Obra:					0.62

Costo Directo Total: 8.41

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.68

Precio Unitario Total :	10.09
--------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3010
Descrip.: Encofrado recto
Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	4.00	0.25	0.40	0.40
Vigas metálicas (3 m)	Hora	0.33	0.01	0.40	0.00
Puntales extendibles metálicos	Hora	2.00	0.01	0.40	0.01
Andamio (1 piso completo)	Hora	1.00	0.01	0.40	0.00
Cierra circular	Hora	1.00	0.50	0.40	0.20
Subtotal de Equipo:					0.61

Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Duela de eucalipto cepillada	m	0.25	1.29		0.32
Tablero madera contrachapada e=10 mm	u	0.05	32.15		1.61
Clavos	Kg	0.05	0.76		0.04
Alambre galvanizado # 16	kg	0.10	3.24		0.32
Alfajías de madera	m	0.25	2.35		0.59
Duela cepillada y machihembrada de 18 mm	m	0.25	2.18		0.55
Tira de Madera (Eucalipto o similar de 4x5 cm)	ml	0.15	1.42		0.21
Pernos 8 mm	u	2.00	0.34		0.68
Arandelas para perno 8 mm	u	2.00	0.15		0.30
Tuerca 8 mm	u	2.00	0.16		0.32
Desmoldante	gl	0.02	2.58		0.05
Tool galvanizado e= 0.7 mm (plancha 2.40 x 1.20 m)	u	0.02	24.15		0.48
Puntales de madera pingos (eucalipto o similar)	m	0.30	2.15		0.65
Subtotal de Materiales:					6.12

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra

Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2	3.00	3.18	0.40	3.82
Estructura ocupacional D2	1.00	3.22	0.40	1.29
Estructura ocupacional C1	1.00	3.57	0.04	0.14
Estructura ocupacional B3	1.00	3.70	0.04	0.15
Subtotal de Mano de Obra:				5.40

Costo Directo Total: 12.13

COSTOS INDIRECTOS

20 % 2.43

Precio Unitario Total : 14.56

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3011
Descrip.: Encofrado obra falso para vigas
Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Cierra circular	Hora	1.00	0.50	0.25	0.13
Vigas metálicas (3 m)	Hora	0.33	0.01	288.00	0.95
Puntales extendibles metálicos	Hora	2.00	0.01	288.00	5.76
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	5.00	0.25	0.25	0.31
Excavadora oruga	Hora	1.00	5.00	0.25	1.25
Subtotal de Equipo:					8.40

Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total
Tablones (espesor mayor a 3 centímetros)	u	1.80	4.50		8.10
Desmoldante	gl	0.02	2.58		0.05
Clavos	Kg	0.30	0.76		0.23
Tablero madera contrachapada e=10 mm	u	0.10	32.15		3.22
Puntales de madera pingos (eucalipto o similar)	m	0.80	2.15		1.72
Tira de Madera (Eucalipto o similar de 4x5 cm)	ml	0.30	1.42		0.43
Tronco de árbol d= 35 cm	m	0.40	32.57		13.03
Vigas de madera d= 10 cm	m	2.00	4.47		8.94
Subtotal de Materiales:					35.72

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra

Descripción		Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.25	1.59
Estructura ocupacional D2		1.00	3.22	0.25	0.81
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.25	0.89
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.25	1.00
Subtotal de Mano de Obra:					4.29

Costo Directo Total: 48.41

COSTOS INDIRECTOS

20 % 9.68

Precio Unitario Total : 58.09

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3012

Descrip.: Suministro y colocación de tubo galvanizado, D= 4", espesor=4mm.

Unidad: m

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Andamio (1 piso completo)	Hora	4.00	0.01	0.60	0.02
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	2.00	0.25	0.60	0.30
Soldadora eléctrica	Hora	1.00	0.50	0.60	0.30
Amoladora eléctrica	Hora	1.00	0.50	0.60	0.30
Equipo de pintura o lacado (compresor, soplete, etc.)	Hora	1.00	0.72	0.60	0.43
Subtotal de Equipo:					1.35

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Suelda	kg	1.00	2.88		2.88
Tubo redondo de acero galvanizado D=4", e=4mm, L=6.00m	u	0.17	14.00		2.38
Pintura anticorrosiva	gl	0.03	19.22		0.58
Diluyente	galón	0.00	6.45		0.03
Subtotal de Materiales:					5.87

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		1.00	3.31	0.60	1.99
Estructura ocupacional D2		2.00	3.40	0.60	4.08
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.06	0.21
Subtotal de Mano de Obra:					6.28

Costo Directo Total: 13.50

COSTOS INDIRECTOS

20 % 2.70

Precio Unitario Total:	16.20
-------------------------------	--------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3013
Descrip.: Placas de apoyo-neopreno dureza SHORE 70 (0.40x0.40x0.03)
Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	5.00	0.25	0.84	1.05
Subtotal de Equipo:					1.05

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Placa de neopreno SHORE 70 (0.40x0.40x0.03)	u	1.00	208.54		208.54
Aditivo para hormigón	gl	0.02	5.16		0.10
Arena	m ³	0.02	20.00		0.40
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.02	1.00		0.02
Cemento tipo portland	saco 50 kg	0.20	7.58		1.52
Subtotal de Materiales:					210.58

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		3.00	3.31	0.84	8.34
Estructura ocupacional D2		2.00	3.40	0.84	5.71
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.08	0.29
Estructura ocupacional B1		1.00	3.58	0.08	0.29
Subtotal de Mano de Obra:					14.63

Costo Directo Total: 226.26

COSTOS INDIRECTOS

20 % 45.25

Precio Unitario Total :	271.51
--------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3014
Descrip.: Enlucido en columnas de pasamano con mortero 1:3
Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Mezcladora de mortero o concretera de 1 saco	Hora	1.00	2.50	0.30	0.75
Parihuelas	Hora	2.00	0.15	0.30	0.09
Andamio (1 piso completo)	Hora	3.00	0.01	0.30	0.01
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	3.00	0.25	0.30	0.23
guantes de caucho	Hora	3.00	0.02	0.30	0.02
Espátula	Hora	1.00	0.03	0.30	0.01
Subtotal de Equipo:					1.11

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Cemento tipo portland	saco 50 kg	0.22	7.58		1.67
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.01	1.00		0.01
Lija	u	0.15	0.45		0.07
Arena (que cumpla especificaciones para enlucido)	m ³	0.02	20.00		0.40
Subtotal de Materiales:					2.15

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.30	1.91
Estructura ocupacional D2		1.00	3.22	0.30	0.97
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.03	0.11
Subtotal de Mano de Obra:					2.99

Costo Directo Total: 6.25

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.25

Precio Unitario Total: 7.50

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3015
Descrip.: Pintura esmalte en metal (soplete), inc. anticorrosivo
Unidad: m²

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo de pintura o lacado (compresor, soplete, etc.)	Hora	1.00	0.72	0.25	0.18
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	3.00	0.25	0.25	0.19
Subtotal de Equipo:					0.37

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Diluyente	galón	0.01	6.45		0.06
Pintura Esmalte (incluye anticorrosivo)	gl	0.04	20.80		0.83
Subtotal de Materiales:					0.89

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		1.00	3.18	0.25	0.80
Estructura ocupacional D2		1.00	3.40	0.25	0.85
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.02	0.07
Subtotal de Mano de Obra:					1.72

Costo Directo Total: 2.98

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.60

Precio Unitario Total:	3.58
-------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 3016

Descrip.: Juntas transversales de expansión (incluye premoldeado de neopreno)

Unidad: m

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Cizalla	Hora	1.00	0.50	0.14	0.07
Amoladora eléctrica	Hora	1.00	0.50	0.14	0.07
Banco (para doblar acero)	Hora	1.00	0.50	0.14	0.07
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	3.00	0.25	0.14	0.11
Soldadora eléctrica	Hora	1.00	0.50	0.14	0.07
Subtotal de Equipo:					0.39

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm ² (en varillas redondas corrugadas)	kg	4.02	0.97		3.90
Suelda	kg	0.05	2.88		0.14
Sello premoldeado de neopreno (junta incluye materiales de instalación)	m	1.05	98.57		103.50
Subtotal de Materiales:					107.54

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.14	0.89
Estructura ocupacional D2		1.00	3.40	0.14	0.48
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.01	0.04
Subtotal de Mano de Obra:					1.41

Costo Directo Total: 109.34

COSTOS INDIRECTOS

20 % 21.87

Precio Unitario Total:	131.21
-------------------------------	---------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 4001

Descripción: Suministro e instalación de tubería desagüe PVC; D=4"

Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	2.00	0.25	0.04	0.02
Subtotal de Equipo:					0.02

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Tubería PVC 110 mm	m	1.05	4.84		5.08
Subtotal de Materiales:					5.08

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		1.00	3.31	0.04	0.13
Estructura ocupacional D2		1.00	3.40	0.04	0.14
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.01	0.04
Subtotal de Mano de Obra:					0.31

Costo Directo Total: 5.41

COSTOS INDIRECTOS

20 % 1.08

Precio Unitario Total :	6.49
--------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 5001
Descrip.: Señalización con cinta
Unidad: ml

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	1.00	0.25	0.01	0.00
Subtotal de Equipo:					0.00

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Cinta plástica	m	1.20	0.30		0.36
Subtotal de Materiales:					0.36

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		2.00	3.18	0.01	0.06
Subtotal de Mano de Obra:					0.06

Costo Directo Total: 0.42

COSTOS INDIRECTOS

20 % 0.08

Precio Unitario Total :	0.50
--------------------------------	-------------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 5002

Descrip.: Señalización ambiental, letreros

Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Equipo de suelda (soldadora, equipo de protección, etc.)	Hora	1.00	0.72	0.70	0.50
Amoladora eléctrica	Hora	1.00	0.50	0.70	0.35
Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	6.00	0.25	0.70	1.05
Andamio (1 piso completo)	Hora	3.00	0.01	0.70	0.02
Vibrador	Hora	1.00	0.75	0.70	0.53
Concreteira de 1 saco	Hora	1.00	2.50	0.70	1.75
Parihuelas	Hora	2.00	0.15	0.70	0.21
Compactador mecanico y complementarios	Hora	1.00	4.50	0.70	3.15
Subtotal de Equipo:					7.56

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Arena	m ³	0.03	20.00		0.60
Ripio o grava	m ³	0.03	21.00		0.63
Cemento tipo portland	saco 50 kg	0.36	7.58		2.73
Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	0.01	1.00		0.01
Señalización ambiental, letreros	u	1.00	87.84		87.84
Subtotal de Materiales:					91.81

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		4.00	3.31	0.70	9.27
Estructura ocupacional D2		2.00	3.22	0.70	4.51
Estructura ocupacional C1		1.00	3.57	0.07	0.25
Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)		1.00	4.00	0.70	2.80
Subtotal de Mano de Obra:					16.83

Costo Directo Total: 116.20

COSTOS INDIRECTOS

20 % 23.24

Precio Unitario Total :	139.44
--------------------------------	--------

Análisis de Precios Unitarios

Ítem: 5003

Descrip.: Tachos plásticos para almacenar desechos, incluye instalación.

Unidad: u

COSTOS DIRECTOS

Equipo y herramienta					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Herramienta menor	hora	1.00	0.25	0.30	0.08
Subtotal de Equipo:					0.08

Materiales					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total
Tachos plásticos para almacenar desechos	u	1.00	21.40		21.40
Subtotal de Materiales:					21.40

Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total
Subtotal de Transporte:					0.00

Mano de Obra					
Descripción	Unidad	Número	S.R.H.	Rendim.	Total
Estructura ocupacional E2		1.00	3.18	0.30	0.95
Subtotal de Mano de Obra:					0.95

Costo Directo Total: 22.43

COSTOS INDIRECTOS

20 % 4.49

Precio Unitario Total :	26.92
--------------------------------	--------------

6.4 Cálculo del presupuesto

Cuadro 6.2. Cálculo del presupuesto.

Proyecto: Diseño en Hormigón Armado de un Puente sobre la Quebrada Agua Santa, perteneciente a la parroquia Turi, Cantón Cuenca, Provincia del Azuay
Oferente: Luis Eduardo Cuenca Herrera
Revisado: Ing. Juan Solá Quintuña
Ubicación: Parroquia Turi

PRESUPUESTO					
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P .Total
1	OBRAS PRELIMINARES				1495.73
1001	Desbroce y limpieza del terreno	m ²	300.00	1.42	426.00
1002	Replanteo y nivelación para puentes	m ²	480.00	1.54	739.20
1003	Remoción de puente de madera	glb	1.00	330.53	330.53
2	EXCAVACIONES Y RELLENOS				31675.21
2001	Excavación a máquina de material sin clasificar 0 a 2m de profundidad	m ³	400.00	3.14	1256.00
2002	Excavación a máquina de material sin clasificar 2 a 4m de profundidad	m ³	200.00	3.76	752.00
2003	Excavación manual de material sin clasificar 0 a 2m de profundidad	m ³	15.00	11.94	179.10
2004	Entibado	m ²	100.00	9.89	989.00
2005	Desalojo de material producto de excavación	m ³	615.00	6.50	3997.50
2006	Relleno compactado con material de mejoramiento	m ³	1050.00	19.91	20905.50
2007	Subbase conformación y compactación	m ³	146.90	24.48	3596.11
3	ESTRUCTURA				147004.62
3001	Replanteo de hormigón simple f'c=180 Kg/cm ²	m ³	11.30	142.31	1608.10
3002	Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (zapata)	m ³	90.30	169.07	15267.02
3003	Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (pantalla)	m ³	59.04	193.48	11423.06
3004	Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (ménsula y trabas antisísmicas)	m ³	14.36	213.01	3058.82
3005	Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (vigas y diafragmas)	m ³	61.16	242.30	14819.07
3006	Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (losa)	m ³	45.90	198.37	9105.18
3007	Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (barandas)	m ³	2.48	203.26	504.08

3008	Acero de refuerzo en barras fy= 4200 kg/cm2 (cortado y figurado)	kg	29399.95	2.24	65855.89
3009	Malla electro soldada 10mm x 20 cm	m ²	113.00	10.09	1140.17
3010	Encofrado recto	m ²	930.00	14.56	13540.80
3011	Encofrado obra falso para vigas	m ²	75.00	58.09	4356.75
3012	Suministro y colocación de tubo galvanizado, D= 4", espesor=4mm.	m	162.00	16.20	2624.40
3013	Placas de apoyo-neopreno dureza SHORE 70 (0.40x0.40x0.03)	u	6.00	271.51	1629.06
3014	Enlucido en columnas de pasamano con mortero 1:3	m ²	42.00	7.50	315.00
3015	Pintura esmalte en metal (soplete), inc. anticorrosivo	m ²	51.03	3.58	182.69
3016	Juntas transversales de expansión (incluye pre moldeado de neopreno)	m	12.00	131.21	1574.52
4	SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS				220.66
4001	Suministro e instalación de tubería desagüe PVC; D=4"	ml	34.00	6.49	220.66
5	AMBIENTAL				715.44
5001	Señalización con cinta	ml	100.00	0.50	50.00
5002	Señalización ambiental, letreros	u	4.00	139.44	557.76
5003	Tachos plásticos para almacenar desechos, incluye instalación.	u	4.00	26.92	107.68
SUBTOTAL					181111.66
IVA					12% 21733.40
TOTAL					202845.06

Son: **DOSCIENTOS DOS MIL OCHOCIENTOS CUARENTA Y CINCO CON 06/100 DÓLARES**

Elaboración: Luis Cuenca.

6.5 Fórmula polinómica

Cuadro 6.3. Fórmula polinómica: Asignación de Términos

Código	Término	Descripción	Unidad	P. Unitario	Costo Directo	%	Cantidad
	B						
446002	B	Choferes profesionales (estructura ocupacional)	Hora	7.52	2277.16	1.51	302.814
449001	B	Estructura ocupacional B1	Hora	3.58	403.64	0.27	112.74901
448001	B	Estructura ocupacional B3	Hora	3.7	143.08	0.09	38.669
433004	B	Estructura ocupacional C1	Hora	3.57	2579.24	1.71	722.47546
422001	B	Estructura ocupacional C1 (GRUPO 1)	Hora	4	1080.62	0.71	270.156
423004	B	Estructura ocupacional C2 (GRUPO 2)	Hora	9.8	57.58	0.04	5.876
417001	B	Estructura ocupacional D2	Hora	3.22	1941.63	1.28	602.992
417002	B	Estructura ocupacional D2	Hora	3.4	83.33	0.06	24.5095
417005	B	Estructura ocupacional D2	Hora	3.4	660.96	0.44	194.4
417008	B	Estructura ocupacional D2	Hora	3.4	38.9	0.03	11.44
417010	B	Estructura ocupacional D2	Hora	3.4	9459.75	6.26	2782.27875
417012	B	Estructura ocupacional D2	Hora	3.4	81.6	0.05	24
416001	B	Estructura ocupacional E2	Hora	3.31	272.08	0.18	82.2
416004	B	Estructura ocupacional E2	Hora	3.31	321.73	0.21	97.2
416007	B	Estructura ocupacional E2	Hora	3.31	54.55	0.04	16.48
416012	B	Estructura ocupacional E2	Hora	3.18	22038.55	14.58	6930.363
425003	B	Sin título	Hora	3.4	2276.95	1.51	669.692
437009	B	Topografía: Topógrafo 2 (Estr. Oc. C1)	Hora	3.7	110.54	0.07	29.876
		Total del término: B:			43881.89		
	C						
226001	C	Cemento tipo portland	saco 50 kg	7.58	16551.9	10.95	2183.628
		Total del término: C:			16551.9		

	D						
200185	D	Material de mejoramiento	m ³	12	15120	10	1260
200257	D	Sub base (que cumpla especificaciones técnicas)	m ³	14.48	2552.53	1.69	176.28
Total del término: D:					17672.53		
	E						
100011	E	Amoladora eléctrica	Hora	0.5	1006.34	0.67	2012.67675
100049	E	Andamio (1 piso completo)	Hora	0.01	8.07	0.01	807
100044	E	Banco (para doblar acero)	Hora	0.5	956.34	0.63	1912.67675
100062	E	Bomba y aditamentos para hormigón	Hora	4	818.75	0.54	204.688
300003	E	Camión Mixer	hora	6	295.1	0.2	49.1832
103022	E	Cargadora	Hora	10	2046.88	1.35	204.688
100027	E	Cierra circular	Hora	0.5	195.4	0.13	390.792
100026	E	Cizalla	Hora	0.5	956.34	0.63	1912.67675
100048	E	Compactador mecánico y complementarios	Hora	4.5	511.54	0.34	113.676
102012	E	Concretera de 1 saco	Hora	2.5	555.45	0.37	222.178
100034	E	Cortadora de acero/ hierro	Hora	0.25	1.7	0	6.78
100041	E	Equipo de pintura o lacado (compresor, soplete, etc.)	Hora	0.72	79.17	0.05	109.9575
100009	E	Equipo de suelda (soldadora, equipo de protección, etc.)	Hora	0.72	2.02	0	2.8
105002	E	Equipo topográfico completo (Estación total, nivel, teodolito de precisión, tripode, prisma, mira, cinta métrica, jalones, piquetes, machete, etc.)	Hora	2.48	74.09	0.05	29.876
100067	E	Espátula	Hora	0.03	0.38	0	12.6
100130	E	Excavadora	Hora	40	1280	0.85	32
103016	E	Excavadora oruga	Hora	5	93.96	0.06	18.792
100064	E	guantes de caucho	Hora	0.02	0.76	0	37.8
100015	E	Herramienta manual, general, menor y especializada de construcción, plomería, eléctricas, etc.	Hora	0.25	2558.02	1.69	10232.0668
101041	E	Herramienta menor	hora	0.25	128.66	0.09	514.64

