

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Mecánica y Ciencias de la Producción

Diseño de una nueva vía de acceso que conecte al redondel shopping con el diseño de un puente frente a la estación de bombeo de aguas lluvias paralelo al río Babahoyo.

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Joel Jorge Rodríguez valencia

Giordano Joshué Rosado Córdova

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2020

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado de la forma más gratificante a Dios, el guía de cada uno de mis pasos a lo largo de mi vida. Se los dedico a mis padres Jorge y Germania los cuales me han enseñado y demostrado que la superación proviene del sacrificio y el trabajo honesto, siendo el impulso de mi inspiración para cada uno de mis esfuerzos. Se lo dedico a mis hermanos José, Beatriz y Karina, que me han brindado su apoyo y motivación en todo momento, por lo que los considero modelos a seguir en mi vida.

Joel Jorge Rodríguez Valencia

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado primeramente a Dios, por todas sus bendiciones recibidas y por mantener a mi familia unida. A mis padres por haberme forjado en la persona que soy en la actualidad, mi mami Marlene y papi Tyrone por la ayuda, y apoyo incondicional, por sus enseñanzas a que todo se puede lograr si se trabaja duro y de manera honrada. A mis hermanos Génesis y Tyrone por su cariño y apoyo. Se la dedico a mi abuelita Dora por cuidarme y velar siempre por mi bienestar, la persona que me demuestra que siempre hay algo que ofrecer sin recibir nada a cambio. Gracias familia.

Giordano Joshué Rosado Córdoba

AGRADECIMIENTOS

Nuestros más sinceros agradecimientos a los tutores que sirvieron como guía para la realización de este proyecto integrador, al PhD. Miguel Ángel Chávez y Ing. Erwin Larreta, a nuestro grupo de amigos “Tontitos”, a la municipalidad de Babahoyo y al Arq. Luis Solorzano. Un agradecimiento al señor José Luis Rodríguez y Jhean Carlos Arévalo por su ayuda.

Joel Rodríguez Valencia y Giordano Rosado Córdova

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Joel Jorge Rodríguez Valencia* y *Giordano Joshué Rosado Córdova* y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

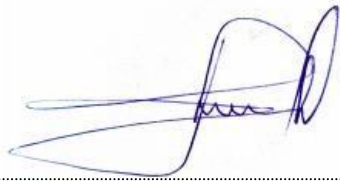


*Joel Jorge Rodríguez
Valencia*



*Giordano Joshué Rosado
Córdova*

EVALUADORES

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Miguel Ángel Chávez', with a large, stylized initial 'M'.

PhD. Miguel Ángel Chávez
PROFESOR DE LA MATERIA

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Guillermo Muñoz', with a large, stylized initial 'G'.

MSc. Guillermo Muñoz
PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El crecimiento y mejoramiento de la red vial en la ciudad de Babahoyo, también denominada la cabecera administrativa de la Provincia, es una necesidad. Actualmente existe un tramo de vía incompleto el cual conectará de forma directa el redondel ubicado a la altura del paseo shopping con el centro de la ciudad y la parroquia urbana El Salto, obra que involucra al GAD municipal.

Este proyecto presenta como solución, el diseño de un acceso vial y un puente metálico carrozable que estará ubicado a la altura de la planta de bombeo de aguas lluvia de la ciudad. La entrada del nuevo ramal al redondel shopping fue diseñado en base a la guía de Rotondas modernas de la FHWA, el tramo vial se basó en la norma nacional Diseño geométrico de carreteras MOP 2003 y el diseño del puente fue realizado bajo las especificaciones de la AASHTO.

Mediante los análisis y diseños respectivos se obtuvo un puente de estructura compuesta de 25 m de longitud conformado por un tablero de hormigón armado y cuatro vigas metálicas de W40x277, apoyados en estribos con muros de ala, direccionando las cargas a pilotes de 15 metros de longitud. El acceso vial se basó en secciones típicas con carriles de 3.60 metros.

El proyecto total se cotizó en \$625,370.37, donde los costos de mayor demanda son obtenidos por la construcción del puente. Así mismo, se realizó un cronograma donde se estima un tiempo promedio de 89 días laborables para construcción total del proyecto.

Palabras clave: Estructura compuesta, acceso vial, normas, rotonda.

ABSTRACT

The development and improvement of the roads in Babahoyo's city, also called the administrative head of the Province, is a necessity. Currently, there is an incomplete section of road that will directly connect the roundabout located at the height of the shopping center, with downtown and the urban parish El Salto, a work that involves the town's municipality.

This project presents as a solution, the design of a road access and a transportable metal bridge that will be located at the height of the city's water pumping plant. The entrance to the new shopping center's roundabout was designed with the modern FHWA Roundabouts guide; the road section is based on the MOP 2003 National Standard Truck Design and the bridge design was made according AASHTO specifications.

Through the respective analyzes and designs, a 25 m long composite structure bridge was obtained, formed by a reinforced concrete panel and four W40x277 metal beams, supported on abutments with wing walls directing the loads to 15-meter long pilots. Road access was based on typical sections with 3.60-meter lanes.

The total project was valued at \$ 625,370.37, where the highest demand costs are obtained by the construction of the bridge. Likewise, a schedule was made where an average time of 89 working days is estimated for the total construction of the project.

Keywords: *Composite structure, road access, standards, roundabout.*

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	VII
ABSTRACT	VIII
ÍNDICE GENERAL	IX
ABREVIATURAS	XV
SIMBOLOGÍA.....	XVI
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XVII
ÍNDICE DE TABLAS	XX
ÍNDICE DE PLANOS.....	XXIV
CAPÍTULO 1	25
1. Introducción.....	25
1.1. Descripción del problema	26
1.2. Justificación del problema.....	27
1.3. Objetivos.....	27
1.3.1. Objetivo General	27
1.3.2. Objetivos Específicos	28
1.4. Información relacionada al área de estudio.....	28
1.4.1. Generalidades.....	28
1.4.2. Ubicación geográfica	28
1.4.3. Demarcación política	29
1.4.4. Organización Comunitaria	30
1.4.5. Población	31
1.4.6. Actividad Productiva.....	31
1.4.7. Topografía.....	32
1.5. Marco teórico	32
1.5.1. Vías: definición y conceptos generales.....	32
1.5.1.1. Vía	32

1.5.1.2.	Clasificación de la red vial.....	33
1.5.1.3.	Volumen de tráfico	34
1.5.1.4.	Diseño geométrico de vías.....	35
1.5.2.	Redondeles: definición y conceptos generales.....	36
1.5.2.1.	Redondeles.....	36
1.5.2.2.	Camión de diseño	37
1.5.2.3.	Diseño geométrico de entrada a la rotonda.....	37
1.5.3.	Puentes: Definiciones y conceptos generales	39
1.5.4.	Cargas	40
1.5.5.	Procedimientos de diseño	42
1.5.5.1.	Diseño por factor de carga y resistencia (LRFD).....	42
1.5.5.2.	Diseño por esfuerzos admisibles (ASD).....	42
1.5.6.	Estados Límites:.....	42
1.5.6.1.	Estados límite de servicio.....	42
1.5.6.2.	Estados límite de Fatiga y fractura	43
1.5.6.3.	Estados límite de Resistencia	43
1.5.6.4.	Estados límite de Resistencia	43
1.5.7.	Limitación de las deflexiones.....	44
CAPÍTULO 2	45
2.	METODOLOGÍA.....	45
2.1.	Procedimiento General	45
2.1.1.	Nuevo acceso vial: Diseño Geométrico y Pavimento.....	46
2.1.2.	Puente L=25 m: Superestructura, infraestructura y cimentación profunda	47
2.2.	Descripción de las alternativas	48
2.2.1.	Diseño de vía y puente 1.....	48
2.2.2.	Diseño de vía y puente 2.....	49

2.3.	Selección de alternativa optima	50
CAPÍTULO 3	51
3.	Resultados Y ANÁLISIS	51
3.1.	Diseño vías y conexión ramal del redondel.....	51
3.1.1.	Diseño geométrico	51
3.1.2.	Diseño horizontal.....	51
3.1.3.	Diseño vertical.....	59
3.1.4.	Sección transversal	61
3.2.	Diseño de pavimento	61
3.3.	Diseño del puente con superestructura mixta	70
3.3.1.	Pre-dimensionamiento: Viga-Losa.....	70
3.4.	Parámetros de diseño.....	72
3.5.	Características de los materiales implementados.	74
3.5.1.	Hormigón usado en losa y barreras.....	74
3.5.2.	Acero usado en vigas.....	74
3.5.3.	Acero usado en diafragmas.....	75
3.5.4.	Capa de Rodadura	75
3.6.	Diseño de losa.....	75
3.6.1.	Cargas de Diseño.....	75
3.6.2.	Diagrama de momentos negativos por cargas muertas.....	77
3.6.3.	Cálculo de carga, momento vivo y efecto de carga dinámica	78
3.6.4.	Momento factorado negativo de diseño.....	79
3.6.5.	Diagrama de momentos por carga muerta positivo.	80
3.6.6.	Cálculo de carga y momento viva y efecto de carga dinámica positivo	80
3.6.7.	Momento factorado positivo de diseño.	82
3.6.8.	Cálculo de acero	82

3.7.	Losa en voladizo	84
3.7.1.	Determinación de las cargas muerta de diseño	84
3.7.2.	Determinación de las cargas vivas de diseño	85
3.7.3.	Determinación de los momentos por cargas muertas	85
3.7.4.	Determinación de los momentos por carga viva	85
3.7.5.	Momento factorado Negativo de diseño.	86
3.7.6.	Cálculo de acero	86
3.8.	Diseño de vigas metálicas	88
3.8.1.	Propiedades de la viga	88
3.8.2.	Ancho efectivo del ala	88
3.8.3.	Cargas muertas de diseño sobre la viga	89
3.8.4.	Momento por carga muerta de diseño	90
3.8.5.	Cortante por carga muerta	90
3.8.6.	Cargas Viva sobre la viga.....	91
3.8.7.	Momento por carga viva Máxima.....	91
3.8.8.	Diseño por factor de carga LFD. Momento por carga viva de diseño .	92
3.8.9.	Cortantes por carga viva	93
3.8.10.	Desarrollo por factor de carga LFD. Momento y cortante factorados. .	94
3.8.11.	Verificación por momento	95
3.8.12.	Verificación por corte.....	95
3.8.12.1.	Verificación del cortante en el centro de la viga	95
3.8.12.2.	Verificación del cortante en el extremo de la viga	96
3.8.13.	Comprobación de diseño para elementos sometidos a Flexión	96
3.8.14.	Sección Compuesta	97
3.9.	Rigidizadores	98
3.9.1.	Rigidizador Transversal intermedio	98
3.9.2.	Rigidizadores de apoyo	102

3.10.	Deflexiones	105
3.10.1.	Deflexiones debido a cargas muertas/permanentes	106
3.10.2.	Contraflecha	107
3.10.3.	Deflexiones debido a carga viva	107
3.11.	Conectores de corte.....	109
3.11.1.	Diseño por estado límite de fatiga	110
3.11.2.	Separación longitudinal de los conectores de corte.....	111
3.11.3.	Verificación por resistencia última	112
3.12.	Diafragmas	114
3.12.1.	Diseño de diagonales	115
3.13.	Diseño de soldadura (conexión viga-diafragma-diagonal).....	118
3.14.	Diseño de apoyo elastoméricos	121
3.14.1.	Dimensionamiento del apoyo elastoméricos.....	121
3.14.2.	Verificaciones	124
3.14.3.	Anclaje	128
3.15.	Estribos.....	131
3.15.1.	Pre-dimensionamiento de estribos y muros de ala con especificaciones AASHTO por estados límites	131
3.15.2.	Diseño de estribos.....	140
3.15.2.1.	Diseño de cabezal.....	140
3.15.2.2.	Diseño de pantalla	145
3.15.2.3.	Diseño del dedo de la cimentación.....	150
3.15.2.4.	Diseño del talón de la cimentación	155
3.15.2.5.	Diseño de la viga de asiento para la superestructura	160
3.15.2.6.	Diseño de topes sismorresistentes.....	164
3.15.3.	Diseño de muro de ala	166
3.15.3.1.	Diseño de la pantalla.....	166

3.15.3.2.	Diseño del dedo de la cimentación.....	175
3.15.3.3.	Diseño del talón de la cimentación.....	180
3.16.	Cimentación profunda.....	185
3.17.	Presupuesto	191
3.18.	CRONOGRAMA	196
CAPÍTULO 4	197
4.	Evaluación de Impacto Ambiental.....	197
4.1.	Objetivos.....	197
4.1.1.	Objetivo General	197
4.1.2.	Objetivos Específicos	197
4.2.	Descripción del Proyecto	197
4.3.	Identificación De Áreas Sensible Y Posibles Impactos Ambientales	201
4.4.	Certificado de Intersección.....	204
4.5.	Línea base ambiental.....	205
4.5.1.	Medio físico	205
4.5.2.	Medio Biótico.....	207
4.5.3.	Aspectos Socio – Económicos y culturales.....	208
4.6.	Valoración de los impactos ambientales	214
4.7.	Medidas de Prevención	214
4.8.	Conclusiones	219
CAPÍTULO 5	220
5.	Conclusiones Y Recomendaciones	220
5.1.	Conclusiones	220
5.2.	Recomendaciones	221
Bibliografía	222
APÉNDICES	223

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
ASTM	American Society for Testing and Materials
SUCS	Sistema Unificado De Clasificación De Suelos
TULSMA	Texto Unificado De Legislación Secundaria Del Ministerio Del Ambiente
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
PCA	Portland Cement Association
FHWA	Federal Highway Administration
LFD	Load Factor Design
LRFD	Load and Resistance Factor Design
AISC	American Institute of Steel Construction
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas

SIMBOLOGÍA

W	Humedad del suelo
LI	Límite Líquido del suelo
LP	Límite plástico del suelo
IP	Índice de Plasticidad
FS	Factor de Seguridad
cm	Centímetro
Km	Kilómetro
As	Área de acero
ρ	Cuantía de acero
Ton	Toneladas

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1.1 Área del proyecto	29
Gráfico 1.2 Elementos de curva horizontal simple, Fuente: Norma de Diseño Geométrico de carreteras, MOP 2003	35
Gráfico 1.3 Elementos de curvas verticales cóncavas y convexas, Fuente: Norma de Diseño Geométrico de carreteras, MOP 2003	36
Gráfico 1.4 Camión de diseño HL-93, Fuente: (AASHTO ,2011)	37
Gráfico 1.5 Longitud de abocinamiento y ensanchamiento en el ramal de entrada al redondel, Fuente: (FHWA,2006)	37
Gráfico 1.6 Curvas de entrada y salida en el redondel, Fuente: (FHWA,2006)	38
Gráfico 1.7 Sección típica de una isleta partidora, Fuente: (FHWA,2006)	39
Gráfico 1.8. Esquema de las partes de un puente. Fuente: Lecciones de puente Eduardo Arnal	40
Gráfico 1.9 Carga vehículo HL-93	41
Gráfico 1.10. Carga de tándem de diseño	41
Gráfico 1.11. Carga de carril de diseño	42
Gráfico 1.12 Factores de Carga y Combinaciones. Fuente: AASHTO	44
Gráfico 2.1 Tramo de vía nuevo	49
Gráfico 2.2 Alternativa 2 para el tramo de vía	49
Gráfico 3.1 Gradientes longitudinales máximas.....	59
Gráfico 3.2 Sección típica de la vía	61
Gráfico 3.3 Relaciones aproximadas entres los valores de resistencia y clasificación del suelo. Fuente: PCA	64
Gráfico 3.4 Esquema del pavimento de concreto adoptado	69
Gráfico 3.5 Sección Transversal de viga usada.....	72
Gráfico 3.6 Detalle de la sección transversal del puente	74
Gráfico 3.7 Peso por metro lineal Baranda Metálica.....	76
Gráfico 3.8 Diagrama de Momento por la losa	77
Gráfico 3.9 Diagrama de Momento por las Barandas	77
Gráfico 3.10 Diagrama de Momento por la Carpeta Asfáltica	77
Gráfico 3.11 Momento por carga viva.....	78
Gráfico 3.12 Diagrama de Momento Positivo por la losa	80
Gráfico 3.13 Diagrama de Momento Positivo por Barandas	80

Gráfico 3.14 Diagrama de Momento Positivo por la carpeta asfáltica	80
Gráfico 3.15 Momento por carga viva.....	81
Gráfico 3.16 Distribución de acero en losa	88
Gráfico 3.17 Esquema de la viga.....	88
Gráfico 3.18 Ancho efectivo del ala. Art. 4.6.2.1.....	89
Gráfico 3.19 Diagrama de momento de diseño	90
Gráfico 3.20 Camión de diseño HL-93	91
Gráfico 3.21 Reacción por carga viva.....	91
Gráfico 3.22 Cortante para carga viva máximo en el extremo	93
Gráfico 3.23 Cortante para carga viva máximo en el centro del claro.....	93
Gráfico 3.24 Sección Compuesta a corto plazo.....	97
Gráfico 3.25 Rigidizadores intermedios como patines de conexión	101
Gráfico 3.26 Rigidizadores transversales de apoyo adoptados	105
Gráfico 3.27 Deflexión total debido al camión de diseño (TRUCK) para todo el puente	108
Gráfico 3.28 Separación adoptada de los conectores de corte en metros	110
Gráfico 3.29 Perfil Ángulo L doblado. Fuente: DIPAC	115
Gráfico 3.30 Esquema de la longitud efectiva y tamaño del filete de soldadura. Fuente: AISC	120
Gráfico 3.31 Conexiones Soldadas	121
Gráfico 3.32 Esquema geométrico del apoyo elastoméricos	122
Gráfico 3.33 Deflexión por compresión, Especificaciones AASHTO 14.7.6.3.3-1	125
Gráfico 3.34 Esquema del apoyo Elastomérico, placas y pernos de anclaje	131
Gráfico 3.35 Altura de Cabezal H1	133
Gráfico 3.36 Vista lateral del estribo.....	136
Gráfico 3.37 Vista Lateral del muro de ala.....	139
Gráfico 3.38 Momento y cortante máximo generado en la viga de apoyo	161
Gráfico 3.39 Pilote con L=15 m y D=0.4 m	185
Gráfico 3.40 Perímetro crítico por punzonamiento, ACI-318.....	188
Gráfico 3.42 Pilote bajo Carga axial en Estribos.....	191
Gráfico 5.1 Diagrama de fuerzas actuantes en el estribo durante la fase 1	236
Gráfico 5.2 Diagrama de fuerzas actuantes en el estribo durante la fase 2	245
Gráfico 5.3 Diagrama de fuerzas actuantes en el estribo durante la fase 3	247

Gráfico 5.4 Carga viva por vehículo de diseño	250
Gráfico 5.5 Diagrama de fuerzas actuantes en el estribo durante la fase 4	254
Gráfico 5.6 Diagrama de fuerzas actuantes en el muro de ala durante la fase 1	259

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Jerarquización de vías y carreteras, Fuente: Norma de Diseño Geométrico de carreteras, MOP 2003	34
Tabla 1.2 Comparación de característica de los tipos de redondeles,	36
Tabla 3.1 Relaciones entre velocidades de diseño y circulación. Fuente: MOP 2003 ..	52
Tabla 3.2 Distancias de visibilidad de parada.....	53
Tabla 3.3 Distancias de rebasamiento	53
Tabla 3.4 Radios de curvatura	54
Tabla 3.5 Resumen de elementos geométricos de las curvas horizontales	56
Tabla 3.6 Elementos del Abcisado	56
Tabla 3.7 Valores de coeficiente de fricción lateral.....	57
Tabla 3.8 Peraltes calculados para cada curva	57
Tabla 3.9 Radios mínimos de curvaturas por tramos	58
Tabla 3.10 Resumen de elementos geométricos de las curvas verticales	61
Tabla 3.11 Tasas de crecimiento del tráfico (%).....	62
Tabla 3.12. Tráfico promedio diario anual, año 2018.....	63
Tabla 3.13. TPDA proyectado año 2040	63
Tabla 3.14 Efecto de la subbase granular sobre los valores de K.	65
Tabla 3.15. Categorías de carga por eje propuesto por la PCA para el método simplificado	66
Tabla 3.16. TPD-C Admisible - Categoría 3 de carga por eje para pavimentos con juntas con pasadores.....	66
Tabla 3.17 Recomendaciones para la selección de pasadores de carga	67
Tabla 3.18 Recomendaciones para la selección de las barras de anclaje	68
Tabla 3.19 Espaciamiento de juntas transversales según el tipo de agregado usado en el concreto	68
Tabla 3.20. Parámetros de diseño.....	73
Tabla 3.21 Superestructuras comunes	73
Tabla 3.22. Hormigón de Losa	74
Tabla 3.23 Acero en patines y alma	74
Tabla 3.24 Acero en Diafragmas	75
Tabla 3.25 Capa de Rodadura	75
Tabla 3.26 Carga dinámica IM. Fuente: AASTHO, LRFD	79

Tabla 3.27 Tabla resumen de momentos negativos	79
Tabla 3.28 Tabla resumen de momentos positivos	82
Tabla 3.29 Resumen de momentos Negativos	86
Tabla 3.30 Propiedades Viga W40x277	88
Tabla 3.31 Factores por usar	94
Tabla 3.32 Propiedades Generales del conector de corte	109
Tabla 3.33 Ciclos por pasada de camión (n)	111
Tabla 3.34 Especificaciones generales del perfil L60x60x5. Fuente: DIPAC	115
Tabla 3.35 Características de los electrodos más utilizados. Fuente: AISC	119
Tabla 3.36 Tamaños Mínimos para soldadura tipo filete. Fuente: AISC. J2.4.....	119
Tabla 3.37 Cargas proveniente de la superestructura	121
Tabla 3.38 Deformaciones en las capas de elastómero	125
Tabla 3.39 Propiedades correlacionadas de los materiales, AASHTO 14.7.6.2-1	126
Tabla 3.40 Esfuerzos generados en la base de la placa metálica	128
Tabla 3.41 Momentos generados en la placa	129
Tabla 3.42 Dimensiones preliminares del Estribo	135
Tabla 3.43 Dimensiones preliminares del Muro de ala	139
Tabla 3.44 Cargas y momentos generados en el cabezal	140
Tabla 3.45 Cargas y momentos generados en la pantalla	145
Tabla 3.46 Cargas y momentos generados en el dedo de cimentación.....	150
Tabla 3.47 Fuerzas verticales para cada estado limite analizado.....	151
Tabla 3.48 Momentos generados en la base del dedo de cimentación	152
Tabla 3.49 Cargas y momentos generados en el talón de cimentación.....	155
Tabla 3.50 Cargas verticales actuantes en el talón de cimentación	156
Tabla 3.51 Momentos generados en la base del talón de cimentación.....	157
Tabla 3.52 Cargas y momentos generados en la pantalla	166
Tabla 3.53 Cargas y momentos generados en el dedo de cimentación.....	175
Tabla 3.54 Fuerzas verticales para cada estado limite analizado.....	176
Tabla 3.55 Momentos generados en la base del dedo de cimentación	177
Tabla 3.56 Cargas y momentos generados en el talón de cimentación.....	180
Tabla 3.57 Cargas verticales actuantes en el talón de cimentación	181
Tabla 3.58 Momentos generados en la base del talón de cimentación.....	182
Tabla 4.1 Actividades de la fase de construcción	199

Tabla 4.2 Disposición de áreas sensibles y posibles impactos	201
Tabla 4.3 Matriz de Evaluación de Impactos Ambientales	211
Tabla 4.4 Calificación según el grado de Riesgo	215
Tabla 4.5 Categorización de impactos	215
Tabla 4.6 Medidas de Prevención Implementadas	216
Tabla 4.7 Actividades más significativas	217
Tabla 4.8 Relación de actividades del proyecto con sus respectivas medidas de prevención	218
Tabla 5.1 Cálculo de tráfico proyectado	230
Tabla 5.2 TPDA año 2008	231
Tabla 5.3 TPDA año 2040	231
Tabla 5.4 Tasa de crecimiento	231
Tabla 5.5 Factores de carga (γ) aplicado al efecto de las fuerzas verticales	234
Tabla 5.6 Factores de carga (γ) aplicado al efecto de las fuerzas horizontales	234
Tabla 5.7 Fuerzas actuantes y momento estabilizador	236
Tabla 5.8 Cargas verticales factoradas de la fase 1	237
Tabla 5.9 Momentos por cargas verticales factoradas de la fase 1	237
Tabla 5.10 Cargas horizontales factoradas de la fase 1	238
Tabla 5.11 Momentos por cargas horizontales factoradas de la fase 1	239
Tabla 5.12 Revisión de volcamiento para fase 1	240
Tabla 5.13 Revisión de desplazamientos durante la fase 1	241
Tabla 5.14 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 1	242
Tabla 5.15 Cargas horizontales factoradas de la fase 2	244
Tabla 5.16 Momentos por cargas horizontales factoradas de la fase 2	245
Tabla 5.17 Revisión de volcamiento para fase 2	246
Tabla 5.18 Revisión de desplazamientos durante la fase 2	246
Tabla 5.19 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 2	246
Tabla 5.20 Cargas verticales factoradas de la fase 3	248
Tabla 5.21 Momentos por cargas verticales factoradas para la fase 3	248
Tabla 5.22 Revisión de volcamiento para la fase 3	249
Tabla 5.23 Revisión de desplazamientos para la fase 3	249

Tabla 5.24 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 3.....	249
Tabla 5.25 Cargas verticales factoradas para la fase 4.....	254
Tabla 5.26 Momentos por cargas factoradas para la fase 4.....	255
Tabla 5.27 Cargas horizontales factoradas para la fase 4.....	255
Tabla 5.28 Momentos por cargas horizontales para la fase 4.....	256
Tabla 5.29 Revisión de volcamiento para la fase 4.....	256
Tabla 5.30 Revisión de desplazamiento para la fase 4.....	256
Tabla 5.31 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 4.....	257
Tabla 5.32 Fuerzas actuantes y momento estabilizador del muro de ala.....	259
Tabla 5.33 Cargas verticales factoradas de la fase 1.....	260
Tabla 5.34 Momentos por cargas verticales factoradas de la fase 1.....	260
Tabla 5.35 Cargas horizontales factoradas de la fase 1.....	261
Tabla 5.36 Momentos por cargas horizontales factoradas de la fase 1.....	261
Tabla 5.37 Revisión de volcamiento para fase 1.....	263
Tabla 5.38 Revisión de desplazamientos durante la fase 1.....	264
Tabla 5.39 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 1.....	265

ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 1	Plano Longitudinal y vertical del tramo oreja vial
PLANO 2	Ingreso a redondel y giro del camión de diseño
PLANO 3	Señalización horizontal, vertical e iluminación
PLANO 4	Plano Longitudinal y perfil tramo puente
PLANO 5	Implantación Puente
PLANO 6	Vista Frontal y vista en planta puente
PLANO 7	Estribo izquierdo y derecho-cortes-detalle (Lámina 1)
PLANO 8	Estribo izquierdo y derecho-cortes-detalle (Lámina 2)
PLANO 9	Detalle superestructura puente (Lámina 1)
PLANO 10	Detalle superestructura puente (Lámina 2)
PLANO 11	Planillas de acero

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

Como bien es conocido, existe una estrecha relación entre el crecimiento económico de un país con la calidad en infraestructura vial que este posea, ya que permite conectar sitios mientras facilita la obtención de servicios básicos; dinamizando la economía a través de la compra y venta de bienes y servicios, obteniendo así, una mejora en la calidad de vida de las personas. La ciudad de Babahoyo es un claro ejemplo de este crecimiento socioeconómico, ya que, al ser sede de varias industrias, entre ellas, Industrias Facundo y el Ingenio Isabel María, cuarto ingenio azucarero más grande del país, la ciudad es considerada centro de desarrollo de importantes negocios y grandes industrias (Alcadía de Babahoyo, s.f.). Por esta razón, se ha registrado un gran crecimiento automotriz que surgió a la par de su auge económico, ocasionando inconvenientes en el tráfico por tener vías que no abastecen una recurrencia vehicular considerable, sobre todo la vía Júcar-Babahoyo, desencadenando un aumento de accidentes de tránsito e incremento en el tiempo de circulación por la ciudad, donde, optar por una solución que permita descongestionar, permitiendo un flujo vehicular constante, es primordial para el bienestar de sus habitantes.

En el primer capítulo, se detalla el área en estudio y de la cual se propone una solución, como también de características propias de la ciudad, además de la inclusión de un marco teórico con conceptos claves para el diseño vial y de puentes, citando a su vez, parámetros necesarios para un correcto diseño geométrico y de pavimentos. Variables vigentes tanto en normas locales como internacionales.

El segundo capítulo se enfoca en la metodología aplicada, recomendadas por normas específicamente la de diseño geométricos y la PCA "Portland Cement Association" para el diseño de pavimentos y de la AASTHO LRFD para el diseño de puentes. Además de detallarse estudios previos de la ciudad de Babahoyo.

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El crecimiento demográfico acelerado en los países, sumado a la continua búsqueda de mejores opciones laborales y calidad de vida, han provocado una mayor concentración poblacional en las medianas y grandes ciudades, a su vez, de un incremento notorio en la flota vehicular del lugar, donde, realizar una correcta planificación en los sistemas viales alternos es de suma importancia para evitar futuros problemas con el tráfico, aportando así, a un descongestionamiento vehicular efectivo.

Otro factor importante que destacar, son los asentamientos informales que se producen alrededor de las carreteras, en especial las arteriales principales del país, provocando una reducción en el derecho de vía, aumentando de manera gradual el tráfico.

Para el caso específico de la ciudad de Babahoyo, de acuerdo con el documento emitido por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas bajo el nombre Rendición de cuentas 2018, calculó el tráfico promedio diario anual (TPDA) de la vía Jújan- Babahoyo-Quevedo, alrededor de 21998 vehículos, mostrando la magnitud de flujo vehicular que llegaría a la ciudad, si se estima un porcentaje correcto de llegada a este valor registrado se tendría un tránsito vehicular pesado de llegada.

Actualmente, Babahoyo cuenta con un redondel de ingreso a la ciudad proveniente de la vía que conecta esta ciudad con Guayaquil, ubicado frente al Paseo Shopping, pero no existe una vía que conecte al centro de la ciudad de manera directa sin cruzar parte del bypass vía a Montalvo, ocasionando problemas como tráfico denso, donde vehículos livianos y pesados usan una única vía para llegar al centro y salir de la ciudad respectivamente, ya que a la final pueden existir vehículos propios de la ciudad que deben salir para ir a sus trabajos y al retornar solo tienen la necesidad de llegar al centro de la ciudad como tal, o simplemente vehículos que deseen realizar algún tipo de diligencia. Además del no aprovechamiento de un tramo de vía ya existente, ya que no hay vía de conexión a esta, sin mencionar de la construcción de un puente de 25 m debido a la existencia de la planta de bombeo de aguas lluvias, cuyas tuberías de desfogue atraviesan el eje de vía.

1.2. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La vía de acceso que se encuentra actualmente genera incomodidad e inseguridad para las personas residentes de la ciudad que transitan con sus vehículos livianos, o turistas que están de pasada, pero necesitan acceder al centro de manera rápida. Genera temor debido al gran flujo de vehículos pesados que transitan por esa vía ya que es un bypass como tal, ocupado en su mayoría por vehículos con más de 3 ejes y solo para acceder al centro deberán avanzar por esa vía para acceder a la vía que los conecte al centro posteriormente.

La planificación de una vía que conecte al centro de la ciudad de Babahoyo de manera eficiente y rápida genera un gran impacto en el sector comercial debido al corto tiempo que tomaría acceder a la zona comercial, incentivando de cierta manera a los turistas a ingresar a la ciudad. Además, fomenta la comercialización de productos.

Con los diseños de este proyecto integrador, se aportará al desarrollo de infraestructura vial, creando una nueva vía de acceso al centro de la ciudad más un puente de 25 m implementado por la planta de bombeo de aguas lluvias ya existente en el lugar y que cruza el eje de la vía, brindando seguridad a los vehículos livianos, reduciendo así los accidentes de tránsito y generando una optimización del tiempo en el ingreso y salida del centro de la ciudad.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Elaborar una propuesta que aporte al estudio de prefactibilidad para la construcción de un nuevo acceso vial al redondel ubicado a la altura del paseo shopping de Babahoyo, en complemento de un puente metálico carrozable a la altura de la planta de bombeo de aguas lluvia de la ciudad.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Proponer diferentes alternativas para la creación del nuevo acceso vial del desde el redondel hasta el centro de la ciudad.
- Realizar el diseño geométrico de la vía y el diseño de la estructura de pavimento rígido.
- Realizar el análisis y diseño de la superestructura, infraestructura y cimentación profunda correspondiente al puente metálico carrozable.

1.4. INFORMACIÓN RELACIONADA AL ÁREA DE ESTUDIO

1.4.1. Generalidades

La necesidad poblacional de transportarse ha llegado a concentrar tanto en medianas y grandes ciudades, de la mayoría de los países, un crecimiento exponencial en vehículos Automotores, lo que conlleva ocasionalmente a congestionamientos vehiculares, viéndose en la necesidad de expandir, crear y mejorar sistemas de circulación alrededor de estas ciudades, con la finalidad de evitar problemas en el tráfico promedio especialmente en horas de mayor circulación.

La población del Ecuador, especialmente las grandes ciudades, sigue el patrón de crecimiento poblacional de grandes magnitudes como se presenta en otros países, especialmente por la migración de personal del campo a la ciudad. Este fenómeno, influye directamente en el aumento de vehículos automotores y de la misma manera el gobierno y las autoridades competentes se ven en la necesidad de planificar sistemas viales alternos, creación de nuevas rutas, puentes, para de esta manera adaptarse al incremento poblacional y vehicular mencionado.

1.4.2. Ubicación geográfica

El sistema por implementar estará ubicado en el Cantón Babahoyo, especificando la zona referente a Jújan – Babahoyo, capital de la Provincia de los Ríos. Por dicho motivo, nos vemos en la necesidad, por la importancia tanto económica y geográfica de la ciudad, mejorar los sistemas previamente mencionados, por lo que así, se pretende mejorar la accesibilidad a sectores de la ciudad, mejorando la calidad de movilidad de algunos sectores de la ciudad. Actualmente el Redondel de Babahoyo ubicado frente al establecimiento del Shopping center, solo posee dos ramales, de entrada y salida, por lo

que la nueva ruta planteada conectará dicho redondel directamente con sectores ubicados paralelamente al río que posee el mismo nombre de la ciudad.

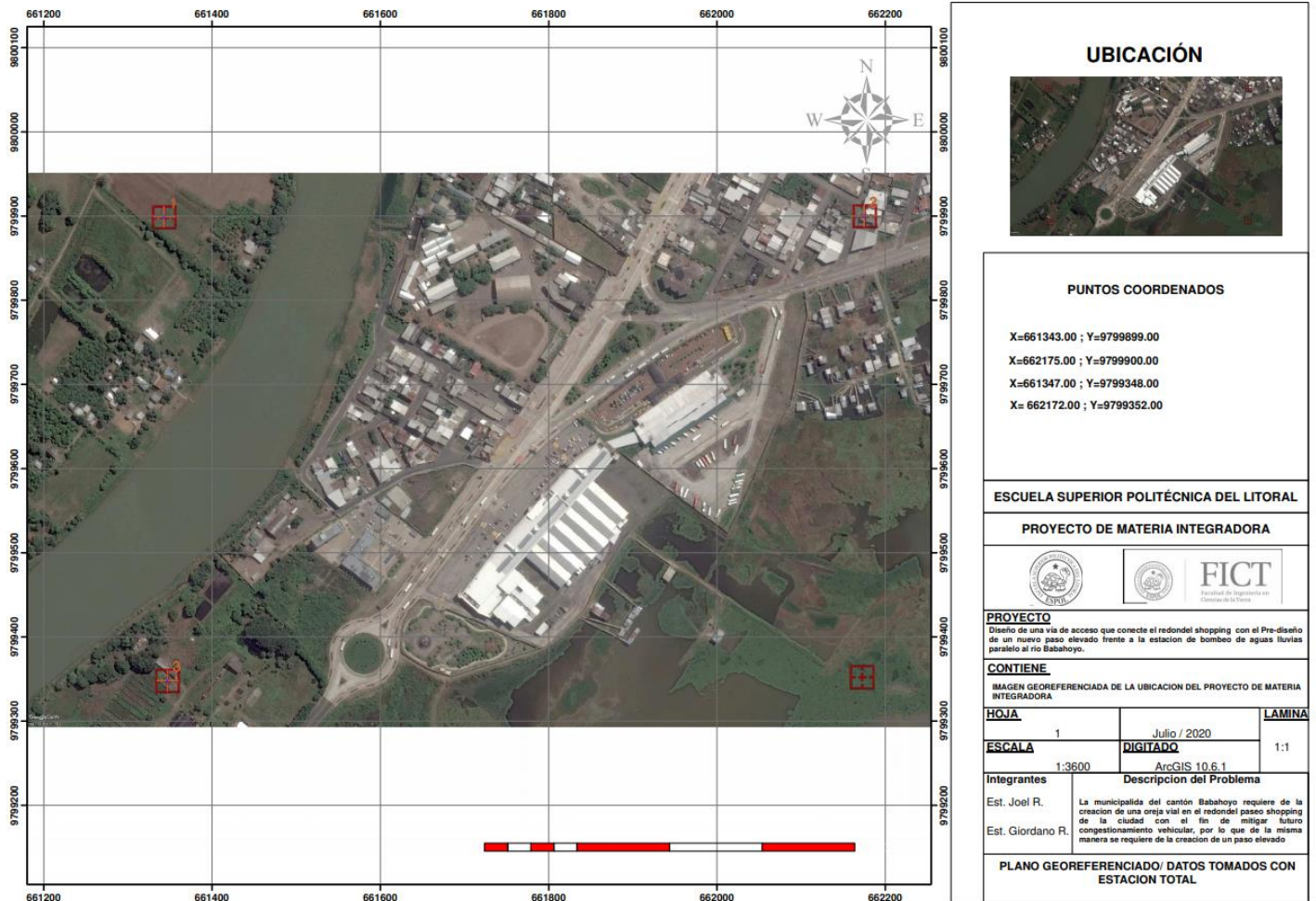


Gráfico 1.1 Área del proyecto

1.4.3. Demarcación política

El cantón de Babahoyo, el cual lleva su nombre por la extensa red hídrica conformada por 379 ríos, riachuelos y esteros, es la capital de la provincia de Los Ríos, conformada en su totalidad por 13 cantones, así representando su importancia cantonal. Babahoyo, al igual que los demás cantones en el Ecuador, se rige por un gobierno municipal, según lo establecido por la Constitución. La Municipalidad es una entidad autónoma del gobierno central que administra de forma proactiva el cantón, y que en este caso se convirtió en el cliente para el cual se realizará el proyecto. El área referente al asentamiento poblacional de Babahoyo es aproximadamente a 640 ha², que son parte

de una extensa llanura, que especialmente se ve afectada por inundaciones en épocas de lluvia.