2AO001	M	Tira de Madera (Eucalipto o similar de 4x5 cm)	uni 3.00 m	2.3	55.2	0.04	24
200A79	M	Tronco de árbol d= 35 cm	m	32.57	977.1	0.65	30
200A7A	M	Vigas de madera d= 10 cm	m	4.47	670.5	0.44	150
		Total del término: M:			6890.05		
	P						
230019	P	Arena	m ³	20	3141.52	2.08	157.076
200676	P	Arena (que cumpla especificaciones para enlucido)	m ³	20	16.8	0.01	0.84
200010	P	Ripio o grava	m ³	21	4785.17	3.17	227.865
		Total del término: P:			7943.49		
	X						
200230	X	Aditivo hormigón plastificante plastocrete 161 – R o similar	gl	12.55	3429.16	2.27	273.24
200A0T	X	Aditivo para hormigón	gl	5.16	0.62	0	0.12
200255	X	Aditivo químico para curado de hormigón	gl	14.22	1165.64	0.77	81.972
200008	X	Agua (que cumpla especificaciones)	m ³	1	87.59	0.06	87.5912
200549	X	Alambre galvanizado # 16	kg	3.24	317.52	0.21	98
200741	X	Antioxidante	gl	10.97	1612.59	1.07	146.99975
200233	X	Arandelas para perno 8 mm	u	0.15	279	0.18	1860
227118	X	Cinta plástica	m	0.3	36	0.02	120
215079	X	Clavos	Kg	0.76	58.37	0.04	76.8
200013	X	Desmoldante	gl	2.58	51.86	0.03	20.1
200067	X	Diluyente	galón	6.45	7.47	0	1.1583
200333	X	Lija	u	0.45	2.84	0	6.3
200186	X	Pago escombrera	m ³	0.5	307.5	0.2	615
200232	X	Pernos 8 mm	u	0.34	632.4	0.42	1860
200A58	X	Pintura	gl	23.57	113.14	0.07	4.8
200276	X	Pintura anticorrosiva	gl	19.22	93.41	0.06	4.86
200803	X	Pintura Esmalte (incluye anticorrosivo)	gl	20.8	42.46	0.03	2.0412

200253	X	Piola	ml	0.01	4.8	0	480
200A7M	X	Placa de neopreno SHORE 70 (0.40x0.40X0.03)	u	208.54	1251.24	0.83	6
200A6K	X	Sello pre moldeado de neopreno (junta incluye materiales de instalación)	m	98.57	1241.98	0.82	12.6
200A7D	X	Señalización ambiental, letreros	u	87.84	351.36	0.23	4
200275	X	Suelda	kg	2.88	468.29	0.31	162.6
200A7N	X	Tachos plásticos para almacenar desechos	u	21.4	85.6	0.06	4
200314	X	Tool galvanizado e= 0.7 mm (plancha 2.40 x 1.20 m)	u	24.15	449.19	0.3	18.6
200814	X	Tubería PVC 110 mm	m	4.84	172.79	0.11	35.7
200A7L	X	Tubo redondo de acero galvanizado D=4", e=4mm, L=6.00m	u	14	385.56	0.26	27.54
200234	X	Tuerca 8 mm	u	0.16	297.6	0.2	1860
Total del término: X:					12945.98		

Fuente: INTERPRO 2010

Elaboración: Luis Cuenca

Cuadro 6.4. Descripción de la fórmula polinómica.

Descripción de la Fórmula Polinómica

Término	Descripción	Costo Directo	Coefficiente
B	Mano de Obra	43881.89	0.289
C	Cemento Portland - Tipo I - Sacos	16551.9	0.11
D	Material de mejoramiento y subbase	17672.53	0.117
E	Equipo y maquinaria de Construc. vial	14803.92	0.098
F	Acero de refuerzo, mallas de acero	30447.89	0.201
M	Madera aserrada, cepillada y/o escuadrada (preparada)	6890.05	0.046
P	Materiales pétreos (Azuay)	7943.49	0.053
X	Varios	12945.98	0.086
Totales:		151137.65	1

Fuente: INTERPRO 2010

Elaboración: Luis Cuenca

$$PR = P0 (0.289 B1/B0 + 0.110 C1/C0 + 0.117 D1/D0 + 0.098 E1/E0 + 0.201 F1/F0 + 0.046 M1/M0 + 0.053 P1/P0 + 0.086 X1/X0)$$

Cuadro 6.5. Cálculo de coeficiente B en función de las distintas categorías de mano de obra.

Término	Descripción	Salario Ley	Salario Efectivo	Horas Hombre	Costo Directo	Coeficiente
B - 416	ESTRUCTURA OCUPACIONAL E2	2.78	3.184	7126.237	22686.91	0.552
B - 417	ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2	2.82	3.37	3639.62	12266.17	0.282
B - 422	ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1 (GRUPO 1)	3.02	4	270.154	1080.62	0.021
B - 423	ESTRUCTURA OCUPACIONAL C2 (GRUPO 2)	2.94	9.799	5.876	57.58	0
B - 425	SIN TÍTULO	2.82	3.4	669.686	2276.95	0.052
B - 433	Estructura ocupacional C1	3.02	3.57	722.484	2579.24	0.056
B - 437	TOPOGRAFÍA	3.02	3.7	29.876	110.54	0.002
B - 446	CHOFERES PROFESIONALES	4.16	7.52	302.811	2277.16	0.023
B - 448	ESTRUCTURA OCUPACIONAL B3	3.03	3.7	38.669	143.08	0.003
B - 449	ESTRUCTURA OCUPACIONAL B1	3.06	3.58	112.749	403.64	0.009
Totales:				12918.162	43881.89	1

Fuente: INTERPRO 2010

Elaboración: Luis Cuenca.

0.552 SHR ESTRUCTURA OCUPACIONAL E2 + 0.282 SHR ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2 + 0.056 SHR Estructura ocupacional C1 + 0.002 SHR TOPOGRAFÍA + 0.009 SHR ESTRUCTURA OCUPACIONAL B1 + 0.021 SHR ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1 (GRUPO 1) + 0.052 SHR SIN TÍTULO + 0.023 SHR CHOFERES PROFESIONALES + 0 SHR ESTRUCTURA OCUPACIONAL C2 (GRUPO 2) + 0.003 SHR ESTRUCTURA OCUPACIONAL B3

6.6 Especificaciones técnicas

Se presentan algunas de las más importantes especificaciones de las distintas actividades que se realizarán en la construcción del puente.

- **Limpieza y desbroce**

Descripción.

Consiste en limpiar la vegetación y escombros si existen, en el área de emplazamiento del proyecto, siendo previo a estas actividades, el replanteo general de la ubicación del proyecto.

La ejecución de esta operación incluye las operaciones siguientes:

- Remoción de los materiales objeto de desbroce
- Remoción y extendido de aquellos en su emplazamiento

Todos los trabajos de limpieza y desbroce, deben realizarse, con la mínima precisión, en el área de proyectos, dejando libre y lista para la siguiente etapa.

Luego de los trabajos de desbroce, se procederá al desalojo de los materiales, dejando el área libre de estos en un 100%.

Medición y pago.- La cantidad a pagarse por el Desbroce y Limpieza será el área en hectáreas, meto cuadrado medida en la obra, en su proyección horizontal de trabajos ordenados y aceptablemente ejecutados.

Se pagará al precio unitario contractual para el rubro abajo designado y que conste en el contrato. Este precio incluirá la compensación total por eliminación, retiro, desecho y transporte de todos los materiales provenientes de la actividad antes mencionada.

- **Replanteo y nivelación**

Descripción

Replanteo es la ubicación de un proyecto en el terreno mediante la utilización de equipos topográficos, en base de las determinaciones indicadas en los planos, en cuanto a ángulos y niveles. De este trabajo dependerá el éxito de la obra por lo que se deberá realizar con absoluta precisión.

Todos los trabajos de replanteo deben ser realizados con aparatos de precisión, tales como teodolito, nivel, cintas métricas, etc, operado por personal técnico calificado.

Se colocaran mojones de hormigón perfectamente identificados con la cota y abscisa correspondiente.

Medición y pago

El replanteo será medido y pagado por metros cuadrados.

- **Remoción de puentes.**

Descripción.- Este trabajo consistirá en la remoción total o parcial de la sub-estructura de puentes de acero, madera, hormigón o mampostería,

Los trabajos incluyen las siguientes operaciones:

- Trabajos de preparación y protección
- Derribo, fragmentación y desmontaje de construcciones
- Remoción de materiales

La remoción de puentes que estén en servicio se realizará después de que se haya efectuado la construcción prevista, a fin de facilitar el tránsito un paso alternativo.

El Contratista deberá presentar, para la aprobación del Fiscalizador, su plan de trabajo para la remoción de puentes, con detalles de los métodos y equipos a emplearse, por lo menos cinco días antes de iniciar las operaciones de remoción.

Medición y pago

Los trabajos ordenados y realmente ejecutados se medirán en forma global, cuando se trate de la remoción completa de un puente, ya sea con o sin la recuperación de materiales.

La medición de trabajos de remoción de parte de un puente será por metro cúbico para puentes de hormigón o mampostería y por monto global para cualquier otro tipo de puente.

Las cantidades establecidas se pagarán por suma global o a los precios unitarios contractuales. Estos precios y pago constituirán la compensación total por la remoción, rotura, recuperación, limpieza, transporte, almacenamiento y desecho de los elementos de las estructuras,

- **Excavación en suelo a máquina.**

Descripción:

Considera la limpieza de la capa vegetal y los movimientos de gran volumen, del suelo y otros materiales existentes en el mismo, mediante la utilización de maquinaria y equipos mecánicos, se ha clasificado, como suelo normal, aquel que está constituido por material suelto, o arcilla blanda fácil de excavar, y se considera conglomerado, aquel que está constituido por material pétreo, siendo necesario utilizar más energía o maquinaria más potente para su remoción.

Recomendaciones:

- Análisis e interpretación de las recomendaciones del estudio de suelos respectivo. Determinación del nivel freático y ángulos de reposo (talud natural) del suelo. Determinación de la influencia de construcciones y vías vecinas.
- Revisión de diseños y planos que especifiquen los sitios, cotas y niveles a los que se llegará con la excavación.
- Replanteo general terminado.
- Localización de instalaciones existentes, taponamiento y/o relocalización.
- Previsiones y cuidados de las edificaciones contiguas a la excavación, obras de protección y colocación de letreros y avisos que identifiquen el trabajo a ejecutar.
- El trabajo final de excavación se realizará con la menor anticipación posible, con el fin de evitar que el terreno se debilite o altere por la intemperie.
- Ninguna excavación se podrá efectuar en presencia de agua, cualquiera que sea su procedencia.
- La excavación a máquina, bajo ningún concepto se realizará hasta la cota final de diseño, para los espacios o lugares en los que se cimentarán elementos estructurales. Estos deberán terminarse a mano, en los últimos 500 mm.
- Acarreo y desalojo permanente del material que se va excavando.
- Disposición de rampas que permitan un fácil acceso al sitio de la excavación.
- El procedimiento para excavación se regirá a lo indicado en las Especificaciones generales para construcción de caminos y puentes del MTOP. Sección 303: Excavación y relleno, en lo aplicable, a juicio de fiscalización, para este tipo de trabajo.
- Para protección de las excavaciones, deberán utilizarse taludes, entibados, tablestacas, acodalamientos u otro sistema con capacidad resistente para evitar derrumbes.
- Verificación de cotas y niveles de las excavaciones.
- Verificación de la continua evacuación del agua.
- Hasta la utilización de la excavación con la ejecución de las obras, se mantendrá en condición óptima y libre de agua.

Medición y pago

Se medirá en unidad de volumen, y su pago se realizará por metro cúbico “ m³” ejecutado de acuerdo a planos. El rubro incluye todos los trabajos de excavación a máquina sin clasificar, su desalojo y los sistemas de apuntalamiento, evacuación de aguas y demás de protección para evitar derrumbes. En caso de que parte del material de excavación, se lo utilice nuevamente para rellenos, estos porcentajes se tendrán en cuenta, para la determinación del precio unitario del rubro.

- **Entibamiento continuo.**

Descripción

Entibación.- En aquellos casos en que se hayan previsto excavaciones con entibación, el contratista podrá proponer al fiscalizador efectuarlas sin ella, explicando y justificando de manera exhaustiva las razones que apoyen su propuesta. El fiscalizador podrá autorizar tal modificación, sin que ello suponga responsabilidad subsidiaria alguna. Si en el contrato no figurasen excavaciones con entibación y el fiscalizador, por razones de seguridad, estimase conveniente que las excavaciones se ejecuten con ella, podrá ordenar al contratista la utilización de entibaciones, sin considerarse esta operación de abono independiente.

Protección apuntalada.- Las tablas se colocan verticalmente sobre las paredes de la excavación y se sostienen en esta posición mediante puntales transversales que son ajustados en el propio lugar.

El objeto de colocar la tabla contra la pared es sostener la tierra e impedir que el puntal transversal se hunda en ella. El espesor y dimensiones de las tablas, así como el esparcimiento entre los puntales dependerán de las condiciones de la excavación y del criterio del Ingeniero Supervisor.

No debe usarse cuando la tendencia a la socavación sea pronunciada.

Esta protección es peligrosa en zanjas donde se haya iniciado deslizamientos, pues da una falsa sensación de seguridad.

Medición y pago

La protección y entibamiento de zanjas, túnel y otros se medirá y pagara por “m²”, con aproximación de un decimal.

- **Tratamiento especial de cimentaciones para estructuras.**

Descripción.- En la excavación para estructuras, cuando el lecho para la cimentación de obras de arte resulte ser de material inadecuado, según el criterio del Fiscalizador, se realizará la profundización de la excavación, de acuerdo a las instrucciones de él, hasta conseguir una base de cimentación aceptable. Esta excavación adicional se rellenará con material de relleno para estructuras, compactado por capas de 15 cm. de espesor o con hormigón simple clase C, conforme indique el Fiscalizador.

- **Relleno de estructuras**

Descripción.- El material de relleno permeable, por lo general, se utiliza para rellenar la parte posterior contigua a los estribos de puentes, los muros de ala o de defensa y los muros de sostenimiento, de acuerdo a lo indicado en los planos. El material permeable consistirá de grava o piedra triturada, arena natural, o de trituración o una combinación adecuada de éstas, que deberá componerse de acuerdo a los Requerimientos del siguiente cuadro, para granulometría:

Cuadro 6.6. Propiedades granulométricas del material de relleno.

Tamaño del Tamiz	Porcentaje que pasa
Nº 2" (50.00 mm.)	100
Nº 50 (0.30 mm.)	0 - 100

Nº 100 (0.15 mm.)	0 - 8
Nº 200 (0.075 mm.)	0 - 4

Fuente: Especificaciones para la construcción de caminos y puentes MTOP, 2002

Elaboración: Luis Cuenca.

En caso de que el material proveniente de la excavación no sea satisfactorio para el relleno de estructuras, el Contratista lo desechará, conforme indique el Fiscalizador y suministrará un material adecuado, que cuente con la aprobación del Fiscalizador.

Medición.- Las cantidades a pagarse por excavación y relleno para estructuras, inclusive alcantarillas, serán los metros cúbicos medidos en la obra de material efectivamente excavado, de conformidad con lo señalado en los planos u ordenado por el Fiscalizador.

El límite superior para la medición de la excavación para estructuras será la cota de la subrasante o la superficie del terreno natural, como existía antes del comienzo de la operación de construcción, siempre que la cota de la subrasante sea superior al terreno natural.

El volumen de material de relleno permeable a pagarse será el número de m³, medidos en la obra de este material suministrado y debidamente colocado, de acuerdo a lo indicado en los planos o señalado por el Fiscalizador.

Pago.- Las cantidades establecidas, se pagarán a los precios contractuales para cada uno de los rubros abajo designados y que consten en el contrato. Estos precios y pagos constituirán la compensación total por la excavación y relleno para estructuras, el control y evacuación de agua, así como por la construcción y remoción de ataguías, si fueren requeridas y toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales, operaciones conexas, necesarias para la ejecución de los trabajos descritos en esta Sección.

- **Barandales.**

Descripción.- Este trabajo consistirá en la construcción de barandales de tubería, guarda caminos tipo viga metálica, barandales de acero para puentes, barandales de aluminio para puentes, barandales de hormigón, o cualquier otro tipo de barandales de acuerdo con los detalles señalados en los planos, y a lo estipulado en estas especificaciones, en los documentos contractuales y como lo indique el Fiscalizador.

Los materiales y la construcción de los diferentes tipos de barandales deberán satisfacer a los requerimientos siguientes

Barandales de acero para puentes.- Los barandales de acero para puentes consistirán de barandales metálicos soportados por postes de hormigón, tubos o perfiles de acero, anclados en los puentes, de acuerdo a lo indicado en los planos, a lo dispuesto en estas especificaciones o en las especificaciones especiales.

Los postes de hormigón, acero o de tubería serán colocados verticalmente, con una tolerancia que no exceda de 0.6 cm., por cada 3.0 m., según las especificaciones de caminos y puentes del MTOP.

A los barandales y postes se les dará un acabado con una pintura que cumpla las exigencias de las disposiciones especiales.

- **Acero de refuerzo ($f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$).**

Descripción.- Serán las operaciones necesarias para cortar, doblar, conformar ganchos, y colocar el acero de refuerzo que se requiere en la conformación de elementos de hormigón armado.

Disponer de una estructura de refuerzo para el hormigón, y que consistirá en el suministro y colocación de acero de refuerzo de la clase, tipo y dimensiones que se indiquen en las planillas de hierro, planos estructurales y/o especificaciones.

Recomendaciones:

- Revisión de los planos estructurales del proyecto y planillas de hierro.
- Elaboración de las planillas de corte y organización del trabajo. Determinación de los espacios necesarios para el trabajo y clasificación.
- Verificación en obra, de los resaltes que certifican la resistencia de las varillas.
- Pruebas previas del acero de refuerzo a
- Toda varilla de refuerzo será doblada en frío.
- El corte, dobléz, y colocación del acero de refuerzo se regirá a lo que establece el Capítulo 7. Detalles de refuerzo del código ACI 318-08
- Disposición de bancos de trabajo y un sitio adecuado para el recorte, configuración, clasificación y almacenaje del acero de refuerzo trabajado, por marcas, conforme planilla de hierros.
- Encofrados nivelados, estables y estancos.
- Fiscalización aprobará el inicio del corte y doblado del acero de refuerzo.
- Los empalmes serán efectuados cuando lo requieran o permitan los planos estructurales, las especificaciones o si lo autoriza el ingeniero responsable.
- Complementariamente se consultará y acatará lo establecido en las Secciones 504. Acero de Refuerzo, Sección 807. Acero de refuerzo. de las “Especificaciones generales para construcción de puentes y caminos” del MTOP”.

Medición pago.- La medición será de acuerdo a la cantidad efectiva ejecutada y colocada en obra, se verificará por marcas, previo a la colocación del hormigón. Su pago será por kilogramo (Kg).

- **Encofrado recto.**

Se entiende por encofrado las formas volumétricas que se confeccionan para dar la configuración final del concreto, que resista a la ejecución de vertido y vibrado del hormigón, con el fin de conseguir una estructura que cumpla con la resistencia, función, formas, líneas y dimensiones de los elementos especificados en planos y detalles del proyecto.