1.4.4. Organización Comunitaria

Educación

de la información proporcionada por el Instituto Ecuatoriano de Estadísticas y censos del año 2010, el índice de analfabetos en Babahoyo es del 6.67%

Establecimiento de enseñanza regular al que asiste	Casos	%
Fiscal (Estado)	43308	83
Particular (Privado)	7768	15
Fiscomisional	653	1
Municipal	336	1
Total	52065	100

En general dentro del cantón, la escolaridad es considerada básica. Por otra parte, el porcentaje de trabajadores asalariados es importante y pone en cuestionamiento al sector campesino y productores independientes. Cabe recalcar que, aunque Babahoyo sea considerado sector agrícola, es más bien un sector administrativo, ya que, en gran parte, las labores agrícolas se las realizan en las demás parroquias que componen al cantón, tales como Caracol, Febres Cordero, Pimocha.

Existe un gran déficit en la inserción de la población adolescente a la educación media y el bajo índice de personal que culminan la educación secundaria, son dos de los problemas más importantes que afectan al cantón y la provincia en general.

Se estima que aquellos jóvenes que se ven en la necesidad de trabajar y estudiar no tienen los soportes para llevar a cabo su proceso educativo, por lo que se convierten parte del grupo de niños y jóvenes que trabajan y no estudian, así desertando de la educación mínima que pueden poseer.

El mayor peso del trabajo en niños y adolescentes este concentrado en la zona rural del cantón. Del grupo de niños que realizan algún tipo de trabajo, ya sea perceptible u oculta, aproximadamente 20% se encuentra en el campo y 5% de localiza en la ciudad, mismos indicadores que tienen conexión con la ausencia de niños y jóvenes en sistemas educativos.

Vivienda

Según los datos proporcionados por el censo de vivienda realizado por el INEC en el año 2010, en el cantón Babahoyo existen aproximadamente 48 mil viviendas, de las cuales 34 mil se les considera de tipo casa/villa, 4 mil son departamentos. Dentro del sistema de viviendas, existe una clasificación de acuerdo con la consideración de la construcción tales como: casa, departamento, mediagua, rancho, choza, covacha, vivienda particular, hotel, hostel, cuartel, convento, asilo, etc.

Así mismo, hay que tener en cuenta los servicios básicos dentro de la vivienda, como: servicio de agua potable, servicio de alcantarillado, procedencia de luz eléctrica, eliminación de basura, en donde, los sectores menos beneficiados están representados por las comunidades rurales y zonas campesinas de Babahoyo.

Salud

El sistema de salud del cantón Babahoyo está constituido primordialmente por unidades de salud de primer, segundo y tercer nivel del Ministerio de Salud Pública, El hospital del Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social, Centros de Maternidad, ONG's como APROFE, acompañados de un gran número de establecimientos privados de salud.

1.4.5. Población

Al ser Babahoyo la capital de la Provincia de los Ríos concentra la mayor parte de la población de la Provincia, en comparación con los demás cantones, siendo esta de 175.281 habitantes, según lo registrado por el INEC en el último censo realizado en el presente año 2020. Población que está repartida en la cabecera cantonal referente a la ciudad de Babahoyo y cuatro de sus parroquias rurales, siendo estas: Caracol, Febres Cordero, La Unión y Pimocha, representadas de la misma manera por los gobiernos parroquiales ante la Alcaldía.

1.4.6. Actividad Productiva

Las actividades productivas de la provincia en general están ligada y sostenida principalmente por el sector agrícola, refiriendo al sector bananero y maicero. De acuerdo con lo mencionado por el Banco Central del Ecuador, las actividades tanto agrícolas como ganadera constituyeron el 40% del producto interno bruto que se generó en el año 2016. En el año 2018 registro, la Provincia de los Ríos registro la mayor producción de banano, siendo esta el 37.05% de la producción nacional, según la Encuesta de

Superficie y Producción Agropecuaria Continua del INEC. Siendo Babahoyo de la misma manera cabecera cantonal en las producción agrícola y ganadera antes mencionada.

Por otra parte, el sector comercial y turismo en Babahoyo se encuentran en desarrollo, siendo uno de los principales atractivos turísticos la Casa de Olmedo, por ser un recuerdo vivo de la historia. Los artesanos, de la misma manera, cumplen un papel fundamental e importante en la actividad económica, ya que sus pobladores se han permitido un desarrollo en ámbitos como la orfebrería, elaboración de artículos de pesca, carpintería, mecánica, etc.

1.4.7. Topografía

La zona de estudio forma parte de la llanura costera del Ecuador, con una topografía rigurosamente plana y pendientes siempre inferiores al 2%, con una altitud absoluta no mayor a los 5 m. Geomorfológicamente, en la cuenca baja del Río Babahoyo se tienen los modelados provenientes de origen pluvial, correspondientes a la llanura aluvial sobre aluviones recientes: arenas, limos y arcillas. En cambio, la cuenca alta proviene de los relieves sedimentarios sobre arcillas terciarias, correspondientes a sedimentos detríticos cuaternarios. Por lo tanto, se muestran extensas planicies dejadas por las fuertes inundaciones del Río Babahoyo en temporada de lluvia, formando estrictamente el modelado de la superficie.

1.5. Marco teórico

1.5.1. Vías: definición y conceptos generales

1.5.1.1. Vía

Una vía es una estructura civil adaptada especialmente para transporte dentro de un espacio considerado como derecho de vía, con la finalidad de permitir la circulación de vehículos automotores, brindando durante todo el recorrido un alto grado de confort y seguridad.

La parte más representativa de una vía se ve reflejado en el diseño geométrico, ya que a través de este se establece su estructura tanto en planta como en elevación, dando como resultado una estructura tridimensional. Así mismo, se recurre al uso de parámetros intrínsecos para el diseño de la vía, los cuales permitirán que esta se

convierta en una estructura estética, que brinde confort, segura, económica, además de ofrecer un contraste y nivel de afectación mínima hacia el medio ambiente.

Las entidades encargadas de la construcción de obras públicas, como lo son las vías y carreteras, son conocidas como GADs municipales, mismas que tienen como base la Norma de Diseño geométrico de Carreteras 2003 aplicada en la mayoría de los proyectos viales a nivel nacional.

1.5.1.2. Clasificación de la red vial

En el país, existen varios factores y parámetros a ser considerados para clasificar una vía, los más representativos a consideración son:

a) Clasificación por tipo de terreno

Las condiciones geomorfológicas juegan un papel determinante para la clasificación del terreno, así mismo, el trazado de la ruta por donde pasara nuestro proyecto vial está ligado a esta condición. Las secciones según el relieve se clasifican en cuatro tipos de terrenos. (MOP, 2003)

Terreno Llano. - considerado aquel terreno que posee una pendiente transversal del terreno natural entre el 0 – 5 %, permitiendo a los vehículos pesados la libertad de recorrer la vía aproximadamente con la misma velocidad que para los vehículos considerados livianos.

Terreno Ondulado. - considerado aquel terreno que posee una pendiente transversal del terreno natural entre el 6 – 12 %, en estas circunstancias, los vehículos pesados tienden a reducir significativamente su velocidad respecto a la de los vehículos considerados livianos.

Terreno Montañoso. - considerado aquel terreno que posee una pendiente transversal del terreno natural entre el 13 – 40 %, de esta manera los vehículos pesados tienden a circular distancias considerables a velocidades sostenidas en pendiente. Cuando dicha pendiente supera el 40%, se lo considera como terreno montañoso escarpado.

b) Clasificación por función jerárquica

El diseño de las vías del país se realiza en función del tráfico proyectado para periodos de entre 15 y 20 años. La Norma de Diseño Geométrico de Carreteras, MOP 2003, presenta una categorización según el tráfico proyectado para la vía a diseñar.

Tabla 1.1 Jerarquización de vías y carreteras, Fuente: Norma de Diseño Geométrico de carreteras, MOP 2003

FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA	Tráfico proyectado TPDA*
CORREDOR ARTERIAL	RI o RII (1)	> 8.000
	I	3.000 - 8.000
	II	1.000 - 3.000
COLECTORA	I	3.000 - 8.000
	II	1.000 - 3.000
	III	300 - 1.000
	IV	100 - 300
VECINAL	IV	100 - 300
	V	< 100

c) Clasificación por el tipo de superficie de rodamiento

Pavimento rígido. – esencialmente la capa doradura está conformada por una losa de concreto hidráulico, el cual puede o no tener refuerzo de acero dependiendo de las condiciones de diseño, apoyada sobre una capa de base granular o directamente sobre la subrasante, siempre y cuando presente una resistencia competente.

Pavimento flexible. – Conformada por una capa de rodadura, la cual es una mezcla de material pétreo y elementos bituminosos que presentan alta resistencia a sales y ácidos.

Afirmados. – La superficie de rodadura está conformada principalmente por material granular con tamaños no mayores de dos y media pulgadas y una proporción de material fino, la cual posteriormente será compactada cumpliendo con los ensayos de Proctor.

Superficie Natural. – está conformado por el material de sitio debidamente compactado.

1.5.1.3. Volumen de tráfico

Está definido como el número de vehículos que pasan por una calzada en un periodo de tiempo determinado. Para tener un buen registro del volumen de tráfico es necesario analizar varios factores como lo son el Tráfico promedio diario anal (TPDA), que representa un promedio del flujo de vehículos diarios en un año calendario analizado. Así mismo, el Volumen de hora pico (VHP) y el Factor horario (FH) juegan un papel importante ya que permiten estimar el máximo número de vehículos que atravesarán por nuestra vía y como serán distribuidos los flujos máximos dentro del horario analizado. (Cal y Mayor R & Cardenas G, 2003)

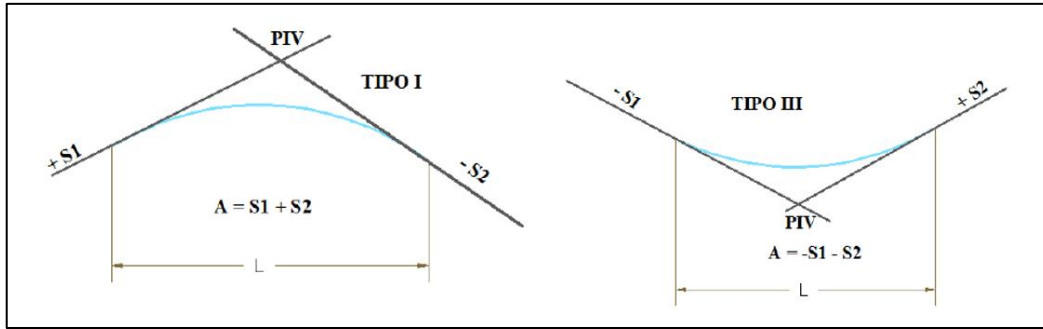


Gráfico 1.3 Elementos de curvas verticales cóncavas y convexas, Fuente: Norma de Diseño Geométrico de carreteras, MOP 2003

1.5.2. Redondeles: definición y conceptos generales

1.5.2.1. Redondeles

También considerada como una intersección a nivel de forma circular, es un punto en el sistema vial donde convergen dos o más vías. El objetivo del diseño de una intersección es facilitar la movilidad y el confort de los usuarios al transitar por esta, por tal motivo, es necesario distinguir los elementos básicos para satisfacer el diseño como lo son el factor humano, las consideraciones de tráfico, los elementos físicos y Factores económicos. (AASHTO, 2011).

Los redondeles poseen isletas circulares en su interior alrededor de la cual los vehículos transitan en sentido contrario a las manecillas del reloj y los vehículos que entran tienen la obligación de ceder el paso. Los redondeles modernos se clasifican en tres tipos y cada uno posee ciertas características como se muestra en la Tabla 1.2

Tabla 1.2 Comparación de característica de los tipos de redondeles,

Fuente: (AASHTO ,2011)

Elementos de diseño del redondele	Redondele de un carril	Redondele de multiples carriles
Máxima velocidad de diseño de entrada (recomendada)	30-40 Km/h	40-50Km/h
Máximo número de carriles de aproximación por ramal	1	2+
Radio típico de círculo inscrito	27-46 [m]	46-76 [m]
Configuración de la isleta central	elevada	elevada
Volúmenes diarios de los cuatro ramales de entrada	0-20000	20000+

1.5.2.2. Camión de diseño

El camión de diseño juega un papel importante para el diseño de la entrada y el trazado interno dentro del redondel. Para caminos colectores y arteriales el vehiculas más común suele ser el WB-20 o HL-93 definido por la AASHTO. En general, mientras más grande sea el vehículo de diseño mayores serán las dimensiones de la rotonda.

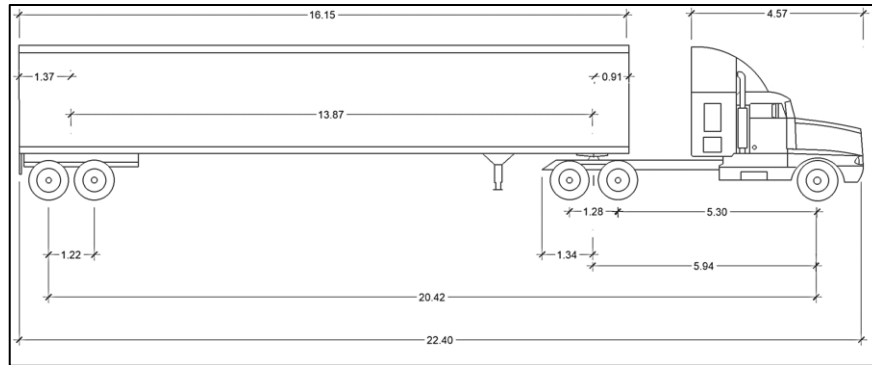


Gráfico 1.4 Camión de diseño HL-93, Fuente: (AASHTO ,2011)

1.5.2.3. Diseño geométrico de entrada a la rotonda

Ancho de entrada. – la capacidad de entrada está estrechamente ligada con el incremento en el ancho de entrada. Para entradas de carril simple se tiene valores típicos de entre 4.3 y 4.9 m. Existen factores para reducir el parámetro del ancho de entrada como lo son la longitud de abocinamiento y la longitud de ensanchamiento como se indica en el Gráfico 1.5 (FHWA, 2006).

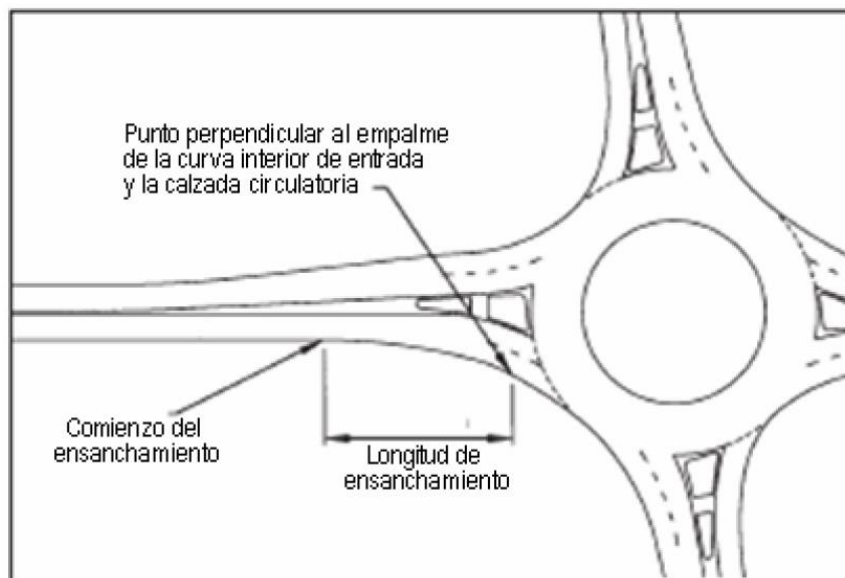


Gráfico 1.5 Longitud de abocinamiento y ensanchamiento en el ramal de entrada al redondel, Fuente: (FHWA,2006)

Curvas de entrada y salida en Rotondas de carril simple. – Para las curvas que se generan en los ramales de entrada al redondel, pueden usarse radios típicos de entre 10 y 30 m, así mismo, se pueden considerar valores mayores, aunque se recomienda que no sean tan excesivos que resulten en velocidades de entrada más altas. Las curvas de salida suelen tener radios alrededor de 10-15 m para lugares urbanos y valores mayores para lugares rurales, creando una trayectoria de salida con una velocidad menor de 40 Km/h. (FHWA, 2006).

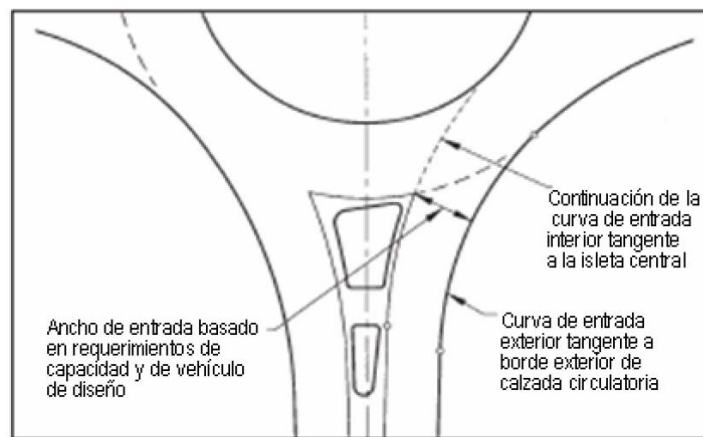


Gráfico 1.6 Curvas de entrada y salida en el redondel, Fuente: (FHWA,2006)

Isletas partidoras. – son elementos que se deben proveer en todas las rotondas, exceptuando a las que tienen dimensiones muy pequeñas ya que la isleta podría obstaculizar la visión del conductor. La envolvente de las isletas partidoras está conformada por curvas de entrada y salida, llegando a tener longitudes mayores a 15 m, brindando así protección a los peatones y alertando a los conductores que están próximos a la entrada de la rotonda. Comúnmente las isletas partidoras van acompañadas de cordones de hormigón que coinciden con la longitud de abocinamiento que varía entre 40 y 90 m. (FHWA, 2006)

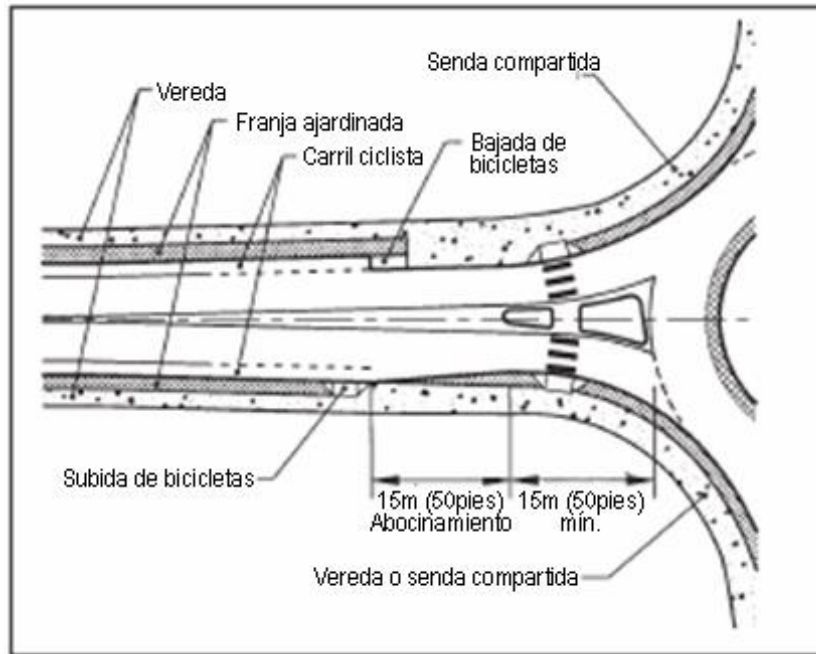


Gráfico 1.7 Sección típica de una isleta partidora, Fuente: (FHWA,2006)

1.5.3. Puentes: Definiciones y conceptos generales

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía, suelen estar desarrollados para caminos, carreteras o vías férreas, pero también pueden transportar tuberías y líneas de distribución de energía. (Serquén, 2016)

Los puentes están conformados de dos partes:

La superestructura: en esta forma parte el tablero que soporta directamente las cargas, vigas, armaduras cables, los cuales se encargan de transmitir las cargas del tablero a los apoyos. (Ing. Arnal, 2000)

- Tablero: soporta las cargas directamente, normalmente son de hormigón armado.
- Vigas principales: pueden ser de acero o concreto, con sección constante o variable.
- Vigas secundarias o diafragmas: actúan como elementos de amarre o arriostamiento de las vigas principales, otorgando mayor rigidez además de redistribuir las cargas. (Pinto & Torres, 2015)
- Rigidizadores intermedios y de apoyos: sirven de soportes transversales de la viga impidiendo su rotación.
- Aceras y barandas: son elementos relacionados específicamente al tráfico peatonal sobre el puente,

- Carpeta asfáltica de rodamiento: se coloca sobre el tablero de hormigón armado y sirve como superficie de rodadura vehicular.
- Juntas de dilatación: absorben los movimientos laterales, longitudinales y de rotación producidos por las dilataciones y deflexiones de la losa. (AASHTO A. A., 2017)
- Aparatos de apoyo (neoprenos): sirven para transmitir las cargas de la superestructura a la infraestructura además de, disipar las vibraciones provocadas por la carga viva vehicular.

La infraestructura: esta parte se conforma de los estribos o apoyos extremos, pilares o apoyos centrales, que soportan las cargas provenientes de la superestructura transmitiendo estos esfuerzos producidos al terreno por medio la cimentación, (Serquén, 2016).

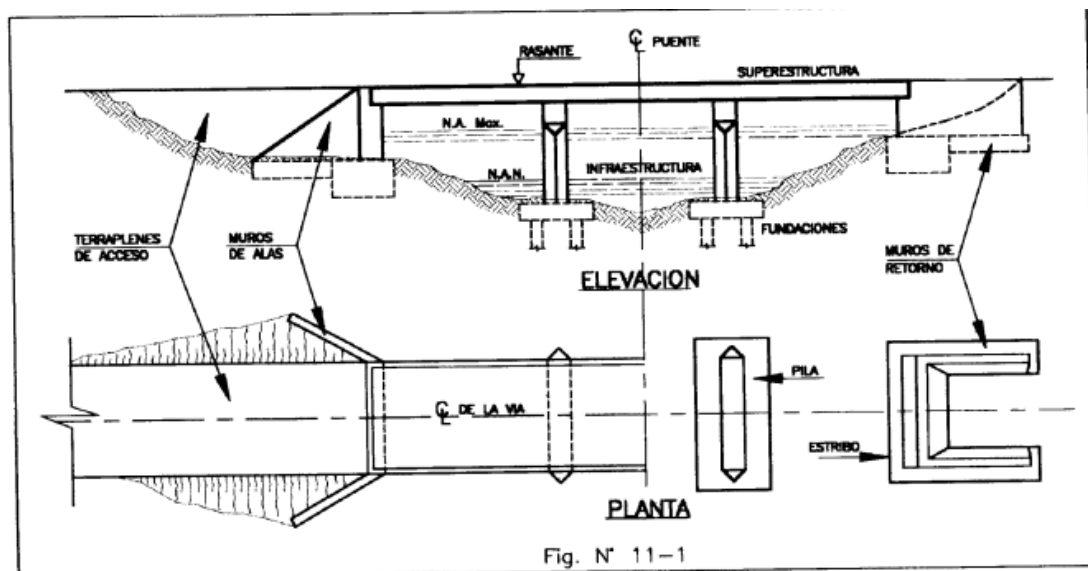


Gráfico 1.8. Esquema de las partes de un puente. Fuente: Lecciones de puente Eduardo Arnal

1.5.4. Cargas

Las cargas que pueden actuar en un puente se dividen:

- Cargas permanentes

DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

Dw: Peso propio de la carpeta asfáltica e instalaciones para servicios públicos.

EV: Presión vertical del peso propio del suelo

- Sobrecargas vivas

LL: Sobrecarga Vehicular

PL: Sobrecarga peatonal

- Carga de viento
- Efectos Sísmicos

El vehículo de diseño propuesto por la norma es el HL-93, donde su carga está expresada por:

Carga HL-93:

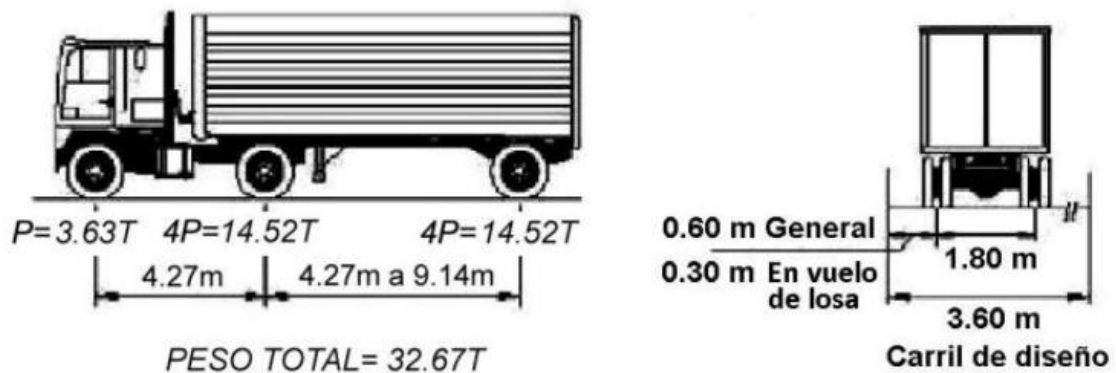


Gráfico 1.9 Carga vehículo HL-93

La distancia entre los ejes más pesados se toma como los mostrados en el gráfico 1.3 ya que resulta en los mayores efectos. (AASHTO A. A., 2017)

Tándem de diseño:

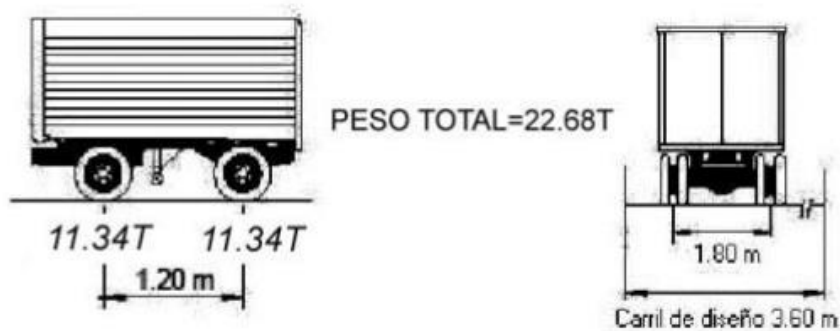


Gráfico 1.10. Carga de tándem de diseño

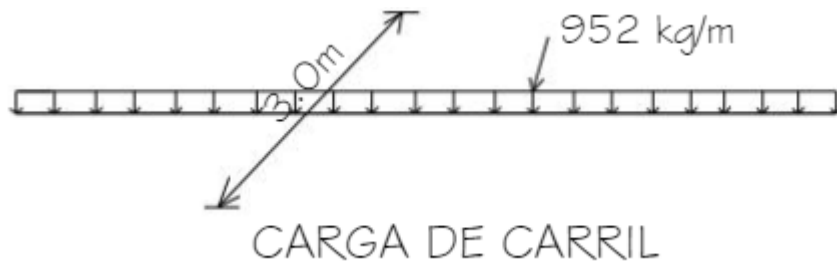


Gráfico 1.11. Carga de carril de diseño

Para su aplicación de acuerdo con el Art. 3.6.1.3 de la norma, la sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de camión de diseño+ carga de carril de diseño.

1.5.5. Procedimientos de diseño

Del art. 3.4 de la normativa se tiene que la sollicitación máxima mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum n\gamma Q$$

n: Modificador de las cargas

Q: sollicitación

γ : Factor de carga

1.5.5.1. Diseño por factor de carga y resistencia (LRFD)

$$\phi Rn \geq \text{effect of } \sum n\gamma Q$$

1.5.5.2. Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

$$\frac{\text{Resistencia, } R}{\text{Factor de seguridad, } F} \geq \text{effect of loads, } Q$$

1.5.6. Estados Límites:

Un estado límite es una condición que va más allá de la cual un sistema o componente de puente deja de cumplir la función para la cual fue diseñado. (AASHTO A. A., 2017)

1.5.6.1. Estados límite de servicio

Será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grieta bajo condiciones regulares de servicio.

- Servicio I
- Servicio II
- Servicio III
- Servicio IV

1.5.6.2. Estados límite de Fatiga y fractura

Será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño.

- Fatiga I
- Fatiga II

1.5.6.3. Estados límite de Resistencia

Será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad con las condiciones de cargas especificadas de un puente durante su vida de diseño. Puede sufrir daño estructural pero la integridad de la estructura debe mantenerse.

- Resistencia I
- Resistencia II
- Resistencia III
- Resistencia IV
- Resistencia V

1.5.6.4. Estados límite de Resistencia

Será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural del puente durante un sismo o condiciones externas por evento extremo como el choque de un buque, vehículos, etc.

- Evento Extremos I
- Evento Extremos II

Combinación de Cargas Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (excepto notas)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Servicio II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Servicio III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Servicio IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatiga I— LL, IM & CE solamente	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatiga II— LL, IM & CE solamente	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Gráfico 1.12 Factores de Carga y Combinaciones. Fuente: AASHTO

1.5.7. Limitación de las deflexiones

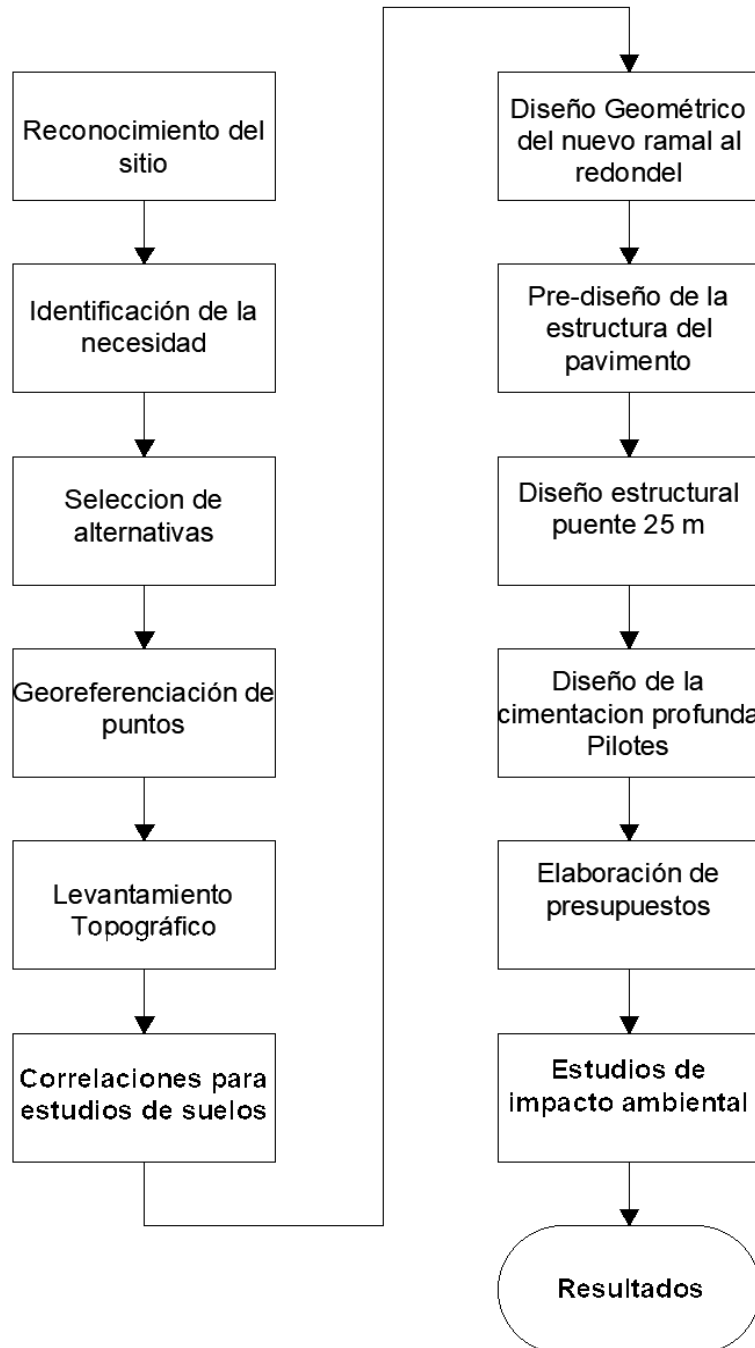
Se verificará la deflexión producida por la carga transitoria del vehículo de diseño. Para construcciones de acero y hormigón, se debe considerar los siguientes límites de deflexión (AASHTO A. A., 2017):

- Carga vehicular, general: *Longitud del puente/800*
- Cargas vehiculares y/o peatonales: *Longitud del puente/1000*
- Carga vehicular sobre voladizos: *Longitud del puente/300*
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos: *Longitud del puente/375*

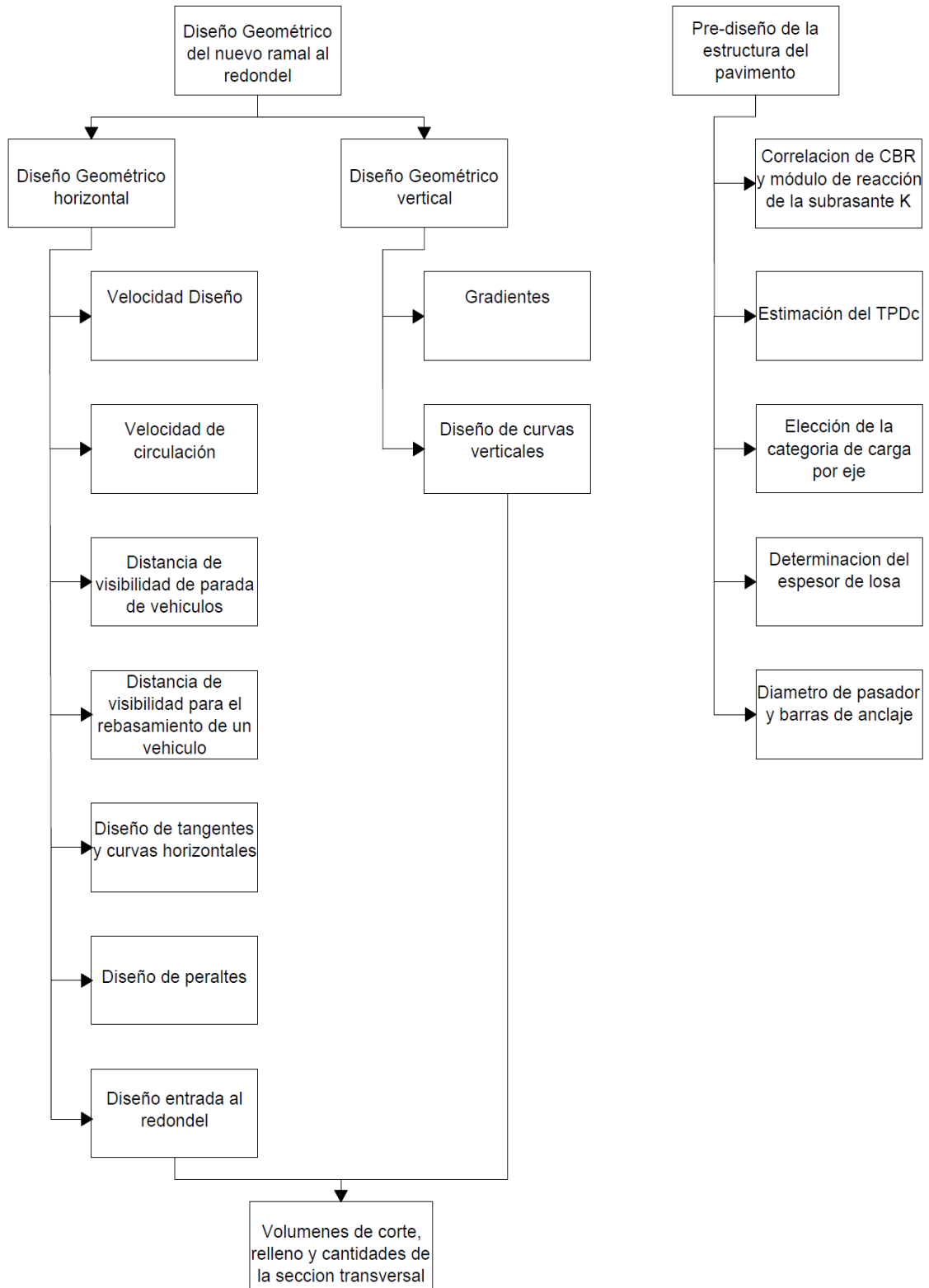
CAPÍTULO 2

2. METODOLOGÍA

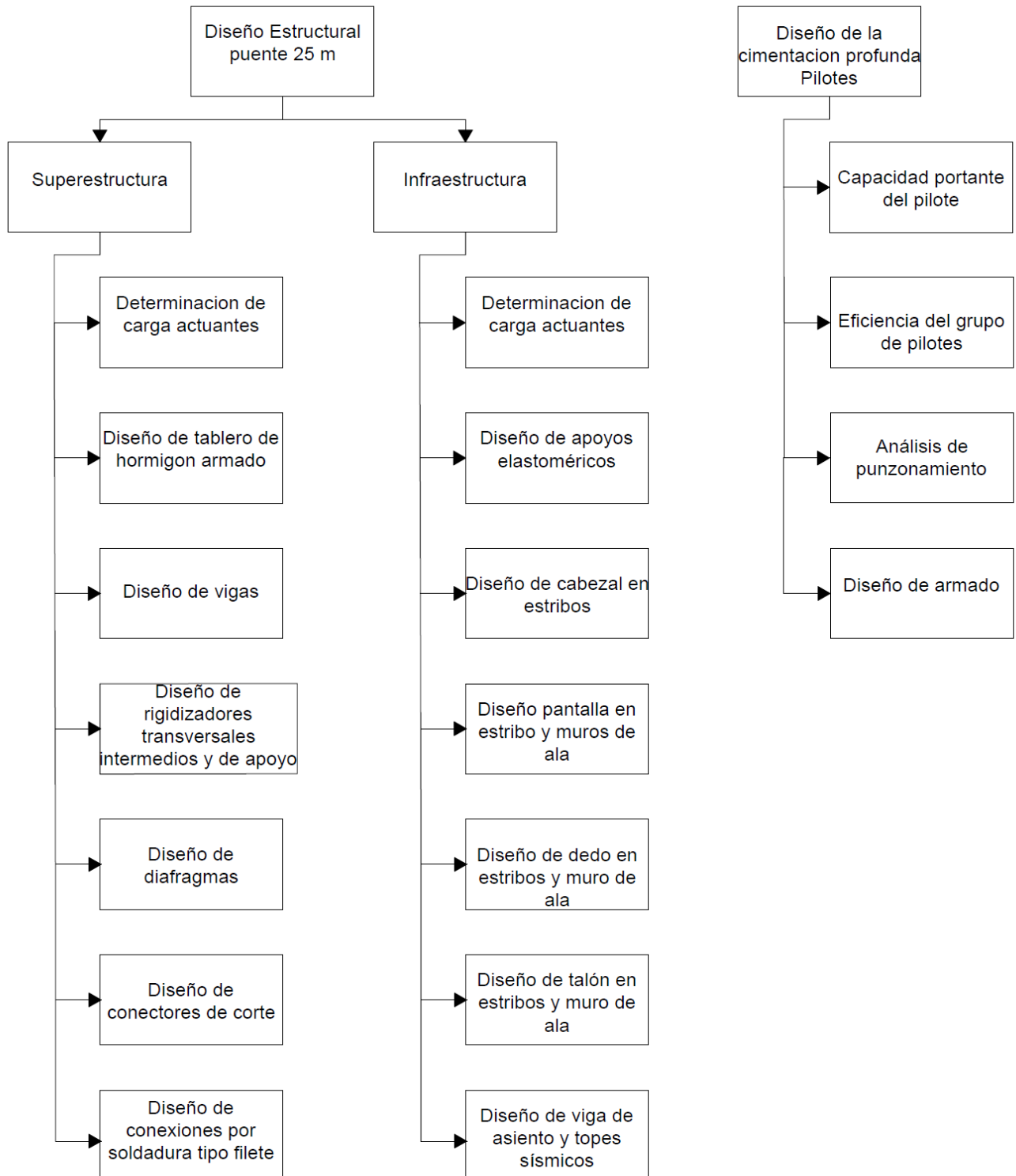
2.1. Procedimiento General



2.1.1. Nuevo acceso vial: Diseño Geométrico y Pavimento



2.1.2. Puente L=25 m: Superestructura, infraestructura y cimentación profunda



2.2. Descripción de las alternativas

Para el diseño final de la vía que conecta a un puente de aprox. 20 m de longitud, se toma en consideración el crecimiento de vehículos que circularán por esta vía a un periodo de diseño de 20 años y 50 años para el puente, por lo que la alternativa seleccionada deberá cumplir con varias variables importantes como: la durabilidad de la vía, el nivel de confort que esta le ofrezca a sus usuarios, que exista una relación eficaz entre calidad-precio de construcción, además de intervalos de mantenimientos considerables y no tan costosos.