Recomendaciones:

- Todos los encofrados serán rígidos, resistentes, impermeables al mortero y limpios.
- Los enlaces o uniones de los distintos componentes de los encofrados, serán sólidos y sencillos, de modo que su montaje y desmontaje se ejecute con facilidad.
- Ejecutar la nivelación, replanteo y escuadrado de la ubicación de los encofrados, previa a su inicio.
- El constructor garantizará la estabilidad y resistencia de los encofrados y su forma de arriostramiento y apuntalamiento
- Revisión de planos y ubicación de todas las instalaciones y conductos que se incorporarán con la ejecución de los encofrados.
- En los elementos de gran luz o volados, se verificará la disposición de una contraflecha para que una vez desencofrado y cargada la pieza de hormigón, esta conserve una ligera concavidad en su intradós.
- La construcción de los encofrados se ejecutará de forma que permita su fácil remoción
- Las superficies interiores deberán estar totalmente limpias y humedecerse antes de la colocación del hormigón.
- El inicio del desencofrado tendrá el visto bueno de fiscalización, luego de verificada la resistencia del hormigón; además que se regirá a lo especificado en la Sección 503. Hormigón estructural.

Numeral 503-4.04. Remoción de encofrados y obra falsa de las “Especificaciones generales para construcción de caminos y puentes del MTOP”,

- Antes de reutilizar un encofrado debe limpiarse con cepillo de alambre, para eliminar el mortero que haya podido quedar adherido y realizar cualquier reparación que éstos necesiten.
- Los tableros de madera contrachapada se usarán con un máximo de cuatro ocasiones, mientras que los de duela por seis ocasiones, previa la aprobación de fiscalización para su reutilización.

Medición y pago.- Se medirá el área del encofrado que se encuentra en contacto con el hormigón y su pago se lo efectuará por metro cuadrado “m²”. El costo incluye todos los sistemas de sujeción, apuntalamiento y sustentación que se requiera para lograr la ejecución y estabilidad del encofrado.

- **Hormigón simple ($f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$).**

Descripción.- Es el hormigón simple de 280 kg/cm² de resistencia a la compresión en el rango de proporcionalidad, que conformará la losa de rodadura del puente.

Recomendaciones:

- Revisión de los diseños del hormigón a ejecutar y los planos estructurales, de instalaciones y otros complementarios del proyecto.
- Elementos estructurales o soportantes (Obra falsa), que soportaran la losa terminada, con sus respectivas cargas de servicio.
- Encofrados nivelados, estables, estancos y húmedos para recibir el hormigón, aprobados por fiscalización.
- Contraflechas, cuando los elementos de apoyo se ubiquen a luces considerables o en voladizo.
- Colocación del acero de refuerzo y separadores. Colocación del acero de temperatura y el sistema para mantenerlo en el nivel especificado, durante el vertido y compactación del hormigón.
- Sistemas de instalaciones de desagüe
- Colocación de chicotes y otros elementos requeridos para trabajos posteriores y que deben quedar embebidos en la losa.
- Trazado de niveles y colocación de guías que permitan un fácil y adecuado control del espesor de losas y vigas.
- Verificación y rectificación de plomos, niveles y cualquier deformación de encofrados. Control de que los encofrados no sufran deformaciones durante el proceso de vertido y vibrado del hormigón.
- Hormigonado por capas uniformes; una vez iniciado éste será continuo, hasta terminar las áreas previstas. Control de cumplimiento de niveles y alturas del hormigonado.
- Control de la ubicación y niveles del acero de refuerzo y el acero de temperatura.
- Vigilar el proceso consecutivo de vibrado, durante todo el proceso de fundición.
- Revisión de sistemas de instalaciones, que pueden afectarse durante el proceso de hormigonado.
- Control del acabado de la superficie, para el tipo y diseño del masillado que se aplicará posteriormente a la losa.
- Conformación de pendientes y caídas que se indiquen en planos.

Medición y pago.- La medición se la efectuara por unidad de volumen y su pago será por metro cúbico (m³), es decir el volumen real ejecutado en base de una medición en obra y los planos del proyecto.

- **Placas de Neopreno SHORE 70 (400 X 400 X 30 mm)**

Descripción.- Las vigas de acero, van apoyadas sobre placas de neopreno tipo STUD. De dureza Shore 70 de 400 x 400 x 30 mm.

El objetivo de la placa de neopreno, es amortiguar los esfuerzos de compresión y cortante, de la viga de acero y el estribo del puente.

Recomendaciones:

- Las placas de neopreno se colocaran sobre la superficie de hormigón armado, sobre la viga de cabezal del estribo.
- La superficie en donde se colocara la placa de neopreno, debe estar limpia de materia extraña como aceites, grasas, pintura, arena suelta gravilla, etc.
- La superficie que recibirá la placa de neopreno, debe estar nivelada al 100% en las dos direcciones, para evitar la presencia de esfuerzos, con doble componente, vertical y horizontal, que pueden causar el deslizamiento de la placa.

Medición y pago.

La medición se efectuara de acuerdo a la cantidad real ejecutada y colocada en obra, el pago se efectuar en unidades (U).

6.7 Cronograma valorado

Cuadro 6.7. Cronograma valorado.

PROYECTO: Diseño en Hormigón Armado de un Puente sobre la Quebrada Agua Santa, perteneciente a la Parroquia Turi, Cantón Cuenca, Provincia del Azuay

Plazo: 240 días

RUBRO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO : MENSUAL									
				1	2	3	4	5	6	7	8		
001. Obras Preliminares													
Desbroce y limpieza del terreno	300	1.42	426.00	100.00%									
			426.00										
Replanteo y nivelación para puentes	480	1.54	739.20	100.00%									
			739.20										
Remoción de puente de madera	1	330.53	330.53	100.00%									
			330.53										
002. Excavaciones y rellenos													
Excavación a máquina de material sin clasificar 0 a 2m de profundidad	400	3.14	1256.00	50.00%	50.00%								
			628.00		628.00								
Excavación a máquina de material sin clasificar 2 a 4m de profundidad	200	3.76	752.00	50.00%	50.00%								
			376.00		376.00								
Excavación manual de material sin clasificar 0 a 2m de profundidad	15	11.94	179.10	50.00%	50.00%								
			89.55		89.55								
Entibado	100	9.89	989.00	50.00%	50.00%								
			494.50		494.50								
Desalojo de material producto de excavación	615	6.50	3997.50	50.00%	50.00%								
			1998.75		1998.75								

Relleno compactado con material de mejoramiento	1050	19.91	20905.50						40.00%	30.00%	30.00%
									8362.2	6271.65	6271.65
Subbase conformación y compactación	146.9	24.48	3596.11								100.00%
											3596.11
003. Estructura											
Replanteo de hormigón simple f'c=180 Kg/cm ²	11.3	142.31	1608.10		100.00%						
					1608.1						
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (zapata)	90.3	169.07	15267.02		10.00%	40.00%	40.00%	10.00%			
					1526.70	6106.81	6106.81	1526.70			
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (pantalla)	59.04	193.48	11423.06			30.00%	30.00%	40.00%			
						3426.92	3426.92	4569.22			
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (ménsula y trabas antisísmicas)	14.36	213.01	3058.82			10.00%	20.00%	50.00%	20.00%		
						305.88	611.76	1529.41	611.76		
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (vigas y diafragmas)	61.16	242.3	14819.07				20.00%	50.00%	20.00%	10.00%	
							2963.81	7409.54	2963.81	1481.91	
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (losa)	45.9	198.37	9105.18							100.00%	
										9105.18	
Hormigón f'c=280 Kg/cm ² (barandas)	2.48	203.26	504.08								100.00%
											504.08
Acero de refuerzo en barras fy= 4200 kg/cm ² (cortado y figurado)	29399.95	2.24	65855.89		10.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	10.00%	
					6585.59	13171.18	13171.18	13171.18	13171.18	6585.59	
Malla electro soldada 10mm x 20 cm	113	10.09	1140.17					50.00%	50.00%		
								570.09	570.09		
Encofrado recto	930	14.56	13540.80		5.00%	20.00%	20.00%	20.00%	20.00%	15.00%	
					677.04	2708.16	2708.16	2708.16	2708.16	2031.12	
Encofrado obra falso para vigas	75	58.09	4356.75			20.00%	40.00%	40.00%			
						871.35	1742.70	1742.70			
Suministro y colocación de tubo galvanizado, D= 4", espesor=4mm.	162	16.20	2624.40								100.00%
											2624.40

Placas de apoyo-neopreno dureza SHORE 70 (0.40x0.40x0.03)	6	271.51	1629.06				50.00%	50.00%			
							814.53	814.53			
Enlucido en columnas de pasamano con mortero 1:3	42	7.50	315.00								100.00%
											315.00
Pintura esmalte en metal (soplete), inc. anticorrosivo	51.03	3.58	182.69								100.00%
											182.69
Juntas transversales de expansión (incluye pre moldeado de neopreno)	12	131.21	1574.52								100.00%
											1574.52
004. Sistema de evacuación de aguas											
Suministro e instalación de tubería desagüe PVC; D=4"	34	6.49	220.66				30.00%	30.00%	40.00%		
							66.20	66.20	88.26		
005. Ambiental											
Señalización con cinta	100	0.50	50.00	30.00%	10.00%	10.00%	10.00%	10.00%	10.00%	10.00%	10.00%
				15.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Señalización ambiental, letreros	4	139.44	557.76	100.00%							
				557.76							
Tachos plásticos para almacenar desechos, incluye instalación.	4	26.92	107.68	100.00%							
				107.68							
INVERSION MENSUAL				5762.97	13989.23	26661.5	31617.07	34134.79	28392.2	25480.45	15073.45
AVANCE PARCIAL EN %				3.18%	7.72%	14.72%	17.46%	18.85%	15.68%	14.07%	8.32%
INVERSION ACUMULADA				5762.97	19752.2	46413.7	78030.77	112165.56	140557.76	166038.21	181111.66
AVANCE ACUMULADO EN %				3.18%	10.90%	25.62%	43.08%	61.93%	77.60%	91.67%	100.00%

Fuente: INTERPRO 2010

Elaboración: Luis Cuenca.

CONCLUSIONES

- El presente trabajo recoge las recomendaciones dictadas por las normas y bibliografía referente al diseño de puentes, permitiendo proyectar una estructura económica, segura, funcional y estética que servirá a los habitantes de la comunidad Agua Santa.
- La estructura se calculó aplicando la carga viva representativa en el país recomendada por el Ministerio de Transporte, el camión HS-MTOP.
- Basado en los estudios preliminares, se proyecta un puente de hormigón armado, con luz de 27 metros, compuesto por 3 vigas longitudinales debidamente arriostradas por 5 diafragmas que soportan a la losa de tablero de 20 centímetros de espesor y 6 metros de ancho incluido veredas a cada lado de 1 metro, adicional a esto se dispone una capa de rodadura de hormigón asfáltico de 5 centímetros de espesor. Esta estructura se sustenta sobre estribos de hormigón armado acompañados de muros de ala, dispuestos a 45° y 90 ° en el margen izquierdo y derecho respectivamente.
- Se han identificado los impactos tanto positivos como negativos que se generarán con la construcción de este proyecto.
- El presupuesto se calculó en base a las cantidades de obra, obtenidas de diseño y a precios actualizados, a la fecha de entrega de este proyecto, de mano de obra, materiales y maquinaria.

RECOMENDACIONES

- En la construcción se deberá cumplir con las especificaciones técnicas del MTOP dictadas en la norma NEVI-12.
- Se recomienda realizar un estudio de mejoramiento de la superficie de suelo donde se cimentará el puente para mejorar sus propiedades mecánicas y darle mayor seguridad a la estructura.
- Se recomienda actualizar los precios unitarios a la fecha de ejecución del proyecto.
- Se deberá tener énfasis durante la construcción del proyecto en la seguridad ocupacional y en generar los mínimos impactos ambientales, así como una vez concluido el mismo se procederá con la mitigación de los impactos causados.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges* (17th ed.). Washington, D.C, EEUU.
- Ayamani Garcia, P. (26 de 01 de 2013). *Slideshare*. Obtenido de EROSIÓN Y SOCAVACIÓN: <http://es.slideshare.net/PaulAyamamaniGarcia/8-erosin-y-socavacin>
- Braja M., D. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. México, D.F.: Cengage, Learning Editores S.A. de C.V.
- Herrera M, J. (1996). *Puentes* (2da ed.). Bogotá, Colombia: Editorial Sistem Graf.
- Hidalgo Rivas, G. (1987). *Elementos de Puentes*. Quito, Ecuador.
- Izurieta M., J., & Garzón G., C. (s.f.). *Muros de Contención*. Quito, Ecuador: Universidad Central del Ecuador.
- Lucero Pardo , F. H., Pachacama Caiza, E. A., & Rodríguez Montero, W. A. (2012). *Análisis y Diseño de Muros de Contención*. Quito, Ecuador.
- Márquez Cárdenas, G. (1987). *Propiedades Ingenieriles de los Suelos*. Medellín, Universidad Nacional de Colombia.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC): Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Transporte y Obra Públicas del Ecuador. (2003). *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*. Quito, Ecuador.
- Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones del Perú. (2010). *Manual de Diseño de Puentes* (Primera ed.). Lima, Perú: Empresa Editora Macro EIRL.
- MTOP. (2013). *Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 MTOP*. Quito, Ecuador.
- Muñoz, E., & Valbuena, E. (2006). Socavación de Puentes. *Infraestructura Vial Digital*, 8, 14. Obtenido de http://www.lanamme.ucr.ac.cr/riv/index.php?option=com_content&view=article&id=240&Itemid=306
- Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto* (12ma ed.). Santa Fé de Bogotá, Colombia: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Rodríguez Serquén, A. (2012). *Puentes con AASHTO - LRFD 2010* (5ta. ed.). Perú.
- Suárez, J. (2001). *Control de Erosión en Zonas Tropicales*. Bucaramanga, Colombia: División Editorial y de Publicaciones Universidad Industrial de Santander.
- Tipán Lima, W. V. (2013). *DISEÑO COMPARATIVO DE TABLEROS PARA PUENTES*. Quito, Ecuador.
- Torres, E. (2013). *Diseño de puentes Interpretación del código AASHTO* (Primera ed.). Cuenca, Ecuador: Editorial Universitaria Abya-Yala.
- Trujillo Orozco, J. E. (1993). *Diseño de Puentes de Concreto* (2a. Edición ed.). Bucaramanga, Colombia: Ediciones UIS.
- Vallecilla B, C. R. (2006). *Manual de puentes en concreto reforzado*. Bogotá: Bauen.
- Villón Béjar, M. (2002). *Hidrología* (Segunda ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Villón.

ANEXO A
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ANTECEDENTES

El presente informe analiza las propiedades físicas - mecánicas del suelo de sustento donde se pretende construir un puente. Se determinan parámetros para evitar problemas en el proceso constructivo y conocer el tipo de cimentación más adecuado para la estructura de acuerdo a la capacidad portante del suelo lo que permitirá garantizar la vida útil de la misma.

OBJETIVOS

- Por medio de este estudio se pretende determinar por medio de estudios de campo y de gabinete las propiedades físicas y mecánicas así como la capacidad portante de las capas de subrasante natural sobre la cual se apoyarán los estribos del puente sobre la quebrada Agua Santa perteneciente a la parroquia Turi, cantón Cuenca, Provincia del Azuay.
- Sobre las condiciones del suelo de fundación y de acuerdo al concepto técnico determinar la estructura de hormigón más idónea para mayor durabilidad de la obra.

UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El proyecto se encuentra ubicado en la Comunidad Agua Santa, Parroquia Turi de la Ciudad de Cuenca aproximadamente en las coordenadas UTM: 722578m E – 9674961m N (ver numeral 4.1.2.1).

METODOLOGÍA

La presente estudio se ha realizado en base a información obtenida sobre mecánica de suelos y cimentaciones en tres fases: Trabajos de campo, Estudios de laboratorio y de gabinete, la secuencia de trabajos se detalla a continuación:

1. Reconocimiento del terreno
2. Recopilación de información (Mapas y Bibliografía).
3. Trabajo de campo (calicatas a cielo abierto).
4. Determinación de la Geología Regional.
5. Trabajo de Laboratorio: Determinación de Perfil Estratigráfico, parámetros geotécnicos.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Con el apoyo en esta ciencia se procede a determinar las características del suelo de fundación obteniendo sus propiedades físicas y mecánicas. Para lograr este objetivo se procedió a realizar los trabajos de campo y de laboratorio descritos en este estudio.

NIVEL DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

Durante la exploración del subsuelo por medio de calicatas a cielo abierto se pudo constatar hasta la profundidad de exploración la no presencia de nivel de agua subterránea.

DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA ZONA

Geomorfología

- Relieve General

Representa unidades geomorfológicas a escala nacional referenciando zonas naturales del Ecuador. Pertenecen a la zona Sierra correspondiente a la zona de los Andes, tiene relieves montañosos y escarpados abarcando el 97% del territorio del cantón Cuenca.

- Macro relieve

El proyecto se sitúa en la Zona 1 identificada como Relieves Interandinos, se ubica en la vertiente hacia el Atlántico se encuentra en un rango altitudinal de 2300 a 3000 msnm, es una depresión compuesta por sedimentos terciarios plegados; tiene una topografía irregular de pendientes variables, definidos por los cauces de ríos, quebradas y cerros (GAD Municipal del cantón Cuenca).

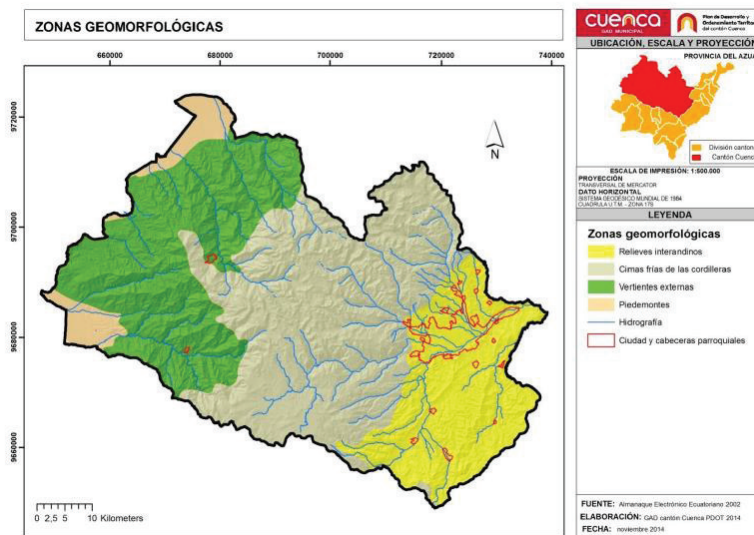


Fig. A1. Zonas Geomorfológicas del cantón Cuenca,
Fuente: PODT del cantón Cuenca, 2014

En el cantón Cuenca predominan las pendiente entre el 30 a 50% de su superficie representando casi la mitad de su territorio, la mayoría de con pendiente entre plana y ligeramente inclinada que es la recomendable para el desarrollo agropecuario y de vivienda se encuentra en los páramos y en zonas periféricas como Chaucha y Molleturo, lo contrario se ha identificado un alto potencial como la generación de energía. (PDOT Cantón Cuenca 2014)

Geología Local

El mapa de suelos del Cantón Cuenca, 1984 Identifica a la zona como S2 y lo caracteriza por tener suelos sobre roca dura de textura arenosa o arcillo arenosa en relieves de fuertes pendiente de forma cóncava o convexa.