Otro factor para tener en cuenta es el trazado final que tendrá el primer tramo de vía y el diseño optado del puente. Debe cumplir con todos los parámetros proporcionados por las normas de diseño además de, buscar satisfacer las necesidades del cliente sin caer en un presupuesto de construcción muy elevado.

Todas las alternativas posteriormente citadas serán revisadas por el tipo de diseño a implementarse, tanto para la vía como para el puente, además del tipo de pavimento a usarse. En este caso, se optó por un pavimento rígido en todas las alternativas planteadas ya que representa un costo por construcción y mantenimiento menor al de un pavimento flexible, debido a que será destinado para tráfico pesado teniendo una relación de costo final considerando vida útil menor a si optáramos por un pavimento flexible. Además de ofrecer mejores características mecánicas y superficiales.

2.2.1. Diseño de vía y puente 1

El desarrollo de esta alternativa consiste en que el tramo de vía a diseñar conecta al anillo vial ya existente como puede verse en el Gráfico 2.1, la ventaja de este diseño radica en que usamos al redondel como distribuidor de tráfico para generar otra salida, manteniendo orden y respetando los parámetros correspondientes a la entrada y salida de redondeles según la guía FHWA-“Rotondas Modernas”. El nuevo tramo de vía, igual a las salidas ya existentes del redondel será de dos carriles con circulación vehicular en ambos sentidos, constará de espaldones y cunetas triangulares como drenaje superficial. Esta vía a su vez conecta a un puente de 25 m de longitud, debido a que el eje de la vía cruza con las tuberías de desfogue de la planta de bombeo de aguas lluvias de la ciudad.

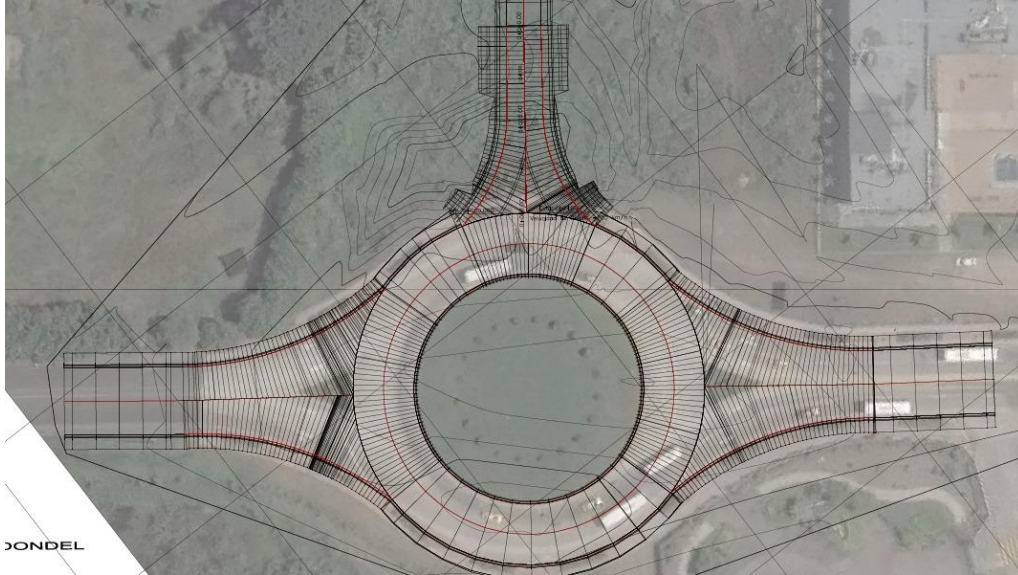


Gráfico 2.1 Tramo de vía nuevo

2.2.2. Diseño de vía y puente 2

Esta alternativa va de la mano con lo que deseaba el cliente, la diferencia se encuentra en las conexiones que tendría el nuevo tramo a la vía ya existente, teniendo un tramo específico para salida y otro de entrada de vehículos a la nueva vía más uno general (vía con dos carriles con circulación en ambas direcciones) que conecta al redondel como tal. El segundo tramo donde se encuentra el puente se mantiene igual a la primera alternativa.

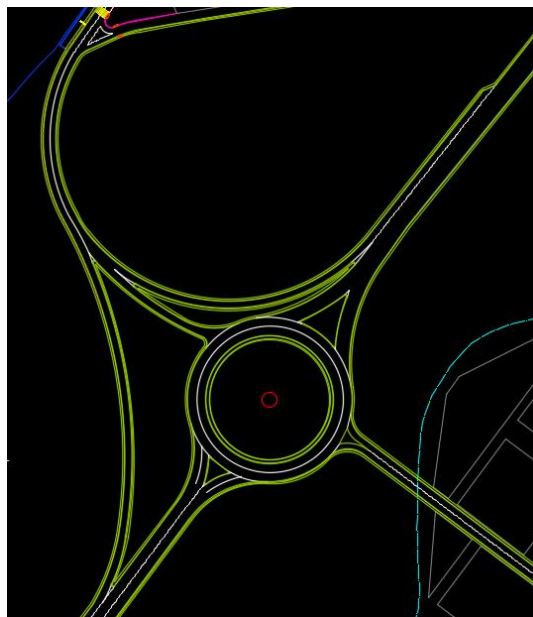


Gráfico 2.2 Alternativa 2 para el tramo de vía

Fuente: Municipio de Babahoyo.

2.3. Selección de alternativa optima

Para la selección de la alternativa más eficiente se tuvieron presentes varios factores, entre ellos: facilidad constructiva, factor económico, tráfico, probabilidad de ocurrencia de accidentes.

La alternativa 2 al tener dos ramales extras de acceso a la vía, la hace más costosa por el movimiento de tierras que se debe realizar, además del costo del concreto y de material de base granular para el diseño del pavimento. Además de no ser una opción viable ya que un redondel como tal funciona como un distribuidor de tráfico y al generar 3 ramales de acceso a un mismo tramo de vía, puede generar confusión a los usuarios como también generar posibles accidentes por la constante entrada y salida de vehículos en cada uno de estos ramales, a diferencia de tener una sola entrada central que conecte al redondel, reduciendo costos de construcción en general y reducción a la probabilidad de ocurrencia de accidentes de tránsito, ya que no existirá la entrada y salida constante de vehículos en su mayoría pesados, de estos ramales de acceso, por lo que la alternativa 1 sería la más óptima y viable.

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1. Diseño vías y conexión ramal del redondel

3.1.1. Diseño geométrico

El diseño geométrico consiste en relacionar y mantener una inercia entre los elementos de físicos de la vía, como lo son el alineamiento horizontal y vertical, las pendientes longitudinales y transversales, distancia de visibilidad, el peralte generado en curvas, el ancho de carril de acuerdo el orden al que pertenece la vía, facilidades de frenado y la aceleración permitida para mantener una condición de seguridad controlada.

3.1.2. Diseño horizontal

a) Velocidad de diseño

Para la vía considerada de segundo orden, con una topografía que está en el rango de llanura y un tráfico proyectado de 20 mil vehículos. Para el tramo de vía que conecta con el redondel, la velocidad de diseño está determinada por la máxima velocidad de entrada al redondel la cual es de 35 Km/h, como se presenta en la tabla 3.1 Para el tramo el tramo ubicado frente a la planta de bombeo se considera una velocidad recomendada para el tránsito dentro de la ciudad, por lo que la velocidad de diseño es de 50 Km/h.

b) Velocidad de circulación

Debe analizar la velocidad de circulación para cada tramo diseñado, con el uso de la siguiente tabla que presenta la velocidad de circulación para distintos volúmenes de tránsito y velocidades de diseño. Para el tramo que conecta con el redondel la velocidad de circulación es la misma que la de diseño 35 Km/h y para el segundo tramo, la velocidad de circulación es de 46 Km/h.

Tabla 3.1 Relaciones entre velocidades de diseño y circulación. Fuente: MOP 2003

VELOCIDAD DE DISEÑO EN KM/H	VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN EN KM/H		
	VOLUMEN DE TRANSITO BAJO	VOLUMEN DE TRANSITO INTERMENDIO	VOLUMEN DE TRANSITO ALTO
25	24	23	22
30	28	27	26
40	37	35	34
50	46	44	42
60	55	51	48
70	63	59	53
80	71	66	57
90	79	73	59
100	86	79	60
110	92	85	61

b) Distancia de visibilidad para la parada de un vehículo

la distancia de visibilidad es la separación mínima que un conductor requiere para que pueda detenerse antes de hacer contacto con otro vehículo. Para determinar la distancia de visibilidad se hace uso de la siguiente ecuación.

$$d_{vp} = d_1 + d_2 \quad (3.1)$$

En la cual:

d_1 = indica la distancia transitada por el vehículo desde el momento en que el conductor capta la presencia de otro vehículo más la reacción.

d_2 = indica la distancia recorrida luego de hacer uso de los frenos del vehículo.

Para determinar tanto la distancia d_1 y d_2 , hacemos uso de las siguientes ecuaciones.

$$d_1 = \frac{t}{3.6} Vc \quad (3.2)$$

$$d_2 = \frac{Vc^2}{254f} \quad (3.3)$$

$$d_2 = \frac{1.15}{Vc^{0.3}} \quad (3.4)$$

Donde:

$t = 2.5 \text{ s}$ = tiempo de percepción más reacción el cual ha sido determinado por pruebas.

f = coeficiente de fricción longitudinal del vehículo con la calzada.

V_c = velocidad de circulación recomendada

Por lo tanto:

Tabla 3.2 Distancias de visibilidad de parada

Ubicación	d1	d2	f	dvp
Tramo 1	24.3	12.18	0.396	36.49
Tramo 2	31.9	22.85	0.365	54.79

d) Distancia de visibilidad para el rebasamiento de un vehículo.

Esta se refiere a la mínima distancia de visibilidad en la cual un conductor tiene la comodidad, confort y seguridad para poder adelantar otro vehículo que circula en el mismo carril y en la misma dirección, sin llegar afectar la velocidad del vehículo rebasado. Para determinar dicha distancia, hacemos uso de la siguiente expresión, la cual se usa para rangos de velocidades de diseño entre 30 y 100 Km/h.

$$dr = 9.54Vd + 218 \quad (3.5)$$

En la cual:

V_d = es la velocidad de diseño para cada tramo.

Tabla 3.3 Distancias de rebasamiento

Ubicación	dr
Tramo 1	115.9
Tramo 2	220.8

El MOP 2003 indica que para caminos vecinales la distancia de rebasamiento debe ser no mayor a 210 m.

e) Tangentes.

Las tangentes son las partes consideradas rectas de una vía, las cuales están conectadas entre sí por curvas. Por lo tanto, la distancia entre el fin de una curva anterior

y el inicio de una curva posterior se denomina tangente. Estas tangentes están condicionadas a normas, ya que distancias muy largas son causantes de accidentes.

f) Curvas circulares.

Geoméricamente son arcos de círculos usados para unir tangentes entre sí. Estas cuervas están conformadas por varios elementos que tiene gran importancia al momento de trazar el eje de la vía en campo, entre los cuales tenemos:

- Radio de curvatura

Estos radios de curvatura, Rc, fueron obtenidos mediante el software Civil 3D

Tabla 3.4 Radios de curvatura

TRAMO	Número de curva	Radio de curvatura [m]
Tramo 1	curva 1	44.65
Tramo 2	curva 2	20.35
	curva 3	69.55
	curva 4	200.00

- Grado de curvatura

El grado de curvatura se obtiene mediante la siguiente expresión, la cual depende del radio de curvatura Rc.

$$\frac{Gc}{20} = \frac{360}{2\pi * Rc} \tag{ 3.6}$$

- Ángulo central

Representa el ángulo central formado por la curva circular y el igual a la deflexión generada en las tangentes, representado con la letra α.

- Tangente de curva

Es la distancia proyectada sobre la prolongación de las tangentes entre el inicio y fin de la curva y se representa con la letra T, la cual se obtiene con la siguiente expresión.

$$T = Rc * \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (3.7)$$

- Longitud de la curva

En la longitud de arco presente entre el inicio y fin de la curva, y se representa con las letras Lc, la cual se determina con la siguiente expresión.

$$Lc = \frac{\pi * Rc * \alpha}{180} \quad (3.8)$$

- Longitud de cuerda

Es la recta ubicada entre dos puntos de la curva, la cual se representa con las letras Lc y se obtiene con la siguiente expresión.

$$Lc = 2 * Rc * \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (3.9)$$

- Cuerda larga

Esta distancia representa la longitud entre el punto de inicio y fin de la curva, la cual se representa con las letras CL y se obtiene con el uso de la siguiente ecuación.

$$CL = 2 * Rc * \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (3.10)$$

- Externa

Se considera como la distancia mínima existente entre el PI y la curva, la cual se representa con la letra E y se obtiene con la siguiente expresión.

$$E = Rc * \left(\sec\left(\frac{\alpha}{2}\right) - 1\right) \quad (3.11)$$

- Ordenada media

Representa la longitud de la flecha en el punto medio de la curva, la cual se representa con la letra M y se obtiene con la siguiente expresión.

$$M = Rc - Rc * \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (3.12)$$

- Deflexión de un punto cualquiera perteneciente a la curva

En un ángulo considerado entre el inicio de la curva y la tangente de un punto considerado, el cual se representa con la letra θ y se obtiene con la siguiente expresión.

$$\theta = Gc * \frac{L}{20} \quad (3.13)$$

- Puntos del Abcisado

Pc = es el punto de inicio de la curva

PI = es el punto intermedio de la curva = PC+T

PT = es el punto final de la curva = PC+Lc

Tabla 3.5 Resumen de elementos geométricos de las curvas horizontales

Número de curva	Rc	Gc	α	Lc	CL	E	M	θ
1	44.66	25.66	70°34'54"	55.01	51.60	10.06	8.21	1.23
2	20.35	56.32	12°39'17"	4.49	4.49	0.13	0.12	0.22
3	69.55	16.48	18°00'45"	21.87	21.78	0.87	0.86	0.31
4	200.00	5.73	18°53'13"	65.93	65.63	2.75	2.71	0.33

Tabla 3.6 Elementos del Abcisado

Número de curva	Pc	PI	PT
1	0+072.842	0+104.451	0+127.856
2	0+506.556	0+508.813	0+511.051
3	0+537.41	0+548.464	0+559.305
4	0+670.084	0+637.422	0+670.084

f) Peraltes

el peralte en una propiedad que se presenta en las curvas de una vía con la finalidad de mantener una fuerza centrípeta que permita que el vehículo transite a cierta velocidad sin llegar a salirse del carril transitado. El peralte se puede determinar con el uso de la siguiente expresión.

$$e = \frac{Vd^2}{127 * Rc} - f \quad (3.14)$$

En la cual:

e = peralte de la curva [m/m]

Vd = velocidad de diseño para cada tramo [Km/h]

R = radio de curvatura [m]

f = máximo coeficiente de fricción lateral.

Tabla 3.7 Valores de coeficiente de fricción lateral

REQUERIMIENTOS	VALORES LIMITES PERMISIBLES DE F, SEGUN EL PAVIMENTO		
	SECO	HÚMEDO	CON HIELO
Estabilidad contra el volcamiento	0.8	0.6	0.6
Estabilidad contra el deslizamiento	0.36	0.24	0.12
Comodidad del viaje para el pasajero	0.15	0.15	0.15
Explotación económica del vehículo	0.16	0.1	0.1

Tabla 3.8 Peraltes calculados para cada curva

Número de curva	Peralte
Curva 1	0.12
Curva 2	0.72
Curva 3	0.14
Curva 4	-0.02

Las especificaciones del Diseño geométrico de carreteras MOP 2003 recomiendan un peralte máximo de 10% para carreteras y caminos con capaz de rodadura asfáltica para velocidades de 50 Km/h y de 8% para carreteras de menor orden y velocidades menores a 50 Km/h.

g) Desarrollo de peraltes y longitud de transición

Para realizar la transición de una sección lineal y plana a una sección peraltada, se debe crear una sobreelevación que produce el peralte, la cual se determina con la siguiente expresión.

$$h = e * b \quad (3.15)$$

En la cual:

e = Peralte máximo

b = ancho de calzada = 7.20 [m]

Por lo tanto:

$$h' = 0.1 * 7.2 = 0.72 \text{ [m]}$$

La Norma de Diseño Geométrico de Carreteras MOP 2003, recomienda una pendiente longitudinal de 0.65% para el incremento de peraltes a una velocidad de 50 Km/h.

La distancia mínima en la cual se debe desarrollar el peralte se determina con la siguiente expresión.

$$L_{min} = 0.56 * Vd \quad (3.16)$$

Por lo tanto, el desarrollo de peralte se debe dar a 28 Km/h.

h) Radio mínimo de curvatura

El radio mínimo de curvatura, también denominado Rmin, es el mínimo radio que se puede integrar en una curva permitiendo la seguridad de tránsito a la velocidad de diseño. Este radio se determina con la siguiente expresión.

$$R_{min} = \frac{Vd^2}{127 * (e_{max} + f_{max})} \quad (3.17)$$

En la cual:

Vd = es la velocidad de diseño;

e_{max} = es el máximo peralte, 10%;

f_{max} = es el máximo coeficiente de fricción lateral.

Tabla 3.9 Radios mínimos de curvaturas por tramos

Ubicación	Rmin
Tramo 1	55
Tramo 2	100

3.1.3. Diseño vertical

a) Gradientes

Debido a la topografía de llanura que presenta el terreno, se debe considerar una pendiente longitudinal máxima del 2%. Así mismo se recomienda que la pendiente mínima sea del 0.5%, con lo cual se pueda asegurar un bombeo que permita que el agua no se estanque. En casos de que se estrictamente necesario tener pendientes de 0%, hay que asegurar que las pendientes transversales tengan la capacidad de drenar el agua de lluvia.

VALORES DE DISEÑO DE LAS GRADIENTES LONGITUDINALES MAXIMAS (Porcentaje)										
Clase de Carretera				TPDA	Valor Recomendable			Valor Absoluto		
					L	O	M	L	O	M
R—Io	R—II	>	8.000	TPDA	2	3	4	3	4	6
1	3.000	a	8.000	TPDA	3	4	6	3	5	7
II	1.000	a	3.000	TPDA	3	4	7	4	6	8
III	300	a	1.000	TPDA	4	6	7	6	7	9
IV	100	a	300	TPDA	5	6	8	6	8	12
V	Menos de		100	TPDA	5	6	8	6	8	14

Gráfico 3.1 Gradientes longitudinales máximas

c) Curvas Verticales

- Curva vertical convexa

Para este tipo de curvas la distancia de visibilidad juega el papel más importante para el diseño, ya que se debe prever de la ubicación de posibles vehículos cercanos.

- Curva vertical cóncava

Para este tipo de curvas la distancia iluminada por los faros de los vehículos para tránsito nocturno juega un papel de gran importancia.

- Longitud de la curva

Esta representa la proyección de la curva vertical, se la determina con el uso del punto de comienzo y fin de la curva a través de la siguiente expresión.

$$L = PTV - PCV \quad (3.18)$$

- Punto de intersección de la curva PIV

El punto medio representa el punto más bajo o alto en el que estará el conductor a atravesar una curva vertical. Este punto se determina con la siguiente expresión.

$$PIV = PCV + \frac{L}{2} \quad (3.19)$$

- Pendientes de entrada y salida a la curva

Estas pendientes juegan un papel de gran importancia, ya que el grado de inclinación indicara la distancia que puede recorrer un vehículo y en caso de presentarse grandes distancias a recorrer de forma vertical se debe disminuir esa pendiente creando un efecto de descanso.

$$\text{Pendiente de entrada} \rightarrow S1 = \frac{PIV-PCV}{\frac{L}{2}} * 100\% \quad (3.20)$$

$$\text{Pendiente de salida} \rightarrow S2 = \frac{PTV-PIV}{\frac{L}{2}} * 100\% \quad (3.21)$$

- Diferencia algebraica de las pendientes

La diferencia algebraica de las pendientes o gradientes verticales se determina con la siguiente expresión:

$$A = S1 - S2 \quad (3.22)$$

- Coefficiente angular de la curva vertical

También conocido como K o coeficiente angular para curvas verticales, se puede determinar con el uso de la siguiente expresión:

$$K = \frac{Lc}{A} \quad (3.23)$$

- Longitud mínima de la curva vertical

La distancia mínima a la que debe desarrollarse la curva vertical se determina con la siguiente expresión:

$$L_{min} = 0.6Vd$$

(3.24)

Tabla 3.10 Resumen de elementos geométricos de las curvas verticales

Tramo	#Curva	PCV	Lc	PTV	PIV	S1	S2	A	K	Lmin
Tramo 1	curva 1	107.00	125.69	232.69	169.84	0.37	-0.59	0.96	130.92	21.00
Tramo 2	curva 2	584.00	2.38	586.38	585.19	0.00	-1.60	1.60	1.48	30.00

3.1.4. Sección transversal

La sección transversal de la vía depende del volumen de tráfico futuro o TPDA para la cual fue diseñado. Por lo tanto, para una vía de segundo orden, se muestran las dimensiones correspondientes en el Gráfico 3.2.

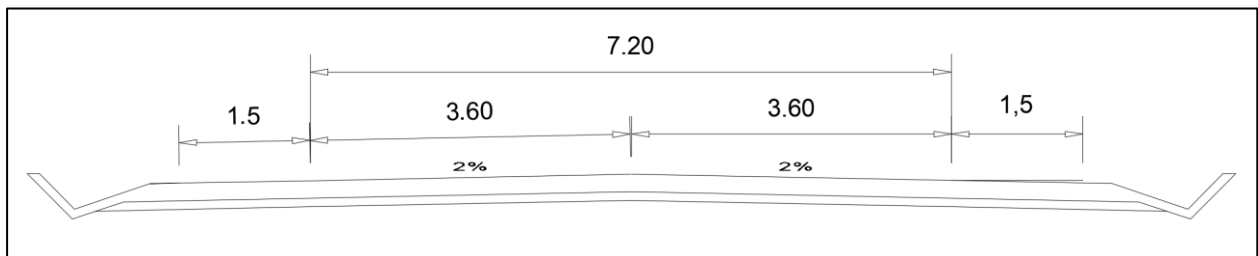


Gráfico 3.2 Sección típica de la vía

El mismo diseño de la sección transversal esta creado para tener un óptimo bombeo, la norma de diseño geométrico de carreteras de MOP 2003 indica que para vías de dos carriles de circulación se proporcionen de 2 a 4 % de inclinación y en las secciones generadas en curvas el bombeo se superpone con el peralte necesario para que la pendiente transversal se desarrolle sin irregularidad.

3.2. Diseño de pavimento

La variable más importante en el diseño de pavimento es el tránsito ya que, el número y peso de los ejes de éstos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento. (Montejo, 2000)

Del diseño geométrico se determinó una vía de 7.20 m de ancho de calzada con 1.5 m de ancho de espaldones con el objetivo de reducir los esfuerzos de flexión y las deflexiones producidas por la carga vehicular. Cabe recalcar que, no se realizó estudios de suelos necesarios para un eficiente diseño del pavimento, sin embargo, se hizo uso

de tablas y referencias de diseño de pavimentos proporcionados por la PCA, determinando parámetros del suelo más allegados a aquellos presentes en campo, estas tablas se basan de estudios y ensayos anteriores, parametrizando estos valores de acuerdo con el tipo de subrasante del lugar.

Se optó de un pavimento rígido de losa de concreto simple, con bermas y pasadores en las juntas para que actúen como dispositivos de transferencia de carga. Su estructura se basó en un periodo de diseño de 20 años y con la ayuda de perforaciones realizadas aledañas al lugar que fueron proporcionadas por el Municipio (ver apéndice A), se determinó mediante correlaciones parámetros como el CBR (California Bearing Ratio) que nos permitió evaluar la calidad del terreno para subrasante del sitio.

Antes del diseño del pavimento, se determinó el TPDA (tráfico promedio diario anual) con ayuda de reportes proporcionados por la prefectura de Los Ríos sobre la ciudad de Babahoyo, donde se calculó el porcentaje de transporte pesados que afectarán al nuevo acceso vial propuesto, todo esto a una proyección de 20 años que corresponde al periodo de diseño usando tasas de crecimiento del tráfico propuestos por la MTOP para la zona de estudio.

Tabla 3.11 Tasas de crecimiento del tráfico (%)

Provincia: Los Ríos. Fuente: MTOP

TASAS DE CRECIMIENTO DEL TRÁFICO (%)

PROVINCIA: LOS RÍOS

PERIODO	VEHÍCULOS		
	LIVIANO	BUS	CAMION
2005-2010	4.53	1.65	1.90
2010-2015	4.74	1.47	1.69
2015-2020	4.26	1.32	1.52
2020-2030	2.82	1.20	1.39

El TPDA reportado para el año 2018 para vehículos en el acceso sur de Babahoyo- vía a Guayaquil, se encuentra detallado en la siguiente tabla.

Tabla 3.12. Tráfico promedio diario anual, año 2018.

Fuente: Reporte anual de la provincia

VEHICULOS	TPDA	%
Liviano	8716	65,48
Bus	2312	17,37
Camiones 2 ejes	1710	12,85
Camiones 3 ejes	227	1,71
Camiones 5 ejes	174	1,31
Camiones 6 ejes	172	1,29
TPDA TOTAL	13311	100,0

Con estos valores y las tasas de crecimiento vehicular, se calculó el TPDA proyectado a 20 años, valor usado para el diseño de la estructura del pavimento. En la tabla posterior, se presenta de modo resumen el detalle por tipo vehículo y valor correspondiente a la proyección por el periodo de diseño.

Tabla 3.13. TPDA proyectado año 2040

Vehículo	TPDA AÑO 2040	Porcentaje
Autos	16,524	73.0%
Buses	3,013	13.3%
Camiones	3,101	13.7%
Camión 2 Ejes Grande 2DB	2,323	10.3%
Camión 3 Ejes 3-A	308	1.4%
Camión 4 Ejes 4-C	0	0.0%
Camión 5 Ejes 3S2	236	1.0%
Camión 6 Ejes 3S3	234	1.0%
TOTAL	22,638	100.0%

Una vez determinado el tráfico proyectado para la zona, se determina el tipo de suelo de subrasante presente que, de acuerdo con las perforaciones corresponde a un limo elástico MH para la clasificación unificada y A-5 para la clasificación AASHTO.

La PCA se basa en dos criterios de diseño, por fatiga y por erosión, siendo el primero enfocado en proteger al pavimento contra la acción de los esfuerzos producidos por la acción repetida de las cargas (Montejo, 2000) y el segundo, limita los efectos de la deflexión en los bordes de las losas.

Con ayuda del Gráfico 3.3 y con la clasificación del suelo antes mencionada, se determina el valor del CBR necesario para correlacionar el módulo de reacción (k), que mide la resistencia de la subrasante.

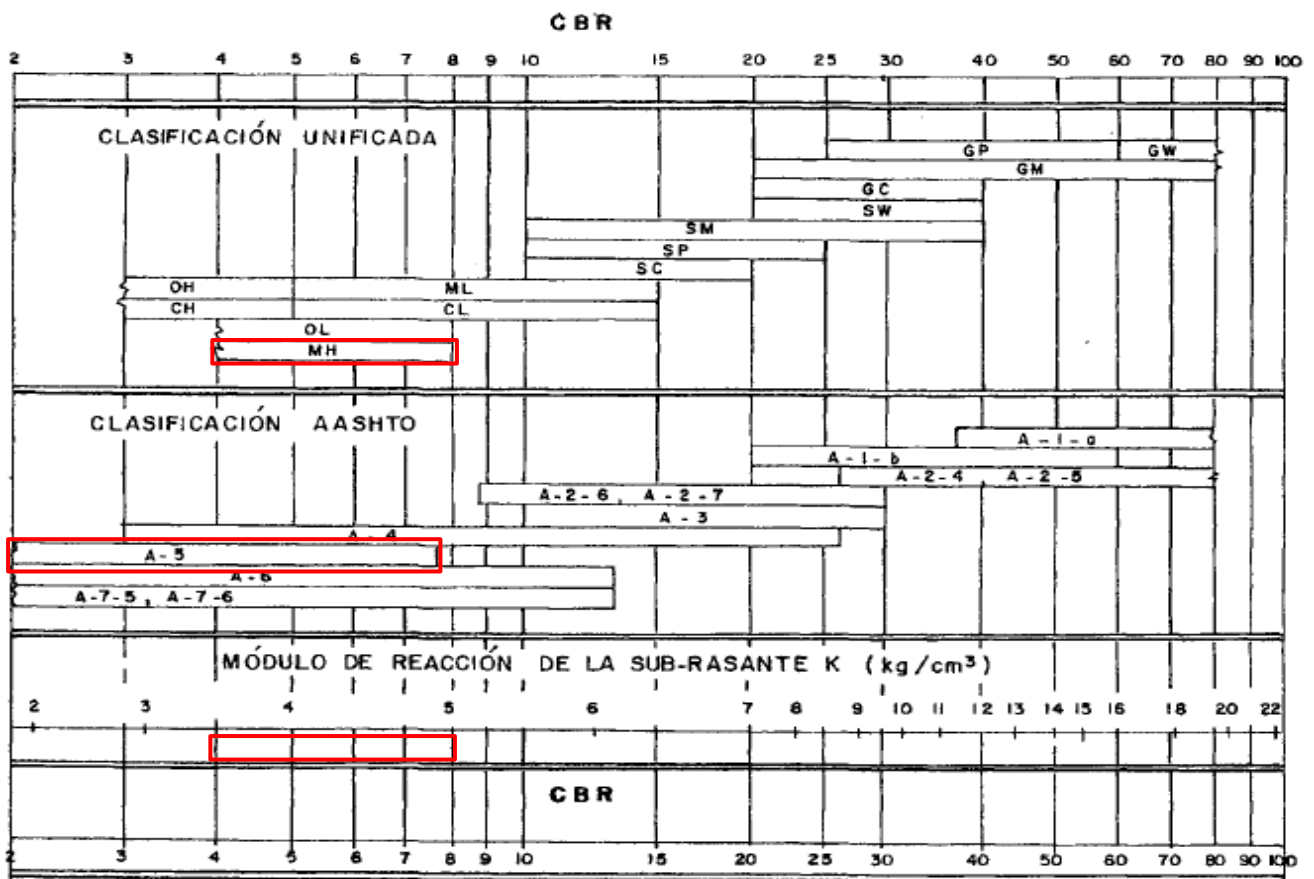


Gráfico 3.3 Relaciones aproximadas entre los valores de resistencia y clasificación del suelo.
Fuente: PCA

Obteniendo un CBR dentro del rango de:

$$CBR = 4 - 8\%$$

$$CBR \text{ adoptado} = 5\%$$

Y un módulo de reacción de la subrasante de:

$$K = 3.5 - 5 \frac{kg}{cm^3}$$

$$K \text{ adop} = 41.68 \text{ MPa/m}$$

Por tema de seguridad, además de prevenir el fenómeno del bombeo se implementa una subbase granular de 100 mm, provocando un aumento en el valor K. La Tabla 3.14 muestra el incremento esperado del módulo colocando esta subbase.

Tabla 3.14 Efecto de la subbase granular sobre los valores de K.

Fuente: PCA

Efecto de la subbase granular sobre los valores de K									
Valor de K para sub-rasante		Valor de K para subbase por combinada							
		100 m.m.		150 m.m.		225 m.m.		300 m.m.	
Mpa/m	lb/pulg. ³	Mpa/m	lb/pulg. ³	Mpa/m	lb/pulg. ³	Mpa/m	lb/pulg. ³	Mpa/m	lb/pulg. ³
20	73	23	85	26	96	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	57	210	66	245
60	220	64	235	66	245	76	280	90	330
80	295	87	320	90	330	100	370	117	430

Obteniendo un nuevo valor de K de la unión subrasante- subbase de:

$$K_{adop} = 47 \text{ MPa/m}$$

Como no se dispone de datos sobre distribución de cargas por eje por lo que, no es posible tener una información detallada sobre el consumo de fatiga y daño por erosión, la PCA propone un procedimiento simplificado de diseño, dividiendo la clasificación en cuatro categorías de tránsito previamente estudiadas.

Uno de los requerimientos del método simplificado recae en el módulo de rotura del concreto, donde el usado debe ser de buena de calidad con resistencias a flexión dentro del rango de 4.1 a 4.4 MPa.

Para el proyecto se determinó usar un concreto con módulo de rotura de 4.1 MPa.

Tabla 3.15. Categorías de carga por eje propuesto por la PCA para el método simplificado

Categorías de carga por eje						
Categorías de carga por eje	Descripción	Tránsito			Máximas cargas por eje (KN)	
		TPD	TPDC		Ejes simples	Ejes tándem
			%	Diario		
1	- Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 - 800	1 - 3	hasta 25	98	160
2	- Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (alto). - Calles, arterias y carreteras primarias (bajo).	700 - 5000	5 - 18	40 - 1000	115	195
3	- Calles arterias, y carreteras primarias (medio). - Vías expresas y autopistas urbanas e interestatales (bajo a medio).	3000 - 12000 (2 carriles) 3000 -50000+ (4 carriles o más)	8 - 30	500 -5000+	133	230
4	- Calles arterias, carreteras primarias y vías expresas (alto). - Autopistas urbanas e interestatales (medio a alto).	3000 - 20000 (2 carriles) 3000 -150000 (4 carriles o más)	8 - 30	1500 -8000+	151	267

* Los términos bajo, medio y alto se refieren a los pesos relativos de las cargas por eje, para el tipo de calle o carretera considerada; esto es, "bajo" para una autopista interestatal puede representar cargas mucho más pesadas en una carretera secundaria.