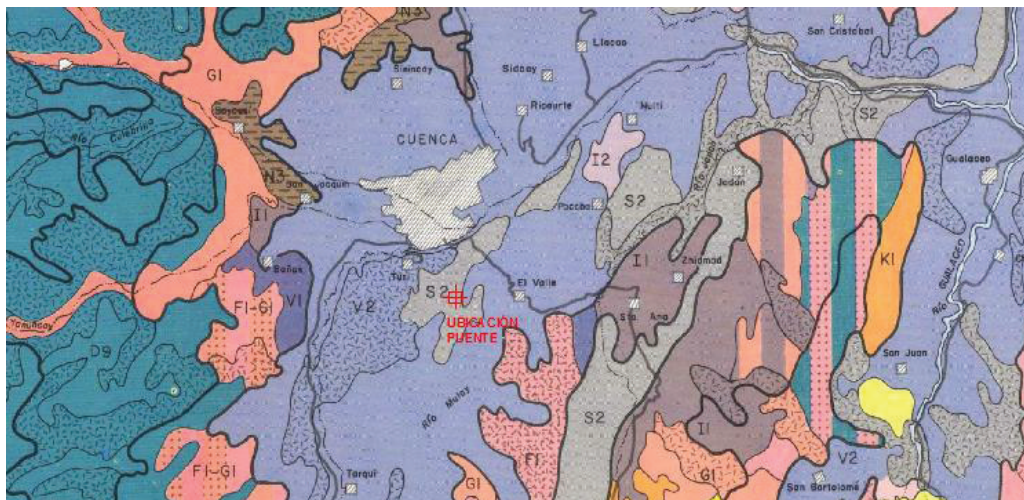


Fig. A2. Tipo de Suelos de en la zona de emplazamiento del puente.
Fuente: (Ministerio de Agricultura y Ganadería, 1984)

Las formaciones que se destacan en la zona son:

- Formación Turi (PIPT)

Esta formación es considerada de edad Pleistoceno (ver figura. Mapa Geológico Nacional de la República del Ecuador, 1982)

La formación corresponde a una secuencia de areniscas intercaladas con conglomerados, la secuencia es cíclica y presenta una estructuración no muy clara donde es posible definir una estratificación cruzada incipiente. Los elementos unitarios tanto de las areniscas como de los conglomerados son altamente angulosos y litológicamente son restos de lavas andesíticas; esta formación es susceptible a presentar escarpadas verticales de buena resistencia mecánica.

Según Núñez del Arco, “la parte inferior de esta unidad es un conglomerado basal bien desarrollado. Hacia arriba de la sección, se presentan horizontes de conglomerados alternantes con tobas, cenizas y brechas volcánicas, con intercalaciones de arcilla y areniscas fluviales.”

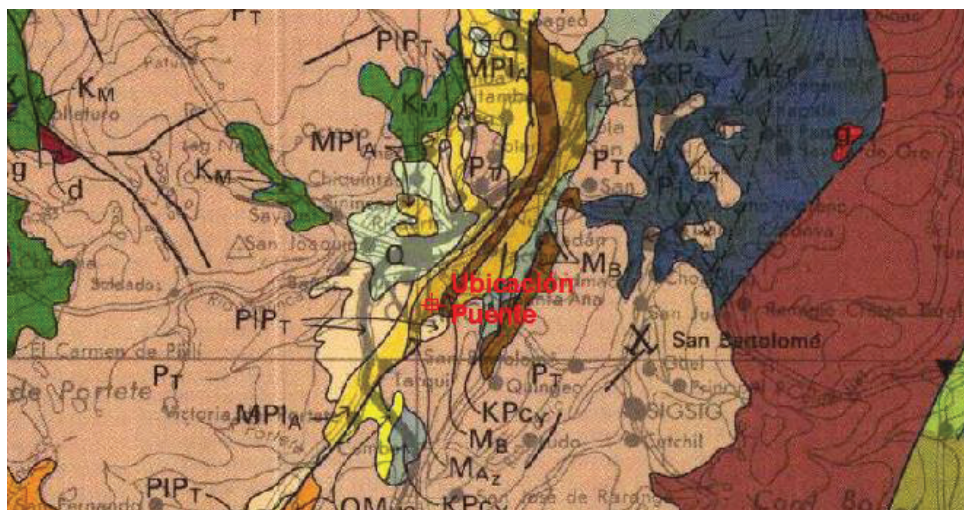


Fig. A3. Zonas Geológicas en la zona de implantación del puente,

Fuente: Ministerio de Recursos Naturales y Energéticos, Dirección general de Geología y Minas, 1982.

- Formación Azogues (MP1A)

Desarrollada en el centro de la cuenca sedimentaria aflorando en los dos flancos del anticlinal de Biblián. Se extiende de Norte a Sur desde la ciudad de Azogues y oeste del poblado de Cojitambo hacia el sur y su oeste cerca del poblado del Valle, cubierta inconformablemente por la unidad cuaternaria de Turi. Ocurren afloramientos en Ucubamba y Challuabamba. Está dominada por areniscas tobáceas intemperizadas, de color café, con presencia de capas de limonitas, arcillas y lutitas. Algunas formaciones cercanas al sitio en estudio y sus características se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro A1. Formaciones Predominantes en el cantón Cuenca

Formaciones	Litología
Formación Azogues	Arenisca, a arcilla, conglomerado, g
	Localmente conglomerado de base
Depósito aluvial	Depósito aluvial
Formación Célica	Andesita, n; toba, h
Formación Macuchi	Cornubianitas indiferenciadas: rocas afectadas por metamorfismo de contacto
	Lavas andesíticas, tobas, volcanoclastos
	Toba, h andesita, n volcano-sedimento, v s
Formación Tarqui	aglomerado, lava, dacita, toba, riolita, andesita
	Toba, h; riolita, r; andesita, n
	aglomerado, lava, dacita
Formación Turi	Arenisca, a; conglomerado, g
	Conglomerado de base

Fuente: PODT del cantón Cuenca 2015

Elaboración: Luis Cuenca

INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Mediante la prospección en el campo se procedió a realizar dos calicatas a cielo abierto. Se muestrean los diferentes materiales por estratos y en el laboratorio se completa la información geotécnica mediante la realización de ensayos de acuerdo al tipo de material.

A continuación se especifica la ubicación de las calicatas:

Cuadro A2. Coordenadas de ubicación de calicatas

POZO N°	COORDENADAS	
	X	Y
1	722586,77	9674966,19
2	722569,73	9674950,43

Elaboración: Luis Cuenca

PERFIL ESTRATIGRAFICO EN EL EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA

- Pozo N°1

En la excavación desde el nivel de rasante se distingue una capa vegetal de 1,70 m de espesor, debajo de la misma se observa una capa color gris, consistencia dura de 1,10 m de espesor se clasifica por el SUCS como suelo limo clástico arenoso (MH) y por la AASHTO como A-7-6 (19). Posterior se extrae una muestra inalterada del margen derecho de la quebrada a una profundidad aproximada de 4,00 m, la que presenta color café claro a gris, consistencia dura, se identifica según el sistema SUCS como suelo arenoso arcilloso (SC) y por la AASHTO como A-2-6 (1) denominados gravas y arenas limosas o arcillosas.

- Pozo N°2

En la excavación se puede constatar la presencia de estratigrafía similar al pozo 1 con capa superior vegetal de 0,90 m de espesor, material de color negro, un segundo estrato hasta los 2 m presenta un material limoso (MH) de consistencia dura y un tercer estrato de donde se extrajo una muestra inalterada de la margen izquierda, denominado suelo arenoso arcilloso (SM) a una profundidad de 4,30m de profundidad desde el borde superior del cauce, material de consistencia dura que presenta color café claro a gris.

Al realizar la clasificación del estrato inferior tanto del pozo 1 como el pozo 2, se pudo notar que en la carta de plasticidad los valores son muy cercanos a la línea A por lo que se concluyó que eran materiales parecidos por lo que podrían tomarse como (SC – SM) para su análisis.

ESTUDIO DE LABORATORIO.

Con los materiales obtenidos se proceden a realizar varios ensayos que se realizan de conformidad y de acuerdo a especificaciones técnicas definidas. En el este caso los ensayos que son necesarios valorar en los materiales según la geología en el sitio, son los siguientes:

- Contenido de humedad natural (ASTM D2216).
- Granulometría (ASTM D422-63)
- Límite líquido (ASTM 423-66)
- Límite plástico (ASTM 424-59)
- Gravedad específica de los sólidos.
- Compresión Simple (ASTM D2166).

Con los ensayos realizados procedimos a realizar la clasificación del suelo por medio de los métodos más utilizados como es el de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Unified Soil Classification System, conocido como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

RESULTADOS

A continuación se presenta un cuadro resumen con los resultados de los ensayos realizados en el laboratorio de suelos.

Cuadro A3. Resumen de resultados del estudio de laboratorio de suelos.

POZO N°	w %	LL %	LP %	CLASIFICACIÓN		qu (kg/cm ²)	C (kg/cm ²)	γ _s (g/cm ³)
				SUCS	AASHTO			
1	26,27	52,60	34,26	MH	A-7-5 (19)	-	-	-
	9,46	37,00	23,94	SC	A-2-6 (1)	30,92	15,46	1,90
2	26,27	52,60	34,26	MH	A-7-5 (19)	-	-	-
	12,20	42,30	26,24	SM	A-2-7 (1)	-	-	-

Elaboración: Luis Cuenca

En el margen izquierdo y derecho de la quebrada se puede observar que en la segunda capa se encuentra diaclasas alineadas de color café claro por lo que según la clasificación se trataría como un suelo arenoso muy compacto y firme o una arenisca. Según (Jiménez Salas, 1975) sería de tipo calcárea arcillosa. Éste tipo de roca sedimentaria tienen soportan resistencia a la compresión entre los 2,6 a 43 Kg/cm², según libros de mecánica de rocas la describen de resistencia débil a media comparando con los resultados obtenidos, se caracteriza con su baja solubilidad y su capacidad de carga admisible va desde los 10 Kg/cm² hasta los 20 Kg/cm²



Fotos tomadas del margen derecho e izquierdo de la Quebrada Agua Santa.

Elaboración: Luis Cuenca.

De los resultados obtenidos mediante los ensayos de laboratorio basándonos en ábacos y consideraciones de diferentes autores, se indicará diferentes propiedades características de los materiales que componen la litología de la zona.

Cuadro A4. Valores de del ángulo de fricción interna ϕ para los materiales analizados

Tipo de suelo o roca	Fuente	Valores ϕ Recomendados	ϕ Asumido
MH	Márquez Cárdenas Gabriel, 1987	27 - 34	28
SC - SM (Arena consolidada)	Hoek y Bray, 1981	25 - 35	30

Elaboración: Luis Cuenca

Determinacion de la capacidad de carga admisible

Para encontrar los valores de la carga admisible de un cimiento se aplicará la teoría de Terzaghi mencionada en el capítulo 1, para el uso de zapatas de sección cuadrada con un factor de seguridad $F_s=3.0$ contra una falla potencial de corte del suelo.

Debido a la altura del puente y a que la primera capa de suelo es de material orgánico, no recomendado para cimentar se asume una altura para los estribos de 7,00 m, donde se alcanzaría el estrato clasificado como MH.

- Datos:

Profundidad de desplante, D_f :	0,5	m
Peso Volumétrico del suelo; G_m :	2,8	Ton/m ³
Cohesión del suelo, c : (ver cuadro 1.3)	0,15	Ton/m ²
Ángulo de fricción interna del suelo, ϕ :	28	°
Ancho o Radio del cimiento; B :	4,7	m
Tipo de suelo: 1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso	1	
Factor de seguridad, F.S.: (3.5 / 3.0 / 2.5)	3,0	

Elaboración: Luis Cuenca

Según el cuadro 1.1 se asumen los factores dependientes del ángulo de fricción:

Factor de cohesión, $N_c =$	31,61
Factor de sobrecarga, $N_q =$	17,81
Factor de piso, $N_\gamma =$	13,70

Elaboración: Luis Cuenca

- Cálculos y resultados:

Aplicado la ecuación 1.2 se obtiene la capacidad de carga última q_u ,

$$q_u = 1,3 * c * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B N_\gamma$$

Por lo que

$$q_u = 1,3 * 0,15 * 31,61 + 2,80 * 0,50 * 17,81 + 0,4 * 2,80 * 4,70 * 13,70$$

$$q_u = 103,20 \text{ Ton/m}^2$$

Capacidad admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s} = \frac{103,20}{3}$$

$$q_{adm} = 34,40 \text{ Ton/m}^2 = 3,44 \text{ Kg/cm}^2$$



INFORME DE LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO: Diseño en Hormigón Armado de un puente sobre la Quebrada Agua Santa
SECTOR: Turi

Egdo. Luis Cuenca
Lab. Atanasio Jara
FECHA: 22/07/2014

MUESTRA: POZO 1
PROFUNDIDAD: 1,70 - 2,80 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LA PARTE FINA DEL SUELO

TAMIZ		PESO		RETENIDO PARCIAL	RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
N.	mm.*						
3	76,200	-	-	-	-	-	100,00
2 1/2	63,500	-	-	-	-	-	100,00
2	50,800	-	-	-	-	-	100,00
1 1/2	38,100	-	-	-	-	-	100,00
1	25,400	-	-	-	-	-	100,00
3 / 4	19,100	-	-	-	-	-	100,00
1 / 2	12,700	-	-	-	-	-	100,00
3 / 8	9,520	-	-	-	-	-	100,00
Nº 4	4,750	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
< Nº4							
10	2,000	0,09	0,09	0,09	0,02	0,02	99,98
40	0,425	1,31	1,40	1,40	0,35	0,35	99,65
200	0,075	56,62	58,02	58,02	14,65	14,65	85,35
PASA EL Nº 200		2,34					

* Abertura de los tamices tomada del libro Fundamentos de Ingeniería Goetécnica Braja M. Das, Pg. 8

DATOS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PESO
Peso antes del lavado (WH)	gr.	500
Porcentaje de Humedad (w)	%	26,27
Peso seco antes del lavado (Ws)	gr.	395,98

$$w = \frac{W_{h+l} - W_{s+l}}{W_{s+l} - W_l}$$

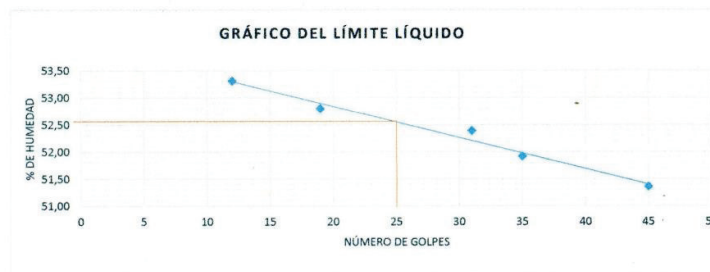
Peso después de lavado y secado	gr.	60,21
Peso total después del Tamizado	gr.	60,36
Error	gr.	-0,15
% de Error	%	-0,25

$$w_s = \frac{W_w}{1 + w}$$



DETERMINACIÓN DE EL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO Y HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA DE SUELO

TARRO Nº	LÍMITE LÍQUIDO (AASHTO T-89)					LÍMITE PLÁSTICO (AASHTO T-90)				HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)		
	1A	6	2	8	1	4	3	2	15	1	3	4-56
N DE GOLPES	45	35	31	19	12							
M. HUMEDA + TARRO	65,46	55,60	56,62	68,24	66,13	22,40	23,73	23,49	24,52	105,90	140,60	117,10
M. SECA + TARRO	61,13	51,68	52,24	62,97	61,47	21,97	23,03	22,88	23,71	94,80	122,40	103,70
PESO DE AGUA	4,33	3,92	4,38	5,27	4,66	0,43	0,7	0,61	0,81	11,1	18,2	13,4
PESO DE TARRO	52,70	44,13	43,88	52,99	52,73	20,74	21,11	21,09	21,31	52,70	52,60	52,90
PESO MUESTRA SECA	8,43	7,55	8,36	9,98	8,74	1,23	1,92	1,79	2,4	42,1	69,8	50,8
% DE HUMEDAD	51,36	51,92	52,39	52,81	53,32	34,96	36,46	34,08	33,75	26,37	26,07	26,38
PROMEDIO										34,26		26,27



GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL SUELO

Peso Seco (Ps)	250,20	gr.
Peso del Matraz + Agua (Pm+w)	658,00	gr.
Peso del Matraz + Agua + Suelo (Pm+w+s)	818,90	gr.

$$G_s = \frac{P_s}{P_s + P_{m+w} - P_{m+w+s}}$$

RESUMEN:

CLASIFICACIÓN	
SUCS	MH
AASHTO	A-7-5
IG	19

LL=	52,60%
LP=	34,26%
IP=	18,34%
G _s	2,80 gr/cm ³

GRAVA	0,00%
ARENA	14,65%
FINO	85,35%

Revisado:

Ing. MSc. Luis Mario Almache S.
JEFE DEL LABORATORIO DE SUELOS

Sr. Atanasio Jara
LABORATORISTA

Egdo. Luis E. Cuenca H.
INVESTIGADOR



INFORME DE LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO: Diseño en Hormigón Armado de un puente sobre la Quebrada Agua Santa
SECTOR: Turi

ENSAYADO Y CALCULADO: Egdo. Luis Cuenca
Lab. Atanasio Jara
FECHA: 09/08/2014

MUESTRA: POZO 1
PROFUNDIDAD: 4,00 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LA PARTE FINA DEL SUELO
(ASTM D422-68)

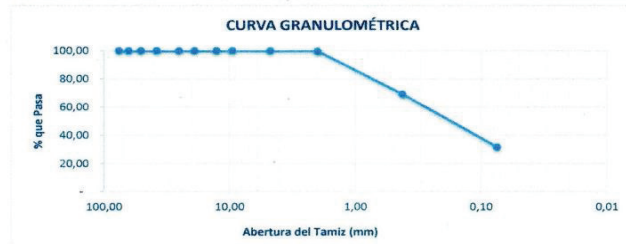
TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
N.	mm.*			
3	76,200	-	-	100,00
2 1/2	63,500	-	-	100,00
2	50,800	-	-	100,00
1 1/2	38,100	-	-	100,00
1	25,400	-	-	100,00
3 / 4	19,100	-	-	100,00
1 / 2	12,700	-	-	100,00
3 / 8	9,520	-	-	100,00
Nº 4	4,750	0,00	0,00	100,00
< Nº4				
10	2,000	2,28	0,48	99,52
40	0,425	143,35	30,57	69,43
200	0,075	179,11	68,18	31,82
PASA EL Nº 200	1,45	326,19		

* Abertura de los tamices tomada del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Raia M Das P R

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PESO
Peso antes del lavado(WH)	gr.	500
Porcentaje de Humedad(w)	%	4,97
Peso seco antes del lavado (Ws)	gr.	476,33
Peso después de lavado y secado	gr.	325,7
Peso total después del Tamizado	gr.	326,19
Error	gr.	-0,49
% de Error	%	-0,15