Tabla 3.16. TPD-C Admisible - Categoría 3 de carga por eje para pavimentos con juntas con pasadores

	Sin berma o sardinel de concreto					Con berma o sardinel de concreto					
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (MPa/m)				Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante-subbase (MPa/m)				
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	Muy alto (70 +)	
MR = 4.4 MPa	180				36	160				24	100
	190			37	170	170		46	120	460	
	200		57	160	640	180	50	210	530	1.800	
	210	51	220	580	2.200	190	210	800	2.000	6.600	
	220	180	740	1.900	7.100	200	770	2.800	6.700		
	230	580	2.300	5.900	12.200	210	2.500	9.100			
MR = 4.1 MPa	240	1.700	6.700	13.900	19.000	220	7.900				
	250	4.700	16.300	21.100							
	260	12.800	24.200								
	270	23.000									
	190				40	160				24	
	200			39	170	170			30	120	
MR = 4.1 MPa	210		54	150	610	180		51	140	510	
	220	45	200	530	2.000	190	52	210	540	1.800	
	230	150	630	1.600	6.100	200	210	780	1.900	6.300	
	240	470	1.900	4.800	18.400	210	700	2.500	6.100		
	250	1.300	5.200	13.800		220	2.200	7.900			
	260	3.400	14.400			230	6.500				
MR = 3.8 MPa	270	8.900									
	210			33	150	170				25	
	220		43	120	500	180			30	120	
	230	34	150	410	1.600	190		48	130	470	
	240	110	470	1.200	4.600	200	45	190	470	1.600	
	250	320	1.300	3.400	13.100	210	170	640	1.600	5.100	
MR = 3.8 MPa	260	860	3.500	9.400		220	550	2.000	4.800	15.900	
	270	2.200	9.300			230	1.600	5.900			
	280	5.400				240	4.600				

Partiendo del TPDA proyectado para el año 2040 de 22638 vehículos en los dos carriles, se necesita determinar el TPD-C admisible solo de vehículos pesados superiores a 2 ejes simples y para un carril de diseño, teniendo lo siguiente:

$$TPDA = 22638 ; \text{ dos carriles}$$

$$TPDA = 22638 * 0.5 = 11319 ; \text{ un carril de diseño}$$

$$\% \text{ camiones año 2040} = 0.14$$

$$TPD - C \text{ admisible} = 0.14 * 11319$$

$$TPD - C \text{ admisible} = 3101 \text{ vehículos pesados}$$

Con este valor de TPD-C y en base a la PCA las cargas por ejes se categorizan como nivel 3, ya conociendo su categoría se ingresa a la Tabla 3.16 y se determina un espesor de pavimento de 210mm. Para determinar el diámetro, longitud total y separación de los pasadores, se emplea la Tabla 3.17 obteniendo resultados de 29 ,400 y 300 mm respectivamente.

Tabla 3.17 Recomendaciones para la selección de pasadores de carga

Recomendaciones para la selección de los pasadores de carga				
Espesor del pavimento	Diámetro del pasador		Longitud total	Separación entre centros
	(mm)	(mm) (pulg.)		
0 - 100	13	1/2	250	300
110 - 130	16	5/8	300	300
140 - 150	19	3/4	350	300
160 - 180	22	7/8	350	300
190 - 200	25	1	350	300
210 - 230	29	1 1/8	400	300
240 - 250	32	1 1/4	450	300
260 - 280	35	1 3/8	450	300
290 - 300	38	1 1/2	500	300

Tabla 3.18 Recomendaciones para la selección de las barras de anclaje

Recomendaciones para la selección de las barras de anclaje												
Espesor de losa (cm)	Barras de $\phi 9,5$ m.m. (3/8")				Barras de $\phi 12,7$ m.m. (1/2")				Barras de $\phi 15,9$ m.m. (5/8")			
	Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)			Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)			Longitud (cm)	Separación entre barras según carril (cm)		
		3,05 m	3,35 m	3,65 m		3,05 m	3,35 m	3,65 m		3,05 m	3,35 m	3,65 m
Acero de $f_y = 1.875$ kgf/cm ² (40.000 Psi)												
15		80	75	65		120	120	120		120	120	120
17,5		70	60	55		120	110	100		120	120	120
20	45	60	55	50	60	105	100	90	70	120	120	120
22,5		55	50	45	5	85	80			120	120	120
25		45	45	40		85	80	70		120	120	120
Acero de $f_y = 2.800$ kgf/cm ² (60.000 Psi)												
15		120	110	100		120	120	120		120	120	120
17,5		105	95	85		120	120	120		120	120	120
20	65	90	80	75	85	120	120	120	100	120	120	120
22,5		80	75	65		120	120	120		120	120	120
25		70	65	60		120	115	110		120	120	120

Nota: Cuando se empleen barras de acero liso, las longitudes dadas en la Tabla se multiplicarán por 1,5.

Las barras de anclajes se usan para mantener unidas las caras de las juntas y permitan garantizar que la transmisión de cargas por la trabazón de agregados se eficiente. Se implementarán barras de anclaje de 9.5 mm de diámetro con una separación de 45 cm entre ellas.

Tabla 3.19 Espaciamento de juntas transversales según el tipo de agregado usado en el concreto

Espaciamento de juntas transversales, según el tipo de agregado empleado en el concreto	
Tipo de agregado grueso	Separación máxima entre juntas (m.)
Granito triturado	7.5
Caliza triturada	6.0
Grava calcárea	6.0
Grava silíceo	4.5
Grava menor de 19 mm (3/4")	4.5
Escoria	4.5

De manera de resumen, se optó por un pavimento rígido de losa de concreto simple con un espesor de 210 mm y subbase granular de 100 mm, además de poseer bermas, pasadores de 29 mm de diámetro, con una longitud total de 400 mm y una separación entre centros de 300 mm para las juntas transversales y barras de anclaje de 9.5 mm de diámetro con separación de 45 cm entre ellas para las juntas longitudinales para que actúen como dispositivos de transferencia de carga y mejore la eficiencia en la trabazón del agregado respectivamente.

Las juntas longitudinales se harán por construcción a una distancia de 3.65 m y las juntas transversales por el tipo de agregado usado tendrán una separación máxima de 6 m entre ellas. Además, se implementó una capa de geotextil NT 4000 sobre cada capa (subrasante-subbase) para que sirvan como separador entre ellas, además de evitar posibles asentamientos.

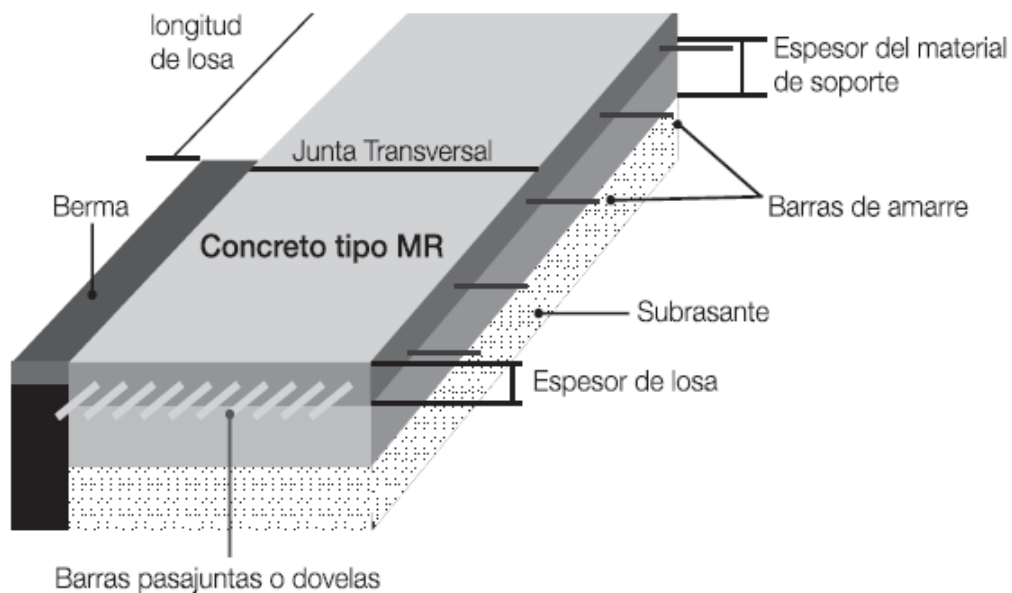


Gráfico 3.4 Esquema del pavimento de concreto adoptado

3.3. DISEÑO DEL PUENTE CON SUPERESTRUCTURA MIXTA

3.3.1. Pre-dimensionamiento: Viga-Losa.

Espesor de losa (t)

Para determinar el espesor mínimo de losa (t) implementada en el puente, se tuvo en consideración la Tabla 2.5.2.6.3-1 de la ASSTHO la cual determina que para tramos simplemente apoyados con acero de refuerzo principal perpendicular al tráfico se usa la siguiente ecuación:

$$t = \frac{1.2(S + 3000)}{30} \geq 175 \text{ mm} \quad (3.25)$$

Dónde:

S= distancia entre ejes de vigas

Asumiendo una separación entre vigas de 2.4 m, obtenemos:

$$S = 2400 - \frac{292.1}{2} = 2253.95 \text{ mm}$$
$$t = \frac{1.2(2253.95 + 3000)}{30} = 210.158 \text{ mm}$$
$$t = 210.158 \geq 175 \text{ mm}$$

Para voladizos de concreto armado con barreras de concreto encima, el espesor mínimo de losa es de 200 mm por lo que el espesor final adoptado sería de 220 mm.

Vigas metálicas

Separación entre vigas

Según la MTOP: $2.0 < S < 3.5 \text{ m}$

Para determinar el número de vigas que tendrá el puente se usó la siguiente expresión:

$$A_T = (n - 1)S_V + 2V \quad (3.26)$$

Dónde:

S_V = separación entre vigas: se probó con una distancia de 2.4 m

A_T = Ancho total del puente: 9.60 m

V = Volado: 1.20 m

n = Número de vigas

$$9.60 = (n - 1)2.4 + 2(1.20)$$

$$n = \frac{9.60 - 2.4 * 1.20}{2.4}$$

$$n = 3.1$$

Se tomó un total de 4 vigas metálicas separadas a 2.4 m entre sí.

Longitud del Alma (D)

Para determinar la longitud del alma de la viga (D), se usó la expresión obtenida de la tabla 2.5.2.6.3-1 de la AASHTO para profundidades mínimas incluyendo el tablero:

$$D = 0.033 L \quad (3.27)$$

Dónde:

L = longitud del puente: 25 m

$$D = 0.033(25m)$$

$$D = 0.825 m \gg 825 mm$$

Se adoptará una altura de 1008 mm por tema de deflexiones explicado posteriormente.

Con los datos obtenidos se usó una viga W 40x277.

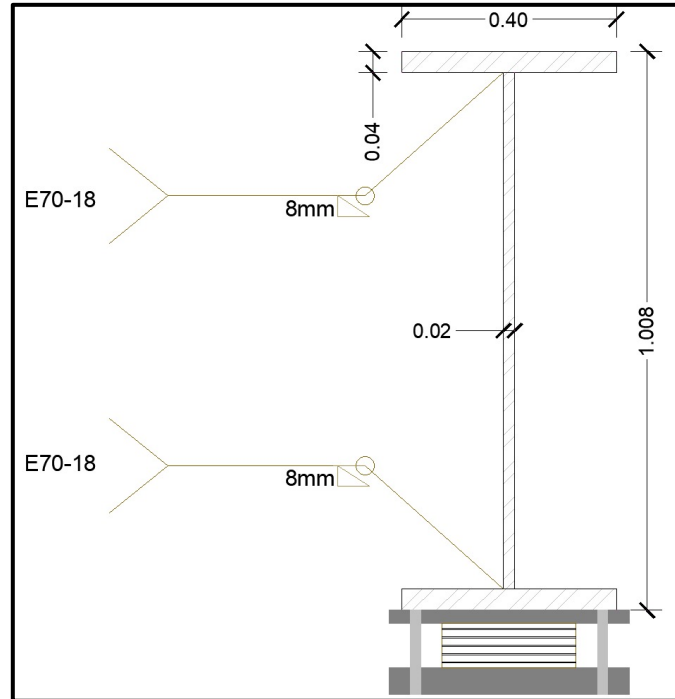


Gráfico 3.5 Sección Transversal de viga usada.

Fuente: Giordano Rosado y Joel Rodríguez

3.4. Parámetros de diseño

Características generales de la Superestructura:

- Vigas simplemente apoyadas.
- Tablero de hormigón armado
- Vigas metálicas
- Número de vigas: 4


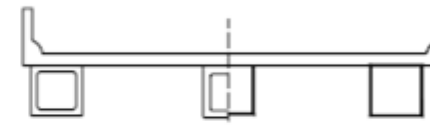


Tabla 3.20. Parámetros de diseño

Fuente: Giordano Rosado y Joel Rodríguez

Descripción	Dimensión (m)
Longitud del puente	25
Ancho del puente	9.60
Número de vigas	4
Longitud de volado	1.20
Espesor de losa de hormigón	0.22
Capa de rodadura (pavimento flexible)	0.05
Separación entre vigas	2.4
Separación entre viga-losa	0.075

Entre las secciones transversales comunes tenemos lo siguiente:

Tabla 3.21 Superestructuras comunes ¹

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (d)

¹ AMERICAN ASOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, LRFD 2010. Puentes de viga y losa pp. 4-32

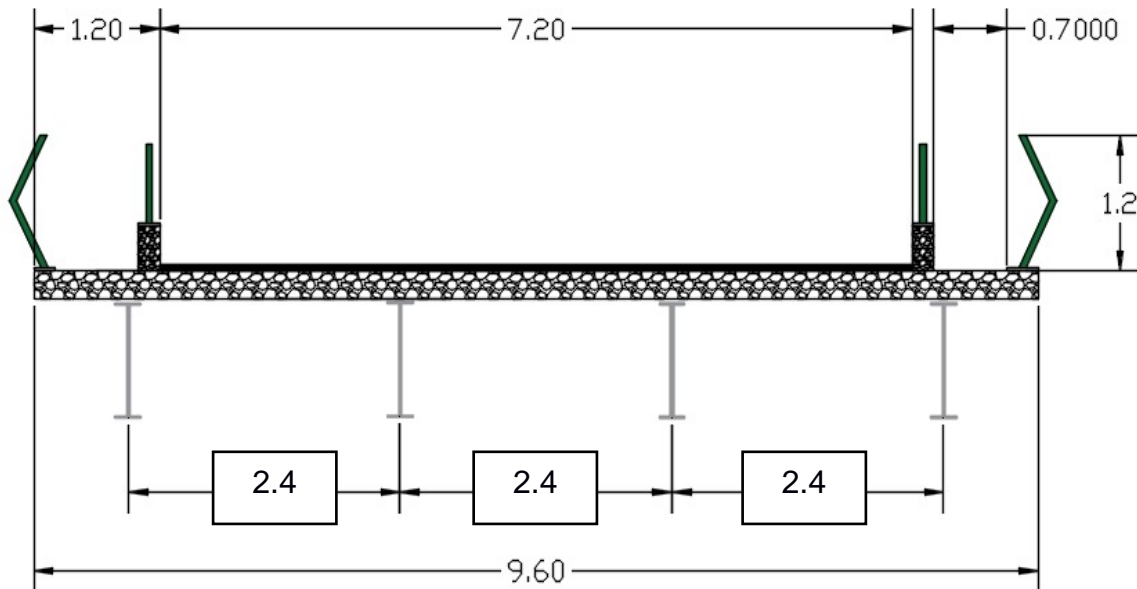


Gráfico 3.6 Detalle de la sección transversal del puente

3.5. Características de los materiales implementados.

3.5.1. Hormigón usado en losa y barreras

Tabla 3.22. Hormigón de Losa

Resistencia a Compresión	280 kgf/cm^2	28 MPa
Peso específico	2.4 t/m^3	2400 kgf/m^3
Módulo de Elasticidad	250980 kgf/cm^2	25098 MPa

3.5.2. Acero usado en vigas

En la siguiente tabla, se muestran las propiedades del acero implementado tanto en los patines como en el alma.

Tabla 3.23 Acero en patines y alma

Acero	Grado 60
Peso específico	7.85 t/m^3
Esfuerzo Mínimo de fluencia	$F_{yf} = 4200 \text{ } kgf/cm^2$
Esfuerzo Último	$F_{uf} = 5200 \text{ } kgf/cm^2$

3.5.3. Acero usado en diafragmas

Tabla 3.24 Acero en Diafragmas

Acero	Grado 50
Peso específico	7.85 t/m ³
Esfuerzo Mínimo de fluencia	$F_{yf} = 3515 \text{ kgf/cm}^2$
Esfuerzo Último	$F_{uf} = 4570 \text{ kgf/cm}^2$

3.5.4. Capa de Rodadura

Tabla 3.25 Capa de Rodadura

Peso Específico	2.30 t/m ³	2300kg/m ³
-----------------	-----------------------	-----------------------

3.6. DISEÑO DE LOSA.

3.6.1. Cargas de Diseño

Cálculo de cargas muertas Tramo Interno

Las cargas muertas se definen según la sección transversal que se ha utilizado. Para el motivo del proyecto, existen dos barandas metálicas para el cruce de peatones, la que está junto al carril tiene un pedestal de hormigón de 40cm de alto. Además, se encuentran las cargas por la losa de hormigón y por la carpeta asfáltica, que se determinarán para 1 m de ancho.

Carga muerta por peso propio de losa

Para calcular la carga por metro lineal de la losa (DClosa), se tiene:

$$DClosa = 0.22m * 1m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 528 \frac{kg}{m}$$

Carga muerta por carpeta asfáltica

$$DW(C.A) = 0.05m * 1m * 2300 \frac{kg}{m^3} = 115 \frac{kg}{m}$$

Carga muerta por baranda metálica

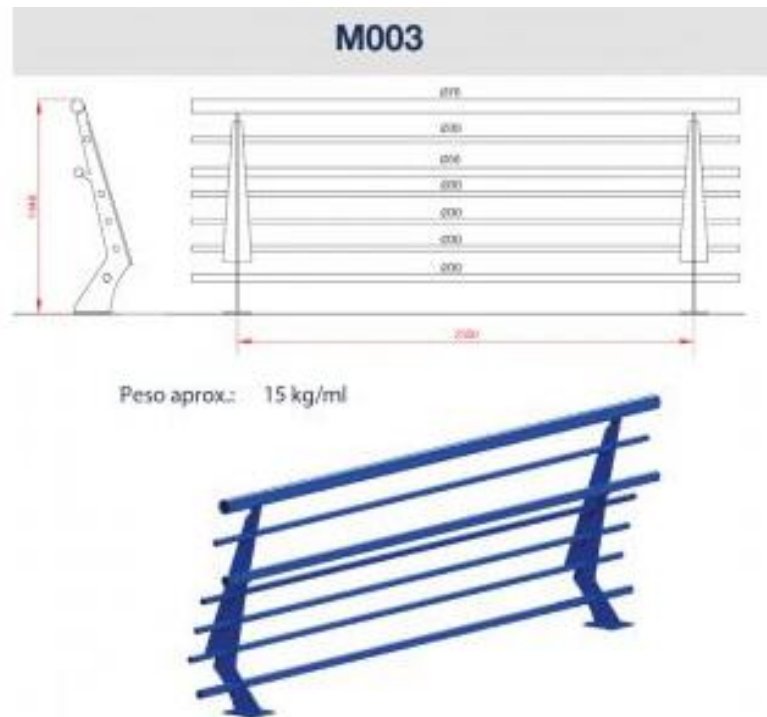


Gráfico 3.7 Peso por metro lineal Baranda Metálica.

$$DC(B.M) = 15 \frac{kg}{m}$$

Carga muerta por bordillo de Hormigón

Tiene una altura de 40 cm y un ancho de 20 cm.

$$DC(Bordillo) = 0.4m * 0.2m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 115 \frac{kg}{m}$$

3.6.2. Diagrama de momentos negativos por cargas muertas.

Se ingresó cada carga detallada en el apartado anterior en el programa SAP para determinar los momentos negativos correspondientes.

Momento negativo por Losa de Hormigón

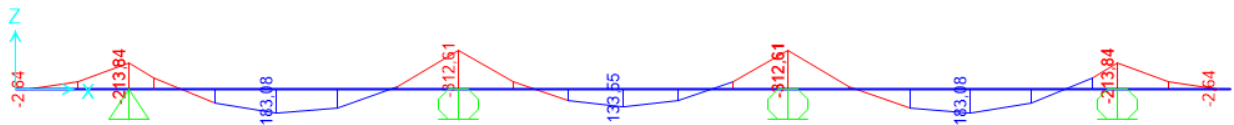


Gráfico 3.8 Diagrama de Momento por la losa

Momento Máximo= -312.61 Kg*m

Momento negativo por Barandas

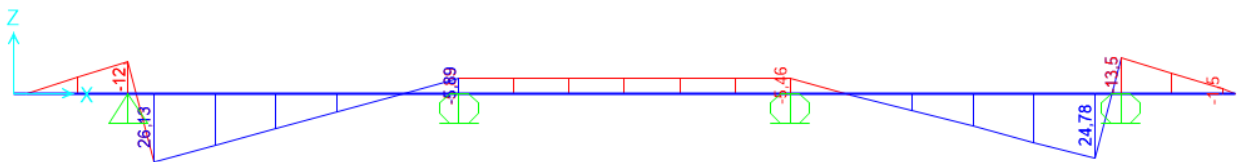


Gráfico 3.9 Diagrama de Momento por las Barandas

Momento Máximo= -5.89 Kg*m

Momento negativo por Carpeta Asfáltica

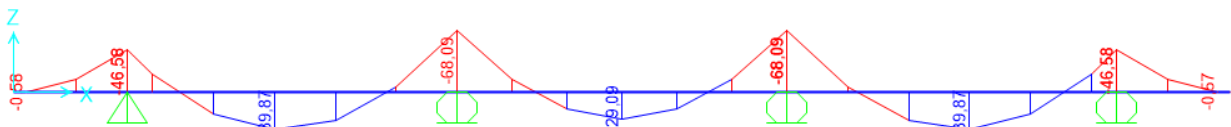


Gráfico 3.10 Diagrama de Momento por la Carpeta Asfáltica

Momento Máximo= -68.09 Kg*m

3.6.3. Cálculo de carga, momento vivo y efecto de carga dinámica

Número de carriles= ancho de calzada/3.6 m

De la AASTHO se tiene que el factor de presencia múltiple para 1 carril cargado es de 1.2 y de la tabla 4.6.2.1.3-1 para franjas equivalentes y con tablero de hormigón armado, se obtiene una ecuación para un ancho de carril primario de:

$$-M = 1220 + 0.25 (S) \quad (3.28)$$

Donde:

S= es la longitud de tramo efectiva: Calculada en el apartado 2.1.1.

$$-M = 1220 + 0.25 (2253.95)mm$$

$$-M = 1783.4875 mm$$

$$-M = 1.79 m$$

Del programa SAP se tiene un momento por carga viva de:

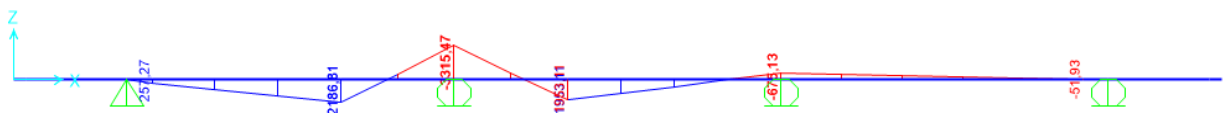


Gráfico 3.11 Momento por carga viva

Momento= -3.32 T-m

De la ecuación:

$$M' = m * \frac{M}{(-)M} \quad (3.29)$$

Donde:

m= factor de presencia múltiple

M= momento obtenido del Sap por carga viva

-M= ancho de carril primario

$$M' = 1.2 * \frac{3.32}{1.79}$$

$$M' = -2.23 T * mdeancho$$

De la Tabla 3.26 para cargas dinámicas, se tiene que un índice de impacto IM es:

Tabla 3.26 Carga dinámica IM. Fuente: AASTHO, LRFD

Table 3.6.2.1-1 Dynamic Load Allowance, *IM*.

Component	<i>IM</i>
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Donde se obtiene un IM=33%.

Finalmente, para calcular un momento vivo considerando el efecto de la carga dinámica:

$$M(-)LL + IM = 1.33 * M' \quad (3.30)$$

$$M(-)LL + IM = 1.33 * 2.23$$

$$M(-)LL + IM = -2.97 T * m$$

3.6.4. Momento factorado negativo de diseño.

Usando momento último de diseño por estado de resistencia I, se tiene:

$$U=n [(1,25 \text{ ó } 0,9) DC+(1,50 \text{ ó } 0,65) DW+(1,75) (LL+IM)] \quad (3.31)$$

Tabla 3.27 Tabla resumen de momentos negativos

RESUMEN			
CARGA	TIPO	M (-) t*m	Y Resistencia I
Losa	DC	-0.31	1.25
Barrera	DC	-0.01	1.25
Carpeta	DW	-0.07	1.5
C. VIVA	LL+IM	-2.97	1.75

Usando los factores “y” de resistencia dados por la AASTHO, se obtuvo un momento negativo de diseño de:

$$Mu = -5.7 T * m$$

3.6.5. Diagrama de momentos por carga muerta positivo.

Momento positivo por Losa de Hormigón

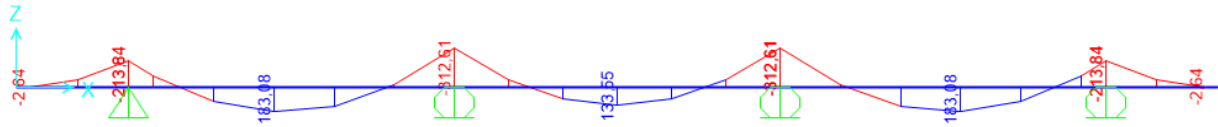


Gráfico 3.12 Diagrama de Momento Positivo por la losa

Momento Máximo (+) = 183.08 Kg*m

Momento positivo por Barandas

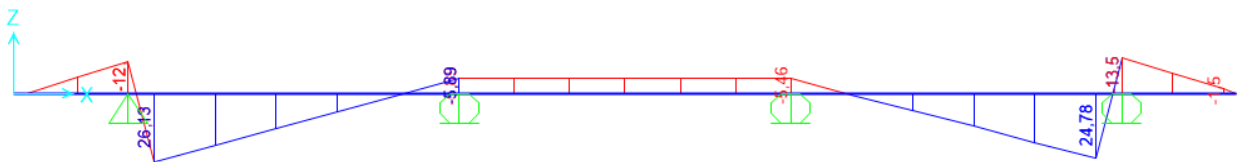


Gráfico 3.13 Diagrama de Momento Positivo por Barandas

Momento Máximo (+) = 11.5 Kg*m

Momento positivo por Carpeta Asfáltica

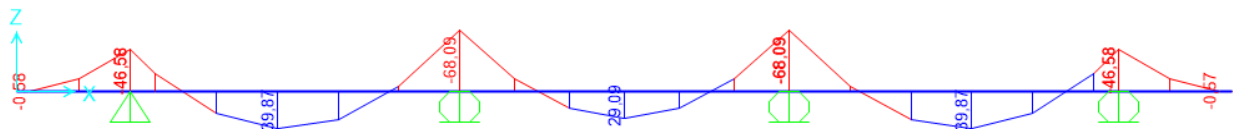


Gráfico 3.14 Diagrama de Momento Positivo por la carpeta asfáltica

Momento Máximo (+) = 39.87 Kg*m

3.6.6. Cálculo de carga y momento viva y efecto de carga dinámica positivo

De la tabla 4.6.2.1.3-1 para franjas equivalentes y con tablero de hormigón armado, se obtiene una ecuación para un ancho de carril primario de:

$$+M = 660 + 0.5 (S) \quad (3.32)$$

Donde:

S= es la longitud de tramo efectiva: Calculada en el apartado 2.1.1.

$$+M = 660 + 0.5 (2253.95)mm$$

$$+M = 1.79 m$$

Del programa SAP se tiene un momento por carga viva de:

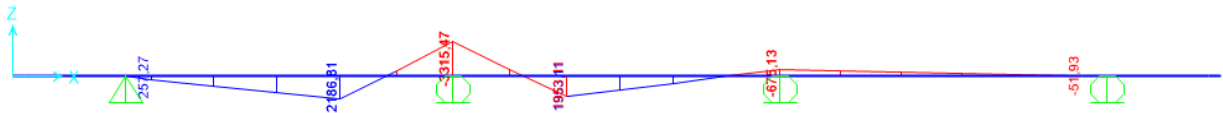


Gráfico 3.15 Momento por carga viva

$$\text{Momento} = +1.67 \text{ T-m}$$

De la ecuación:

$$M' = m * \frac{M}{(+M)} \quad (3.33)$$

Donde:

m= factor de presencia múltiple

M= momento obtenido del Sap por carga viva

-M= ancho de carril primario

$$M' = 1.2 * \frac{1.67}{1.79}$$

$$M' = 1.12 \text{ T} * m \text{ de ancho}$$

De la tabla 3.6.2.1-1 para cargas dinámicas, se tiene un índice de impacto IM:

Donde se obtiene un IM=33%.

Finalmente, para calcular un momento vivo considerando el efecto de la carga dinámica:

$$M(+)\text{LL} + \text{IM} = 1.33 * M'$$

$$M(+)\text{LL} + \text{IM} = 1.33 * 1.12$$

$$M(+)\text{LL} + \text{IM} = 1.49 T * m$$

3.6.7. Momento factorado positivo de diseño.

Tabla 3.28 Tabla resumen de momentos positivos

RESUMEN			
CARGA	TIPO	M (+) t*m	Y Resistencia I
Losa	DC	0.18	1.25
Barrera	DC	0.01	1.25
Carpeta	DW	0.40	1.5
C. VIVA	LL+IM	1.49	1.75

Usando los factores “y” de resistencia dados por la AASTHO, se obtuvo un momento positivo de diseño de:

$$M_u = +3.45 T * m$$

3.6.8. Cálculo de acero

Acero de Refuerzo Negativo

Asumiendo una varilla de 1.4 cm, con un recubrimiento de 5 cm y un peralte de 17 cm se obtuvo lo siguiente:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * F_y(d - \frac{a}{2})} \quad (3.34)$$

Diseño de acero de refuerzo para 1 m de ancho de losa.

$$A_s = 11.03 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

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

$$\text{Área de varilla} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación, } S = 13.96 \text{ cm}$$

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

Se emplea 1 ϕ =14mm cada 12.5 cm

Acero de Refuerzo Positivo

Asumiendo una varilla de 1.4 cm, con un recubrimiento de 2.5 cm y un peralte de 18.8 cm se obtuvo lo siguiente:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * F_y(d - \frac{a}{2})}$$

Diseño de acero de refuerzo para 1 m de ancho de losa.

$$A_s = 5.32 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a = 3.21 \text{ cm}$$

$$\text{Área de varilla} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación, } S = 0.290 \text{ m}$$

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

Se emplea 1 ϕ =14mm cada 25 cm

Acero de Temperatura

Asumiendo un ancho de losa de 1 m y un diámetro de varilla de 1.0 cm, se obtuvo lo siguiente:

$$A_{s>} = \frac{0.75 * b * h}{2 * (b + h) * F_y} \quad (3.35)$$

Teniendo presente que:

$$0.233 < A_s < 1.27 \quad (3.36)$$

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s_temp} = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de varilla} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación, } S = 33.71 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

Se emplea 1 ϕ =10mm cada 30 cm

Acero de Distribución

El acero de distribución según el artículo 9.7.3.1 de la AASTHO va colocado en la dirección secundaria de la parte inferior de la losa.

Asumiendo un diámetro de varilla de 1.4 cm, el acero de distribución se toma de un porcentaje del acero requerido para el momento positivo, pero debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\% = \frac{3840}{S^{0.5}} < 67\% \quad (3.37)$$

$$\%=81\%$$

Se toma el porcentaje de 67%.

$$A_s = 5.32 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{s_distri} = 5.32 * 67\%$$

Área de varilla= 1.54 cm²

Separación, S=0.432 m

S=40 cm

Se emplea 1 ϕ =14mm cada 40 cm

3.7. LOSA EN VOLADIZO

3.7.1. Determinación de las cargas muerta de diseño

Partiendo de la viga asumida W 40x277 con un ancho de ala $b_f=402$ mm y un espesor de alma $t_w=21.1$ mm y usando el criterio LRFD de Resistencia I, se determina el efecto de las fuerzas permanentes.

Datos:

Volado= 900 mm

Longitud de losa en voladizo: $900\text{mm} - 0.25(b_f)$

$$90 - 0.25(292) = 800 \text{ mm}$$

De las cargas por metro lineal obtenidas en los apartados anteriores se obtuvo:

$$D_{Closa} = 0.22\text{m} * 1\text{m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 528 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$D_{W(C.A)} = 0.05\text{m} * 1\text{m} * 2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 115 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$DC(B.M) = 15 \frac{kg}{m}$$

3.7.2. Determinación de las cargas vivas de diseño

La carga viva de referencia como lo especifica la NEC-SE-CG 2015 en la tabla 9 es:
Carga peatonal= 3 KN/m²

3.7.3. Determinación de los momentos por cargas muertas

$$Momentoxlosa = (528 \frac{kg}{m}) \left(\frac{827 * 0.001}{2} \right) = 211.1 Kg - m$$

La distancia "x" donde está aplicada la fuerza dada por la barrera es:

$$x = 900 - 100 - (402 * 0.25) = 700mm$$

$$MomentoxBarrera = (15 \frac{kg}{m}) \left(\frac{700}{1000} \right) = 10.5 Kg - m$$

$$MomentoxC.A. = \left(115 \frac{kg}{m} \right) \left(\frac{825 * 0.001}{2} \right) = 46Kg - m$$

3.7.4. Determinación de los momentos por carga viva

La carga peatonal se localizó a 0.4 m a distancia de la cara de la barrera.

La carga dinámica permitida es de: 0.33

El factor de presencia múltiple por carril cargado es de: 1.2

Determinando el ancho equivalente del volado, en base a la tabla de la AASTHO

4.6.2.1.3-1

$$Ancho del volado = 1140 + 0.833x = 218.3 Kg - m$$

$$\text{Donde } x = 900 - \frac{900}{2} - (292 * 0.25) = 377 mm$$

$$Ancho del volado = 1140 + 0.833(377) = 1454 mm$$

El brazo de palanca donde actúa la fuerza es de:

$$x = 827 - (0.4 * 1000) - 200 = 227 \text{ mm}$$

El momento resultante más la carga de Impacto fue de:

$$\text{Momento}(LL + IM) = \left(0.19 \frac{T}{m}\right) (227 * 0.001)(1 + 0.33)(1.2) \left(\frac{1}{1454 * 0.001}\right)$$

$$\text{Momento}(LL + IM) = 0.0040 T - m$$

3.7.5. Momento factorado Negativo de diseño.

Tabla 3.29 Resumen de momentos Negativos

Momentos	M (Kg*m)	Y Resistencia I
MDC_losa	218.3	1.25
MDC_barrera	10.9	1.25
MDC_c.a.	47.6	1.5
M(LL+IM)	46.9	1.75

Usando los factores “y” de Resistencia I dados por la AASTHO, se obtuvo un momento negativo de diseño de:

$$Mu = -416 \text{ Kg} * m$$

3.7.6. Cálculo de acero

Acero de Refuerzo Negativo

Asumiendo una varilla de 1.4 cm, con un recubrimiento de 5 cm y un peralte de 16.30 cm se obtuvo lo siguiente:

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

Diseño de acero de refuerzo para 1 m de ancho de losa.

$$As=5.94 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a= 3.59 \text{ cm}$$

$$\text{Área de varilla}= 1.54 \text{ cm}^2$$

Separación, $S=25.93$ cm

$S=20$ cm

Se emplea 1 $\phi =14$ mm cada 20 cm

Acero de Temperatura

Asumiendo un ancho de losa de 1 m y un diámetro de varilla de 1.0 cm, se obtuvo lo siguiente

$$As > = \frac{0.75 * b * h}{2 * (b + h) * Fy}$$

Teniendo presente que:

$$0.233 < As < 1.27$$

$h=220$ mm

$b=1000$ mm

$$As_temp = 0.16 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Área de varilla= 0.79 cm²

Separación, $S=33.71$ cm

$S=30$ cm

Se emplea 1 $\phi =10$ mm cada 30 cm

Acero de Distribución

Asumiendo un diámetro de varilla de 1.4 cm, el acero de distribución se toma de un porcentaje del acero requerido para el momento positivo, pero debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$\% = \frac{3840}{S^{0.5}} < 67\%$$

$$\%=81\%$$

Se toma el porcentaje de 67%.

$As = 5.32$ cm²/cm

$$As_distri = 5.32 * 67\%$$

Área de varilla= 1.54 cm²

Separación, $S=0.432$ m

S=40 cm

Se emplea 1 ϕ =14mm cada 40 cm

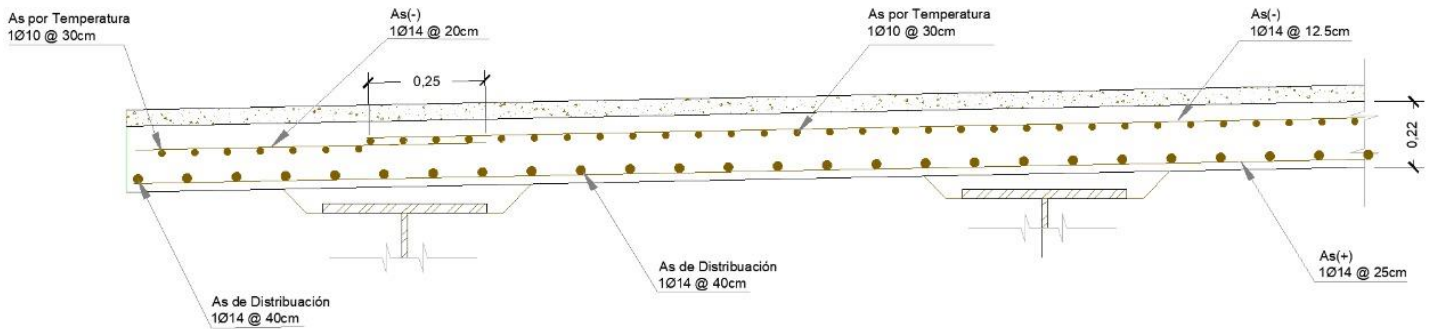


Gráfico 3.16 Distribución de acero en losa

3.8. DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS

3.8.1. Propiedades de la viga

La viga adoptada es la W40x277 cuyas propiedades se define en la tabla 2.11:

Tabla 3.30 Propiedades Viga W40x277

bf (mm)	402
tf (mm)	40
hw (mm)	928
tw (mm)	21.1
D (mm)	1008
A (cm²)	517.41
I_x (cm⁴)	894318.36
S_x (cm³)	17744.41
Z_x (cm³)	20108.186
R_x (cm)	41.57

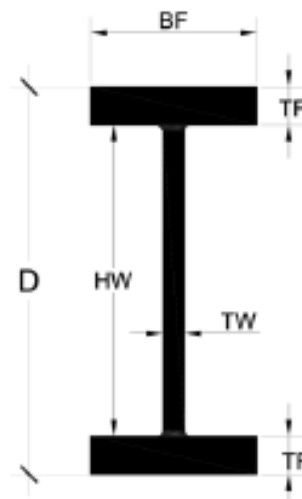


Gráfico 3.17 Esquema de la viga

3.8.2. Ancho efectivo del ala

De acuerdo con el LRFD Art. 4.6.2.6.1, el ancho de ala efectivo se determina mediante las siguientes expresiones, tomando el menor valor entre ellos:

$$B \leq \begin{cases} Luz/4 \\ 12t \\ \text{Separación del centro de las vigas} \end{cases} \quad (3.38)$$

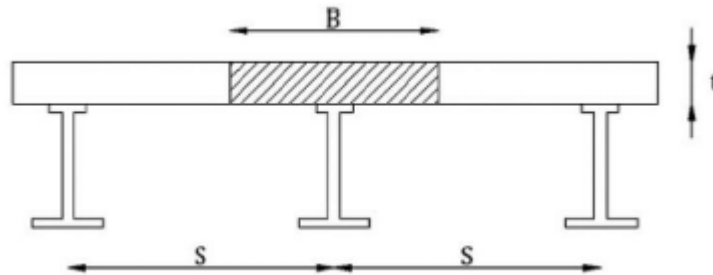


Gráfico 3.18 Ancho efectivo del ala. Art. 4.6.2.1.