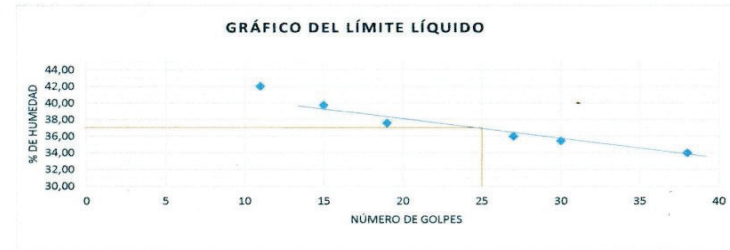
$$w = \frac{W_{h+i} - W_{s+i}}{W_{s+i} - W_i}$$

$$w_s = \frac{W_w}{1 + w}$$



DETERMINACIÓN DE EL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO Y HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA DE SUELO

TARRO Nº	LÍMITE LÍQUIDO (AASHTO T-89)						LÍMITE PLÁSTICO (AASHTO T-90)				HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)		
	R-03	R-02	3	15	6	8	2	9	4	5	2-14	11	8
N DE GOLPES	38	30	27	19	15	11							
M. HUMEDA + TARRO	40,69	37,10	37,76	37,06	42,53	37,39	21,93	22,25	21,42	22,29	106,55	130,44	142,33
M. SECA + TARRO	35,92	33,14	33,40	32,59	37,62	32,82	21,76	22,00	21,29	22,08	103,56	127,02	137,50
PESO DE AGUA	4,77	3,96	4,36	4,47	4,91	4,57	0,17	0,25	0,13	0,21	2,99	3,42	4,83
PESO DE TARRO	21,90	21,97	21,29	20,70	25,28	21,95	21,09	20,99	20,72	21,16	44,40	54,36	43,45
PESO MUESTRA SECA	14,02	11,17	12,11	11,89	12,34	10,87	0,67	1,01	0,57	0,92	59,16	72,66	94,05
% DE HUNEDAD	34,02	35,45	36,00	37,59	39,79	42,04	25,37	24,75	22,81	22,83	5,05	4,71	5,14
% PROMEDIO								23,94					4,97



GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL SUELO

Peso Seco (Ps)	305,6	gr.
Peso del Matraz + Agua (Pm+w)	659,6	gr.
Peso del Matraz + Agua + Suelo (Pm+w+s)	846,9	gr.

$$G_s = \frac{P_s}{P_s + P_{m+w} - P_{m+w+s}}$$

RESUMEN:

CLASIFICACIÓN	
SUCS	SC
AASHTO	A-2-6
IG	1

LL=	37,00%
LP=	23,94%
IP=	13,06%
G _s	2,58 gr/cm ³

GRAVA	0,00%
ARENA	68,18%
FINO	31,82%

Revisado:

Ing. MSc. Luis Mario Almache S.
JEFE DEL LABORATORIO DE SUELOS

Sr. Atanasio Jara
LABORATORISTA

Egdo. Luis E. Cuenca H.
INVESTIGADOR



INFORME DE LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO: Diseño en Hormigón Armado de un puente sobre la Quebrada Agua Santa
SECTOR: Turi

ENSAYADO Y CALCULADO: Egdó. Luis Cuenca
Lab. Atanasio Jara
FECHA: 22/07/2014

MUESTRA: POZO 2
PROFUNDIDAD: 0,90 - 2,00 m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LA PARTE FINA DEL SUELO
(ASTM D422-68)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
N.	mm.*			
3	76,200	-	-	100,00
2 1/2	63,500	-	-	100,00
2	50,800	-	-	100,00
1 1/2	38,100	-	-	100,00
1	25,400	-	-	100,00
3 / 4	19,100	-	-	100,00
1 / 2	12,700	-	-	100,00
3 / 8	9,520	-	-	100,00
Nº 4	4,750	0,00	0,00	100,00
< Nº4				
10	2,000	0,09	0,02	99,98
40	0,425	1,31	0,35	99,65
200	0,075	56,62	14,65	85,35
PASA EL Nº 200	2,34	60,36		

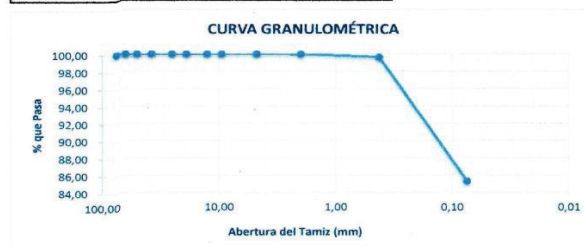
* Abertura de los tamices tomada del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das, Pg. 8

DATOS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PESO
Peso antes del lavado (W _H)	gr.	500
Porcentaje de Humedad (w)	%	26,27
Peso seco antes del lavado (W _s)	gr.	395,98
Peso después de lavado y secado	gr.	60,21
Peso total después del Tamizado	gr.	60,36
Error	gr.	-0,15
% de Error	%	-0,25

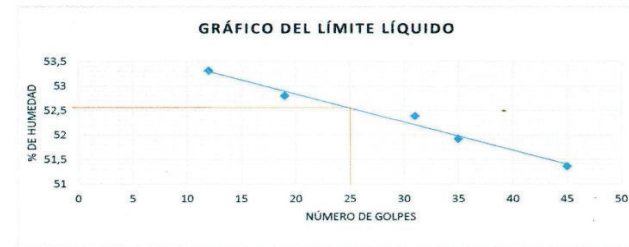
$$w = \frac{W_{H+t} - W_{s+t}}{W_{s+t}}$$

$$w_s = \frac{W_w}{1 + w}$$



DETERMINACIÓN DE EL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO Y HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA DE SUELO

TARRO Nº	LÍMITE LÍQUIDO (AASHTO T-89)					LÍMITE PLÁSTICO (AASHTO T-90)				HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)		
	1A	6	2	8	1	4	3	2	15	1	3	4-56
N DE GOLPES	45	35	31	19	12							
M. HUMEDA + TARRO	65,46	55,60	56,62	68,24	66,13	22,40	23,73	23,49	24,52	105,90	140,60	117,10
M. SECA + TARRO	61,13	51,68	52,24	62,97	61,47	21,97	23,03	22,88	23,71	94,80	122,40	103,70
PESO DE AGUA	4,33	3,92	4,38	5,27	4,66	0,43	0,7	0,61	0,81	11,1	18,2	13,4
PESO DE TARRO	52,70	44,13	43,88	52,99	52,73	20,74	21,11	21,09	21,31	52,70	52,60	52,90
PESO MUESTRA SECA	8,43	7,55	8,36	9,98	8,74	1,23	1,92	1,79	2,4	42,1	69,8	50,8
% DE HUMEDAD	51,364	51,921	52,3923	52,806	53,318	34,959	36,458	34,078	33,75	26,366	26,074	26,378
PROMEDIO							34,26				26,27	



GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL SUELO

Peso Seco (P _s)	250,2	gr.
Peso del Matraz + Agua (P _{m+w})	658	gr.
Peso del Matraz + Agua + Suelo (P _{m+w+s})	818,9	gr.

$$G_s = \frac{P_s}{P_s + P_{m+w} - P_{m+w+s}}$$

RESUMEN:

CLASIFICACIÓN	
SUCS	MH
AASHTO	A-7-5
IG	19

LL=	52,60%
LP=	34,26%
IP=	18,34%
G _s	2,8 gr/cm ³

GRAVA	0,00%
ARENA	14,65%
FINO	85,35%

Revisado:

Ing. MSc. Luis Mario Almache S.
JEFE DEL LABORATORIO DE SUELOS

Sr. Atanasio Jara
LABORATORISTA

Egdó. Luis E. Cuenca H.
INVESTIGADOR



INFORME DE LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO: Diseño en Hormigón Armado de un puente sobre la Quebrada Agua Santa
SECTOR: Turi

ENSAYADO Egado. Luis Cuenca
CALCULADO: Egado. Luis Cuenca
FECHA: 31/07/2014

MUESTRA: POZO 1-2
PROFUNDIDAD: 4.00 M

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LA PARTE FINA DEL SUELO
(ASTM D422-68)

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA
N.	mm.*			
3	76,200	-	-	100,00
2 1/2	63,500	-	-	100,00
2	50,800	-	-	100,00
1 1/2	38,100	-	-	100,00
1	25,400	-	-	100,00
3 / 4	19,100	-	-	100,00
1 / 2	12,700	-	-	100,00
3 / 8	9,520	-	-	100,00
Nº 4	4,750	1,60	1,60	99,64
< Nº4				
10	2,000	21,64	23,24	94,78
40	0,425	194,99	218,23	51,03
200	0,075	122,93	341,16	23,44
PASA EL Nº 200		0,41	341,57	

* Abertura de los tamices tomada del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Braja M. Das, Pg. 8

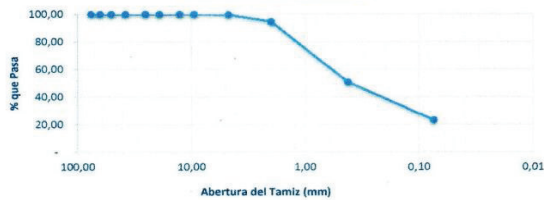
DATOS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PESO
Peso antes del lavado(WH)	gr.	500
Porcentaje de Humedad(w)	%	12,20
Peso seco antes del lavado (Ws)	gr.	445,63
Peso después de lavado y secado	gr.	325,7
Peso total después del Tamizado	gr.	341,57
Error	gr.	-15,87
% de Error	%	-4,65

$$w = \frac{W_{h+t} - W_{s+t}}{W_{s+t} - W_t}$$

$$W_s = \frac{W_w}{1 + w}$$

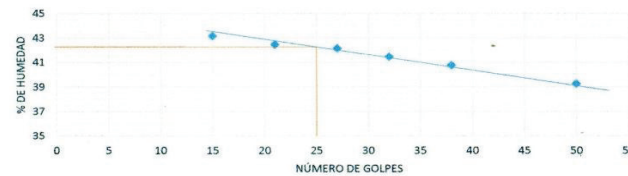
CURVA GRANULOMÉTRICA



DETERMINACIÓN DE EL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO Y HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA DE SUELO

TARRO Nº	LÍMITE LÍQUIDO (AASHTO T-89)						LÍMITE PLÁSTICO (AASHTO T-90)				HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)		
	15	3	4	7	2	7L	1	7B	1A	4	4	3A	8
N DE GOLPES	50	38	32	27	21	15							
M. HUMEDA + TARRO	31,38	38,30	36,52	35,29	36,55	38,55	5,33	5,16	5,98	5,81	149,40	123,90	141,30
M. SECA + TARRO	28,54	33,32	31,89	31,02	31,94	33,57	5,08	4,94	5,57	5,43	140,30	117,20	133,10
PESO DE AGUA	2,84	4,98	4,63	4,27	4,61	4,98	0,25	0,22	0,41	0,38	9,1	6,7	8,2
PESO DE TARRO	21,31	21,11	20,73	20,90	21,09	22,04	4,10	4,09	4,07	4,08	64,70	43,00	66,80
PESO MUESTRA SECA	7,23	12,21	11,16	10,12	10,85	11,53	0,98	0,85	1,5	1,35	75,6	74,2	66,3
% DE HUMEDAD	39,281	40,786	41,487	42,194	42,488	43,192	25,51	25,882	27,333	28,148	12,037	9,0296	12,368
% PROMEDIO								26,24				12,20	

GRÁFICO DEL LÍMITE LÍQUIDO



PESO ESPECÍFICO SECO DEL SUELO

Peso Seco (Ps)	346,3	gr.
Peso del Matraz + Agua (Pm+w)	657,9	gr.
Peso del Matraz + Agua + Suelo (Pm+w+s)	874,8	gr.

$$G_s = \frac{P_s}{P_t + P_{m+w} - P_{m+w+s}}$$

RESUMEN:

CLASIFICACIÓN	
SUCS	SM
AASHTO	A-2-7
IG	1

LL=	42,30%
LP=	26,24%
IP=	16,06%
G _s	2,68 gr/cm ³

GRAVA	0,00%
ARENA	76,56%
FINO	23,44%

Revisado:

Ing. MSc. Luis María Almache S.
JEFE DEL LABORATORIO DE SUELOS

Sr. Atanasio Jara
LABORATORISTA

Egado. Luis E. Cuenca H.
INVESTIGADOR



LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO: **Diseño en Hormigón Armado de un puente sobre la Quebrada Agua Santa**
SECTOR: Turi
MUESTRA: POZO 1, POZO 2
PROFUNDIDAD: 4,0 m

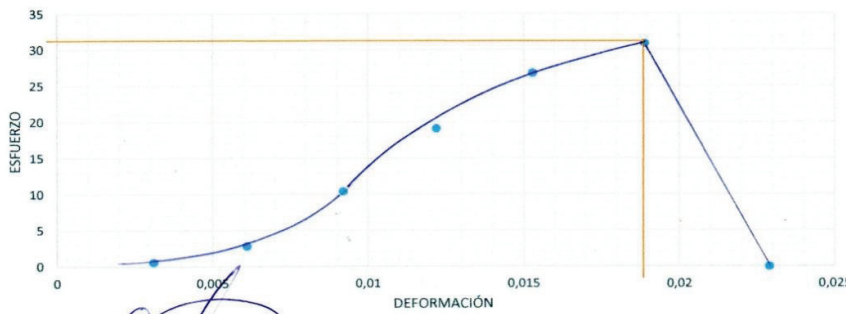
ENSAYADO: Lab. Atanasio Jara Egdo. Luis Cuenca.
CALCULADO: Lab. Atanasio Jara Egdo. Luis Cuenca.
FECHA: 08/08/2014

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE

Ds= 3,55 cm Dc= 3,55 cm Di= 3,61 cm Hm= 8,32 cm			As= 9,90 cm ² Ac= 9,90 cm ² Ai= 10,24 cm ² Am= 9,96 cm ²			W= 172,23 gr. V= 82,87 cm ³ γ = 2,08 gr./cm ³ γ _d = 1,90 gr./cm ³		
LECTURA 1*10 ⁻⁴	CARGA kg	DEFORMACION N 1*10 ⁻³	DEFORMACION N UNITARIA	AREA CORREGIDA A	ESFUERZO Kg/cm ²	HUMEDAD		
0	0	0	0	0	0	MUESTRA #:	A	B
40	5,9	10	0,0031	9,99	0,59	RECIPIENTE #	1	2
200	28,26	20	0,0061	10,02	2,82	P. RECIPIENTE + HUMEDAD	133,6	124,2
658	104,46	30	0,0092	10,05	10,39	P. RECIPIENTE + M. SECA	126,56	117,27
901	192,58	40	0,0122	10,08	19,11	PESO RECIPIENTE	52,89	43,3
1116	270,62	50	0,0153	10,11	26,77	% HUMEDAD	9,56%	9,37%
1235	313,79	62	0,0189	10,15	30,92	HUMEDAD PROMEDIO	9,46%	
		75	0	0	0			
		100						
		125						
		150						
		175						
		200						
		250						
		300						
		350						
		400						
		450						
		500						
		550						
		600						
		650						
		700						

qu= 30,92 Kg/cm²
C= 15,46 Kg/cm²

COMPRESIÓN SIMPLE



Revisado:

Ing. MSc. Luis Mario Almache S.
JEFE DEL LABORATORIO DE
SUELOS

Sr. Atanasio Jara
LABORATORISTA

Egdo. Luis E. Cuenca H.
INVESTIGADOR

FOTOGRAFÍAS



Foto A1.1



Foto A1.2



Foto A1.3



Foto A1-4

Fotos A1.1 – A1.4. Extracción de muestras en campo y almacenamiento en el laboratorio.



Foto A1.5



Foto A1.6



Foto A1.7



Foto A1.8



Foto A1.9



Foto A1.10

Fotos A1.5 – A1.10. Muestra inalterada: Desmenuzado para análisis granulométrico, ensayo de compresión simple



Foto A1.11



Foto A1.12



Foto A1.13



Foto A1.14

Fotos A1.10 – A1.14. Relización preparación de muestras para análisis granulométrico y límite líquido.

ANEXO B:
ESTUDIO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y SOCAVACIÓN SOBRE LA
QUEBRADA AGUA SANTA

INTRODUCCIÓN

El presente estudio determina criterios hidrológicos e hidráulicos importantes para la realización del diseño del puente ubicado sobre la quebrada Agua Santa cuyos objetivos son:

- Recopilar y analizar la información hidrometeorológica disponible en la zona del proyecto.
- Determinación de precipitaciones máximas de diseño
- Calculo del caudal máximo para el periodo de retorno considerado de diseño para el posterior análisis hidráulico del flujo en los puntos de interés.
- Determinar niveles de crecidas
- Calcular la socavación en la zona de emplazamiento del proyecto.

METODOLOGÍA

Levantamiento Topográfico

La información topográfica ha sido tomada del levantamiento detallado, realizado en la zona del proyecto de 2,50 Hectáreas aproximadamente, de este se ha determinado las diferentes secciones transversales a lo largo del cauce mediante la herramienta de diseño asistido por computador Autocad Civil 3D.

Descripción del área de estudio

Todo el sistema hídrico de la parroquia Turi forma parte del Sistema Santiago, la Cuenca del Paute, teniendo como afluentes las Subcuencas: del Tarqui y del Yanuncay.

La microcuenca de la quebrada Agua Santa - La Talanguera- El Solitario se encuentra en la parroquia Turi, la altura del área de estudio varía de los 2920 msnm hasta los 2565 msnm. Limita al norte por el la loma de Turi, al Sur el Cerro Boquerón, al este por la Loma de Gapal y al oeste por el Cerro Monjas.



Fig 1. Microcuenca Agua Santa – Talanguera

Fuente: Google earth.

La microcuenca tiene un sistema hidrográfico importante, en el sector de Hierba Buena, nace la quebrada de nombre de Agua Santa; al oeste de la comunidad de Bellavista nace la quebrada La Talanguera; al norte de Virgen de la Nube nace la quebrada de Mulahuaycu, estas 3 quebradas principales

reciben aporte de varias quebradas más pequeñas que al unirse reciben el nombre de la quebrada El Solitario que descarga en el Río Tarqui a unos 250 m. del redondel de la Av. 12 de Octubre.

Área De La Cuenca

Con referencia al estudio de Saneamiento Para La Microcuenca De La Quebrada El Solitario se determina un área de 673.97 Ha

Métodos Empleados

El método empleado en el presente estudio es:

- Método Directo ó Área-Pendiente

Con base en las huellas dejadas por el paso de crecientes y de la recopilación de testimonios de gente de la zona especialmente aquellos que den algún punto de referencia sobre crecidas anteriores de la quebrada Agua Santa se ha procedido con el siguiente trabajo.

1. Selección de un tramo representativo de la quebrada
2. Levantamiento de las secciones transversales de los extremos del tramo elegido
3. Según información sobre crecidas determinación de propiedades hidráulicas del curso de agua: Área, Perímetro Mojado, Radio Hidráulico, Pendiente del fondo del cauce.
4. Elección del coeficiente de rugosidad de acuerdo a la TABLA IX.6 del manual de Diseño Geométrico de Carreteras de MTOP
5. Aplicación de la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q= caudal máximo, m³/s

N= coeficiente de rugosidad, adimensional.

A= área hidráulica promedio, m²

R= Radio hidráulico promedio, m

S= pendiente, m/m

RESULTADOS

Secciones consideradas donde se ha tomado referencia de crecidas anteriores

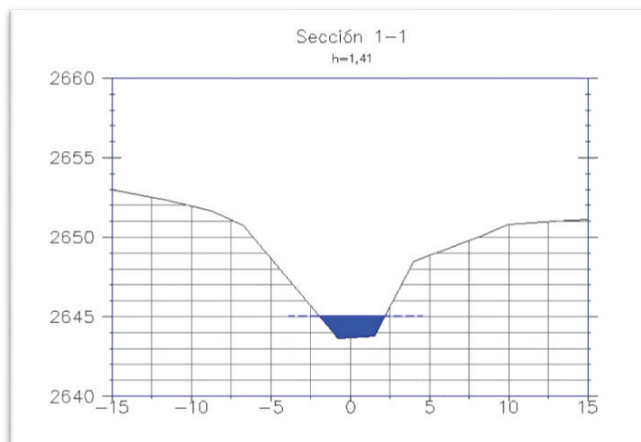


Fig 2. Sección 1-1 aguas arriba de la sección de cruce.
Elaboración: Luis Cuenca.

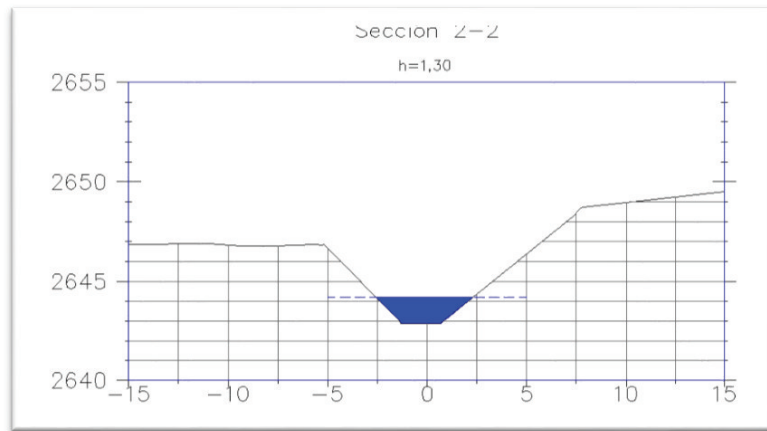


Fig 3. Sección 2-2 aguas debajo de la sección de cruce

Elaboración: Luis Cuenca.

Cuadro 1. Cálculo de propiedades hidráulicas de las secciones de análisis.

1	2	3	4	5	6	7	8
SECCION N°	L = DISTANCIA ENTRE LAS SECCIONES	NIVEL DE AGUAS (SUPUESTAS)	A = AREA	Am = AREA PROMEDIO	P = PERIMETRO MOJADO	Pm = PERIMETRO MOJADO PROMEDIO	Rm=RADIO HIDRAULICO PROMEDIO Rm =Am/Pm
---	m	m.s.n.m.	m ²	m ²	m	m	m
1-1	-----	2645,06	4,34	-----	6,617	-----	-----
	25			4,42		6,26	0,706
2-2	-----	2644,20	4,495	-----	5,908	-----	-----

Elaboración: Luis Cuenca

- Determinación del caudal de diseño

Cuadro 2. Determinación del caudal de diseño en función de las secciones aguas arriba y aguas abajo del sitio de implantación.

Aa : Área promedio de la sección del río en la avenida	:	m ²	4,42
P : perímetro mojado promedio de la avenida	:	m	6,26
S : pendiente de la superficie del fondo de cauce	:	m/m	0,030
n : rugosidad del cauce del río. (adoptado)	:	Adimensional	0,060
Q calculado	:	m ³ /s	10,12
Q máx adoptado	:	m ³ /s	11,00

Elaboración: Luis Cuenca

Se proceda a reemplazar el caudal adoptado en la fórmula de Manning. Para el cálculo de sus distintos componentes se ha asumido una sección trapezoidal, donde obtendremos una fórmula el función de "Y" que representa la nueva cota de crecida en el perfil del terreno donde se propone implantar el puente.

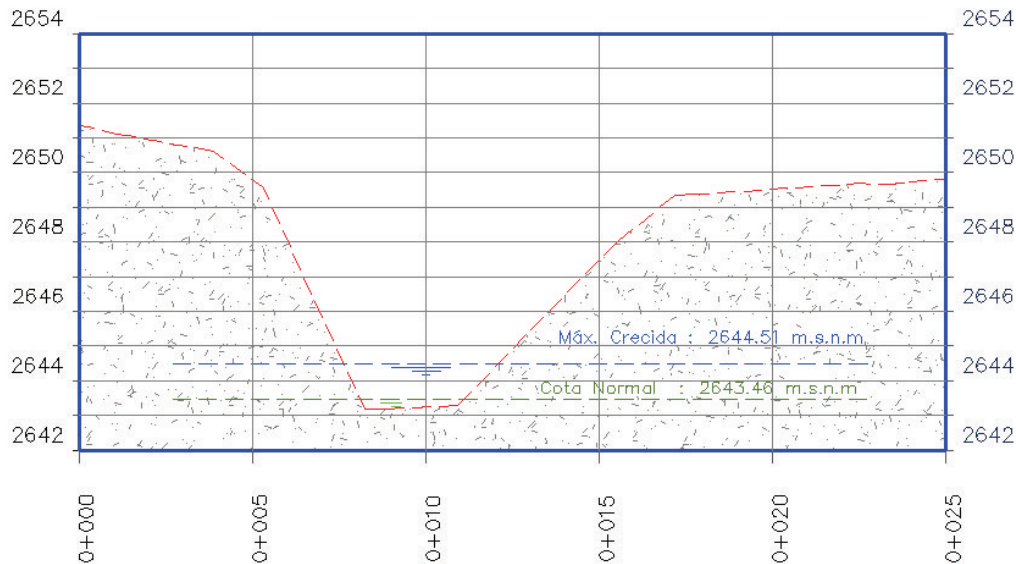


Fig 1. Niveles de crecidas en el sitio de implantación del puente.

Elaboración: Luis Cuenca

Los resultados obtenidos en la son los siguientes:

Cuadro 1. Cálculo de la cota de crecida en el sitio de implantación del Puente.

ÁREA HIDRÁULICA (En el eje del puente)	m ²	4,37
COTA DEL FONDO DEL LECHO	m.s.n.m	2643,25
P : perímetro mojado de la avenida	m	5,75
S : pendiente de la superficie del fondo de cauce	m/m	0,030
n : rugosidad del cauce del río.	Adimensional	0,060
velocidad	m/s	2,52
Nivel de agua en el eje	m	1,26
COTA DEL N.A.M.E.	m.s.n.m	2644,51

Elaboración: Luis Cuenca

ANÁLISIS DE LA SOCAVACIÓN.

Se hizo un recorrido por el punto de posible ubicación del puente y en puntos aguas arriba y aguas debajo del punto mencionado. Se ha notado gran cantidad de vegetación y una disminuida erosión del cauce para un caudal eventual de 11 m³/s y en un periodo de retorno de 50 años (foto 1 y 2).

El tramo de quebrada estudiado, se muestra estable y definido, con pendiente de 2,8 por ciento en donde determinado por un régimen sub crítico. Del estudio de suelos se ha determinado que el material del lecho corresponde a una Arenisca pre consolidada, para lo cual la velocidad media para producir desgaste del lecho que se necesitaría según la tabla 28 de (Trujillo Orozco, 1993) está entre 5 y 6 m/s. Por tanto con una velocidad promedio de 2,52 m/s se deduce que producirá desgaste por efecto de crecida de la quebrada concurda con la visita hecha al sitio donde se evidencia que no se ha producido desgaste del lecho.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Tomando en consideración la complicada topografía y la existencia de la línea principal del alcantarillado sanitario que sigue el margen derecho de la quebrada, se propone una longitud de puente de 27 metros donde quedarán áreas de inundación que es el retiro desde el eje del río. Se prevé que la cota del pie de los estribos esté por encima del nivel de máxima crecida estimado. El diseño se lo hará sin

pilas centrales. Con respecto al gálibo de seguridad no se tendría inconveniente ya que la altura desde el espejo de agua es considerable, esta altura se definirá con el diseño de los accesos al puente pero no menor al mínimo establecido en las normas.

Para la ubicación del estribo izquierdo se deberá remover el material de relleno que se encuentran en el margen y donde se asienta el actual puente (foto 3), de manera que se construya sobre suelo firme.

Procurar en lo posible realizar la construcción de los estribos, el entibado y encofrado de la loza en época de verano.

Para las distintas consideraciones del diseño se ha tomado como referencia el puente de hormigón armado situado aguas abajo del sitio de estudio (foto 4).

FOTOGRAFÍAS



Foto A2.1.- Se pudo observar que las paredes de la quebrada han permanecido casi verticales y no se ha evidenciado huellas de socavación

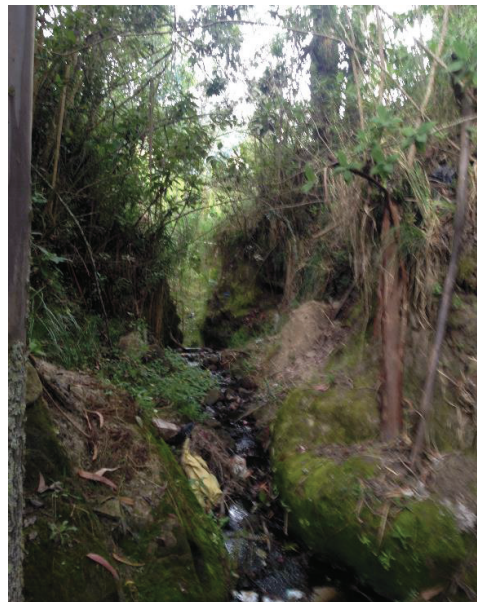


Foto A2.2. Se evidencia gran cantidad de vegetación a los costados del curso de agua



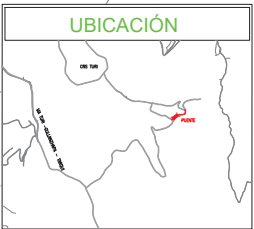
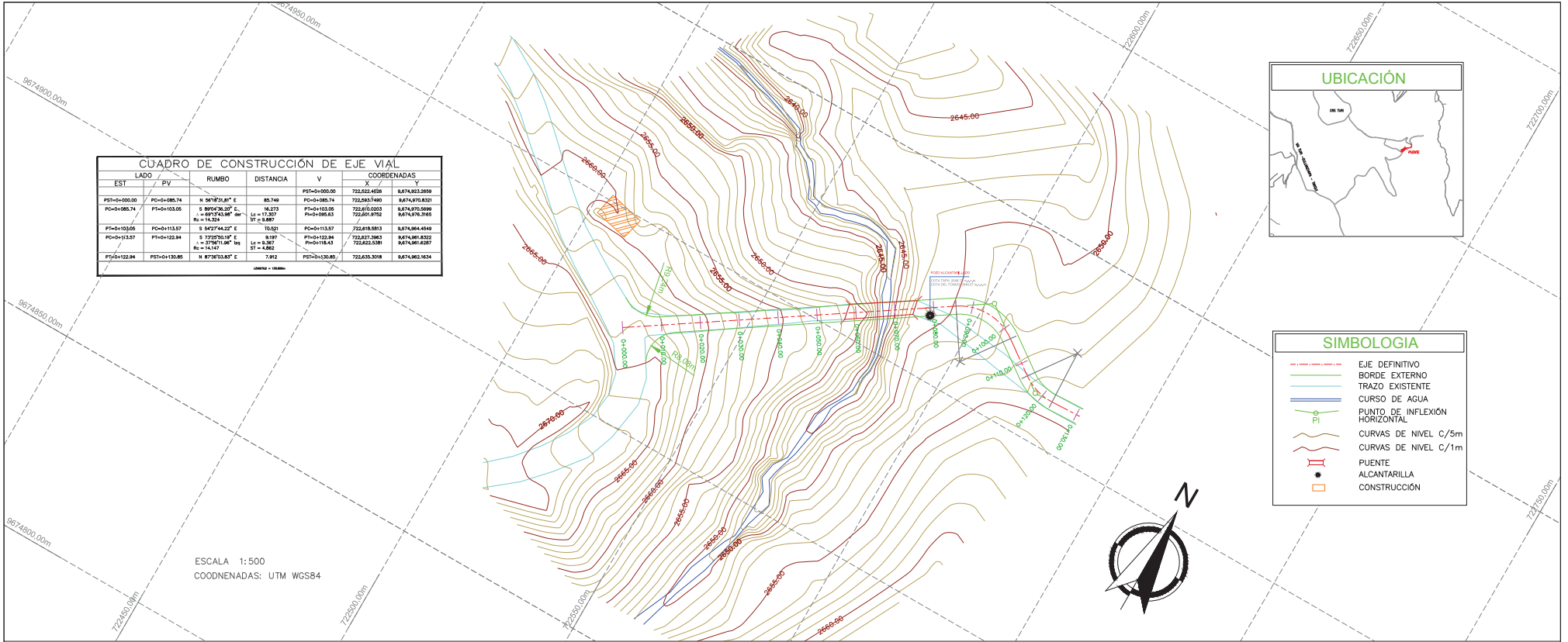
Foto A2.3.- relleno en el margen izquierdo del cauce



Foto A2.4.- Puente situado aguas abajo del sitio de estudio.

ANEXO C:

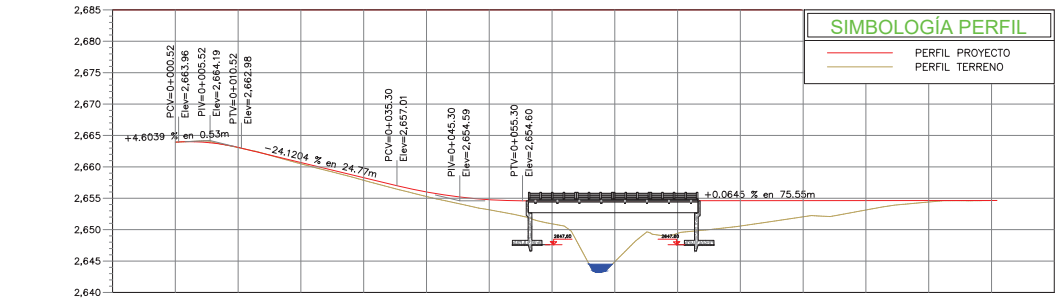
PLANO TOPOGRÁFICO Y DISEÑO VIAL



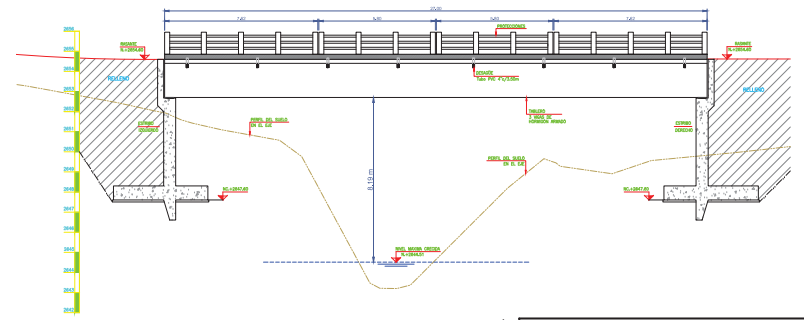
SIMBOLOGIA	
	EJE DEFINITIVO
	BORDE EXTERNO
	TRAZO EXISTENTE
	CURSO DE AGUA
	PUNTO DE INFLEXIÓN HORIZONTAL
	CURVAS DE NIVEL C/5m
	CURVAS DE NIVEL C/1m
	PUENTE
	ALCANTARILLA
	CONSTRUCCIÓN

CUADRO DE CONSTRUCCIÓN DE EJE VIAL							
EST	LADO	PV	RUMBO	DISTANCIA	V	COORDENADAS	
						X	Y
PFI=0+000.00		PC=0+088.14	N 89°38'21.81" E	88.14	PC=0+088.14	722,624.4028	9,674,903.2859
PC=0+088.14		PI=0+103.05	S 89°04'36.20" E	14.273	PI=0+103.05	722,603.7480	9,674,910.5031
			$\alpha = 89°14'38" 00"$	$l = 14.200$			
			$R_c = 14.324$	$ST = 0.887$	PI=0+095.63	722,610.0203	9,674,910.5899
PI=0+103.05		PC=0+113.57	S 94°27'44.22" E	10.521	PC=0+113.57	722,618.0913	9,674,904.4549
PC=0+113.57		PI=0+122.94	S 12°29'04.2" E	9.197	PI=0+122.94	722,627.9843	9,674,909.4832
			$\alpha = 37°56'11.04" 10"$	$l = 9.287$	PI=0+118.43	722,622.5281	9,674,901.6287
			$R_c = 14.167$	$ST = 4.862$			
PI=0+122.94		PFI=0+130.85	N 87°30'03.83" E	7.912	PFI=0+130.85	722,635.2018	9,674,902.1634

ESCALA 1:500
COORDENADAS: UTM WGS84



VOLUMEN	ESTACIONES													
	0+000.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00	0+070.00	0+080.00	0+090.00	0+100.00	0+110.00	0+120.00	0+130.00
TERRAPLEN	0.00	0.00	0.00	10.56	27.84	73.03	199.44	515.73	564.26	340.89	239.11	139.35	49.35	2.36
CORTE	0.00	0.08	1.94	2.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PROYECTO	2.663.93	2.663.11	2.660.70	2.658.29	2.656.01	2.654.77	2.654.60	2.654.61	2.654.62	2.654.62	2.654.63	2.654.64	2.654.64	2.654.65
TERRENO	2.663.93	2.663.11	2.660.70	2.658.29	2.656.01	2.654.77	2.654.60	2.654.61	2.654.62	2.654.62	2.654.63	2.654.64	2.654.64	2.654.65



DATOS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS	
CAUDAL MÁXIMO EN EL PUENTE	11.00 m ³ /s
PENDIENTE HIDRÁULICA	0.028 m/m
NIVEL DE MÁXIMA CREGIDA (NMC)	2844.51 m
TRANTE MÁXIMO	1.26 m
ÁREA HIDRÁULICA DE CREGIDA	4.37 m ²
VELOCIDAD CRÍTICA	2.52 m/s

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

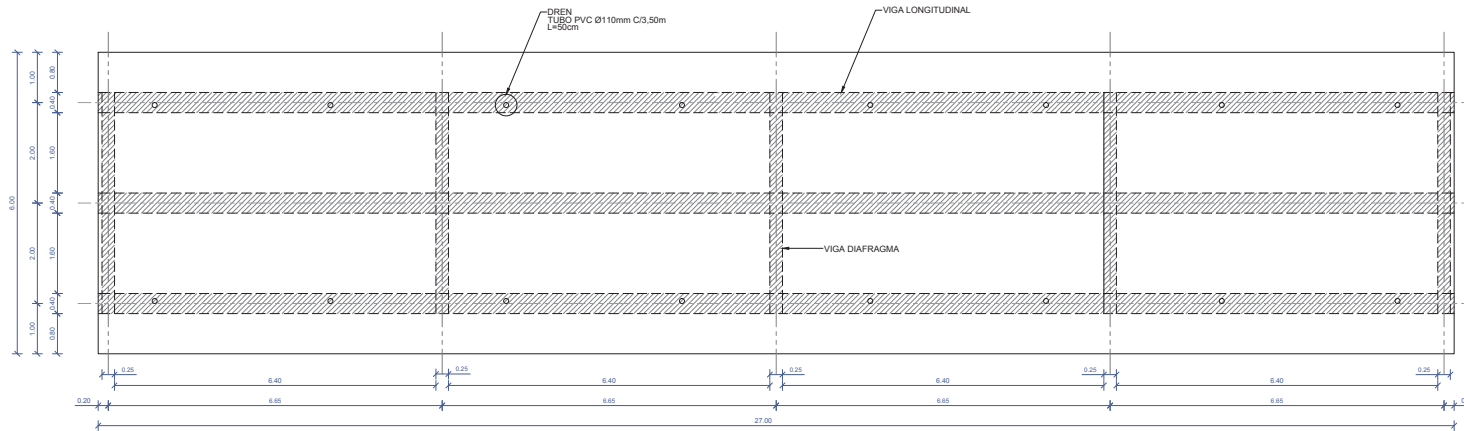
PUENTE SOBRE LA QUEBRADA AGUA SANTA
PARROQUIA TURÍ, CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY

CONTIENE: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO
DISEÑO HORIZONTAL Y VERTICAL DE LOS ACCESOS
PUENTE AGUA SANTA, ELEVACIÓN

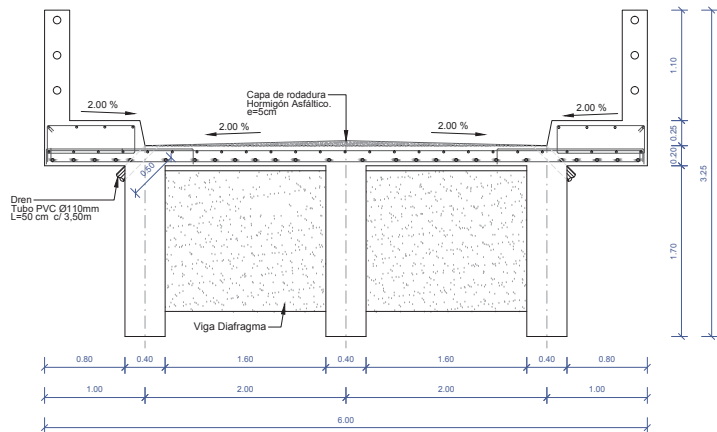
DISEÑO ESTRUCTURAL:	DIBUJO:	REVISADO:	APROBADO:
LUIS CUENCA N. ESTUDIANTE	LUIS CUENCA N. ESTUDIANTE	ING. JUAN SOLA G. DIRECTOR	ING. JUAN SOLA G. DIRECTOR
ESCALA: 1:500	FECHA: CUENCA, DICIEMBRE 2018	LÁMINA:	T-01

ANEXO D:

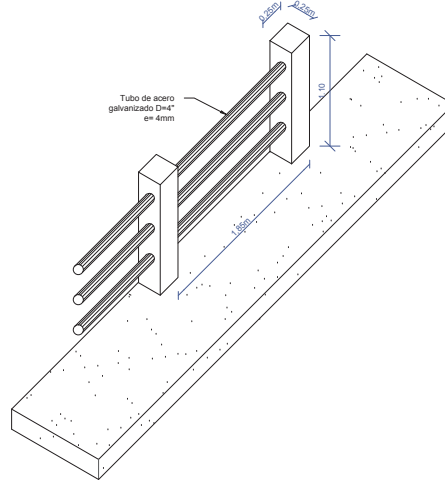
PLANOS ESTRUCTURALES



DISEÑO GEOMÉTRICO
LOSA DEL TABLERO. VISTA EN PLANTA
ESC. 1:50



GEOMETRÍA
SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA LOSA DE TABLERO
ESC. 1:25



DETALLE DE GEOMETRÍA DE LA BARANDA
ESC. 1:25

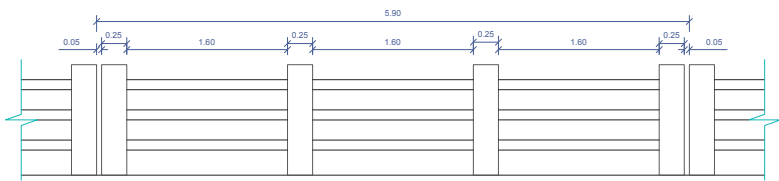
PROCESO CONSTRUCTIVO GENERAL

PASO	DESCRIPCIÓN
1.-	LIMPIEZA DE LA ZONA DE CIMENTACIÓN Y REPLANTEO DE LA ESTRUCTURA.
2.-	EXCAVACIÓN, HASTA NIVELES DE CIMENTACIÓN, DE LOS ESTRIBOS CONFORME SE REALICEN LAS EXCAVACIONES, EFECTUAR LOS SONDEOS Y LOS ENSAYOS PARA LA VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES.
3.-	ENCOFRADO, ARMADO Y FUNDICIÓN DE ESTRIBOS.
4.-	COLOCACIÓN DE APOYOS DE NEOPRENO.
5.-	RELLENOS POSTERIORES Y ANTERIORES DE LOS ESTRIBOS HASTA UN MISMO NIVEL.
6.-	ENCOFRADO, COLOCACIÓN DE REFUERZO Y FUNDICIÓN DE HORMIGÓN EN SITO EN (VIGAS Y LOSA).
7.-	TERMINACIÓN DE RELLENOS DE ESTRIBOS.
8.-	CONSTRUCCIÓN DE PROTECCIONES: VEREDAS, PASAMANOS.
9.-	COLOCACIÓN DE LA CAPA DE RODADURA.
10.-	APLICACIÓN DE LA CARGA DE SERVICIO.

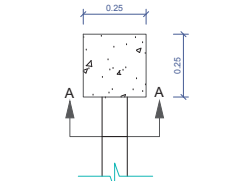
RESUMEN DE ACERO Y HORMIGÓN

ELEMENTO	ACERO (Kg)		HORMIGÓN (m ³)	
	f _y =4200 Kg/cm ²	f _c =280 Kg/cm ²	f _c =280 Kg/cm ²	f _c = 180 kg/cm ²
Losa y Vereda	5402.99		45.90	
Vigas	9888.65		55.08	
Diafragmas	837.71		6.08	
Estribos	6590.00		85.88	2.82
Muros ala	6051.00		77.80	2.82
Barandas	628.59		2.48	

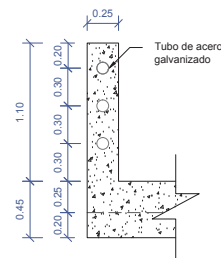
TOTAL 29399.94 273.22 5.64



GEOMETRÍA
BARANDA. ELEVACIÓN FRONTAL
ESC. 1:25



GEOMETRÍA
POSTE DE LA BARANDA. VISTA EN PLANTA
ESC. 1:50



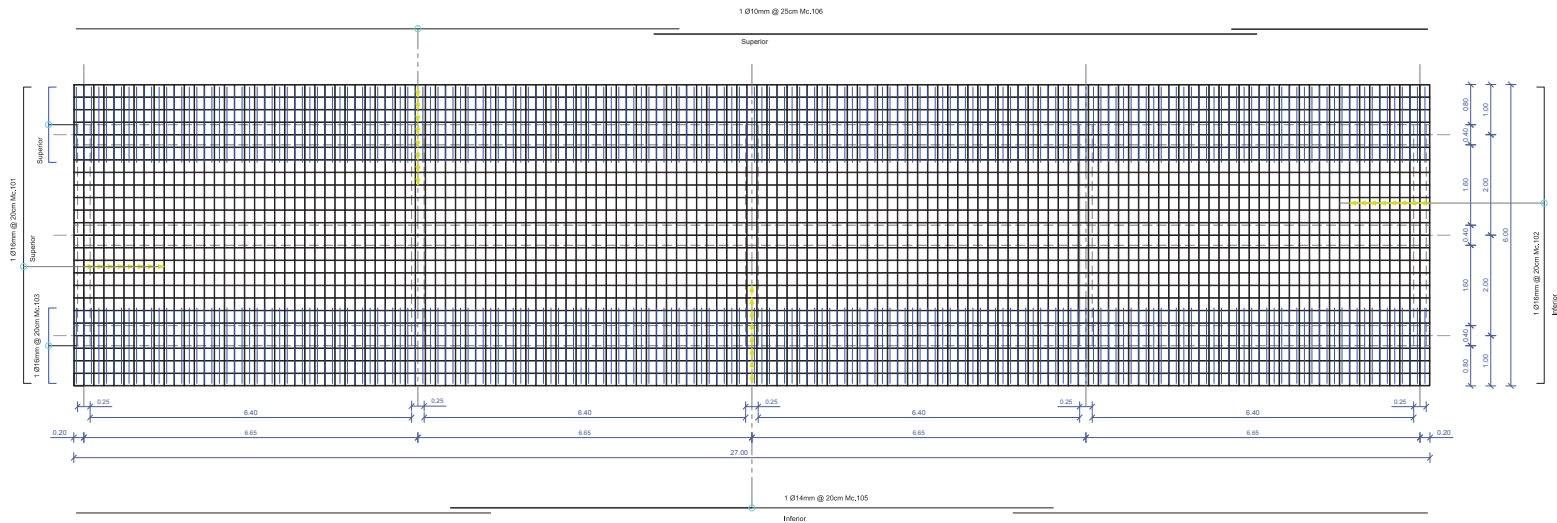
GEOMETRÍA
POSTE DE LA BARANDA. CORTE A-A
ESC. 1:50

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

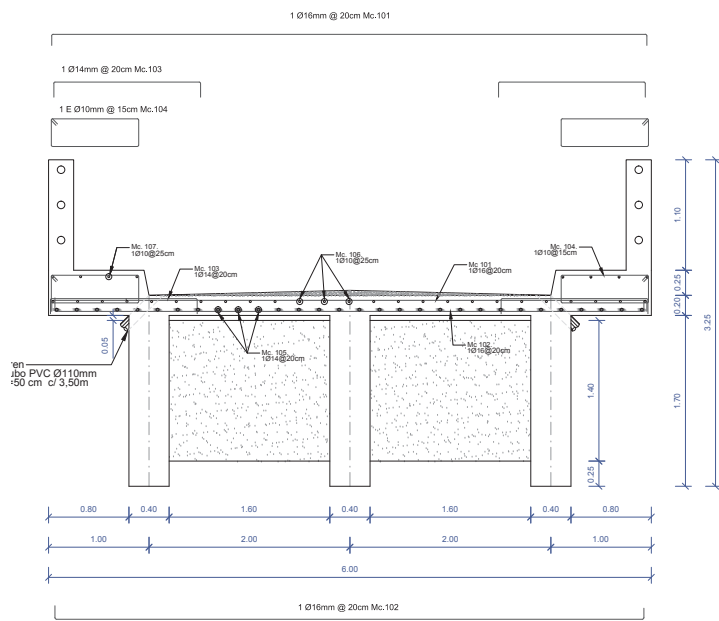
PUENTE SOBRE LA QUEBRADA AGUA SANTA
PARROQUIA TURI, CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY

CONTIENE: DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TABLERO DE LOSA
DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA BARANDA

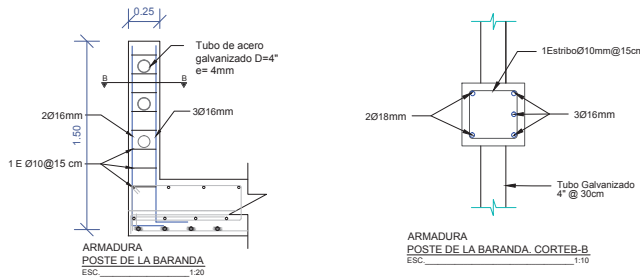
DISEÑO ESTRUCTURAL:	DIBUJO:	REVISADO:	APROBADO:
LUIS CUENCA N. ESTUDIANTE	LUIS CUENCA N. ESTUDIANTE	ING. JUAN SOLA O. DIRECTOR	ING. JUAN SOLA O. DIRECTOR
ESCALA: LAS INDICADAS	FECHA: CUENCA DICIEMBRE - 2015	LAMINA: 1/5	



ARMADURA
LOSA DEL TABLERO - VISTA EN PLANTA
ESC. 1:50

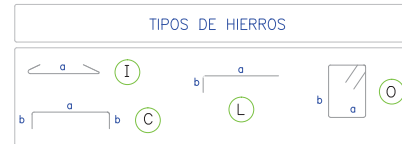


ARMADURA
SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA LOSA DE TABLERO Y VEREDA
ESC. 1:25



ARMADURA
POSTE DE LA BARANDA
ESC. 1:20

ARMADURA
POSTE DE LA BARANDA. CORTE-B
ESC. 1:10



ESPECIFICACIONES

- Resistencia Acero de refuerzo : 4200 kg/cm².
- Concreto: Se usará concreto Fc = 280 kg/cm², en Losa, vigas, diafragmas, estribos.
- En la fundición de los diferentes elementos estructurales este será vibrado al colarlo con revenimiento de 8 a 10 cm el tamaño máximo del agregado grueso será de 2cm.
- Acero de refuerzo: Se tendrá especial cuidado en la limpieza de acero de refuerzo para evitar que tenga óxido suelto antes de depositar el concreto.
- Los traslapes serán los mínimos indicados en el código Ecuatoriano de la construcción, siendo verificados estos con la normativa de MTOF F001 y NEVI-12. Se asume 50%.
- Las cantidades tanto de hormigón como de Acero no fueron considerados desperdicios para su cálculo. Estas las cuantificará el constructor.
- Acoitaciones en metros excepto las que indiquen en otras medidas.

PLANILLA DE HIERROS LOSA Y VEREDA

MARCA	Ø	TIPO	DIMENSIONES				ganchos	Longitud parcial (m)	Cantidad Nº	Longitud total (m)	PESO ML	PESO (kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c	l							
LOSA Y VEREDA													
101	10	C	0.9	0.18				8.23	133	857.00	1.78	239.788	
102	10	C	0.9	0.18				4.73	133	647.00	1.78	333.760	
103	14	C	<45	0.17				1.75	270	472.50	1.38	653.763	
104	10	O	0.9	0.25			0.1	2.52	365	906.00	0.617	555.339	
105	16	I	2.93				0.00	29.53	71	613.01	1.28	787.219	
106	10	I	2.93				0.50	27.93	25	617.63	0.617	439.369	
107	10	I	2.93				0.50	27.93	8	223.23	0.617	137.714	

RESUMEN DE HORMIGÓN

Losa	27'0.00	0.20	32.68	m ³
Vereda	2'10.00	0.20	10.80	m ³
TOTAL DE HORMIGÓN			43.48	m³

RESUMEN DE HIERROS LOSA

Ø mm	Long. m	Peso /kg	# Var
10	1623.70	1123.57	152.00
14	1356.00	1535.95	113.00
16	1674.00	2541.57	140.00
TOTAL	5422.90	5181.09	405

PLANILLA DE HIERROS BARANDA

MARCA	Ø	TIPO	DIMENSIONES				ganchos	Longitud parcial (m)	Cantidad Nº	Longitud total (m)	PESO ML	PESO (kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c	T							
DIBANCO													
101	10	L	1.4	0.25				1.05	109	119.50	1.576	301.205	
102	10	L	1.4	0.25				1.05	22	119.80	1.576	167.455	
103	10	O	0.4	0.4			0.1	0.00	288	269.20	0.617	176.825	
104	170mm	I	E				0.20	22	102.00	6.800	156.600		

RESUMEN DE HORMIGÓN

Columnas	20'0.00	0.20	2.48	m ³
TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS			2.48	m³
PESO TUBO 4"x6mm DE ESPESOR (162 m)			1582.46	kg

RESUMEN DE HIERROS BARANDA

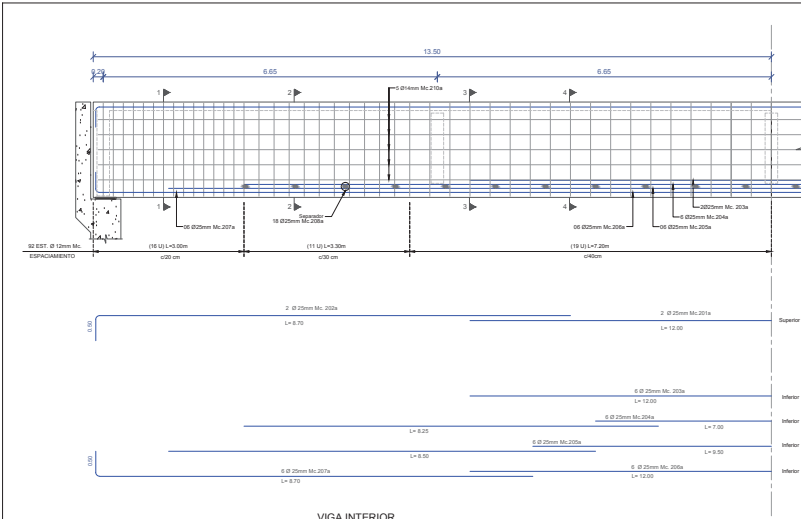
Ø mm	Long. m	Peso /kg	# Var
10	269.20	159.63	22.00
16	297.00	468.87	25.00
18	0.00	0.00	0.00
TOTAL	628.59	628.50	47

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

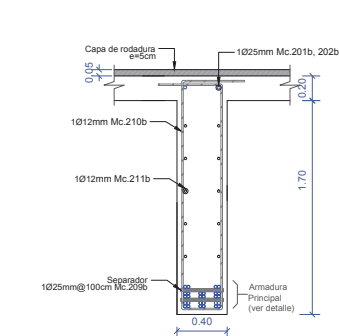
PUENTE SOBRE LA QUEBRADA AGUA SANTA
PARROQUIA TURI, CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY

CONTIENE:
ARMADURA DEL TABLERO DE LOSA Y VEREDAS
ARMADURA DE LA BARANDA

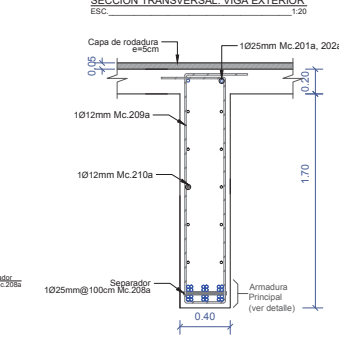
DISEÑO ESTRUCTURAL:	DIBUJO:	REVISADO:	APROBADO:
LUIS CUENCA R. ESTUDIANTE	LUIS CUENCA R. ESTUDIANTE	ING. JUAN SOLA G. DIRECTOR	ING. JUAN SOLA G. DIRECTOR
ESCALA: LAS INDICADAS	FECHA: CUENCA DICIEMBRE, 2015	LAMINA:	2/5