Resolviendo tenemos lo siguiente:

$$B \leq \begin{cases} 25/4 = 6.25 \text{ m} \\ 12t = 2.64 \text{ m} \\ 2.4 \text{ m} \end{cases}$$

Ancho efectivo de ala adoptado: 2.4 m

3.8.3. Cargas muertas de diseño sobre la viga

Cargas por peso propio

$$DC_{Losa} = \text{Ancho efectivo} * \text{espesor delosa} * \gamma_{\text{hormigón}}$$

$$DC_{losa} = 2.4 * 0.22 * 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 1.27 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$DC_{Viga} = \text{Pesopropio} + \% .5 \text{ del pesopropio}$$

$$DC_{Viga} = 277 * \left(\frac{0.454}{0.3048}\right) * \left(\frac{1.05}{1000}\right) = 0.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cargas superpuestas en la viga

$$DC_{C.A} = \frac{\text{Ancho de calzada} * \gamma_{C.A} * \text{espesor C.A}}{\text{\#vigas}}$$

$$DC_{C.A} = \frac{9.60 * 2.3 * 0.05}{4} = 0.207 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$DC_Barrera = \frac{PesoPropioBarrera * \#Barreras}{\#vigas}$$

Peso propio barrera de Hormigón= 468 kg/m

$$DC_Barrera = \frac{0.468 * 2}{4} = 0.234 \frac{ton}{m}$$

Carga total por cargas muertas: DW_TOTAL=2.141 ton/m

3.8.4. Momento por carga muerta de diseño

Para calcular los momentos negativos debido a las cargas muertas de diseño se emplea la siguiente ecuación:

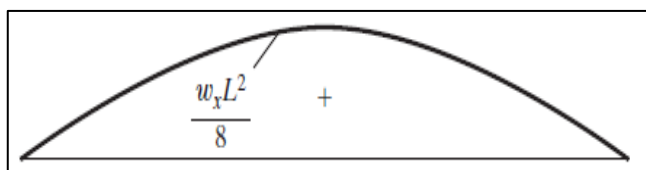


Gráfico 3.19 Diagrama de momento de diseño

$$M = \frac{W L^2}{8} \quad (3.39)$$

Donde:

W: Carga total por cargas muertas de la viga

L: Longitud del tramo

$$M = \frac{2.141 * (25)^2}{8} = 167.30 \text{ Ton} - m$$

3.8.5. Cortante por carga muerta

Para calcular el cortante en los extremos de la viga se emplea la siguiente ecuación:

$$V = \frac{W L}{2} \quad (3.40)$$

$$V = \frac{2.141 * (25)}{2} = 26.77 \text{ Ton}$$

3.8.6. Cargas Viva sobre la viga

Las cargas vivas de acuerdo a la AASTHO LRFD son todas aquellas cargas transitorias, entre ellas: las vehiculares, cargas de tránsito ferroviario y cargas peatonales.

La adoptada para el diseño del puente es el camión de diseño HL-93

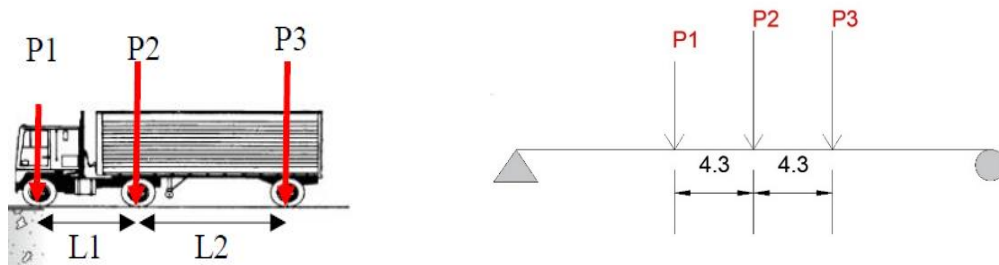


Gráfico 3.20 Camión de diseño HL-93

Camión de diseño	
L	25 m
P1	3.6 ton
P2	14.8 ton
P3	14.8 ton
L1	4.3 m
L2	4.3 m
Fr	33.2 ton
Punto Actúa Fr	5.75 m

3.8.7. Momento por carga viva Máxima

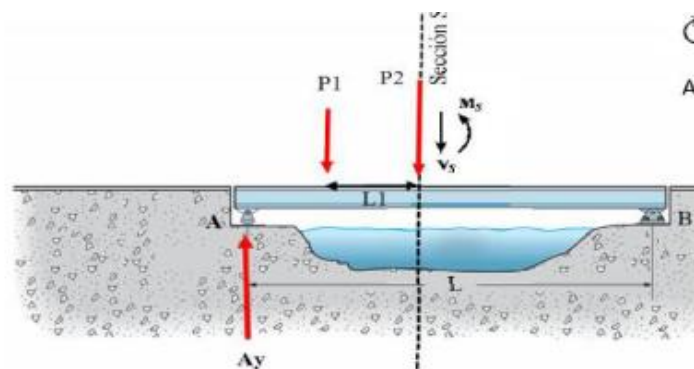


Gráfico 3.21 Reacción por carga viva

Para determinar el momento máximo ML en el apoyo P2, se necesita encontrar la reacción Ay en el apoyo izquierdo de la viga.

La distancia “x” donde se ubica la fuerza resultante y el valor de esta fuerza fue determinada en la memoria de cálculo. Ver Gráfico 2.15

La reacción Ay en el apoyo izquierdo de la viga se lo determina:

$$Ay = \frac{Fr \left(\frac{\text{longitud del vano}}{2} \right) - \left(\frac{X - L1}{2} \right)}{\text{Longitud del vano}} \quad (3.41)$$

Obteniendo Ay= 15.6368 ton

El momento máximo bajo la carga P2 es:

$$ML = Ay \left(\left(\frac{\text{Longitud del vano}}{2} \right) - \left(\frac{x - L1}{2} \right) \right) - (P1 * L1) \quad (3.42)$$

Teniendo un momento ML máximo de: 168.64 ton-m

3.8.8. Diseño por factor de carga LFD. Momento por carga viva de diseño

Para determinar el momento por carga viva de diseño se necesita de un factor de distribución dado en el artículo 3.23.2. de la norma AASHTO y un factor de impacto I dado en el Art. 3.8.2. teniendo lo siguiente:

$$\text{Factor de distribución} = \frac{S}{1.6764} \quad (3.43)$$

Donde:

S= es la longitud efectiva del tramo

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} + 1 \quad (3.44)$$

El momento por carga viva está dado por la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} MLL + I &= ML \times (Fd/wheel lines) \times I \\ MLL + I &= 137.32 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

3.8.9. Cortantes por carga viva

Para el cortante máximo generado por el vehículo de diseño HL-93, se consideró dos casos. El primero, cuando el vehículo se encuentra en el apoyo izquierdo del vano y el segundo cuando se encuentra en el centro del claro.

Caso 1

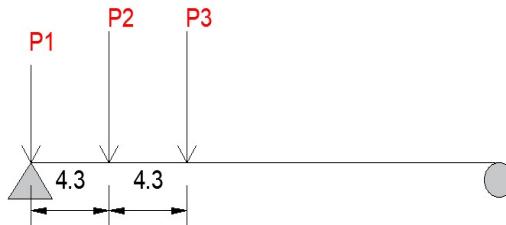


Gráfico 3.22 Cortante para carga viva máximo en el extremo

Ay=VL	29.416	ton
By	3.784	ton
S	2199	mm
Factor de distribución	1.31173944	
Factor de Impacto I	0.24152139	
Wheel lines	2	
VLL+I	23.9527514	ton

Caso 2

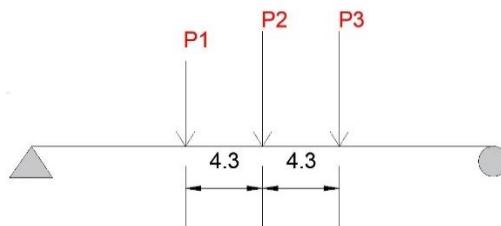


Gráfico 3.23 Cortante para carga viva máximo en el centro del claro

Ay	18.5264	ton
VLL	-11.0736	ton
Factor de distribución	1.3117394	
Factor de Impacto I	0.2415214	
Wheel lines	2	
VLL+I	-9.01697	ton

3.8.10. Desarrollo por factor de carga LFD. Momento y cortante factorados.

La combinación de carga muerta (D) más la carga viva e impacto (L+I) adoptado está dado por la siguiente ecuación:

$$\text{Grupo I} = \gamma(\beta_D D + \beta_L(L + I)) \quad (3.45)$$

Donde:

γ : Factor de carga

β_D : Factor para miembros a flexión y tensión

β_L : Factor por carga viva e impacto (L+I) dado por el camión de diseño HS

Tabla 3.31 Factores por usar

γ	1.3
β_D	1
β_L	1.67

Momento Factorado:

$$M_u = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{(L+I)})$$

M_DC	132.85	Ton-m
M_DW+DC	34.45	Ton-m
MLL+I	137.32	Ton-m

Mu	515.61	Ton-m
-----------	--------	-------

Cortante factorado en el centro del claro:

$$V_u = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_{(L+I)})$$

V_DC	0.00
V_DW+DC	0.00
VLL+I	-9.01696993

Vu	-19.58	ton
-----------	--------	-----

Cortante factorado en el extremo del claro:

$$Vu = \gamma(\beta_D VD + \beta_L V_{(L+I)})$$

V_DC	21.26
V_DW+DC	5.5125
VLL+I	23.95275136

Vu	86.80 ton
----	-----------

3.8.11. Verificación por momento

$$Muviga = (Fy)(Zx)$$

Donde:

Zx: Módulo Plástico

$$Muviga = 720.044 \text{ Ton} - m \geq Mu \rightarrow OK$$

3.8.12. Verificación por corte

3.8.12.1. Verificación del cortante en el centro de la viga

El cortante debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$Vu \leq Vcr$$

$$Vcr = C * Vp$$

$$Vp = 0.58(Fy)(D)(tw)$$

Donde:

Vu: cortante en el alma debido a la carga permanente más la sobrecarga de fatiga

Vcr: Resistencia al pandeo por corte

C: Relación entre la resistencia al pandeo y la resistencia a fluencia por corte (C=1)

Vp: Fuerza de corte Plástico

El parámetro "C" es igual a 1 si:

$$\frac{D}{tw} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{Fy}}$$

Donde:

K: coeficiente de pandeo al corte. (K=5; para vigas no rigidizadas)

Resolviendo se tiene:

$$V_p = 982.20 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 1 * V_p$$

$$V_u \leq 982.20 \text{ Ton} \rightarrow OK$$

3.8.12.2. Verificación del cortante en el extremo de la viga

$$V_u \text{ extremo} \leq V_{cr}$$

$$V_u \text{ extremo} \leq 982.20 \text{ Ton} \rightarrow OK$$

3.8.13. Comprobación de diseño para elementos sometidos a Flexión

Pandeo local del Ala

Para comprobar que la viga adoptada no se flexiona en el ala y es sísmicamente compacta debe cumplir con el siguiente criterio, de no ser así, se debe escoger otra viga con diferentes dimensiones o colocar arriostramiento adecuados.

$$\delta_{pp} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$$

$$\delta_{rp} = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 24.08$$

$$\delta_{hdp} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.22$$

$$\delta_p = \frac{(bf/2)}{tf} = 5$$

Como:

$$\delta_p \leq \delta_{pp}$$

“Sísmica-Compacta”

**Ok, las Alas de la viga cumplen
para el pandeo local**

Pandeo local del Alma

Para comprobar que la viga adoptada no se flexiona en el alma y es compacta debe cumplir con el siguiente criterio, de no ser así, se debe escoger otra viga con diferentes dimensiones.

$$\delta pa = 3.76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 90.55$$

$$\delta ra = 5.70 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 137.27$$

$$\delta hda = 2.45 \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 59.00$$

$$\delta a = \frac{D}{tf} = 40.96$$

Como:

$$\delta a \leq \delta hda$$

“Sísmica-Compacta”

Ok, El Alma de la viga cumplen para el pandeo local

La capacidad última de la viga tanto para flexión y corte es adecuada para resistir todas las cargas actuantes sobre la misma, además, se determina que la viga es sísmicamente compacta teniendo una longitud no soportada (L_b) de 3.5 m.

3.8.14. Sección Compuesta

Para calcular las propiedades de la sección compuesta, se divide el área de la losa considerando el ancho efectivo “B” para un factor n, el cual permite tener en consideración el efecto del creep a corto plazo. En base a la normativa, para un hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ se considera un factor $n=8$.

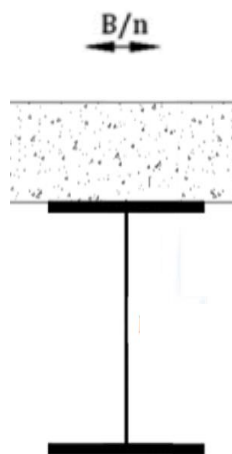


Gráfico 3.24 Sección Compuesta a corto plazo

Propiedades Viga compuesta

Partiendo de $n=8$

W40x277

$$D = 100.8 \text{ cm}$$

$$A_{viga} = 517.41 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 894318.36 \text{ cm}^4$$

Losa

$$t_s = 22 \text{ cm}$$

$$B = 240 \text{ cm}$$

$$A_{losa} = \frac{(22)(240)}{8} = 660 \text{ cm}^2$$

$$I_{losa} = \frac{(240)}{8} * (22^3) * \frac{1}{12} = 26620 \text{ cm}^4$$

$$\text{Área total} = A_{viga} + A_{losa} = 1177.41 \text{ cm}^2$$

$$y_s = \frac{\left(660 * \left(\frac{22}{2}\right) + 517.41 * \left(22 + \frac{100.8}{2}\right)\right)}{1177.41} = 32.39 \text{ cm}$$

$$y_i = 22 + 100.8 - 32.39 = 90.41 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{total} &= 894318.36 + 517.41 * \left(90.41 - \frac{100.8}{2}\right)^2 + 26620 + 660 * \left(32.39 - \frac{22}{2}\right)^2 \\ &= 2051233.5 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

3.9. RIGIDIZADORES

3.9.1. Rigidizador Transversal intermedio

Los rigidizadores transversales intermedios son usados para incrementar la rigidez de la viga, es decir, la resistencia al corte de esta; además permite controlar pandeos del alma por cortantes elevados. Estos rigidizadores consisten en platinas soldadas a uno o ambos lados del alma de la viga.

Según el **artículo 6.10.11.1.1.** los rigidizadores transversales colocados a lo largo de la viga incluyendo los usados para conexiones de los diafragmas deben satisfacer los requisitos la norma AASHTO LRFD **Art.6.10.11.1.2.**

$$\frac{D}{tw} \leq 2.5 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \quad (3.46)$$

Donde:

D: altura de la viga

tw: ancho del alma

Para el diseño de los rigidizadores transversales se deben realizar tres revisiones:

La primera consiste en el ancho de diseño del rigidizador (bt), los cuales deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$bt \leq 50 + \frac{d}{30} \quad (3.47)$$

$$16tp \geq bt \geq \frac{bf}{4} \quad (3.48)$$

Donde:

bt: ancho proyectado del rigidizador (mm)

bf: ancho total del patín de compresión más ancho (mm)

d: profundidad total de la sección de acero (mm)

tp: espesor del rigidizador transversal (mm)

$$bt = 83.6 \geq 100.5 \text{ mm}$$

$$bt = 110 \text{ mm} \quad OK$$

$$tp = 6.875 \text{ mm}$$

$$tp \text{ adop} = 7 \text{ mm} \quad OK$$

El segundo chequeo es el momento de inercia del rigidizador trasversal intermedio que, de acuerdo con el LRFD **Art. 6.10.11.1.3** deben satisfacer las siguientes ecuaciones:

$$It \geq d_0 * tw^3 * J \quad (3.49)$$

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_0} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5 \quad (3.50)$$

$$d_o \leq D \left(\frac{260}{\frac{D}{tw}} \right)^2 \quad (3.51)$$

$$I_t = \frac{tp(2bt + tw)^3}{12} ; \text{ Para el par de rigidizadores} \quad (3.52)$$

Donde:

J: es la proporción requerida de un rigidizador a la platina del alma

do: espaciamiento del rigidizador transversal (mm)

It: momento de inercia del rigidizador tomado sobre el espesor medio del alma (mm⁴)

$$d_o \leq 3024 = 1000 \text{ mm} ; OK$$

$$I_t = 8175388.97 \geq 5072722.74 ; OK$$

El tercer chequeo es para el área del rigidizador, estos deben satisfacer las siguientes ecuaciones de acuerdo con el **Art. 6.10.11.1.4**

$$A_s \geq \left(0.15 * B * \frac{D}{tw} * (1 - C) * \left(\frac{Vu}{\phi_v V_n} \right) - 18 \right) * \frac{F_{yw}}{F_{crs}} * tw^2 \quad (3.53)$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{bt}{tp} \right)^2} \leq F_{ys} \quad (3.54)$$

Donde:

Fcrs: Es el esfuerzo de la comba local elástica para el rigidizador (MPa)

φv: factor de resistencia al corte. LRFD Art. 6.5.4.2

B: 1.0 para pareja de rigidizadores transversales intermedios

C: proporción de la resistencia al pandeo por corte, para el esfuerzo de fluencia del corte LRFD Art.6.10.9.3.2

Vn: Resistencia nominal al corte.

Vu: cortante de las cargas facturadas por el estado límite de resistencia I.

Fys: Fluencia del rigidizador (Mpa)

El factor C se determinar según el Art. 6.9.10.9.3.2 de la AASHTO LRFD:

$$\frac{D}{tw} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, \text{ entonces } C = 1 \quad (3.55)$$

Para el coeficiente de pandeo por cortante de los rigidizadores en vigas, se tiene:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \quad (3.56)$$

$$k = 10.08$$

$$\therefore 47.77 \leq 77.59 \rightarrow C = 1$$

$$F_{crs} = 251 \text{ Mpa}$$

$$A_s \geq -13409.51$$

De acuerdo con la AASHTO LRFD art. 6.10.11.1.4 indica que, cuando se tiene un A_s negativo significa que el alma es suficiente para resistir el cortante, por lo tanto, el área requerida es cero. Las dimensiones adoptadas son correctas.

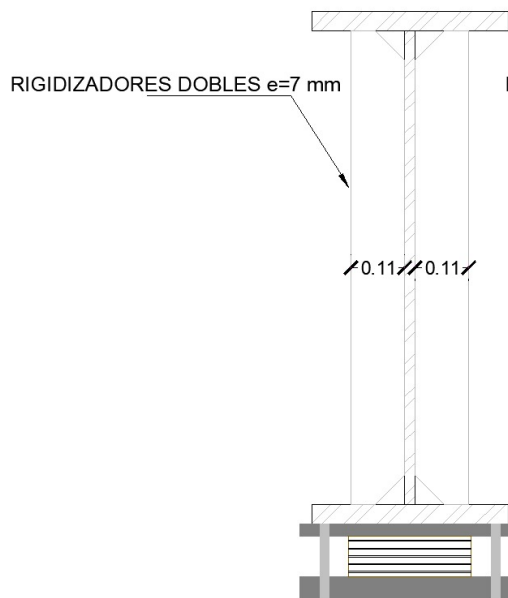


Gráfico 3.25 Rigidizadores intermedios como patines de conexión

Dimensiones adoptadas:

bt= 110 mm

tp= 8 mm

3.9.2. Rigidizadores de apoyo

Los rigidizadores de apoyo según el art.6.10.11.2.1, deben ser colocados en todas las ubicaciones de apoyo. Este consistirá en platinas unidas por soldadura a ambos lados del alma, donde sus uniones deben asegurar la transmisión total de las fuerzas de aplastamiento generado por las cargas factoradas a los apoyos.

Prediseño del ancho del rigidizador de apoyo (bt):

$$bt = (bf - tw)/2 \quad (3.57)$$

$$bt = 189.95 \rightarrow 190mm$$

Espesor del rigidizador (tp)

$$tp \geq (bt * Fy^{0.5})/578 \quad (3.58)$$

$$tp \geq 6.14 \rightarrow 15 mm$$

Para el ancho sobresaliente del rigidizador, se debe satisfacer la siguiente ecuación propuesta por la AASTHO:

$$bt \leq 0.48tp \sqrt{\frac{E}{Fyw}} \quad (3.59)$$

Donde:

Fyw: Resistencia a la fluencia de la viga (Mpa)

tp: espesor del rigidizador proyectado (mm)

$$190 \leq 172.11 \rightarrow 170 mm$$

Momento de Inercia

De acuerdo con el art.6.10.11.1.3, el momento de inercia se toma respecto de la mitad del espesor del alma para el caso de pares de rigidizadores.

Para el cálculo de la inercia se toma la siguiente ecuación:

$$I_{ri_{ap}} \leq 2 \left(\frac{d * bt^3}{12} + \left(d * bt * \left(\frac{tw}{2} + \frac{bt}{2} \right)^2 \right) \right) \quad (3.60)$$

Donde:

d: altura de la viga sin contar el espesor de los patines.

$$I_{ri_ap} = 2185422023 \text{ mm}^4$$

Resistencia al aplastamiento.

Para la resistencia mayorada al aplastamiento según el art.6.10.11.1.3 en los extremos de la viga, debe regirse mediante la siguiente ecuación:

$$(R_{aplastamiento})_r = \phi b * (R_{aplastamiento})_n \quad (3.61)$$

$$(R_{aplastamiento})_n = 1.40 A_{pn} * F_{ys} \quad (3.62)$$

Donde:

ϕb : Factor de resistencia al aplastamiento dado por el art.6.5.4.2 ($\phi = 1$)

$(R_{aplastamiento})_n$: Resistencia nominal al aplastamiento en los extremos.

A_{pn} : área del rigidizador que sobresalen las soldaduras de filete entre el alma y un ala, pero no, del borde del ala (mm^2)

F_{ys} : Resistencia a la fluencia del rigidizador (MPa)

$$(R_{aplast})_n = \frac{1 * (1.40 * 157760 * 350)}{10^4} = 7730 \text{ Ton} > V_u : OK$$

Control de pandeo

Todos los elementos sometidos a compresión deben controlar el pandeo cumpliendo las ecuaciones de esbeltez proporcionados por la norma AASHTO.

$$\frac{Kl}{r} \leq 120 \quad (3.63)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_{ri_ap}}{A_{col}}} \quad (3.64)$$

$$A_{col} = 2 * ((bt * tp) + (tw * tp)) \quad (3.65)$$

Donde:

K: factor de reducción de longitud efectiva. $K=0.75 \rightarrow$ para placas apoyadas a lo largo de un borde. AASHTO art.6.9.4.2.

r: radio de giro mínimo (mm)

l : longitud no arriostrada (mm) → $l=d$: altura del alma de la viga (mm)

A_{col} : Área de la columna

$$A_{col} = 5733 \text{ mm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{2185422023}{5733}} = 617.41 \text{ mm}$$

$$\frac{(0.75)(928)}{617.41} = 1.12 \leq 120: \text{OK}$$

Esfuerzo admisible del rigidizador

$$C_c = \left(\frac{2 * \pi^2 * E}{F_y} \right)^{0.5} \quad (3.66)$$

Donde:

C_c : es la propiedad de pandeo del material

$$F_{adm} = F_y * \left(1 - \frac{(k * l)/r}{2 * C_c} \right)^2 \quad (3.67)$$

Obteniendo.

$$C_c = 106.20$$

$$F_{adm} = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante del rigidizador

$$F_{act} = \frac{Q_v}{A_{col}} \quad (3.68)$$

Donde:

Q_v : cortante actuante en la viga

$$F_{act} = \frac{87000}{57.33}$$

$$F_{act} = 1517.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{adm} \geq F_{act} : \text{OK}$$

Resistencia axial a la compresión

$$P_{max.col} = F_{adm} * A_{col} \quad (3.69)$$

$$P_{max.col} = 3500 * 57.33 = 200 \text{ ton}$$

$$200 \text{ Ton} > 87 \text{ Ton} : \text{ OK}$$

Rigidizadores adoptados:

bt=170 mm

tp=15 mm

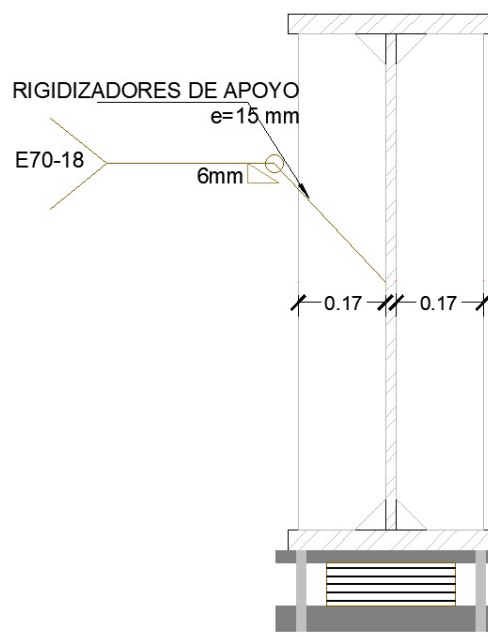


Gráfico 3.26 Rigidizadores transversales de apoyo adoptados

3.10. DEFLEXIONES

Para determinar las deflexiones en la viga (central) se debe tomar en consideración tanto el efecto de la carga viva como de la carga muerta siendo la primera necesaria para establecer la contra flecha dada en el armado de la viga y, la deflexión por carga viva debe limitarse a valores proporcionados por la norma AASTHO. La ecuación para usar es la siguiente:

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (3.70)$$

Donde:

Δ : Deflexión de la viga

w: peso (N/m)

L: Longitud del vano principal (m)

E: módulo de elasticidad del acero (Pa)

I: Inercia de la viga o sección compuesta (m⁴)

3.10.1. Deflexiones debido a cargas muertas/permanentes

Se determinan las deflexiones dadas por peso propio de la estructura y pesos externos aplicados a esta como el asfalto y barreras.

Sección no compuesta:

Deflexión debido al peso del tablero de hormigón:

$$\Delta_1 = \frac{5 * (1149.58)(25)^4}{384(2.05 \times 10^{11})(8.94 \times 10^{-3})}$$

$$\Delta_1 = 0.0031904 \text{ m} \rightarrow 3.19 \text{ cm}$$

Deflexión debido al peso propio de una viga:

$$\Delta_2 = \frac{5 * (393.01)(25)^4}{384(2.05 \times 10^{11})(8.94 \times 10^{-3})}$$

$$\Delta_2 = 0.0031904 \text{ m} \rightarrow 1.09 \text{ cm}$$

Deflexión por carga muerta sobre la viga (sección no compuesta)

$$\Delta_{total} = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$\Delta_{total} = 4.28 \text{ cm}$$

Sección compuesta:

En base a lo calculado para una sección compuesta(viga+losa) se determina las deflexiones debido al peso de la carpeta asfáltica y barreras de hormigón.

Deflexión debido al peso de la carpeta asfáltica:

$$\Delta 3 = \frac{5 * (187.79)(25)^4}{384(2.05 \times 10^{11})(2.05 \times 10^{-2})}$$

$$\Delta 3 = 0.0002271 \text{ m} \rightarrow 0.227 \text{ cm}$$

Deflexión debido al peso de las barreras:

$$\Delta 4 = \frac{5 * (212.28)(25)^4}{384(2.05 \times 10^{11})(2.05 \times 10^{-2})}$$

$$\Delta 4 = 0.000257 \text{ m} \rightarrow 0.257 \text{ cm}$$

Cabe recalcar que todas estas deflexiones fueron comprobadas con los resultados obtenidos en el programa CSI Bridge, teniendo un porcentaje de error de alrededor del 8%.

3.10.2. Contraflecha

La deflexión total provocada por las cargas permanentes es:

$$\Delta C.M = \Delta 1 + \Delta 2 + \Delta 3 + \Delta 4$$

$$\Delta C.M = 4.764 \text{ cm}$$

Se le debe aplicar un cámbor de 50 mm en el centro de la luz a las vigas por efecto de estas cargas.

3.10.3. Deflexiones debido a carga viva

Para determinar la máxima deflexión que presentará el puente en base al Art. 2.5.2.6.2 de la AASHTO, nos indica que todas las vías deben estar cargadas y que todas tendrán la misma deflexión. Además, en base al art. 3.6.1.3.2 nos indica que para calcular la deflexión producida debido a la carga viva de servicio se considerará o bien la deflexión por la carga del camión de diseño o el 25% de la carga de esta más la carga distribuida del carril de diseño.

Para el caso, se determinará la deflexión total producida por el vehículo de diseño para posteriormente compararla con los valores otorgados por la norma. Se determinó estas deflexiones con ayuda del programa CSI bridge, obteniendo los siguientes resultados:

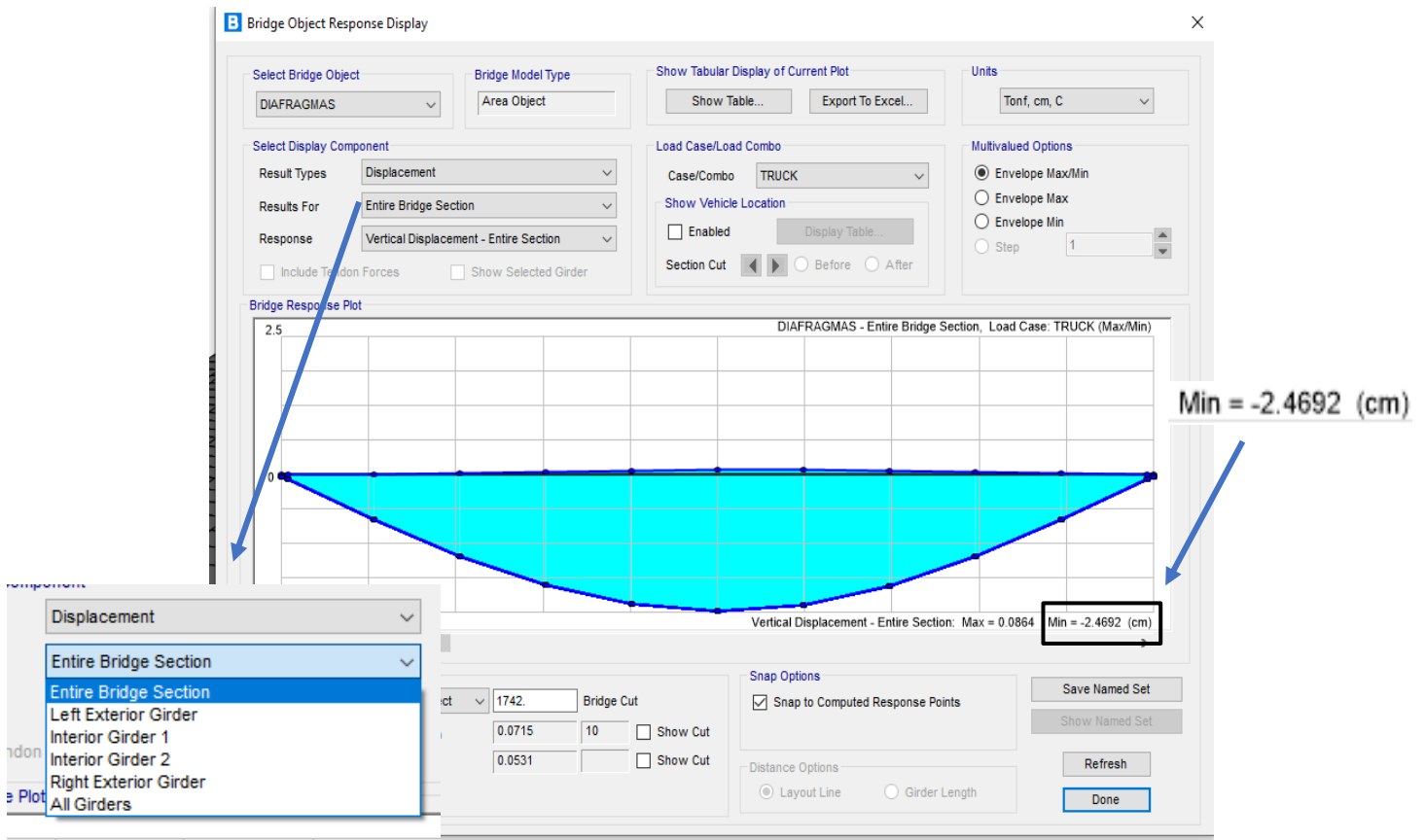


Gráfico 3.27 Deflexión total debido al camión de diseño (TRUCK) para todo el puente

La deflexión total debido al camión de diseño considerando que todas las vigas se deflectarán por igual es de 2.469 cm (CSI Bridge).

La norma AASHTO en su art. 2.5.2.6.2 indica que, para puentes vehiculares la máxima deflexión está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{L}{1000} \quad (3.71)$$

Donde

L: luz del puente.

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{2500}{1000} = 2.5 \text{ cm}$$

Teniendo:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \geq \Delta C.V$$
$$2.5 \geq 2.469 \text{ cm} ; OK$$

3.11. CONECTORES DE CORTE

Los conectores de corte son usados con el objetivo de hacer que las vigas principales y la losa de hormigón actúen como si fueran un solo elemento, además, contrarrestan los esfuerzos de corte horizontal que se originan en un sismo. El diseño de estos está estipulado en la norma AASHTO LRFD sección 6 donde indica que el número total de conectores deben ser los suficientes para que resistan la fuerza que se genera en el patín superior a compresión en la abscisa a donde el momento en el puente es el máximo. Entre los conectores más usados están los de tipo canal y pernos, siendo este último los implementados en este proyecto.

El diseño de los conectores de corte como lo indica la norma se basa en diseñarlos por estado límite de fatiga y verificarlos posteriormente por resistencia última.

En la siguiente tabla se detalla las dimensiones de los conectores de corte adoptados.

Tabla 3.32 Propiedades Generales del conector de corte

Diámetro cabeza D (mm)	25.4
Altura Conector H (mm)	127
Área de conector (mm²)	506.70
Fy (kg/cm²)	3515
Fu (kg/cm²)	4200

La separación longitudinal y transversal de los conectores de corte se encuentra detallado en el art.6.10.10.2 y 6.10.10.1.3 de la AASHTO LRFD respectivamente, donde se indica que el espaciamiento longitudinal centro a centro de los conectores no debe sobrepasar los 600 mm y transversalmente, no debe de ser menor a 25 mm medido desde el borde del ala superior a la orilla más cercana del stud.

Además, en el art. 6.10.10.1.4 establece que la profundidad mínima no debe ser menor a 50 mm, es decir, los conectores de corte deben tener una penetración a la losa de hormigón de al menos 50 mm.

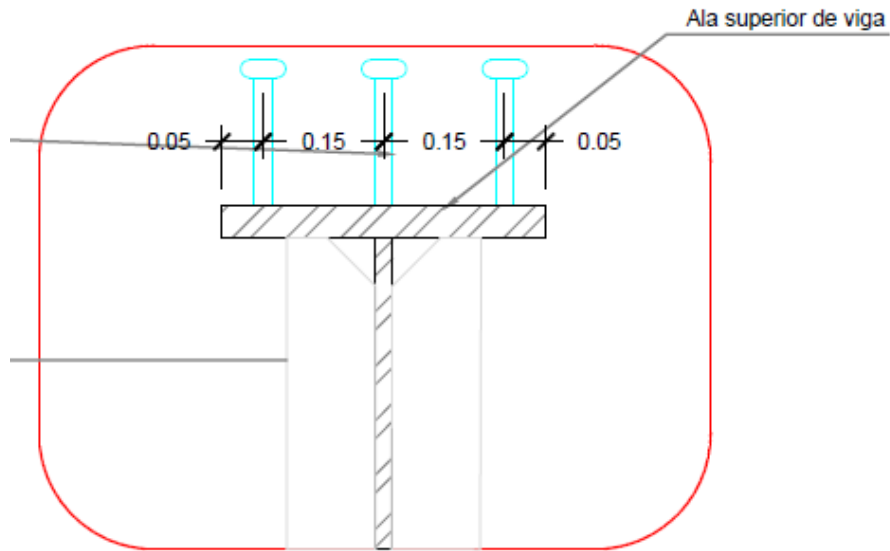


Gráfico 3.28 Separación adoptada de los conectores de corte en metros

3.11.1. Diseño por estado límite de fatiga

La resistencia al corte para fatiga de un conector de corte está dada por la siguiente ecuación:

$$Z_r = \alpha (\phi_{perno})^2 \geq \left(\frac{38}{2}\right) d^2 \quad (3.72)$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N \quad (3.73)$$

$$N = (365)(75)(n)(ADTT)_{SL} \quad (3.74)$$

Donde:

Z_r : Resistencia para fatiga de un conector de corte

ϕ_{perno} : diámetro del conector de corte adoptado en (mm)

N : número de ciclos

n : Número de ciclos por pasada de un camión. Tabla 6.6.1.2.5-2

$(ADTT)_{SL}$: número de camiones por día promediado sobre el periodo de diseño en un carril.

ADT: Average daily traffic

Tabla 3.33 Ciclos por pasada de camión (n)

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

3.11.2. Separación longitudinal de los conectores de corte.

La separación longitudinal de los conectores debe satisfacer la siguiente ecuación que se indica en los art. 6.10.10.1.2-1 y 6.10.10.1.2-2.

$$p \leq \frac{(n)(Zr)}{Vsr} \quad (3.75)$$

$$Vsr = \frac{(Vf)(Q)}{I} \quad (3.76)$$

$$Vf = 0.75VLL \quad (3.77)$$

$$Q = \frac{1}{n}(bf)(ts) \left(yt + \frac{ts}{2} \right) \quad (3.78)$$

Donde:

p: separación longitudinal de los conectores de corte (mm)

n: número de conectores de corte en una sección transversal

Zr: Resistencia para fatiga de un conector de corte (N)

Vsr: Rango de fuerza cortante horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm)

Vf: Rango de fuerzas cortantes vertical en la combinación por estado límite de fatiga (N)

Q: primer momento del área transformada a corto plazo de la losa respecto al eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm³)

I: Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm⁴)

Resolviendo, tenemos:

Partiendo de un ADTT = 200 veh/día y de la tabla 2.13 se tiene un valor de n=1

$$N = (365)(75)(1)(200)_{SL}$$

$$N = 5475000 \text{ ciclos}$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log(5475000)$$

$$\alpha = 39.22$$

$$Zr = 39.22(506.71)^2 \geq \left(\frac{38}{2}\right) 506.71^2$$

$$Zr = 25301.67 \geq 12258.04 ; OK$$

VLL=23.95 Ton

$$Vf = 0.75(23.95) = 17.96 \text{ ton}$$

$$Vf = 178978.7 \text{ N}$$

$$Q = 28634694.83 \text{ mm}^3$$

$$p \leq 132.45 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se adopta una separación longitudinal de 130 mm, obteniendo un número de conectores de corte igual a 190 conector/viga.

3.11.3. Verificación por resistencia última

El art. 6.10.10.4.3-1 de la AASHTO indica que, la resistencia nominal cortante mayorada en el estado límite de resistencia de un conector de corte (tipo perno) embebido totalmente en la losa de hormigón es igual a:

$$Qr = \phi_{sc} Qn; \phi_{sc} = 0.85 \quad (3.79)$$

$$Qn = (0.50)(Asc)(\sqrt{f'c})(Ec) \leq Asc(Fu) \quad (3.80)$$

Donde:

Asc: área de la sección transversal del conector de corte (mm²)

f'c: resistencia a la compresión del hormigón (Mpa)

Ec: Módulo de elasticidad del hormigón de la losa (Mpa)

Fu: Esfuerzo último de un conector de corte

Qr: Resistencia al corte mayorado del estado límite de resistencia de un conector de corte (N)

Podemos determinar el módulo de elasticidad (E_c) del hormigón mediante la siguiente ecuación, aplicable para hormigones cuya densidad se encuentra comprendida entre 14400-25000 N/m³.

$$E_c = (0.043)(\gamma_c^{1.5})(\sqrt{f'c}) \quad (3.81)$$

Donde:

γ_c : densidad del hormigón en (N/m³)

Además, el mínimo número de conectores de corte (n) por límite de resistencia es igual a:

$$n = \left(\frac{P}{Q_r} \right) \quad (3.82)$$

$$P = 0.85(f'c)(b_s)(t_s) \quad (3.83)$$

Donde:

P: es la fuerza longitudinal de corte nominal total en (N)

b_s : Ancho efectivo del tablero (mm)

t_s : espesor de la losa de hormigón (mm)

Resolviendo, se tiene:

$$P = 0.85(28)(2400)(220)$$

$$P = 12566400 \text{ N}$$

$$Q_n = (0.50)(506.71)(\sqrt{28(25399)})$$

$$Q_n = 213655.779 \text{ N}$$

$$Q_r = (0.85)(213655.77) = 181607.412 \text{ N}$$

$$n = \left(\frac{12566400}{181607.412} \right) = 207.58$$

Se determina un total de 208 conectores de corte/viga, por lo que, este rige para el diseño definitivo. OK

3.12. DIAFRAGMAS

Los diafragmas son usados en los puentes ya que proporcionan rigidez torsional a la estructura, además de ayudar a distribuir de mejor manera las cargas provenientes de la losa a las vigas y de mitigar las cargas laterales producidas por el viento o eventos sísmicos ya que ofrecen rigidez. El diseño propuesto contemplará la colocación de diafragmas en el centro de vano, arriostrándolo para cumplir de mejor manera las solicitaciones por momentos flexionantes.

Debido a que Ecuador es un país con alto nivel de sismicidad, se usarán los diafragmas como elementos que ayudarán a distribuir el efecto de estas cargas hacia los apoyos por lo que su diseño se hará en base a las condiciones sísmicas del lugar, en este caso, de la ciudad de Babahoyo. Cabe recalcar que, las velocidades de vientos son despreciables en el área de trabajo. Se implementarán diafragmas horizontales y diagonales cruzados soldados a los rigidizadores transversales antes diseñados que servirán en primera instancia para controlar los efectos de montaje y posicionamiento.

En base a la norma ecuatoriana de la construcción NEC para construcciones sismorresistentes, se determina los parámetros necesarios para determinar un espectro de diseño relacionado a la zona de estudio, la ciudad de Babahoyo, donde la aceleración pico horizontal del suelo de la zona es de 0.3 para con la ayuda de este valor determinar la carga sísmica que va a actuar a la estructura.

$$Cargas\acute{smica} = As(Pesopuente) \quad (3.84)$$

$$P.Puente = Cargamuertatotal(Luz) \quad (3.85)$$

$$As = 0.3$$

Como esta carga sísmica total será distribuida por los diafragmas hacia las vigas principales y estas a su vez hacia los apoyos, se dividirá para el número total de estos, teniendo lo siguiente, Art. 3.10.9.1 de la norma AASTHO:

$$Cargas\acute{smica} \text{ para cada apoyo} = \frac{Pesopuente}{\#apoyos}$$

Resolviendo se tiene:

$$\text{Pesopuente} = 2.141 \text{ ton/m}$$

$$\text{Pesopuente total} = 2.141 * 1000 * (25) = 53525 \text{ kg}$$

$$\text{Cargasísmica} = 0.3(53525) = 16057.5 \text{ kg}$$

$$\text{Cargasísmica cada apoyo} = \frac{16057.5}{8} = 2077.19 \text{ kg (Ingresó a SAP 200)}$$

Esta carga sísmica distribuida para cada apoyo se lo aplicó a los diafragmas como fuerzas perpendiculares al eje de la vía y se modeló en el programa SAP 2000 para determinar las fuerzas axiales que regirán el diseño de estos.

3.12.1. Diseño de diagonales

Se probaron varios perfiles que cumplan con las fuerzas axiales requeridas, optando finalmente con perfiles L de 60X60X5 mm, verificando su cumplimiento tanto para solicitaciones de compresión como de tracción. La siguiente tabla muestra las propiedades generales del perfil estudiado.

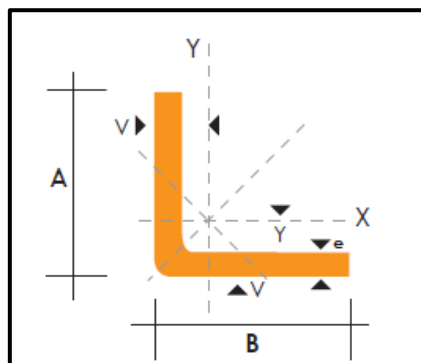


Gráfico 3.29 Perfil Ángulo L doblado. Fuente: DIPAC

Tabla 3.34 Especificaciones generales del perfil L60x60x5. Fuente: DIPAC

A	60	mm
B	60	mm
E	5	mm
A	5.59	cm ²
I_x	19.4	cm ⁴
r_x	1.88	cm
F_y	3515	kips
E	2038700	kg/cm ²
F_u	4570	kips

Relación de esbeltez

En el art. 6.9.3 de la norma AASHTO LRFD indica que, para elementos de arriostramiento sujetos a compresión deben satisfacer los requerimientos de esbeltez especificado en las siguientes ecuaciones:

Para miembros principales:

$$\frac{(k)(lh)}{r} \leq 120 ; \text{ para contravientos horizontales} \quad (3.86)$$

$$\frac{(k)(lv)}{r} \leq 120 ; \text{ para contravientos diagonales} \quad (3.87)$$

Donde:

k: es el factor de longitud efectiva (k=0.8 para conexiones soldadas en ambos extremos)

r: radio mínimo de giro del perfil en (mm)

lv: longitud no arriostrada diagonal en (mm)

lh: longitud no arriostrada horizontal en (mm)

Resolviendo:

$$lv = \sqrt{(2.4)^2 + (1.008)^2} = 2.603 \text{ m}$$

$$\frac{(0.8)(2.603)}{1.88/100} \leq 120$$

$$110.76 \leq 120 ; \text{ OK}$$

Resistencia a la compresión axial

La resistencia a compresión factorada de los elementos como se indica en el art.6.9.2.1 de la AASTHO es igual a:

$$Pr = (\phi_c)(Pn) \quad (3.88)$$

$$Pn = (0.877)(Pe) \quad (3.89)$$

$$Po = (Fy)(Ag) \quad (3.90)$$

Donde:

Pn: resistencia a la compresión nominal

ϕ_c : factor de resistencia a la compresión. ($\phi_c = 1$ para estado límite por evento extremo)

Po: Resistencia nominal a fluencia

Ag: Área transversal de la sección (cm²)

Fy: Resistencia mínima a la fluencia del elemento (kg/cm²)

De acuerdo con los art.6.9.4.1.1 y 6.9.4.1.2 de la norma AASHTO LRFD indica que, para el cálculo de la resistencia para elementos ángulos sujetos a compresión se debe utilizar la esbeltez efectiva en vez de la real, la cual se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Si } \frac{l}{rx} \leq 80 \quad \rightarrow \quad \left(\frac{kl}{r}\right)_{ef} = 72 + 0.75 \left(\frac{l}{rx}\right) \quad (3.91)$$

$$\text{Si } \frac{l}{rx} > 80 \quad \rightarrow \quad \left(\frac{kl}{r}\right)_{ef} = 32 + 1.25 \left(\frac{l}{rx}\right) \quad (3.92)$$

Donde:

l: distancia entre los puntos de trabajo medida a lo largo del perfil (cm)

rx: radio de giro en (cm)

Para la resistencia crítica al pandeo elástico por flexión (Pe) como lo indica el art.6.9.4.1.2 se lo calcula usando la siguiente ecuación:

$$Pe = \frac{\pi^2(E)(Ag)}{\left(\frac{kl}{r}\right)_{ef}^2} \quad (3.93)$$

Las fuerzas axiales a compresión obtenidas del programa SAP en las diagonales donde se registró el mayor valor fue de:

$$Pu = 2324.2 \text{ kg}$$

Resolviendo, se tiene:

$$\frac{l}{rx} \leq 80$$

$$138.46 > 80$$

$$\therefore \left(\frac{kl}{r}\right)_{ef} = 32 + 1.25(138.46)$$

$$\therefore \left(\frac{kl}{r}\right)_{ef} = 205.07 \text{ Kg}$$

$$Pe = \frac{\pi^2(E)(Ag)}{\left(\frac{kl}{r}\right)_{ef}^2}$$

$$Pe = 2674.41 \text{ Kg}$$

$$Po = (Fy)(Ag) = 19648.85 \text{ Kg}$$

$$\frac{Pe}{Po} = 0.136$$

$$Pn = (0.877)(2671.41)$$

$$Pn = 2345.46 \text{ Kg}$$

$$Pr = (\phi c)(Pn)$$

$$Pr = 2345.46 \text{ Kg}$$

$$(\phi c)(Pn) > Pu$$

$$2345.46 > 2324.2 ; OK$$

El perfil adoptado L60X60X5 cumple con los requisitos a compresión, por lo tanto, se lo adopta en el diseño final.

3.13. DISEÑO DE SOLDADURA (CONEXIÓN VIGA-DIAFRAGMA-DIAGONAL)

La resistencia de una conexión soldada se basa en la resistencia que tenga el metal de soldadura depositado y su diseño debe estar regido por los requisitos de la AASTHO/AWS presente en la norma AASHTO LRFD Art.6.13.3.1.

El tipo de soldadura a usarse será de tipo filete y su resistencia será determinada por la AASHTO LRFD 6.13.3.2.4b la cual es el producto entre el área efectiva y la resistencia factorada de la soldadura adoptada:

$$\phi Rn = 0.6(\phi e^2)(Fexx)Aw \quad (3.94)$$

Donde:

ϕ_e : factor de resistencia para soldadura metálica, de acuerdo con la AASHTO art. 6.5.4.2 es igual a 1 para eventos extremos.

F_{exx} : Resistencia mínima a la tensión de la soldadura

Tabla 3.35 Características de los electrodos más utilizados. Fuente: AISC

ELECTRODO	Resistencia especificada a la tracción		Esfuerzo de fluencia del metal base	
	Fue (ksi)	Fue (kg/cm ²)	Fy (ksi)	Fy (kg/cm ²)
E60	60	4230	≤ 42	≤ 2960
E70	70	4930	≤ 55	≤ 3870

Partiendo de la tabla anterior, se usa un electrodo E70 con una resistencia especificada a la tracción (F_{exx}) de 4930 Kg/cm².

Según el AISC, el área efectiva de una soldadura tipo filete es igual a la longitud efectiva de soldadura por la garganta efectiva, siendo esta, según la AASHTO art. 6.13.3.3, la distancia más corta de la raíz al lado soldado.

Dentro de las limitaciones que da la AASTHO en el art. 6.13.3.5 limita la longitud efectiva en un mínimo de cuatro veces su tamaño y mínimo de 40 mm.

$$A_w = 0.707(w)(L) \quad (3.95)$$

Donde:

A_w : área efectiva de la soldadura (cm²)

w : espesor de soldadura filete (cm)

L : longitud efectiva del filete, incluye vueltas y esquinas (cm)

Tabla 3.36 Tamaños Mínimos para soldadura tipo filete. Fuente: AISC. J2.4

Tamaños mínimos para la soldadura de filete	
Espesor del material de la parte unida más delgada, in (mm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete [a], in (mm)
Hasta 1/4 (6) inclusive	1/8 (3)
Mayor de 1/4 (6), hasta 1/2 (13) inclusive	3/16 (5)
Mayor de 1/2 (13), hasta 3/4 (19) inclusive	1/4 (6)
Mayor de 3/4 (19)	5/16 (8)

[a] Dimensión del lado de los filetes
 Nota: Ver sección J2.2b para tamaño máximo de soldaduras de filete

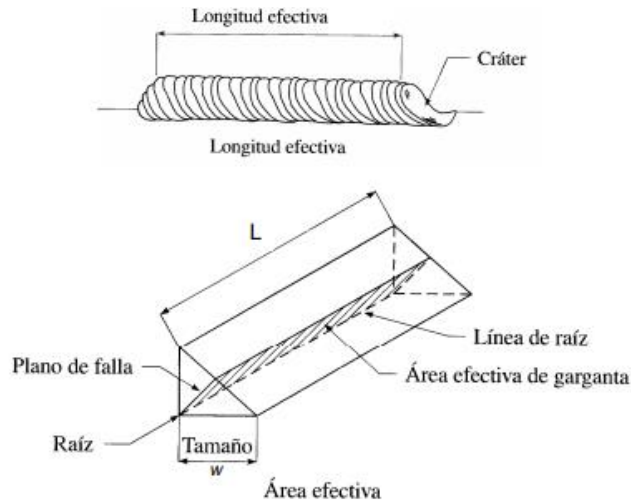


Gráfico 3.30 Esquema de la longitud efectiva y tamaño del filete de soldadura.
Fuente: AISC

Se adopta un espesor de soldadura (w) = 0.5 cm

La longitud efectiva de soldadura del ángulo a la placa del rigidizador paralela a la carga es = 17 cm

La longitud efectiva de soldadura del ángulo a la placa del rigidizador perpendicular a la carga es = 6 cm.

$$A_w = 0.707(0.5)(23.4)$$

$$A_w = 8.27 \text{ cm}^2$$

Teniendo:

$$\phi R_n = 0.6(1)(4930)(8.27)$$

$$\phi R_n = 24462.66 \text{ kg}$$

$$\therefore \phi R_n \geq P_u$$

$$\therefore 24662.66 \geq 2324.2 \text{ kg}$$

OK

El diseño de la soldadura de los elementos es el correcto.

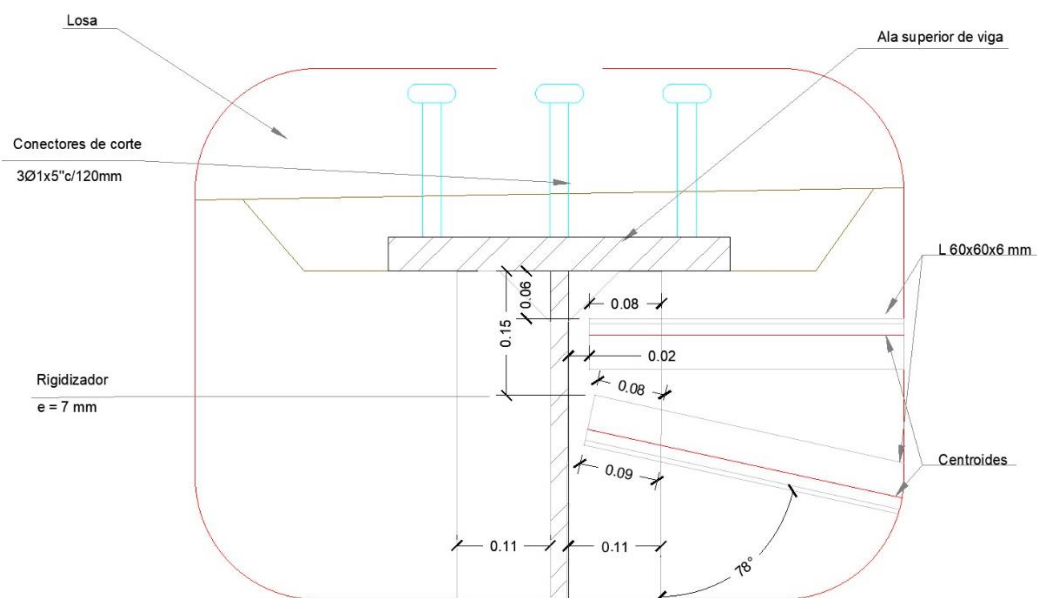


Gráfico 3.31 Conexiones Soldadas

3.14. DISEÑO DE APOYO ELASTOMÉRICOS

3.14.1. Dimensionamiento del apoyo elastoméricos

La superestructura depositara las cargas a los estribos, por lo tanto, necesitara elementos que mantenga la integridad del hormigón, requiriendo el uso de apoyos elastoméricos también conocidos como neoprenos. Las cargas actuantes son:

Tabla 3.37 Cargas proveniente de la superestructura

Tipo de carga	Nomenclatura	Cantidad [T]
Carga muerta	PC	25
Carga de capa de rodadura	Pdw	0.75
Carga viva	P(LL)	17.00
Tota	Pt	41.50

Teniendo en cuenta que el esfuerzo a corte, σ_s , debe ser menor que 879 [T/m²], el área requerida del elemento elastomérico se determina con el uso de la siguiente expresión:

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_S} \quad (3.96)$$

Por lo tanto:

$$A_{req} = \frac{43.66}{879}$$

$$A_{req} = 0.05$$

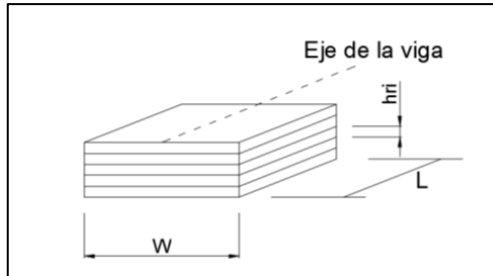


Gráfico 3.32 Esquema geométrico del apoyo elastoméricos

Por lo cual, se toma un ancho W de 25 [cm] y una longitud L de 30 [cm] en las dimensiones del neopreno, cuya área es de 0.075 [m²] y un 50% mayor que la requerida. La máxima deformación por corte del dispositivo se puede relacionar con el máximo desplazamiento que horizontal que experimentara la superestructura, por lo tanto, se considera las deformaciones de dilatación de vigas de acero, deformación por colocación de vigas y la deformación por el fraguado del hormigón del estribo. Por lo tanto:

$$\Delta_{Total} = 1.2 (\Delta_{Temp} + \Delta_{colocación} + \Delta_{fraguado}) \quad (3.97)$$

Por lo tanto:

$$\Delta_{Total} = 1.2 (L * \alpha * T^{\circ} + 1 + 0.9)$$

$$\Delta_{Total} = 1.2 (2500 * 10.8 * 10^{-6} * 27^{\circ} + 1 + 0.9)$$

El espesor requerido de las capas del material elastomérico se especifica en la ecuación 14.7.5.3.2-1 de la AASHTO, la cual debe ser mayor que el desplazamiento horizontal generado por la superestructura, por lo tanto:

$$h_{rt} > 2 \Delta_{Total}$$

Por consiguiente:

$$h_{rt} = 2 * 3.32$$

$$h_{rt} = 6.64 [cm]$$

Las especificaciones AASHTO establecen que se debe usar un módulo de corte del elastomérico entre 5.62 y 12.3 [Kg/cm²], teniendo una temperatura promedio de 27 °C en la ciudad de Babahoyo, se toma un valor de G igual a 9.14 [Kg/cm²]. El factor de forma Si mínimo que requiere nuestro elemento de apoyo de determina de con la siguiente expresión:

$$Si_{min} \geq \frac{\sigma_s}{1.25G} \quad (3.98)$$

En la cual:

$$\sigma_s = Pt/A$$

$$G = 9.14 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = \text{Modulo de dureza } 60$$

Por lo tanto:

$$Si_{min} \geq \frac{41.5 * 1000 / (25 * 30)}{1.25 * 9.14}$$

$$Si_{min} \geq 4.84 \text{ [cm]}$$

El grosor de las capas interiores de material elastoméricos se obtienen con el uso de ecuación 14.7.5.1-1 de las especificaciones AASHTO:

$$H_{ri} \leq \frac{L * W}{2 * Si * (L + W)} \quad (3.99)$$

Por consiguiente:

$$H_{ri} \leq \frac{25 * 30}{2 * 4.84 * (25 + 30)}$$

$$H_{ri} \leq 1.4 \text{ [cm]}$$

El grosor de las capas exteriores se obtiene en función de las capas interiores, tomando un coeficiente de reducción de 0.7, tenemos que el espesor es:

$$H_{re} \leq 0.7 * H_{ri} \text{ [cm]}$$

$$H_{re} \leq 0.98 \text{ [cm]}$$

En función de la altura total del material de apoyo elastoméricos requerido y las alturas de las capas exteriores e interiores, se necesitan 4 capas intermedias con una altura de 1.4 [cm] y dos capas exteriores de 0.9 [cm], teniendo así un espesor total de elastomérico de 7.4 [cm].

El espesor de las placas de acero de refuerzo se obtiene analizando el estado límite de fatiga, condición que mostro una situación más estable para el apoyo, haciendo uso de la ecuación 14.7.5.3.5-1:

$$H_s \geq \frac{3 * H_{ri} * \sigma_s}{F_y} \quad (3.100)$$

Por lo tanto:

$$H_s \geq \frac{3 * 1.4 * \left(\frac{41.5 * 1000}{30 * 25}\right)}{2530}$$

$$H_s \geq 0.1 \text{ [cm]}$$

Se adopta un valor de $H_s = 0.18$ [cm], obteniendo así 5 capas de acero de refuerzo en nuestro apoyo elastoméricos y una altura total de 8.3 [cm].

3.14.2. Verificaciones

Estabilidad del dispositivo de apoyo

Las especificaciones AASHTO, en el capítulo 14.7.6.3.6, indican que para asegurar la estabilidad del apoyo elastomérico, la altura de este debe ser menor o igual que $L/3$ o $W/3$. Por lo tanto:

$$\frac{L}{3} = \frac{30}{3} = 10 \text{ [cm]}$$

$$\frac{W}{3} = \frac{25}{3} = 8.3 \text{ [cm]}$$

Dado que, la altura del apoyo elastomérico es de 8.3 [cm], cumple con la condición de estabilidad previamente analizada.

Esfuerzo de compresión por carga total

Para refuerzos de acero en apoyos elastoméricos, las especificaciones AASHTO recomiendan que el esfuerzo de compresión cumpla con la ecuación 14.7.6.3.2-7. En la cual el factor de forma para una capa interior S_i es igual a 4.87.

$$\sigma_s \leq 1.25 G * S_i \quad (3.101)$$

Por lo tanto:

$$55.3 \leq 1.25 (9.14) * (4.87)$$

$$55.3 \leq 55.64$$

Dado que el esfuerzo de compresión generado por las cargas de la superestructura es menor que la capacidad admisible por las propiedades del material de apoyo, el neopreno será capaz de resistir a compresión.

Deflexiones admisibles

Para determinar las deformaciones de las capas del elastómero, procedemos a usar el siguiente ábaco.

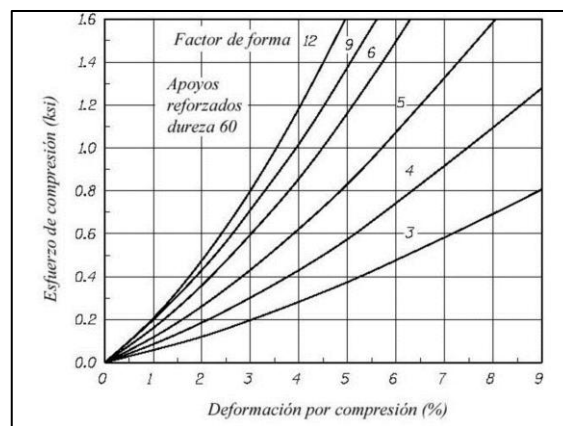


Gráfico 3.33 Deflexión por compresión, Especificaciones AASHTO 14.7.6.3.3-1

Tabla 3.38 Deformaciones en las capas de elastómero

Capa	CARGA	S	σ (KSI)	$\epsilon\%$
Interior	Muerta	4.87	0.464	4
	Total	4.87	0.786	6.1
Exterior	Muerta	7.58	0.464	2.75
	Total	7.58	0.786	3.8

Por lo tanto, se procede a determinar las deformaciones totales tanto para la carga total y la carga muerta de la superestructura.

Deflexión por compresión inicial de carga muerta, ecuaciones 14.7.5.3.6-1 y 14.7.5.3.6-2 de las especificaciones AASHTO.

$$\delta_{DC} = n * H_{ri} * \epsilon_{int} + 2 * H_{re} * \epsilon_{ext} \quad (3.102)$$

$$\delta_{DC} = 4 * 1.4 * 0.04 + 2 * 0.9 * 0.0275$$

$$\delta = 0.27 [cm]$$

Deflexión por compresión inicial de carga total, ecuaciones 14.7.5.3.6-1 y 14.7.5.3.6-2 de las especificaciones AASHTO.

$$\delta_{Total} = n * H_{ri} * \epsilon_{int} + 2 * H_{re} * \epsilon_{ext}$$

$$\delta_{Total} = 4 * 1.4 * 0.061 + 2 * 0.9 * 0.038$$

$$\delta = 0.41 [cm]$$

Deflexión por compresión inicial de carga viva.

$$\delta_{LL} = \delta_{Total} - \delta_{DC}$$

$$\delta_{LL} = 0.41 - 0.27 = 0.14 [cm]$$

Deflexión por creep.

Para determinar la deflexión por creep es necesario conocer el coeficiente de deformación para este estado y las especificaciones AASHTO en la tabla 14.7.6.2-1 nos indican estos valores para las diferentes escalas de dureza.

Tabla 3.39 Propiedades correlacionadas de los materiales, AASHTO 14.7.6.2-1

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Shear Modulus @ 73°F (ksi)	0.095–0.130	0.130–0.200	0.200–0.300
Creep deflection @ 25 yr divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

Por lo tanto, se escoge un valor C_d de 0.35, dato con el cual procedemos a calcular la deflexión.

$$\delta_{CREEP} = C_d * \delta_{DC} \tag{3.103}$$

$$\delta_{CREEP} = 0.35 * 0.27 = 0.1 [cm]$$

Deflexión por combinación de creep y carga viva.

$$\delta_{CREEP+LL} = \delta_{CREEP} + \delta_{LL}$$

$$\delta_{CREEP+LL} = 0.1 + 0.14 = 0.24 [cm]$$

Las especificaciones AASHTO (C14.7.5.3.6) recomiendan que esta deformación no sea mayor a 1/8", condición que se cumple en nuestro caso.

Deflexión por compresión inicial de una capa interna de elastómero, ecuación 14.7.6.3.3 de las Especificaciones AASHTO.

$$\delta_i = \varepsilon_{nt} * H_{ri} \leq 0.09H_{ri} \quad (3.104)$$

$$\delta_i = \varepsilon_{nt} \leq 0.09$$

$$\delta_i = 0.061 \leq 0.09$$

Rotación del dispositivo, artículo 14.7.6.3.5 y capítulo C14.7.6.1 de las especificaciones de la AASHTO.

El diseño por rotación del apoyo está implícito en la geometría, por lo tanto, no se requieren de elementos adicionales para controlar este efecto.

Anclaje del dispositivo, artículo 14.8.3 de las especificaciones de la AASHTO.

Debido al desplazamiento horizontal generado en el apoyo, se produce una fuerza contante la cual se determina con la siguiente expresión:

$$H_U = G * A * \frac{\Delta_U}{H_{rt}} \quad (3.105)$$

En la cual:

$G = 14.06 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = \text{módulo de compresión del material.}$

$\Delta_u = \gamma_{TU} * \Delta_{Total} = 1.2 * (3.32) = 3.984 \text{ [cm]}$

Por lo tanto:

$$H_U = 14.09 * (25 * 30) * \frac{3.984}{8.3}$$

$$H_U = 5.99 \text{ [cm]}$$

La fuerza de fricción que se desarrolla en el neopreno depende del coeficiente de fricción estático $\mu = 0.2$ y la carga permanente mínima en servicio P_{DC} , por lo tanto:

$$F_f = \mu * P_{DC} \quad (3.106)$$

$$F_f = 0.2 * 23.75 = 4.75 \text{ [T]}$$

Debido a que la fuerza de fricción es menor que la fuerza cortante generada en el apoyo elastomérico, se requiere el uso de anclajes.

3.14.3. Anclaje

Placa base.

El área necesaria de la placa base se obtiene de la división entre la carga total actuante de la superestructura y el esfuerzo a la compresión del acero, por lo tanto:

$$An = \frac{P}{Fp} \quad (3.107)$$

Donde:

$$P = 41.5 \text{ [T]}$$

$$Fp = 63 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Por consiguiente:

$$An = \frac{41.5 * 1000}{63}$$

$$An = 658.72 \text{ [cm]}$$

Pero se recomienda que el área de la placa sea 10 cm mayor a cada extremo del material elastómero, por lo tanto, tendríamos un ancho de placa de 45 [cm] y un largo de placa de 50 [cm].

En la base de la placa metálica se generarán esfuerzos de compresión mínimos, máximos, de acuerdo a un desplazamiento por temperatura y el esfuerzo uniforme.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 * P * e}{W * L^2} \quad (3.108)$$

Por lo tanto:

Tabla 3.40 Esfuerzos generados en la base de la placa metálica

Tipo de esfuerzo	Nomenclatura	Valor [T/cm ²]
Esfuerzo máximo	σ_{max}	0.02036
Esfuerzo mínimo	σ_{min}	0.01653
Esfuerzo uniforme	σ_{eje}	0.01844
Esfuerzo a una excentricidad e	σ_1	0.01851

En la placa base se generan momentos, debido a esfuerzos uniformes y por la presencia de desplazamientos por temperatura, por lo tanto:

$$M_A = \frac{\sigma_1 * \left(\frac{L}{2} - e\right)^2}{2} \pm \frac{(\sigma_{max} - \sigma_1) * \left(\frac{L}{2} - e\right)^2}{3} \quad (3.109)$$

$$M = \frac{\sigma_{eje} * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{2} \quad (3.110)$$

Tabla 3.41 Momentos generados en la placa

Momentos generados en la placa base	Nomenclatura	
Momento cuando ocurre un desplazamiento e	Ma	5.75
Momento cuando no ocurre desplazamientos	M	5.76

Para obtener el espesor requerido capaz de soportar los esfuerzos actuantes y los momentos generados, hacemos uso de la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{fb}} \quad (3.111)$$

En la cual:

M = 5.76 [T.cm] = Máximo momento generado en la placa;

Fb = 1392 [Kg/cm²]

Por consiguiente:

$$t = \sqrt{\frac{6 * 5.76 * 1000}{1392}}$$

$$t = 5 [cm]$$

Por lo tanto, escogemos dos placas metálicas de 2.5 [cm] en la placa inferior y una placa de 2.5 [cm] en la parte superior.

Pernos de anclaje

Para los pernos de anclaje usaremos la clasificación SAE grado 1.2, por lo tanto, el esfuerzo de fluencia del material Fy es de 5244.83 [Kg/cm²]. De la misma manera, es

necesario determinar el máximo cortante en el apoyo, el cual se genera cuando se registra actividad sísmica.

$$EQ = P_{DC} * Z \quad (3.112)$$

$$EQ = 23.75 * 0.3 = 7.125 [T]$$

De acuerdo con las especificaciones AASHTO, la componente en el sentido de la fuerza sísmica tiene un factor de 100% y la componente perpendicular al sentido de la fuerza sísmica tiene un factor de 30 %, por consiguiente;

$$EQ_{xx} = 100\% * EQ = 7.125 [T]$$

$$EQ_{yy} = 30\% * EQ = 2.375 [T]$$

Por lo tanto, la fuerza de corte que soportaran los pernos de anclaje de obtienen haciendo uso de la siguiente expresión:

$$P_{EQ} = \sqrt{EQ_{xx}^2 + EQ_{yy}^2} \quad (3.113)$$

$$P_{EQ} = \sqrt{7.125^2 + 2.375^2}$$

$$P_{EQ} = 7.51 [T]$$

Con la fuerza de corte obtenida, se consideran 4 pernos de 1.905 cm de diámetro, por lo tanto, posee un área de 2.85 [cm²], la cual será la encargada de soportar los esfuerzos de corte.

$$\text{Esfuerzo cortante generada} \rightarrow Fv = \frac{P_{EQ}}{\#pernos * A_{Pernos}} \quad (3.114)$$

$$Fv = \frac{7.51 * 1000}{4 * 2.85} = 658.75 [Kg/cm^2]$$

$$\text{Esfuerzo cortante admisible} \rightarrow FV = 0.33 * Fy \quad (3.115)$$

$$FV = 0.33 * 5244.83 = 1730.8 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Los cuatro pernos tienen la capacidad de soportar los esfuerzos cortantes generados por la superestructura.

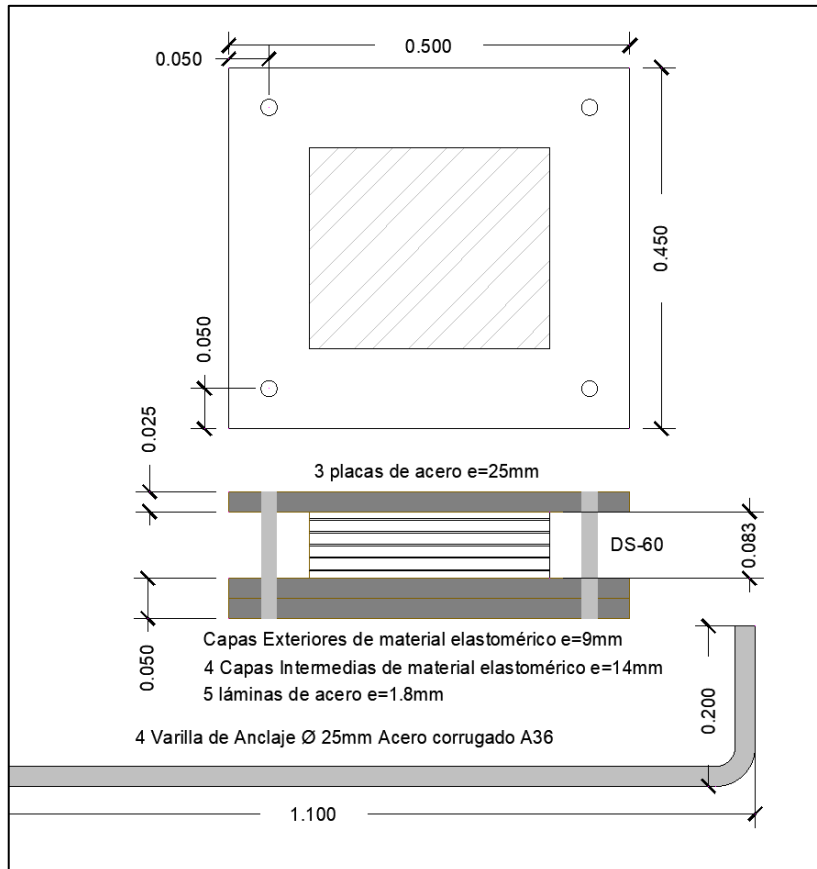


Gráfico 3.34 Esquema del apoyo Elastomérico, placas y pernos de anclaje

3.15. ESTRIBOS

3.15.1. Pre-dimensionamiento de estribos y muros de ala con especificaciones AASHTO por estados límites

La selección del tipo de estribo, tamaño y demás características dependen de un conjunto de estudios, como lo son el topográfico, geológico, hidráulico, hidrológico y de factibilidad. De la misma manera, es necesario establecer un aspecto de simetría en los dos extremos que soportaran la superestructura, siempre y cuando las condiciones del entorno no lo impidan.

Hay que tener en consideración que un estribo debe tener la una conexión fija con la superestructura, mientras que el otro extremo debe poseer un apoyo móvil, lo que ayuda con efectos de movimiento. Para hacer un análisis de capacidad del suelo, se asume una resistencia portante de 10 T/m², la cual se espera obtener con el uso de pilotes y la propia capacidad del sitio.

Estribo de conexión móvil

Ancho de Asiento

El ancho básico de asiento, teniendo en cuenta efectos sísmicos, se puede establecer con la siguiente expresión:

$$n = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H) * (1 + 0.000125 * S^2) \quad (3.116)$$

Dónde:

L= 25 [m] = Longitud del claro del puente.