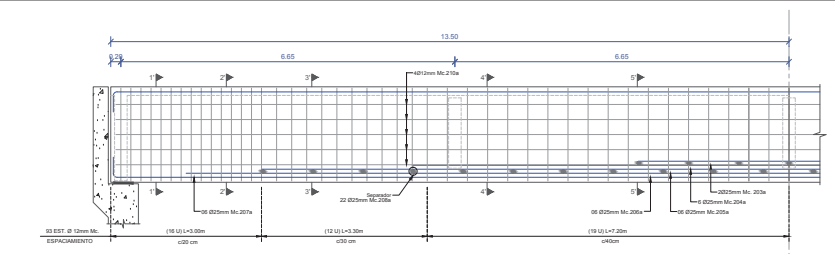
VIGA INTERIOR
SEMISECCIÓN LONGITUDINAL Y DESPIECE
ESC. 1:50



SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA EXTERIOR
ESC. 1:20



SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA INTERIOR
ESC. 1:20



VIGA EXTERIOR
SEMISECCIÓN LONGITUDINAL Y DESPIECE
ESC. 1:50

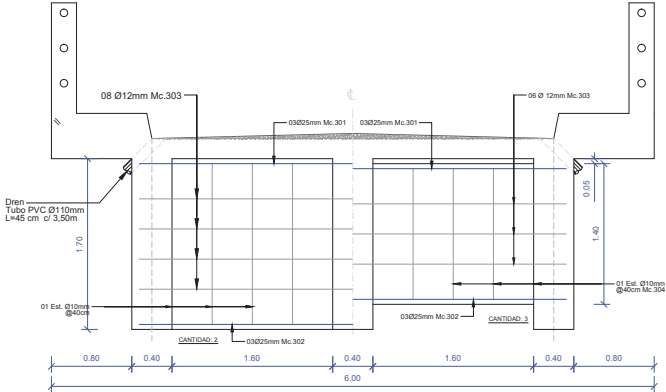
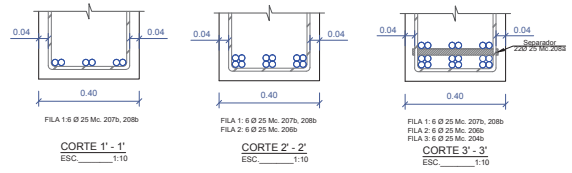
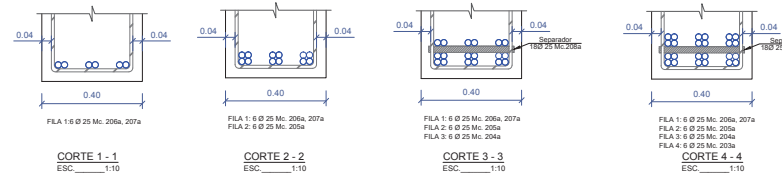


DIAGRAMA EXTERNO E INTERNO, SEMIELECCIÓN
ESC. 1:25

PLANILLA DE DIERROS VIGA DIAGONAL

MARCA	Ø mm	TIPO	a	b	c	d	ganchos	Longitud panel (m)	Cantidad (nº)	Longitud total (m)	PESO ML	PESO (kg)	OBSERVACIONES	
VIGAS DIAGONAL INTERIOR														
301	25	C	4.5	0.4				4.90	15	70.50	3.893	271.637	#3	
302	25	C	4.5	0.4				4.90	15	70.50	3.893	271.637	#3	
303	14	I	0.3					0.3	6.00	3.0	105.40	1.023	188.931	#3
304	10	O	0.31	3.74				0.3	3.70	3.9	95.70	0.137	18.667	#3
305	10	O	0.31	3.74				0.3	3.70	3.9	95.70	0.137	18.667	#3
VIGAS DIAGONAL EXTERIOR														
201a	25	I	12.00					12.00	2	24.00	3.953	92.472	#3	
202a	25	L	7.45	0.80			1.25	9.20	2	18.40	3.953	92.472	#3	
203a	25	I	12.00					12.00	6	72.00	3.953	271.416	#3	
204a	25	I	24.00				2.50	26.50	6	159.00	3.953	612.327	#3	
205a	25	I	12.00					12.00	6	72.00	3.953	271.416	#3	
207a	25	L	7.45	0.80			1.25	9.20	12	110.40	3.953	453.371	#3	
208a	25	I	12.00					12.00	22	252.00	3.953	998.666	#3	
209a	19	I	0.30	3.60	1.00		1.40	0.30	60	18.00	0.866	15.594	#3	
210a	14	I	0.30					0.30	10	3.00	1.508	4.524	#3	
211a	14	I	0.30					0.30	10	3.00	1.508	4.524	#3	

RESUMEN DE HORMIGÓN

Diagonales externas	278.201	7073.339	0.72	m³
Diagonales internas	278.201	4073.339	3.38	m³
TOTAL DE HORMIGÓN			4.10	m³

RESUMEN DE DIERROS VIGAS

Ø mm	Long. m	Peso /kg	# Var
10	111.00	105.51	15.00
12	109.40	108.93	14.00
25	141.00	543.27	12.00
TOTAL		837.71	m³

PLANILLA DE DIERROS VIGAS PRINCIPALES
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA AGUA SANTA

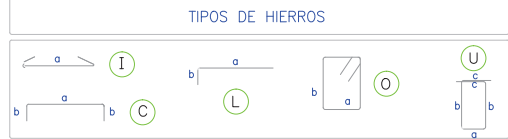
MARCA	Ø mm	TIPO	DIMENSIONES			Longitud panel (m)	Cantidad (nº)	Longitud total (m)	PESO ML	PESO (kg)	OBSERVACIONES	
VIGA INTERNA												
201a	25	I	12.00			12.00	2	24.00	3.953	92.472	#3	
202a	25	L	7.45	0.80		1.25	9.20	2	36.80	3.953	141.200	#3
203a	25	I	12.00			12.00	6	72.00	3.953	271.416	#3	
204a	25	I	24.00			2.50	26.50	6	144.30	3.953	543.271	#3
205a	25	I	12.00				6	72.00	3.953	271.416	#3	
207a	25	L	7.45	0.80		1.25	9.20	12	110.40	3.953	453.371	#3
208a	25	I	12.00				22	252.00	3.953	998.666	#3	
209a	19	I	0.30	3.60	1.00	1.40	0.30	60	18.00	0.866	15.594	#3
210a	14	I	0.30				10	3.00	1.508	4.524	#3	
211a	14	I	0.30				10	3.00	1.508	4.524	#3	
VIGA EXTERNA												
201b	25	I	12.00			12.00	2	24.00	3.953	92.472	#3	
202b	25	L	7.45	0.80		1.25	9.20	2	36.80	3.953	141.200	#3
203b	25	I	12.00			12.00	6	72.00	3.953	271.416	#3	
204b	25	I	24.00			2.50	26.50	6	144.30	3.953	543.271	#3
205b	25	I	12.00				6	72.00	3.953	271.416	#3	
207b	25	L	7.45	0.80		1.25	9.20	12	110.40	3.953	453.371	#3
208b	25	I	12.00				22	252.00	3.953	998.666	#3	
209b	19	I	0.30	3.60	1.00	1.40	0.30	60	18.00	0.866	15.594	#3
210b	14	I	0.30				10	3.00	1.508	4.524	#3	
211b	14	I	0.30				10	3.00	1.508	4.524	#3	

RESUMEN DE HORMIGÓN

TOTAL DE HORMIGÓN	0.491	7077.77	0.26	m³
VIGAS			318.33	m³

RESUMEN DE DIERROS VIGAS

Ø mm	Long. m	Peso /kg	# Var
Viga Interior	452.84	401.94	38.00
12	283.00	341.86	24.00
14	283.00	341.86	24.00
25	622.90	2400.03	52.00
Subtotal		3143.66	Kg/VIGA
Viga Exterior	452.84	401.94	38.00
12	283.00	341.86	24.00
14	283.00	341.86	24.00
25	682.35	2829.09	57.00
Subtotal		3372.90	Kg/VIGA
TOTAL ACERO VIGAS		6516.56	



TIPOS DE DIERROS

ESPECIFICACIONES

- Resistencia Acero de refuerzo : 4200 kg/cm².
- Concreto: Se usará concreto f'c = 280 kg/cm², en Losa, vigas, diafragmas, estribos.
- En la fundición de los diferentes elementos estructurales este será vibrado al colar con revivimiento de 8 a 10 cm el tamaño máximo del agregado grueso será de 20mm.
- Acero de refuerzo: Se tendrá especial cuidado en la limpieza de acero de refuerzo para evitar que tenga óxido suelto antes de depositar el concreto.
- Los traslapes serán los mínimos indicados en el código Ecuatoriano de la construcción, siendo verificados estos con la normativa de MITOP F001 y NEVI-12. Se asume 500%.
- Las cantidades tanto de hormigón como de Acero no fueron considerados desperdicios para su cálculo. Estas las cuantificará el constructor.
- Acatonajes en metros excepto las que indiquen en otras medidas.

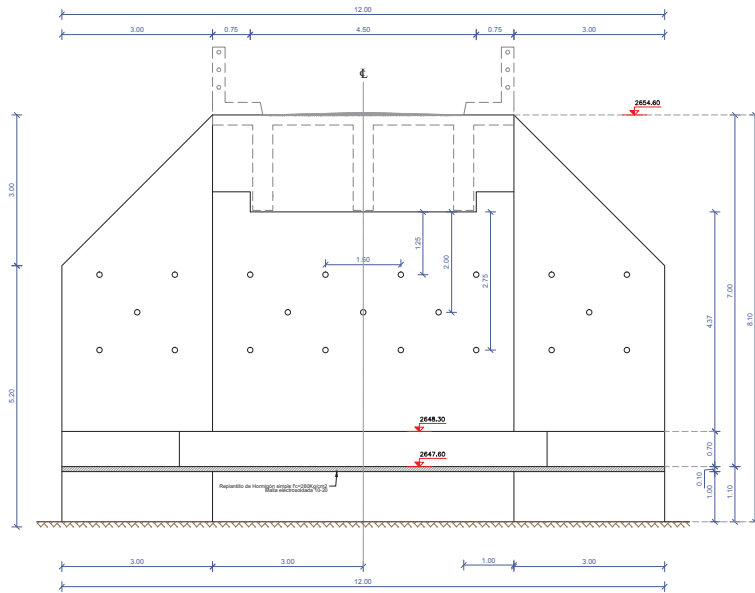
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

PUENTE SOBRE LA QUEBRADA AGUA SANTA
PARROQUIA TURI, CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY

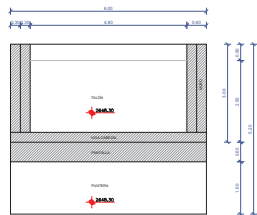
CONTIENE: GEOMETRÍA Y ARMADURA DE VIGAS LONGITUDINAL INTERIOR
GEOMETRÍA Y ARMADURA DE VIGAS LONGITUDINAL EXTERIOR
GEOMETRÍA Y ARMADURA DE VIGAS DIAGONAL INTERIORS Y EXTERIORS

DESIGNO ESTRUCTURAL:	DEBUIO:	REVISADO:	APROBADO:
LUIS CUENCA N. ESTUDIANTE	LUIS CUENCA N. ESTUDIANTE	ING. JUAN SOLA O. DIRECTOR	ING. JUAN SOLA O. DIRECTOR

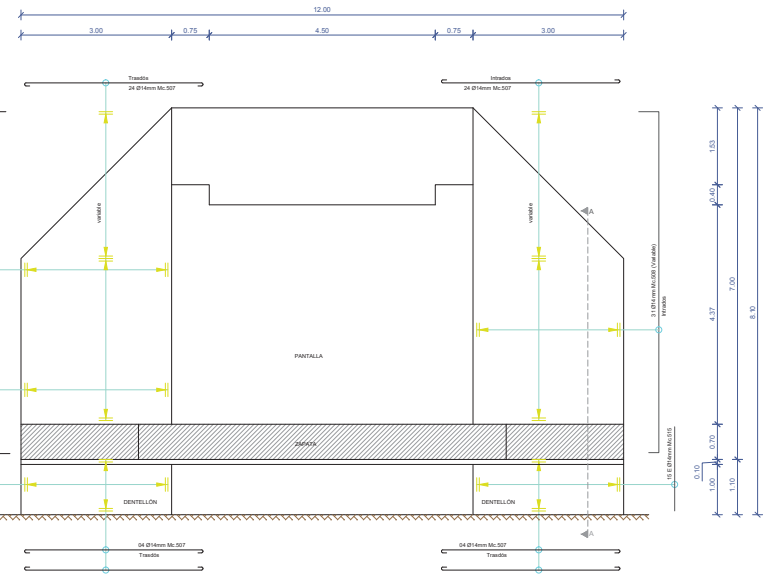
ESCALA: LAS INDICADAS FECHA: CUENCA, DICIEMBRE - 2015 LAMINA: 3/5



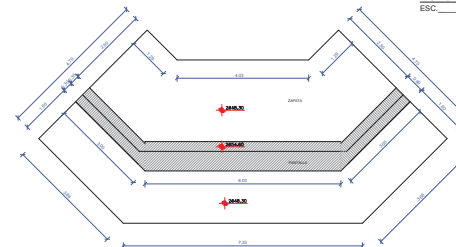
GEOMETRÍA
MURO DE ALA, MARGEN DERECHO, ELEVACIÓN FRONTAL
ESC. 1:50



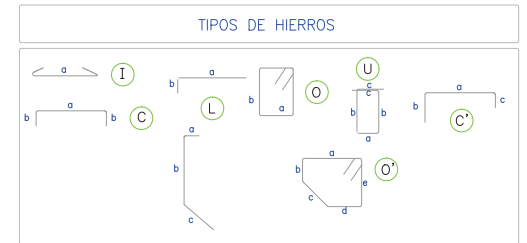
ESTRIBO IZQUIERDO, PLANTA
ESC. 1:75



ARMADURA
MURO DE ALA, MARGEN DERECHO E IZQUIERDO, ELEVACIÓN FRONTAL
ESC. 1:50

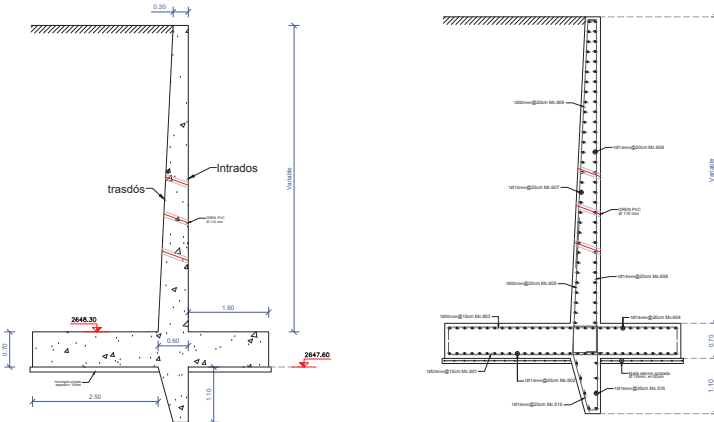


ESTRIBO DERECHO, PLANTA
ESC. 1:75

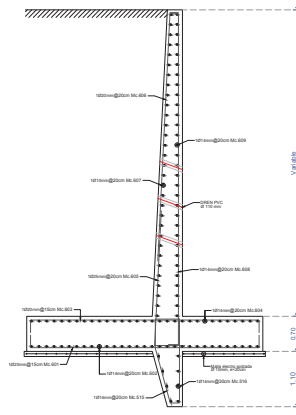


ESPECIFICACIONES

- Resistencia Acero de refuerzo : 4200 kg/cm².
- Concreto: Se usará concreto $f_c = 280$ kg/cm², en Losa, vigas, diafragmas, estribos.
- Acero de refuerzo:
 - Se tendrá especial cuidado en la limpieza de acero de refuerzo para evitar que tenga óxido suelto antes de depositar el concreto.
 - Los traslapes serán los mínimos indicados en el código Ecuatoriano de la construcción, siendo verificados estos con la normativa de MTOP F001 y la NEVI-12. Se asume 50%.
- Esfuerzos admisibles del suelo 34.4 T/m² estribo izquierdo y 34.4 T/m² estribo derecho
- Recubrimiento en contacto con el suelo: 7.5 cm
- Las cantidades tanto de hormigón como de Acero no fueron considerados desperdicios para su cálculo. Estas las cuantificará el constructor.
- Acolaciones en metros excepto las que indiquen en otras medidas.



GEOMETRÍA
MURO DE ALA, ELEVACIÓN LATERAL
ESC. 1:50



CORTE A-A
ESC. 1:75

RESUMEN DE HORMIGÓN MUROS DE ACOMPAÑAMIENTO

DESCRIPCIÓN	FORMULA	VALOR	UNIDAD
ZAPATA	$0,600(0,30 \times 4,20)$	0,76	m ³
PANTALLA	$0,600(0,30 \times 1,40 \times 4,20)$	0,98	m ³
DENTELLÓN	$0,5(0,30 \times 0,60) \times 1,20$	0,09	m ³
TOTAL DE HORMIGÓN		1,83	m³
ZAPATA	$0,600(0,30 \times 4,20)$	0,76	m ³
PANTALLA	$0,600(0,30 \times 1,40 \times 4,20)$	0,98	m ³
DENTELLÓN	$0,5(0,30 \times 0,60) \times 1,20$	0,09	m ³
TOTAL DE HORMIGÓN		1,83	m³

Hormigón de reparto: $f_c = 180$ kg/cm² (F-4.7.5.1) 2,82 m³ kg/cm²

PLANILLA DE HIERROS MURO DE ALA

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA AGUA SANTA

BARCA	Ø	TIPO	a	b	c	d	e	g	GENERA	Longitud parcial (m)	Cantidad (m)	Longitud (m)	PESO (kg)	PESO (kg)	OBSERVACIONES
MURO DE ACOMPAÑAMIENTO MARGEN DERECHO Y IZQUIERDO															
ZAPATA	Ø8	C	4,00	0,00						5,10	40,00	208,00	3,466	0,00	
Ø8	Ø8	C	0,60	0,00						7,10	24,00	170,40	1,206	232,6	
Ø8	Ø8	C	0,60	0,00						5,10	42,00	214,20	2,466	0,00	
Ø8	Ø8	C	0,60	0,00						7,10	24,00	170,40	1,206	232,6	
MURO DE ACOMPAÑAMIENTO MARGEN IZQUIERDO															
Ø8	Ø8	L	0,60	0,00	0,15					0,42	38,00	111,60	0,854	4,91	
Ø8	Ø8	L	0,60	0,00	0,15					0,10	38,00	109,10	2,206	399,9	Muro Estribo Izq. (30)
Ø8	Ø8	L	0,60	0,00	0,15					0,10	38,00	114,10	2,206	399,9	Muro Estribo Derecho
Ø8	Ø8	L	0,60	0,00	0,15					0,42	38,00	109,10	0,854	5,18	
Ø8	Ø8	L	0,60	0,00	0,15					7,20	38,00	273,60	1,206	271,30	
Ø8	Ø8	L	0,60	0,00	0,15					0,50	32,00	203,00	1,206	261,20	
ZAPATA															
Ø8	Ø8	C'	0,40	1,70	0,15	1,30	3,30			0,90	38,00	122,40	1,206	147,92	
Ø8	Ø8	L	0,60	0,00	0,15					1,30	60,00	58,00	0,617	32,30	

RESUMEN HIERROS MURO MARGEN IZQUIERDO

Ø mm	Long. m	Peso/kg	# Var
10	290,00	180,42	22,0
14	336,00	108,37	75,0
18	0,00	0,00	0,0
20	570,10	1405,87	46,0
22	111,60	420,99	10,0
TOTAL		3079	

RESUMEN HIERROS MURO MARGEN DERECHO

Ø mm	Long. m	Peso/kg	# Var
10	260,00	180,43	22,0
14	699,00	108,37	75,0
18	0,00	0,00	0,0
20	539,70	1358,64	44,0
22	111,60	420,99	10,0
TOTAL		2972	

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

PUENTE SOBRE LA QUEBRADA AGUA SANTA
PARROQUIA TURI, CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY

CONTIENE:
MUROS DE ALA
VIGAS SUPERIOR, FRONTAL Y LATERAL
DETALLE DE ARMADO

DISEÑO ESTRUCTURAL:	DIBUJO:	REVISADO:	APROBADO:
LUIS CUENCA N ESTUDIANTE	LUIS CUENCA N ESTUDIANTE	ING. JUAN SOLA O DIRECTOR	ING. JUAN SOLA O DIRECTOR
ESCALA: LAS INDICADAS	FECHA: CUENCA DICIEMBRE 2018	LÁMINA	5/5