H= 0 [m] = Altura de pilas (no existen apoyos intermedios)

S= 0° = Ángulo de esviaje de la estructura

Tomando en consideración las propiedades en campo, tenemos que:

$$n = (200 + 0.0017 * 25 + 0.0067 * 0) * (1 + 0.000125 * 0^2)$$

$$n = 200 [mm] = 0.2 [m]$$

De manera empírica se ha llegado a la conclusión de la necesidad de un factor de mayoración para el ancho de asiento, resultando en la siguiente expresión:

$$N = F * n \quad (3.117)$$

Dónde:

F= 1.5 = Factor de incremento para zonas propensas a actividades sísmicas.

$$n = 0.2 [m]$$

De esta manera se obtiene el ancho de asiento empírico:

$$N = 1.5 * 0.2$$

$$N = 0.3 [m]$$

Altura de Cabezal

La altura de cabezal depende de las propiedades de la superestructura, por lo que hay que tener en cuenta el espesor de carpeta asfáltica, espesor de losa, altura de vigas y la altura de los apoyos elastómeros. Por lo tanto:

$$H1 = \text{carpeta asfáltica} + \text{losa} + \text{vigas} + \text{apoyos elastoméricos}$$

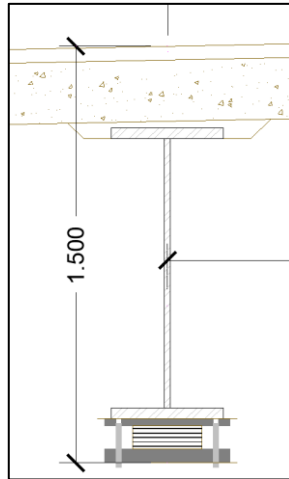


Gráfico 3.35 Altura de Cabezal H1

$$H1 = 1.5 [m]$$

Altura del elemento de cimentación

La altura de zapata se expresa como un valor entre la décima y doceava parte de la altura total del estribo, teniendo la siguiente expresión:

$$Hz = \frac{H}{10} \text{ ó } \frac{H}{12} \quad (3.118)$$

En la cual:

H_z = Altura del elemento de cimentación (zapata),

$H = 5 [m]$ = Altura de estribo.

Por consiguiente:

$$Hz = \frac{5}{10}$$

$$Hz = 0.5 [m]$$

Altura de Pantalla

La altura de pantalla se obtiene en función de varias propiedades haciendo uso de la siguiente expresión:

$$H2 = H - Hz - H1$$

En la cual:

H_2 = Altura de pantalla

$H = 5$ = Altura total de estribo

$H_z = 0.5$ = Altura de zapata

$H_1 = 1.5$ = Altura de cabezal

Por consiguiente:

$$H2 = 5 - 0.5 - 1.5$$

$$H1 = 3 \text{ [m]}$$

Ancho de superficie de asiento para la superestructura

El ancho de la superficie de asiento es una propiedad geométrica que se determina con la siguiente expresión:

$$b = N + j \quad (3.119)$$

En la cual:

b = Es el ancho de la superficie de asiento de la superestructura [m]

$N = 0.3$ [m] = Ancho de asiento empírico por implicaciones sísmicas.

$j = 0.1$ [m] = Ancho mínimo considerado para juntas de expansión y contracción.

Por consiguiente

$$b = 0.3 + 0.1$$

$$b = 0.4 \text{ [m]}$$

Para este caso tomamos un valor de $b = 0.60$ [cm], brindando una mejor geometría para la colocación de los apoyos elastoméricos y las placas que servirán como amortiguadores para la superestructura.

Ancho de cabezal

El ancho de cabezal se puede determinar haciendo uso de la siguiente expresión:

$$tbw = 0.2 \text{ o } 0.3 \text{ [m]} \quad (3.120)$$

Por consiguiente, adoptamos un valor de $tbw = 0.3$ [m].

Ancho del elemento de cimentación

El ancho de zapata B , puede determinarse en función de la altura total de nuestro estribo con la siguiente expresión:

$$B = 0.4H \text{ o } 0.7H \text{ [m]} \quad (3.121)$$

Teniendo presente un factor de seguridad mayor, adoptamos el siguiente valor:

$$B = 0.7H \text{ [m]}$$

$$B = 0.7 * 5 \text{ [m]}$$

$$B = 3.5 \text{ [m]}$$

Por decisión en el diseño, se optó por un valor para el ancho de zapata de $B = 4.8$ m.

Ancho de dedo del Estribo

El ancho de dedo del estribo td , se obtiene haciendo uso de la siguiente expresión:

$$td = \frac{B}{3} \quad (3.122)$$

En la cual B es el ancho de zapata con un valor de 4.8 [m]

Por consiguiente:

$$td = \frac{4.8}{3}$$

$$td = 1.6 \text{ [m]}$$

Ancho de talón del Estribo

La dimensión del talón se interpretará en función de los demás elementos de cimentación, teniendo así la siguiente expresión:

$$tt = B - td - tbw - b \quad (3.123)$$

En la cual:

tt = es el ancho de talón del estribo;

$B = 4.8$ = es el ancho total de cimentación;

$td = 1.6$ = es el ancho de dedo del estribo;

$tbw = 0.3$ = ancho de cabezal;

$b = 0.6$ = ancho de la superficie de asiento para la superestructura.

Por consiguiente:

$$tt = 4.8 - 1.6 - 0.3 - 0.6 \text{ [m]}$$

$$tt = 2.3 \text{ [m]}$$

Un resumen de todos los elementos y propiedades geométricas del estribo se presentan en la Tabla 3.42

Tabla 3.42 Dimensiones preliminares del Estribo

GEOMETRIA PRELIMINAR DEL ESTRIBO		
Altura total de Estribo H	5	m
Altura de cabezal H1	1.5	m
Ancho de cabezal tbw	0.300	m
Ancho de superficie de asiento b	0.600	m

Ancho de arranque de pantalla L_p	0.9	m
Altura de pantalla H_2	3.000	m
Altura de zapata H_z	0.5	m
Ancho de dedo del estribo t_d	1.6	m
Ancho de talón del estribo t_t	2.300	m
Ancho total de zapata B	4.8	m

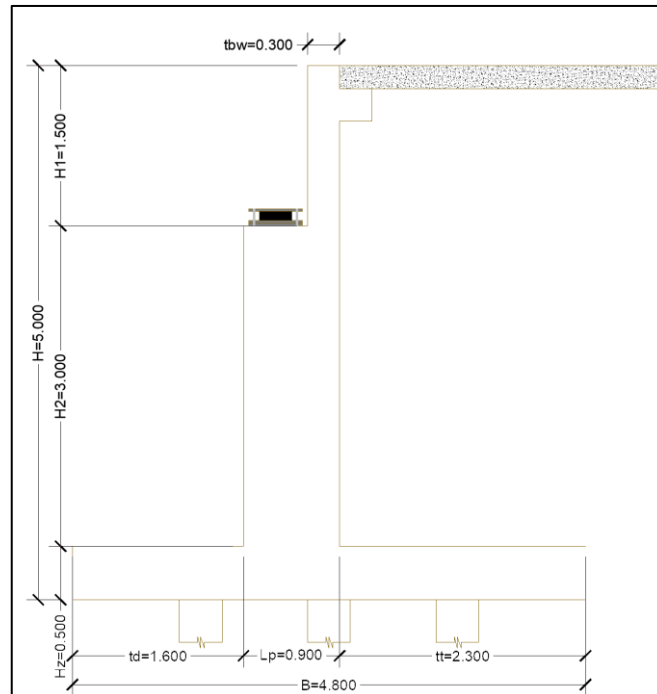


Gráfico 3.36 Vista lateral del estribo

MURO DE ALA DE HORMIGÓN ARMADO

Las especificaciones AASHTO LRFD nos brindan ciertas recomendaciones en el diseño de los muros de ala. De esta manera, podemos seleccionar el tipo de muro y dimensiones con las cuales será expuesta ante efectos de carga muerta, carga viva y análisis sísmico, para finalmente hacer un diseño del armado de acero de la estructura.

Altura de zapata

De la misma manera que para el estribo, la altura de zapata se expresa como un valor entre la décima y doceava parte de la altura total del estribo, teniendo la siguiente expresión:

$$H_z = \frac{H}{10} \text{ ó } \frac{H}{12} \quad (3.124)$$

En la cual:

H_z = Altura del elemento de cimentación (zapata),

$H = 5$ [m] = Altura de estribo.

Por consiguiente:

$$H_z = \frac{5}{10}$$

$$H_z = 0.5 \text{ [m]}$$

Altura de Pantalla

La altura de pantalla del muro de ala se obtiene haciendo uso de la siguiente expresión:

$$H_2 = H - H_z \quad (3.125)$$

En la cual:

H_2 = Altura de pantalla

$H = 5$ = Altura total de estribo

$H_z = 0.5$ = Altura de zapata

Por consiguiente:

$$H_2 = 5 - 0.5$$

$$H_1 = 4.5 \text{ [m]}$$

Ancho de Pantalla

El ancho de cabezal se puede determinar haciendo uso de la siguiente expresión:

$$tbw = 0.2 \text{ o } 0.3 \text{ [m]} \quad (3.126)$$

Por consiguiente, adoptamos un valor de $tbw = 0.3$ [m].

Ancho del elemento de cimentación

El ancho de zapata B para los muros de ala, pueden determinarse en función de la altura total de nuestro estribo con la siguiente expresión:

$$B = 0.4H \text{ o } 0.7H \text{ [m]} \quad (3.127)$$

Teniendo presente un factor de seguridad significativo pero menor que para el estribo, adoptamos el siguiente valor:

$$B = 0.65H \text{ [m]}$$

$$B = 0.65 * 5 [m]$$

$$B = 3.30 [m]$$

Ancho de dedo del muro de ala

El ancho de dedo del muro de ala, td , se obtiene haciendo uso de la siguiente expresión:

$$td = \frac{B}{3} \quad (3.128)$$

En la cual B es el ancho de zapata con un valor de 4.8 [m]

Por consiguiente:

$$td = \frac{3.3}{3}$$

$$td = 1.1 [m]$$

Ancho de talón del muro de ala

La dimensión del talón se interpretará en función de los demás elementos de cimentación, teniendo así la siguiente expresión:

$$tt = B - td - Lp \quad (3.129)$$

En la cual:

tt = es el ancho de talón del muro de ala;

$B = 3.3$ = es el ancho total de cimentación;

$td = 1.1$ = es el ancho de dedo del muro de ala;

Lp = Ancho de arranque de la pantalla;

Por consiguiente:

$$tt = 3.3 - 1.1 - 0.45 [m]$$

$$tt = 1.75 [m]$$

Un resumen de todos los elementos y propiedades geométricas de los muros de ala a los extremos del estribo se presentan en la Tabla 3.43

Tabla 3.43 Dimensiones preliminares del Muro de ala

GEOMETRIA PRELIMINAR DEL ESTRIBO		
Altura total de muro de ala H	5	m
Espesor de pantalla tbw	0.3	m
Ancho de arranque de pantalla Lp	0.45	m
Altura de pantalla H2	3.000	m
Altura de zapata Hz	0.5	m
Ancho de dedo del estribo td	1.6	m
Ancho de talón del estribo tt	2.300	m
Ancho total de zapata B	4.8	m

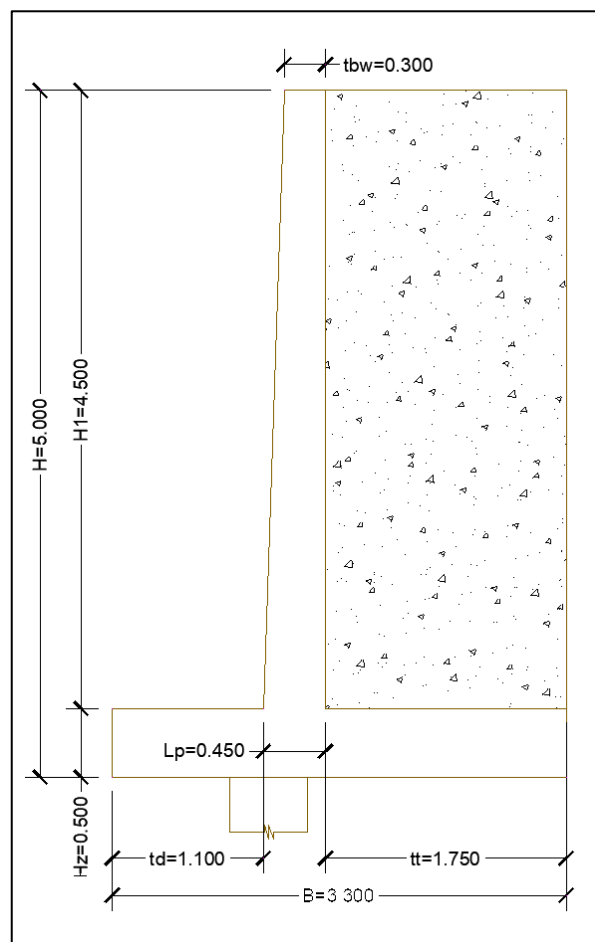


Gráfico 3.37 Vista Lateral del muro de ala

3.15.2. Diseño de estribos

3.15.2.1. Diseño de cabezal

El cabezal es un elemento estructural del estribo, que estará sometido a varios factores de carga como el efecto de la presión del suelo, el efecto de la fuerza sísmica, el efecto de la sobrecarga y la fuerza de frenado. Por lo tanto, el diseño tanto de flexión como de corte estarán influenciado netamente de los efectos previamente mencionados. A continuación, se muestra una tabla resumen de los momentos generados para cada caso, valores que dependen netamente de la altura del cabezal.

Para una altura de cabezal igual a $H = 1.5$ [m], tenemos la siguiente información.

Tabla 3.44 Cargas y momentos generados en el cabezal

Efecto de análisis	Cargas actuantes en el cabezal	Brazo Palanca	Momento
Efecto de presión del suelo M_{EH}	$EH = \frac{1}{2}Ka * \gamma * H^2$	$\frac{H}{3}$	0.314
Efecto de sobrecarga M_{LS}	$LSx = q * H * Ka$	$\frac{H}{2}$	1.256
Efecto de la fuerza sísmica en el material de relleno M_{SIS}	$\Delta DEa = \frac{1}{2}\gamma * H^2 * (Kas - Ka) * (1 - Csv)$	$\frac{2H}{3}$	0.077
Efecto de la fuerza sísmica sobre el cabezal M_{SPP}	$Fssp = Csh * Wpp$	$\frac{H}{2}$	0.061
Efecto de fuerza de frenado M_{BR}	$BR = R_{CV} * \%N * \#carriles * m$	$H + 1.8$	5.706

Diseño de refuerzo a flexión

Se realiza el análisis en un metro de ancho en el cabezal, teniendo una resistencia a la compresión en el hormigón de $F'c = 280$ [kg/cm²] y una resistencia a la fluencia en el acero de $Fy = 4200$ [kg/cm²]. Es importante acotar que las estructuras que están en contacto con el suelo deben tener un recubrimiento considerable, en el cual para nuestro caso se tomó un espesor de 7.5 [cm], recomendado por las especificaciones AASHTO. De la misma, las especificaciones ASSHTO muestran un momento ultimo para cada estado limite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

Estado límite de resistencia

$$Mu = n[1.75M_{LS} + 1.5M_{EH} + 1.75 M_{BR}] \quad (3.130)$$

Estado límite de eventos extremos

$$Mu = n[0.5M_{LS} + 1.5M_{EH} + 1.00M_{EQ} + 0.5 M_{BR}] \quad (3.131)$$

Estado límite de servicio

$$Mu = n[M_{LS} + M_{EH} + M_{BR}] \quad (3.132)$$

En las cuales:

M_{EH} = Momento generado por la presión del material de relleno;

M_{LS} = Momento generado por la componente horizontal de la sobrecarga viva;

$M_{EQ} = M_{SIS} + M_{SPP}$ = Momento generado por fuerza sísmica;

M_{BR} = Momento generado por fuerza de frenado;

$n = 1$ = coeficiente para modificación de carga.

Por consiguiente:

Estado límite de resistencia $\rightarrow Mu = 12.65 [T \cdot \frac{m}{m}]$

Estado límite de eventos extremos $\rightarrow Mu = 4.09 [T \cdot \frac{m}{m}]$

Estado límite de servicio $\rightarrow Mu = 7.28 [T \cdot \frac{m}{m}]$

De entre los tres estados límites analizados, la combinación que genera una peor situación para el cabezal del estribo es el estado límite de resistencia, razón por la cual será motivo de análisis para el diseño correspondiente.

La altura efectiva del cabezal se expresa de la siguiente manera:

$$d = tbw - rec \quad (3.133)$$

Por lo tanto:

$$d = 0.3 - 0.075$$

$$d = 0.225 [m]$$

Ya definido el momento último de análisis y la altura efectiva del cabezal, se procede a determinar el coeficiente k para el cálculo de refuerzo de acero. Dicho coeficiente se puede obtener mediante la siguiente expresión.

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2} \quad (3.134)$$

En la cual:

$Mu = 12.75 [T \cdot m/m]$ = Momento último generado en el cabezal;

$b = 1 [m]$ = Ancho de diseño del cabezal;

$d = 0.225 [m]$ = Altura efectiva del cabezal;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia;

$F'c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{12.75 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 22.5^2}$$

$$k = 0.099$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18} \quad (3.135)$$

En la cual:

$k = 0.099$ = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.099}}{1.18}$$

$$w = 0.106$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{F_y} \quad (3.136)$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{F_y} \quad (3.137)$$

Tanto para el análisis del cabezal como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuantía mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere el cabezal se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{F_y} \quad (3.138)$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.106 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.007$$

El área de acero de refuerzo requerido en la estructura del cabezal se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * b * d \quad (3.139)$$

En la cual:

$\rho = 0.007$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 22.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.007 * 100 * 22.5$$

$$A_s = 16.062 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 22 mm en el cabezal, se deben colocar $1\Phi 22\text{mm @ } 20$ cm.

Diseño de refuerzo por temperatura

El acero por temperatura para controlar la contracción y dilatación del hormigón se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.002$ = Cuantía de acero de refuerzo por temperatura recomendada en especificaciones;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 22.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.002 * 100 * 22.5$$

$$A_s = 4.5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 10 [mm], el acero de refuerzo por temperatura será distribuido de la siguiente manera:

$$\text{Cara interior} \rightarrow \frac{1}{3} A_s$$

$$\text{Cara exterior} \rightarrow \frac{2}{3} A_s$$

Por lo tanto, se colocará $1\Phi 10\text{mm @ } 50$ cm en la cara exterior y $1\Phi 10\text{mm @ } 25$ cm en la cara interior del cabezal.

Diseño de refuerzo por cortante

Las especificaciones ASSHTO muestran un cortante último para cada estado límite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Vu = n[1.75LS + 1.5EH + 1.75 BR]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Vu = n[0.5LS + 1.5EH + 1.00EQ + 0.5 BR]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Vu = n[LS + EH + BR]$$

En las cuales:

EH = Empuje del material de relleno;

LS = Componente horizontal de la sobrecarga viva;

EQ = $\Delta DEa + F_{ssp}$ = Fuerza sísmica;

BR = Fuerza de frenado;

$n = 1$ = Coeficiente para modificación de carga.

Por consiguiente:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Vu = 6.9 [T/m]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Vu = 4.09 [T/m]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Vu = 7.28 [T/m]$$

La estructura es capaz de absorber y disipar cierta cantidad de carga cortante producida, por lo cual, la resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión:

$$\Phi Vn = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (3.140)$$

En la cual:

$f'c = 280 [Kg/cm^2]$ = Resistencia a la compresión del hormigón;

$b = 100 [cm]$ = Ancho de diseño del cabezal;

$d = 22.5 [cm]$ = Altura efectiva del cabezal;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a cortante.

Por lo tanto:

$$\Phi Vn = 0.9 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 22.5$$

$$\Phi Vn = 17.96 [T]$$

Debido a que la resistencia nominal al corte del elemento estructural es mayor que el cortante último de cada uno de los estados límites, no se necesita refuerzo de acero para cortante.

3.15.2.2. Diseño de pantalla

La pantalla del estribo estará sometido a varios factores de carga como el efecto de la presión del suelo, el efecto de la fuerza sísmica, el efecto de la sobrecarga, la fuerza de frenado, por el efecto de la carga muerta y viva proveniente de la superestructura y por el peso propio del cabezal que se encuentra ubicado en la parte superior. Por lo tanto, el diseño tanto de flexión como de corte estarán influenciado netamente de los efectos previamente mencionados. A continuación, se muestra una tabla resumen de los momentos generados para cada caso, valores que dependen netamente de la altura de la pantalla más la altura del cabezal.

Para una altura de la pantalla más la altura del cabezal igual a $H = 4.5$ [m], tenemos la siguiente información.

Tabla 3.45 Cargas y momentos generados en la pantalla

Efecto de análisis	Cargas actuantes en el cabezal [T]	Brazo palanca [m]	M [T.m/m]
Efecto de presión del suelo M_{EH}	$EH = \frac{1}{2}Ka * \gamma * H^2$	$\frac{H}{3}$	0.314
Efecto de sobrecarga M_{Ls}	$LSx = q * H * Ka$	$\frac{H}{2}$	1.256
Efecto de la fuerza sísmica en el material de relleno M_{SIS}	$\Delta DEa = \frac{1}{2}\gamma * H^2 * (Kas - Ka) * (1 - Csv)$	$\frac{2H}{3}$	0.077
Efecto de la fuerza sísmica sobre el cabezal M_{SPP}	$Fssp = Csh * Wpp$	$\frac{H}{2}$	0.061
Efecto de fuerza de frenado M_{BR}	$BR = R_{CV} * \%N * \#carriles * m$	$H + 1.8$	5.706
Efecto de la carga muerta de la superestructura	$P_{DC} = 23.75$ [T]	$tbw/2$	3.564
Efecto de la carga muerta de la capa de rodadura	$P_{Dw} = 0.75$ [T]	$tbw/2$	0.113
Efecto de la carga viva de la superestructura	$P_{LL+IM} = 0.75$ [T]	$tbw/2$	1.434
Por efecto del peso del cabezal	$Wb = 1.08$ [T]	$\frac{b + tbw}{2}$	0.324

Diseño de refuerzo a flexión

Se realiza el análisis en un metro de ancho en la pantalla, teniendo una resistencia a la compresión en el hormigón de $F'c = 280$ [kg/cm²] y una resistencia a la fluencia en el acero de $F_y = 4200$ [kg/cm²]. Es importante acotar que las estructuras que están en contacto con el suelo deben tener un recubrimiento considerable, en el cual para nuestro caso se tomó un espesor de 7.5 [cm], recomendado por las especificaciones AASHTO. De la misma, las especificaciones ASSHTO muestran un momento ultimo para cada estado limite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Mu = n[1.75M_{LS} + 1.5M_{EH} + 1.75 M_{BR} + 1.25M_{DC} + 1.25M_{PDC} + 1.5M_{PDW} + 1.75M_{LL+IM}]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Mu = n[0.5M_{LS} + 1.5M_{EH} + M_{EQ} + 0.5 M_{BR} + 1.25M_{DC} + 1.25M_{PDC} + 1.5M_{PDW} + 0.5M_{LL+IM}]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Mu = n[M_{LS} + M_{EH} + M_{BR} + M_{DC} + M_{PDC} + M_{PDW} + M_{LL+IM}]$$

En las cuales:

M_{EH} = Momento generado por la presión del material de relleno;

M_{LS} = Momento generado por la componente horizontal de la sobrecarga viva;

$M_{EQ} = M_{SIS} + M_{SPP}$ = Momento generado por fuerza sísmica;

M_{BR} = Momento generado por fuerza de frenado;

M_{DC} = Momento por peso propio del cabezal;

M_{PDC} = Momento generado por carga muerta proveniente de la superestructura;

M_{PDW} = Momento generado por peso de la capa de rodadura;

M_{LL+IM} = Momento generado por carga viva del vehículo de diseño WB-20;

$H = 4.5$ [m] = Altura de pantalla más la altura del cabezal;

$n = 1$ = coeficiente para modificación de carga.

Por consiguiente:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Mu = 45.91 \left[T \cdot \frac{m}{m} \right]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Mu = 27.58 \left[T \cdot \frac{m}{m} \right]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Mu = 28.57 \left[T * \frac{m}{m} \right]$$

De entre los tres estados limites analizados, la combinación que genera una peor situación para la pantalla del estribo es el estado límite de resistencia, razón por la cual será motivo de análisis para el diseño correspondiente.

La altura efectiva del cabezal se expresa de la siguiente manera:

$$d = b + tbw - rec$$

Por lo tanto:

$$d = 0.9 - 0.075$$

$$d = 0.825 \text{ [m]}$$

Ya definido el momento ultimo de análisis y la altura efectiva de la pantalla, se procede a determinar el coeficiente k para el cálculo de refuerzo de acero. Dicho coeficiente se puede obtener mediante la siguiente expresión.

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

Mu = 45.91 [T*m/m] = Momento ultimo generado en la pantalla;

b = 1 [m] = Ancho de diseño de la pantalla;

d = 0.825 [m] = Altura efectiva de la pantalla;

ϕ = 0.9 = Factor de reducción de resistencia;

F'c = 280 [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{45.91 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 82.5^2}$$

$$k = 0.027$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

k = 0.027 = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.027}}{1.18}$$

$$w = 0.027$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{F_y}$$

Tanto para el análisis de la pantalla como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuantía mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere la pantalla se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{F_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.032 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.007$$

Dado que la cuantía mínima requerida por las especificaciones es mayor que la requerida por cálculo, el área de acero de refuerzo requerido en la estructura de la pantalla se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

En la cual:

$\rho = 0.0033$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 82.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida en la pantalla.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 82.5$$

$$A_s = 27.5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 22 mm en la pantalla, se deben colocar $1 \Phi 22\text{mm} @ 15$ cm.

Diseño de refuerzo por temperatura

El acero por temperatura para controlar la contracción y dilatación del hormigón se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.002$ = Cuantía de acero de refuerzo por temperatura recomendada en especificaciones;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 82.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida de la pantalla.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.002 * 100 * 82.5$$

$$A_s = 16.5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 14 [mm], el acero de refuerzo por temperatura será distribuido de la siguiente manera:

$$\text{Cara interior} \rightarrow \frac{1}{3} A_s$$

$$\text{Cara exterior} \rightarrow \frac{2}{3} A_s$$

Por lo tanto, se colocará $1\Phi 14\text{mm} @ 30$ cm en la cara exterior y $1\Phi 14\text{mm} @ 15$ cm en la cara interior de la pantalla.

Diseño de refuerzo por cortante

Las especificaciones ASSHTO muestran un cortante último para cada estado limite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow V_u = n[1.75LS + 1.5EH + 1.75BR + 1.25DC + 1.25PDC + 1.5PDW + 1.75(LL + IM)]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow M_u = n[0.5LS + 1.5EH + EQ + 0.5BR + 1.25DC + 1.25PDC + 1.5PDW + 0.5(LL + IM)]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow M_u = n[LS + EH + BR + DC + PDC + PDW + (LL + IM)]$$

En las cuales:

EH = Empuje del material de relleno;

LS = Componente horizontal de la sobrecarga viva;

EQ = $\Delta DEa + F_{ssp}$ = Fuerza sísmica;

BR = Fuerza de frenado;

M_{DC} = Momento por peso propio del cabezal;

M_{PDC} = Momento generado por carga muerta proveniente de la superestructura;

M_{PDW} = Momento generado por peso de la capa de rodadura;

M_{LL+IM} = Momento generado por carga viva del vehículo de diseño WB-20;

H = 4.5 = Altura de pantalla más la altura del cabezal

n = 1 = Coeficiente para modificación de carga.

Por consiguiente:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow V_u = 63.32 \text{ [T/m]}$$

Estado límite de eventos extremos $\rightarrow V_u = 48.75 [T/m]$

Estado límite de servicio $\rightarrow V_u = 49.19 [T/m]$

La estructura es capaz de absorber y disipar cierta cantidad de carga cortante producida, por lo cual, la resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

En la cual:

$f'c = 280 [Kg/cm^2]$ = Resistencia a la compresión del hormigón;

$b = 100 [cm]$ = Ancho de diseño de la pantalla;

$d = 82.5 [cm]$ = Altura efectiva de la pantalla;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a cortante.

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 82.5$$

$$\phi V_n = 65.85 [T]$$

Debido a que la resistencia nominal al corte del elemento estructural es mayor que el cortante último de cada uno de los estados límites, no se necesita refuerzo de acero para cortante.

3.15.2.3. Diseño del dedo de la cimentación

Para el diseño del dedo de la cimentación, se considera un ancho de diseño $L = 1[m]$.

Tabla 3.46 Cargas y momentos generados en el dedo de cimentación

Efecto de análisis	Cargas actuantes en el cabezal [T]	Brazo palanca [m]
Peso propio del dedo W_{PP}	$W_{PP} = td * Hz * L * \gamma$	$\frac{td}{2}$

Diseño de refuerzo a flexión

Se realiza el análisis en un metro de ancho en el dedo del estribo, teniendo una resistencia a la compresión en el hormigón de $f'c = 280 [kg/cm^2]$ y una resistencia a la fluencia en el acero de $F_y = 4200 [kg/cm^2]$. Tomando un recubrimiento de 7.5 cm para estructuras en contacto con el suelo, como lo indicado por las especificaciones.

De la misma manera, las especificaciones ASSHTO muestran una carga vertical última para cada estado límite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$FV = n[\gamma_{DC}DC + \gamma_{EV}EV + \gamma_{LS}LS]$$

En las cuales:

γ_{DC} = Factor de carga para carga muerta generada por el peso propio;

γ_{EV} = Factor de carga para carga muerta generada por el material de relleno;

γ_{LS} = Factor de carga generada por la sobrecarga;

Dc = Carga muerta por el peso propio del dedo de cimentación;

EV = Carga muerta por el peso propio del material de relleno;

Ls = sobrecarga por carga viva.

Cabe recalcar que el análisis se realizara solo aplicando el peso propio del dedo de cimentación para las fuerzas verticales, creando así la condición más desfavorable para el elemento estructural.

La altura efectiva se determina en función de la siguiente expresión:

$$d = b + tbw - rec$$

Por lo tanto:

$$d = 0.5 - 0.075$$

$$d = 0.425 \text{ [m]}$$

El esfuerzo de corte generado para cada uno de los estados limites analizados se determinan con la siguiente expresión:

$$Vu = n * [(qmax * (td - d)) - Fv]$$

En la cual:

qmax = presiones máximas generadas en el suelo por la estructura;

td = 1.6 [m] = ancho del dedo de cimentación;

d = 0.425 [m] = altura efectiva del dedo de cimentación;

Fv = fuerzas verticales generadas en el dedo de cimentación;

n = 1 = coeficiente de modificación de carga.

Por consiguiente:

Tabla 3.47 Fuerzas verticales para cada estado limite analizado

Item	dedo	Fuerza Vertical	e	diente	qmax	Corte
------	------	-----------------	---	--------	------	-------

Notación	Dc T	Ton	m	m	m	m
Carga Vertical	1.920	1.920				
Resistencia Ia	1.728	1.728	0.324	1.600	12.640	13.124
Resistencia Ib	2.400	2.400	0.416	1.600	18.301	19.104
Evento Extremo Ia	1.728	1.728	0.111	1.600	11.466	11.744
Evento Extremo Ib	2.400	2.400	0.262	1.600	16.986	17.558
Servicio	1.920	1.920	0.449	1.600	14.403	15.003

El momento máximo se generado por las presiones del suelo tendrá dos sentidos, los cuales se determinan con las siguientes expresiones:

$$\text{Momento positivo} \rightarrow M_{cm} = q_{max} * \frac{td^2}{2}$$

$$\text{Momento negativo} \rightarrow M_{pp} = W_{pp} * B_p$$

En las cuales:

q_{max} = presiones máximas generadas en el suelo por la estructura;

W_{pp} = Peso propio del dedo;

$td = 1.6$ [m] = ancho del dedo;

$B_p = td/2$ = brazo de palanca para el momento negativo.

Por lo tanto:

Tabla 3.48 Momentos generados en la base del dedo de cimentación

Item	dedo	Momento	Momento	Momento	Sentido del acero
Notación	Dc	hacia	hacia	ultimo	
Carga Vertical	1.920	abajo	arriba		
Brazo de palanca	0.800	T.m	T.m	T.m	
Momento	1.536				
Resistencia Ia	1.728	1.382	16.179	14.7970	Abajo
Resistencia Ib	2.400	1.920	23.426	21.5056	Abajo
Evento Extremo Ia	1.728	1.382	14.676	13.2939	Abajo
Evento Extremo Ib	2.400	1.920	21.742	19.8215	Abajo
Servicio	1.920	1.536	18.436	16.8995	Abajo

Con el mayor momento ultimo generado para cada uno de los estados limites se procede a calcular el coeficiente k para el cálculo de refuerzo:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

$M_u = 21.51 \text{ [T*m/m]}$ = Momento ultimo generado en el dedo de cimentación;

$b = 1 \text{ [m]}$ = Ancho de diseño del dedo de cimentación;

$d = 0.425 \text{ [m]}$ = Altura efectiva del dedo de cimentación;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia;

$F'_c = 280 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$ = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{21.51 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 42.5^2}$$

$$k = 0.047$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

$k = 0.047$ = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.047}}{1.18}$$

$$w = 0.049$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'_c}}{F_y}$$

Tanto para el análisis de la pantalla como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuanta mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere el dedo de cimentación se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'_c}{F_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.049 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.00324$$

Dado que la cuantía mínima requerida por las especificaciones es mayor que la requerida por cálculo, el área de acero de refuerzo requerido en la estructura del dedo de cimentación se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

En la cual:

$\rho = 0.0033$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del dedo de cimentación.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 42.5$$

$$A_s = 14.2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 20 mm en el dedo de cimentación, se deben colocar $1\Phi 20\text{mm @ } 20$ cm.

Diseño de refuerzo por temperatura

El acero por temperatura para controlar la contracción y dilatación del hormigón se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.002$ = Cuantía de acero de refuerzo por temperatura recomendada en especificaciones;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del dedo de cimentación.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.002 * 100 * 42.5$$

$$A_s = 8.5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 14 [mm], el acero de refuerzo por temperatura será distribuido de la siguiente manera:

$$\text{Cara interior} \rightarrow \frac{1}{3} A_s$$

$$\text{Cara exterior} \rightarrow \frac{2}{3} A_s$$

Por lo tanto, se colocará $1\Phi 14\text{mm @ } 50$ cm en la cara exterior y $1\Phi 14\text{mm @ } 25$ cm en la cara interior del dedo de cimentación.

Diseño de refuerzo por cortante

La estructura es capaz de absorber y disipar cierta cantidad de carga cortante producida, por lo cual, la resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión:

$$\Phi V_n = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

En la cual:

$f'c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón;

$b = 100$ [cm] = Ancho de diseño de la pantalla;

$d = 42.5$ [cm] = Altura efectiva de la pantalla;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a cortante.

Por lo tanto:

$$\Phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 42.5$$

$$\Phi V_n = 33.92 \text{ [T]}$$

Debido a que la resistencia nominal al corte del elemento estructural es mayor que el cortante último de cada uno de los estados límites mostrados en la Tabla 3.47, no se necesita refuerzo de acero para cortante.

3.15.2.4. Diseño del talón de la cimentación

Para el diseño del dedo de la cimentación, se considera un ancho de diseño $L = 1$ [m].

Tabla 3.49 Cargas y momentos generados en el talón de cimentación

Efecto de análisis	Cargas actuantes en el cabezal [T]	Brazo palanca [m]
Peso propio del dedo W_{PP}	$W_{PP} = tt * Hz * L * \gamma$	$\frac{tt}{2}$
Peso propio del material relleno E_v	$E_v = tt * (H - Hz)$	$\frac{tt}{2}$
Sobrecarga viva L_s	$L_s = q * tt$	$\frac{tt}{2}$

Diseño de refuerzo a flexión

Se realiza el análisis en un metro de ancho en el talón del estribo, teniendo una resistencia a la compresión en el hormigón de $f'c = 280$ [kg/cm²] y una resistencia a la

fluencia en el acero de $F_y = 4200$ [kg/cm²]. Tomando un recubrimiento de 7.5 cm para estructuras en contacto con el suelo, como lo indicado por las especificaciones.

De la misma manera, las especificaciones ASSHTO muestran una carga vertical ultima para cada estado limite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$FV = n[\gamma_{DC}DC + \gamma_{EV}EV + \gamma_{LS}LS]$$

En las cuales:

γ_{DC} = Factor de carga para carga muerta generada por el peso propio;

γ_{EV} = Factor de carga para carga muerta generada por el material de relleno;

γ_{LS} = Factor de carga generada por la sobrecarga;

Dc = Carga muerta por el peso propio del talón de cimentación;

EV = Carga muerta por el peso propio del material de relleno;

Ls = sobrecarga por carga viva.

La altura efectiva se determina en función de la siguiente expresión:

$$d = b + tbw - rec$$

Por lo tanto:

$$d = 0.5 - 0.075$$

$$d = 0.425 \text{ [m]}$$

El esfuerzo de corte generado para cada uno de los estados limites analizados se determinan con la siguiente expresión:

$$Vu = n * [(q_{max} * (td - 2e - Lp - td - d)) - Fv]$$

En la cual:

q_{max} = presiones máximas generadas en el suelo por la estructura;

$td = 1.6$ [m] = ancho del dedo de cimentación;

e = excentricidad máxima;

Lp = Ancho de arranque de la pantalla;

$d = 0.425$ [m] = altura efectiva del talón de cimentación;

Fv = fuerzas verticales generadas en el talón de cimentación;

$n = 1$ = coeficiente de modificación de carga.

Por consiguiente:

Tabla 3.50 Cargas verticales actuantes en el talón de cimentación

Item	Talon	Sobrecarga	Relleno	Fuerza Vertical	e	diente	qmax	Corte
Notacion	Dc	Ls	Ev		m	m	m	m

Carga Vertical	2.76	2.48	18.63	23.87				
Resistencia Ia	1.72	4.34	18.63	24.70	0.09	1.60	12.34	5.22
Resistencia Ib	2.40	4.34	25.15	31.89	0.19	1.60	21.27	2.57
Evento Extremo Ia	1.72	1.24	18.63	21.60	0.13	1.60	11.85	3.74
Evento Extremo Ib	2.40	1.24	25.15	28.79	0.30	1.60	18.72	6.78
Servicio	1.92	2.48	18.63	23.03	0.27	1.60	16.03	3.31

El momento máximo se generado por las presiones del suelo tendrá dos sentidos, los cuales se determinan con las siguientes expresiones:

$$\text{Momento positivo} \rightarrow M_{cm} = q_{max} * \frac{(B-2e-Lp-td)^2}{2}$$

$$\text{Momento negativo por peso propio del talón} \rightarrow M_{pp} = W_{pp} * Bp$$

$$\text{Momento negativo por peso del material de relleno} \rightarrow M_{pps} = W_{pps} * Bp$$

$$\text{Momento negativo por sobrecarga viva} \rightarrow M_{ps} = W_s * Bp$$

En las cuales:

q_{max} = presiones máximas generadas en el suelo por la estructura;

W_{pp} = Peso propio del talón;

W_{pps} = Peso del material de relleno;

W_s = Sobrecarga viva;

$td = 1.6$ [m] = ancho del dedo;

$Bp = tt/2$ = brazo de palanca para el momento negativo.

Por lo tanto:

Tabla 3.51 Momentos generados en la base del talón de cimentación

Item	Talón	Sobrecarga	Relleno	Momento hacia abajo	Momento hacia arriba	Momento ultimo	Sentido del acero
Notación	Dc	Ls	Ev				
Carga Vertical	2.76	2.48	18.63				
Brazo de palanca	1.15	1.15	1.15	T.m	T.m	T.m	
Momento	3.17	2.85	21.42				
Resistencia Ia	1.72	4.99	21.42	28.15	24.76	3.38	Arriba
Resistencia Ib	2.40	4.99	28.92	36.32	34.59	1.73	Arriba
Evento Extremo Ia	1.72	1.42	21.42	24.58	22.11	2.46	Arriba
Evento Extremo Ib	2.40	1.42	28.92	32.75	23.98	8.77	Arriba
Servicio	1.92	2.85	21.42	26.20	21.95	4.24	Arriba

Con el mayor momento ultimo generado para cada uno de los estados limites se procede a calcular el coeficiente k para el cálculo de refuerzo:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

$Mu = 8.77 \text{ [T*m/m]}$ = Momento ultimo generado en el talón de la cimentación;

$b = 1 \text{ [m]}$ = Ancho de diseño del talón de cimentación;

$d = 0.425 \text{ [m]}$ = Altura efectiva del talón de cimentación;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia;

$F'c = 280 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$ = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{8.77 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 42.5^2}$$

$$k = 0.019$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

$k = 0.019$ = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.019}}{1.18}$$

$$w = 0.019$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{Fy}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{Fy}$$

Tanto para el análisis de la pantalla como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuantía mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere la pantalla se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{Fy}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.019 \frac{280}{4200}$$
$$\rho = 0.001$$

Dado que la cuantía mínima requerida por las especificaciones es mayor que la requerida por cálculo, el área de acero de refuerzo requerido en la estructura de la pantalla se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$As = \rho_{min} * b * d$$

En la cual:

$\rho = 0.0033$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$As = 0.0033 * 100 * 42.5$$

$$As = 14.2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 20 mm en el cabezal, se deben colocar 1 Φ 20mm @ 20 cm.

Diseño de refuerzo por temperatura

El acero por temperatura para controlar la contracción y dilatación del hormigón se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.002$ = Cuantía de acero de refuerzo por temperatura recomendada en especificaciones;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del talón de cimentación.

Por consiguiente:

$$As = 0.002 * 100 * 42.5$$

$$As = 8.5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 14 [mm], el acero de refuerzo por temperatura será distribuido de la siguiente manera:

$$\text{Cara interior} \rightarrow \frac{1}{3} As$$

Cara exterior $\rightarrow \frac{2}{3} A_s$

Por lo tanto, se colocará 1 Φ 14mm @ 50 cm en la cara exterior y 1 Φ 14mm @ 25 cm en la cara interior del talón de cimentación.

Diseño de refuerzo por cortante

La estructura es capaz de absorber y disipar cierta cantidad de carga cortante producida, por lo cual, la resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

En la cual:

$F'_c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón;

$b = 100$ [cm] = Ancho de diseño del talón;

$d = 42.5$ [cm] = Altura efectiva del talón;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a cortante.

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 42.5$$

$$\phi V_n = 33.92 [T]$$

Debido a que la resistencia nominal al corte del elemento estructural es mayor que el cortante último de cada uno de los estados límites mostrados en la Tabla 3.50, no se necesita refuerzo de acero para cortante.

3.15.2.5. Diseño de la viga de asiento para la superestructura

Diseño de refuerzo a flexión

Las especificaciones AASHTO nos recomienda recubrimientos de 2.5 [cm] para vigas. Las propiedades de los materiales son las mismas que las previamente mencionadas, teniendo así una resistencia a la compresión del hormigón $F'_c = 280$ [Kg/cm²] y una resistencia a la fluencia en el acero $F_y = 4200$ [Kg/cm²]. La carga última se obtiene por la combinación del estado límite de resistencia, la cual ofrece la situación más desfavorable, que se expresa de la siguiente manera:

$$P_u = 1 * [1.75(LL + IM) + 1.25 * PDC + 1.5PDW]$$

En la cual:

$LL+IM = 34$ [T] = Reacción por carga viva;

$PDC = 23.75$ [T] = Reacción por carga muerta de la superestructura;

$PDW = 0.75$ [T] = Reacción por carga de la capa de rodadura.

Por consiguiente:

$$Pu = [1.75 * 34 + 1.25 * 23.75 + 1.5 * 0.75]$$

$$Pu = 90.31 [T]$$

La carga por metro lineal de estribo se lo puede expresar de la siguiente manera:

$$qu = Pu * \# \frac{vigas}{L_{ESTRIBO}}$$

Por lo tanto:

$$qu = 90.31 * \frac{4}{9.6}$$

$$qu = 37.63 [T/m]$$

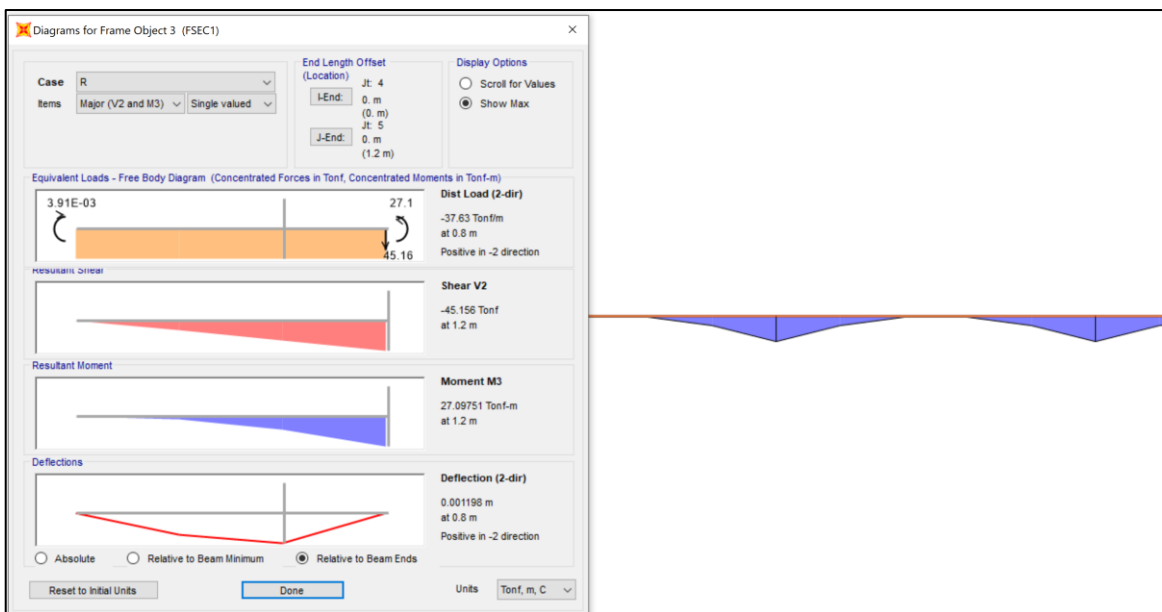


Gráfico 3.38 Momento y cortante máximo generado en la viga de apoyo

Realizando un análisis estático se obtiene un momento de 27.1 [T.m] en la viga de asiento, con el cual procederemos a calcular la altura efectiva de la viga de asiento.

$$\rho = w \frac{F'c}{Fy}$$

En la cual:

$\rho = 0.01821$ = cuantía de acero recomendado por especificaciones para vigas;

$F'c = 280 [Kg/cm^2]$ = Resistencia a la compresión del hormigón;

$Fy = 4200 [Kg/cm^2]$ = Resistencia a la fluencia del acero.

Por consiguiente:

$$w = \rho \frac{Fy}{F'c}$$

$$w = 0.01821 \frac{4200}{280}$$

$$w = 0.27$$

La altura efectiva de la viga de asiento se determina con la siguiente expresión:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * F'c * b * (w - 0.59w^2)}}$$

Por lo tanto:

$$d = \sqrt{\frac{27.1 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * (0.27 - 0.59 * 0.27^2)}}$$

$$d = 20 \text{ [cm]}$$

Con el momento ultimo generado en la viga de asiento y la altura efectiva se procede a calcular el coeficiente k para el cálculo de refuerzo

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

Mu = 27.1 [T*m/m] = Momento ultimo generado en el talón de la cimentación;

b = 1 [m] = Ancho de diseño del cabezal;

d = 0.2 [m] = Altura efectiva del cabezal;

ϕ = 0.9 = Factor de reducción de resistencia;

F'c = 280 [Kg/cm2] = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{27.1 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 20^2}$$

$$k = 0.269$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

k = 0.269 = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.269}}{1.18}$$

$$w = 0.335$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{F_y}$$

Tanto para el análisis de la pantalla como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuanta mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere la pantalla se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{F_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.335 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.022$$

Dado que la cuantía requerida es mayor que las cuantías mínimas establecidas por las especificaciones, el área de acero de refuerzo requerido en la estructura de la pantalla se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.022$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 20$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.022 * 100 * 20$$

$$A_s = 44.68 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 30 mm en la parte inferior de la viga de asiento, se deben colocar 1 Φ 30mm @ 15cm. En la parte superior se debe colocar la cantidad mínima de acero para realizar los amarres con los estribos, por lo tanto, se debe colocar 1 Φ 20mm @ 50cm.

Diseño de refuerzo por cortante

La estructura es capaz de absorber y disipar cierta cantidad de carga cortante producida, por lo cual, la resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

En la cual:

$f'_c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón;

$b = 100$ [cm] = Ancho de diseño de la pantalla;

$d = 20$ [cm] = Altura efectiva de la pantalla;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a cortante.

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 20$$

$$\phi V_n = 15.96 \text{ [T]}$$

Debido a que la resistencia nominal al corte del elemento estructural es menor que el cortante último mostrado en el Gráfico 3.38, procedemos a colocar estribos de 14 mm de diámetro, cuya separación se determina con la siguiente expresión.

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_u - V_c}$$

En la cual:

A_v = Es el área de una varilla de acero de 14 mm de diámetro;

$F_y = 4200$ [Kg/cm²] = es la resistencia a la fluencia del acero;

d = es el área efectiva de la viga;

$V_u = 45.2$ [T] = cortante ultimo generado en la viga de asiento;

$V_c = 15.96$ [T] = Resistencia nominal al cortante de la viga de asiento.

Por lo tanto;

$$S = \frac{2 * 1.54 * 4200 * 20}{45.2 - 15.96}$$

$$S = 5 \text{ [cm]}$$

Se necesita colocar estribos de dos ramales 2Φ14mm @ 5cm para soportar el cortante generado en la viga de asiento.

3.15.2.6. Diseño de topes sismorresistentes

Es necesario colocar topes transversales que eviten que el sismo genere movimientos que provoquen desplazamientos en las vigas metálicas asentadas en el estribo. La altura mínima de estos elementos suele ser de 30 cm.

Los anclajes de estos elementos en el estribo se diseñan mediante la siguiente expresión:

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * Z * S$$

En la cual:

$P_{DC+DW} = 24.5 [T]$ = Carga muerta en la superestructura;

$Z = 0.3$ = Factor de aceleración sísmica de la zona;

$S = 1.3$ = Coeficiente del sitio

Por consiguiente:

$$P_{EQ} = 24.5 * 0.3 * 1.3$$

$$P_{EQ} = 9.56 [T]$$

El factor de modificación de respuesta sísmica para trabas sismorresistentes es de 0.8, por lo tanto:

$$EQ_{min} = \frac{9.56}{0.8}$$

$$EQ_{min} = 11.94 [T]$$

La armadura requerida para el anclaje se determina con la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{EQ_{min}}{F_s * \mu}$$

Por lo tanto:

$$A_v = \frac{11.94}{0.4 * 4200 * 1}$$

$$A_v = 7.11 [cm^2]$$

Se escogen 4 varillas $\Phi 16$ mm para la cara en contacto con las vigas y 4 varillas $\Phi 10$ mm para la cara contraria a la de contacto con la viga. La longitud de desarrollo de las varillas en la pantalla del estribo se determina con la siguiente expresión:

$$L_{db} = 0.0059 * \Phi * F_y$$

Por lo tanto:

$$L_{db} = 0.0059 * 1.6 * 4200$$

$$L_{db} = 40 [cm]$$

3.15.3. Diseño de muro de ala

3.15.3.1. Diseño de la pantalla

La pantalla del muro de ala, a diferencia de la pantalla del estribo, arranca con un ancho de 45 cm en la base y culmina con un ancho de 30 cm en la parte superior. De la misma manera, la pantalla del muro de ala abarca una altura de 4.5 [m], por lo tanto, será analizada en tres secciones, cada una de 1.5 [m] para su respectivo refuerzo.

Tabla 3.52 Cargas y momentos generados en la pantalla

Efecto de análisis	Cargas actuantes en la pantalla	Brazo palanca
Efecto de presión del suelo M_{EH}	$EH = \frac{1}{2} K_a * \gamma * H^2$	$\frac{H}{3}$
Efecto de la fuerza sísmica en el material de relleno M_{SIS}	$\Delta DEa = \frac{1}{2} \gamma * H^2 * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv})$	$\frac{2H}{3}$
Fuerza sísmica por el peso propio de la parte triangular de la pantalla	$EH = \frac{(Lp - tbw)}{H^2} * \frac{H^2}{2} * \gamma * C_{sh}$	$\frac{H}{3}$
Fuerza sísmica por el peso propio de la parte rectangular de la pantalla	$Fspp = tbw * H * \gamma * C_{sh}$	$\frac{H}{2}$

Diseño de refuerzo a flexión

Sección 1: H=1.5 [m] medido desde la parte superior

La altura efectiva para la esta sección se determina con la siguiente expresión:

$$d = \left(\frac{tbw}{H^2} * H \right) + tbw - rec$$

En la cual:

tbw = 0.3 [m] = es el ancho superior de la pantalla;

H2 = 4.5 [m] = es la altura total de la pantalla;

H = 1.5 [m] = es la altura de la sección analizada;

rec = 0.075 [m] = recubrimiento recomendado para estructuras en contacto con el suelo.

Por consiguiente:

$$d = \left(\frac{0.3}{4.5} * 1.5 \right) + 0.3 - 0.075$$

$$d = 32.5 [cm]$$

De la misma, las especificaciones ASSHTO muestran un momento ultimo para cada estado limite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Mu = n[1.5M_{EH} + 1.25 M_{DC}]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Mu = n[1.5M_{EH} + 1.00M_{EQ} + 1.25 M_{DC}]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Mu = n[M_{EH} + M_{DC}]$$

En las cuales:

M_{EH} = Momento generado por la presión del material de relleno;

$M_{EQ} = M_{SIS} + M_{SPP}$ = Momento generado por fuerza sísmica;

M_{DC} = Momento por carga muerta de la pantalla;

$n = 1$ = coeficiente para modificación de carga.

Por consiguiente:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Mu = 0.471 [T \cdot \frac{m}{m}]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Mu = 0.599 [T \cdot \frac{m}{m}]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Mu = 0.314 [T * \frac{m}{m}]$$

Ya definido el momento ultimo de análisis y la altura efectiva del cabezal, se procede a determinar el coeficiente k para el cálculo de refuerzo de acero. Dicho coeficiente se puede obtener mediante la siguiente expresión.

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

$Mu = 0.599 [T * m/m]$ = Momento ultimo generado en la pantalla del muro de ala;

$b = 1 [m]$ = Ancho de diseño del cabezal;

$d = 0.325 [m]$ = Altura efectiva del cabezal;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia;

$F'c = 280 [Kg/cm^2]$ = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{0.599 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 32.5^2}$$

$$k = 0.002$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

$k = 0.002$ = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.002}}{1.18}$$

$$w = 0.002$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{F_y}$$

Tanto para el análisis del cabezal como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuantía mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere el cabezal se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{F_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.002 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0002$$

El área de acero de refuerzo requerido en la estructura del cabezal se determina haciendo uso de la cuantía mínima requerida, haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

En la cual:

$\rho_{min} = 0.0033$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 32.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 32.5$$

$$A_s = 10.84 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 14 mm en el cabezal, se deben colocar $1\Phi 14\text{mm} @ 15$ cm.

Sección 2: H= 3 [m] medido desde la parte superior

La altura efectiva para la esta sección se determina con la siguiente expresión:

$$d = \left(\frac{tbw}{H2} * H \right) + tbw - rec$$

En la cual:

tbw = 0.3 [m] = es el ancho superior de la pantalla;

H2 = 4.5 [m] = es la altura total de la pantalla;

H = 3 [m] = es la altura de la sección analizada;

rec = 0.075 [m] = recubrimiento recomendado para estructuras en contacto con el suelo.

Por consiguiente:

$$d = \left(\frac{0.3}{4.5} * 3 \right) + 0.3 - 0.075$$

$$d = 42.5 [cm]$$

De la misma, las especificaciones ASSHTO muestran un momento ultimo para cada estado limite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Mu = n[1.5M_{EH} + 1.25 M_{DC}]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Mu = n[1.5M_{EH} + 1.00M_{EQ} + 1.25 M_{DC}]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Mu = n[M_{EH} + M_{DC}]$$

En las cuales:

M_{EH} = Momento generado por la presión del material de relleno;

M_{EQ} = $M_{SIS} + M_{SPP}$ = Momento generado por fuerza sísmica;

M_{DC} = Momento por carga muerta de la pantalla;

$n = 1$ = coeficiente para modificación de carga.

Por consiguiente:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Mu = 3.77 [T \cdot \frac{m}{m}]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Mu = 4.307 [T \cdot \frac{m}{m}]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Mu = 2.51 [T * \frac{m}{m}]$$

Ya definido el momento ultimo de análisis y la altura efectiva del cabezal, se procede a determinar el coeficiente k para el cálculo de refuerzo de acero. Dicho coeficiente se puede obtener mediante la siguiente expresión.

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

$Mu = 4.307 [T*m/m]$ = Momento ultimo generado en la pantalla del muro de ala;

$b = 1 [m]$ = Ancho de diseño del cabezal;

$d = 0.425$ [m] = Altura efectiva del cabezal;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia;

$F'c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{4.307 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 42.5^2}$$

$$k = 0.009$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

$k = 0.009$ = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.009}}{1.18}$$

$$w = 0.010$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{F_y}$$

Tanto para el análisis del cabezal como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuanta mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere el cabezal se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{F_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.010 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0006$$

El área de acero de refuerzo requerido en la estructura del cabezal se determina haciendo uso de la cuantía mínima requerida, haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

En la cual:

$\rho_{\min} = 0.0033$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$As = 0.0033 * 100 * 42.5$$

$$As = 14.17 [cm^2]$$

Usando varillas con diámetro de 14 mm en el cabezal, se deben colocar $1\Phi 14mm @ 10$ cm.

Sección 3: H= 4.5 [m] medido desde la parte superior

La altura efectiva para la esta sección se determina con la siguiente expresión:

$$d = \left(\frac{tbw}{H2} * H \right) + tbw - rec$$

En la cual:

$tbw = 0.3$ [m] = es el ancho superior de la pantalla;

$H2 = 4.5$ [m] = es la altura total de la pantalla;

$H = 4.5$ [m] = es la altura de la sección analizada;

$rec = 0.075$ [m] = recubrimiento recomendado para estructuras en contacto con el suelo.

Por consiguiente:

$$d = \left(\frac{0.3}{4.5} * 4.5 \right) + 0.3 - 0.075$$

$$d = 52.5 [cm]$$

De la misma, las especificaciones ASSHTO muestran un momento ultimo para cada estado limite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Mu = n[1.5M_{EH} + 1.25 M_{DC}]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow Mu = n[1.5M_{EH} + 1.00M_{EQ} + 1.25 M_{DC}]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow Mu = n[M_{EH} + M_{DC}]$$

En las cuales:

M_{EH} = Momento generado por la presión del material de relleno;

$M_{EQ} = M_{SIS} + M_{SPP}$ = Momento generado por fuerza sísmica;

M_{DC} = Momento por carga muerta de la pantalla;

$n = 1$ = coeficiente para modificación de carga.

Por consiguiente:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow Mu = 12.71 [T. \frac{m}{m}]$$

Estado límite de eventos extremos $\rightarrow Mu = 13.99 [T \cdot \frac{m}{m}]$

Estado límite de servicio $\rightarrow Mu = 8.48 [T \cdot \frac{m}{m}]$

Ya definido el momento ultimo de análisis y la altura efectiva del cabezal, se procede a determinar el coeficiente k para el cálculo de refuerzo de acero. Dicho coeficiente se puede obtener mediante la siguiente expresión.

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

$Mu = 13.99 [T \cdot m/m]$ = Momento ultimo generado en la pantalla del muro de ala;

$b = 1 [m]$ = Ancho de diseño del cabezal;

$d = 0.525 [m]$ = Altura efectiva del cabezal;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia;

$F'c = 280 [Kg/cm^2]$ = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{13.99 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 52.5^2}$$

$$k = 0.02$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

$k = 0.02$ = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.02}}{1.18}$$

$$w = 0.02$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{Fy}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{Fy}$$

Tanto para el análisis del cabezal como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuantía mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere el cabezal se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{F_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.02 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.0014$$

El área de acero de refuerzo requerido en la estructura del cabezal se determina haciendo uso de la cuantía mínima requerida, haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

En la cual:

$\rho_{min} = 0.0033$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 52.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 52.5$$

$$A_s = 17.5 [cm^2]$$

Usando varillas con diámetro de 14 mm en el cabezal, se deben colocar $1\Phi 14mm @ 10$ cm.

Diseño de refuerzo por temperatura

El acero por temperatura para controlar la contracción y dilatación del hormigón se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.002$ = Cuantía de acero de refuerzo por temperatura recomendada en especificaciones;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 32.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.002 * 100 * 32.5$$

$$A_s = 4.5 [cm^2]$$

Usando varillas con diámetro de 10 [mm], el acero de refuerzo por temperatura será distribuido de la siguiente manera:

$$\text{Cara interior} \rightarrow \frac{1}{3} A_s$$

$$\text{Cara exterior} \rightarrow \frac{2}{3} A_s$$

Por lo tanto, se colocará 1Φ12mm @ 15 cm en la cara exterior y 1Φ10mm @ 20 cm en la cara interior del cabezal.

Diseño de refuerzo por cortante

Las especificaciones ASSHTO muestran un cortante último para cada estado límite analizado, considerando una altura de 4.5 [m], la cual ofrece una condición más desfavorable para la pantalla del muro de ala, por lo tanto:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow V_u = n[1.5EH]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow V_u = n[1.5EH + 1.00EQ]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow V_u = n[EH]$$

En las cuales:

EH = Empuje del material de relleno;

EQ = $\Delta DEa + F_{ssp}$ = Fuerza sísmica;

n = 1 = Coeficiente para modificación de carga.

Por consiguiente:

$$\text{Estado límite de resistencia} \rightarrow V_u = 8.48 [T/m]$$

$$\text{Estado límite de eventos extremos} \rightarrow V_u = 9.08 [T/m]$$

$$\text{Estado límite de servicio} \rightarrow V_u = 5.65 [T/m]$$

La estructura es capaz de absorber y disipar cierta cantidad de carga cortante producida, por lo cual, la resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

En la cual:

$f'_c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón;

b = 100 [cm] = Ancho de diseño del cabezal;

d = 32.5 [cm] = Altura efectiva mínima de la pantalla;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a cortante.

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 32.5$$

$$\phi V_n = 25.94 [T]$$

Debido a que la resistencia nominal al corte del elemento estructural es mayor que el cortante último de cada uno de los estados límites, no se necesita refuerzo de acero para cortante.

3.15.3.2. Diseño del dedo de la cimentación

Para el diseño del dedo de la cimentación, se considera un ancho de diseño $L = 1$ [m].

Tabla 3.53 Cargas y momentos generados en el dedo de cimentación

Efecto de análisis	Cargas actuantes en el dedo de cimentación [T]	Brazo palanca [m]
Peso propio del dedo W_{PP}	$W_{PP} = td * Hz * L * \gamma$	$\frac{td}{2}$

Diseño de refuerzo a flexión

Se realiza el análisis en un metro de ancho en el dedo del muro de ala, teniendo una resistencia a la compresión en el hormigón de $f'_c = 280$ [kg/cm²] y una resistencia a la fluencia en el acero de $F_y = 4200$ [kg/cm²]. Tomando un recubrimiento de 7.5 cm para estructuras en contacto con el suelo, como lo indicado por las especificaciones.

De la misma manera, las especificaciones ASSHTO muestran una carga vertical última para cada estado límite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$FV = n[\gamma_{DC}DC + \gamma_{EV}EV + \gamma_{LS}LS]$$

En las cuales:

γ_{DC} = Factor de carga para carga muerta generada por el peso propio;

γ_{EV} = Factor de carga para carga muerta generada por el material de relleno;

γ_{LS} = Factor de carga generada por la sobrecarga;

D_c = Carga muerta por el peso propio del dedo de cimentación;

EV = Carga muerta por el peso propio del material de relleno;

L_s = sobrecarga por carga viva.

Cabe recalcar que el análisis se realizara solo aplicando el peso propio del dedo de cimentación para las fuerzas verticales, creando así la condición más desfavorable para el elemento estructural.

La altura efectiva se determina en función de la siguiente expresión:

$$d = b + tbw - rec$$

Por lo tanto:

$$d = 0.5 - 0.075$$

$$d = 0.425 \text{ [m]}$$

El esfuerzo de corte generado para cada uno de los estados limites analizados se determinan con la siguiente expresión:

$$Vu = n * [(qmax * (td - d)) - Fv]$$

En la cual:

qmax = presiones máximas generadas en el suelo por la estructura;

td = 1.1 [m] = ancho del dedo de cimentación;

d = 0.425 [m] = altura efectiva del dedo de cimentación;

Fv = fuerzas verticales generadas en el dedo de cimentación;

n = 1 = coeficiente de modificación de carga.

Por consiguiente:

Tabla 3.54 Fuerzas verticales para cada estado limite analizado

Item	dedo	Fuerza Vertical	e	diente	qmax	Corte
Notacion	Dc		m	m	m	m
Carga Vertical	1.32	1.32				
Resistencia Ia	1.18	1.18	0.08	1.10	4.68	3.96
Resistencia Ib	1.65	1.65	0.23	1.10	6.83	5.87
Evento extremo Ia	1.18	1.18	0.31	1.10	5.20	4.53
Evento Extremo Ib	1.65	1.65	0.07	1.10	6.35	5.34
Servicio	1.32	1.32	0.17	1.10	5.05	4.23

El momento máximo se generado por las presiones del suelo tendrá dos sentidos, los cuales se determinan con las siguientes expresiones:

$$\text{Momento positivo} \rightarrow M_{cm} = qmax * \frac{td^2}{2}$$

$$\text{Momento negativo} \rightarrow M_{pp} = W_{pp} * Bp$$

En las cuales:

qmax = presiones máximas generadas en el suelo por la estructura;

Wpp = Peso propio del dedo;

td = 1.1 [m] = ancho del dedo;

Bp = td/2 = brazo de palanca para el momento negativo.

Por lo tanto:

Tabla 3.55 Momentos generados en la base del dedo de cimentación

Item	dedo	Momento hacia abajo	Momento hacia arriba	Momento último	Sentido del acero
Notación	Dc				
Carga Vertical	1.320				
Brazo de palanca	0.550	T.m	T.m	T.m	
Momento	0.726				
Resistencia Ia	1.188	0.653	11.338	10.6849	Abajo
Resistencia Ib	1.650	0.908	16.549	15.6417	Abajo
Evento Extremo Ia	1.188	0.653	12.592	11.9381	Abajo
Evento Extremo Ib	1.650	0.908	15.380	14.4720	Abajo
Servicio	1.320	0.653	12.222	11.5687	Abajo

Con el mayor momento ultimo generado para cada uno de los estados limites se procede a calcular el coeficiente k para el cálculo de refuerzo:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

$Mu = 15.64$ [T*m/m] = Momento ultimo generado en el dedo de cimentación;

$b = 1$ [m] = Ancho de diseño del dedo de cimentación;

$d = 0.425$ [m] = Altura efectiva del dedo de cimentación;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia;

$f'c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{15.64 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 42.5^2}$$

$$k = 0.034$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

$k = 0.034$ = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.034}}{1.18}$$

$$w = 0.035$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{F_y}$$

Tanto para el análisis de la pantalla como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuanta mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere el dedo de cimentación se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{F_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.035 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.002$$

Dado que la cuantía mínima requerida por las especificaciones es mayor que la requerida por cálculo, el área de acero de refuerzo requerido en la estructura del dedo de cimentación se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_s = \rho_{min} * b * d$$

En la cual:

$\rho = 0.0033$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del dedo de cimentación.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 42.5$$

$$A_s = 14.2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 20 mm en el dedo de cimentación, se deben colocar 1 Φ 20mm @ 20 cm.

Diseño de refuerzo por temperatura

El acero por temperatura para controlar la contracción y dilatación del hormigón se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.002$ = Cuantía de acero de refuerzo por temperatura recomendada en especificaciones;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del dedo de cimentación.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.002 * 100 * 42.5$$

$$A_s = 8.5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 14 [mm], el acero de refuerzo por temperatura será distribuido de la siguiente manera:

$$\text{Cara interior} \rightarrow \frac{1}{3} A_s$$

$$\text{Cara exterior} \rightarrow \frac{2}{3} A_s$$

Por lo tanto, se colocará 1 Φ 14mm @ 50 cm en la cara exterior y 1 Φ 14mm @ 25 cm en la cara interior del dedo de cimentación.

Diseño de refuerzo por cortante

La estructura es capaz de absorber y disipar cierta cantidad de carga cortante producida, por lo cual, la resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

En la cual:

$f'_c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón;

$b = 100$ [cm] = Ancho de diseño de la pantalla;

$d = 42.5$ [cm] = Altura efectiva de la pantalla;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a cortante.

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 42.5$$

$$\phi V_n = 33.92 \text{ [T]}$$

Debido a que la resistencia nominal al corte del elemento estructural es mayor que el cortante último de cada uno de los estados límites mostrados en la Tabla 3.54, no se necesita refuerzo de acero para cortante.

3.15.3.3. Diseño del talón de la cimentación

Para el diseño del dedo de la cimentación, se considera un ancho de diseño $L = 1$ [m].

Tabla 3.56 Cargas y momentos generados en el talón de cimentación

Efecto de análisis	Cargas actuantes en el talón [T]	Brazo palanca [m]
Peso propio del dedo W_{PP}	$W_{PP} = tt * Hz * L * \gamma$	$\frac{tt}{2}$
Peso propio del material relleno Ev	$Ev = tt * (H - Hz)$	$\frac{tt}{2}$

Diseño de refuerzo a flexión

Se realiza el análisis en un metro de ancho en el talón del muro de ala, teniendo una resistencia a la compresión en el hormigón de $F'c = 280$ [kg/cm²] y una resistencia a la fluencia en el acero de $Fy = 4200$ [kg/cm²]. Tomando un recubrimiento de 7.5 cm para estructuras en contacto con el suelo, como lo indicado por las especificaciones.

De la misma manera, las especificaciones ASSHTO muestran una carga vertical última para cada estado limite analizado, por lo tanto, se muestran las siguientes expresiones:

$$FV = n[\gamma_{DC}DC + \gamma_{EV}EV + \gamma_{LS}LS]$$

En las cuales:

γ_{DC} = Factor de carga para carga muerta generada por el peso propio;

γ_{EV} = Factor de carga para carga muerta generada por el material de relleno;

γ_{LS} = Factor de carga generada por la sobrecarga;

Dc = Carga muerta por el peso propio del talón de cimentación;

EV = Carga muerta por el peso propio del material de relleno;

Ls = sobrecarga por carga viva.

La altura efectiva se determina en función de la siguiente expresión:

$$d = b + tbw - rec$$

Por lo tanto:

$$d = 0.5 - 0.075$$

$$d = 0.425 \text{ [m]}$$

El esfuerzo de corte generado para cada uno de los estados limites analizados se determinan con la siguiente expresión:

$$Vu = n * [(qmax * (td - 2e - Lp - td - d)) - Fv]$$

En la cual:

q_{max} = presiones máximas generadas en el suelo por la estructura;

$t_d = 1.1$ [m] = ancho del dedo de cimentación;

e = excentricidad máxima;

L_p = Ancho de arranque de la pantalla;

$d = 0.425$ [m] = altura efectiva del talón de cimentación;

F_v = fuerzas verticales generadas en el talón de cimentación;

$n = 1$ = coeficiente de modificación de carga.

Por consiguiente:

Tabla 3.57 Cargas verticales actuantes en el talón de cimentación

Item	Talón	Sobrecarga	Relleno	Fuerza Vertical	e	diente	q_{max}	Corte
Notacion	Dc	Ls	Ev		m	m	m	m
Carga Vertical	2.10	0	14.17	16.27				
Resistencia Ia	1.89	0	14.17	16.06	0.08	1.60	4.68	16.87
Resistencia Ib	2.62	0	19.13	21.76	0.23	1.60	6.83	25.03
Evento extremo Ia	1.89	0	14.17	16.06	0.31	1.60	5.20	19.36
Evento Extremo Ib	2.62	0	19.13	21.76	0.07	1.60	6.35	22.71
Servicio	2.10	0	14.17	16.27	0.17	1.60	5.05	18.00

El momento máximo se generado por las presiones del suelo tendrá dos sentidos, los cuales se determinan con las siguientes expresiones:

$$\text{Momento positivo} \rightarrow M_{cm} = q_{max} * \frac{(B-2e-L_p-t_d)^2}{2}$$

$$\text{Momento negativo por peso propio del talón} \rightarrow M_{pp} = W_{pp} * B_p$$

$$\text{Momento negativo por peso del material de relleno} \rightarrow M_{pps} = W_{pps} * B_p$$

En las cuales:

q_{max} = presiones máximas generadas en el suelo por la estructura;

W_{pp} = Peso propio del talón;

W_{pps} = Peso del material de relleno;

$t_d = 1.1$ [m] = ancho del dedo;

$B_p = t_t/2$ = brazo de palanca para el momento negativo.

Por lo tanto:

Tabla 3.58 Momentos generados en la base del talón de cimentación

Item	Talón	Sobre carga	Relleno	Momento hacia abajo	Momento hacia arriba	Momento ultimo	Sentido del acero
Notacion	Dc	Ls	Ev				
Carga Vertical	2.10	0	14.17				
Brazo de palanca	1.15	1.15	1.15	T.m	T.m	T.m	
Momento	2.41	0	16.30				
Resistencia Ia	1.89	0	16.30	18.19	12.10	6.08	Arriba
Resistencia Ib	2.62	0	22.00	24.63	22.72	13.01	Arriba
Evento Extremo Ia	1.89	0	16.30	18.19	19.44	8.58	Abajo
Evento Extremo Ib	2.62	0	22.00	24.63	16.08	58.47	Arriba
Servicio	2.10	0	16.30	18.40	15.07	22.76	Arriba

Con el mayor momento ultimo generado para cada uno de los estados limites se procede a calcular el coeficiente k para el cálculo de refuerzo:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

En la cual:

Mu = 58.48 [T*m/m] = Momento ultimo generado en el talón de la cimentación;

b = 1 [m] = Ancho de diseño del talón de cimentación;

d = 0.425 [m] = Altura efectiva del talón de cimentación;

ϕ = 0.9 = Factor de reducción de resistencia;

F'c = 280 [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón.

Por consiguiente:

$$k = \frac{58.48 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 42.5^2}$$

$$k = 0.128$$

El índice de refuerzo se obtiene usando la siguiente expresión:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

En la cual:

k = 0.128 = coeficiente para el cálculo de refuerzo de acero.

Por consiguiente:

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.36 * 0.128}}{1.18}$$

$$w = 0.140$$

La cuantía mínima permitida en una estructura de hormigón se puede obtener como el mayor valor entre las dos expresiones mostradas a continuación:

$$\text{Situación 1} \rightarrow \rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\text{Situación 2} \rightarrow \rho_{min} = 0.8 * \frac{\sqrt{F'c}}{F_y}$$

Tanto para el análisis de la pantalla como de los demás elementos estructurales, la situación 1 brinda una cuantía mayor para el armado de acero.

$$\rho_{min} = 0.0033$$

La cuantía de acero que requiere la pantalla se obtiene en función de la siguiente expresión:

$$\rho = w \frac{F'c}{F_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.140 \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.009$$

Dado que la cuantía requerida es mayor que la cuantía mínima, el área de acero de refuerzo requerido en la estructura de la pantalla se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.009$ = Cuantía de acero de refuerzo requerida;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del cabezal.

Por consiguiente:

$$A_s = 0.009 * 100 * 42.5$$

$$A_s = 39.68 [cm^2]$$

Usando varillas con diámetro de 20 mm en el cabezal, se deben colocar 1 Φ 20mm @ 10 cm.

Diseño de refuerzo por temperatura

El acero por temperatura para controlar la contracción y dilatación del hormigón se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

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

En la cual:

$\rho = 0.002$ = Cuantía de acero de refuerzo por temperatura recomendada en especificaciones;

$b = 100$ [cm] = ancho de diseño;

$d = 42.5$ [cm] = altura efectiva de la sección comprimida del talón de cimentación.

Por consiguiente:

$$As = 0.002 * 100 * 42.5$$

$$As = 8.5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Usando varillas con diámetro de 14 [mm], el acero de refuerzo por temperatura será distribuido de la siguiente manera:

$$\text{Cara interior} \rightarrow \frac{1}{3} As$$

$$\text{Cara exterior} \rightarrow \frac{2}{3} As$$

Por lo tanto, se colocará 1 Φ 14mm @ 50 cm en la cara exterior y 1 Φ 14mm @ 25 cm en la cara interior del talón de cimentación.

Diseño de refuerzo por cortante

La estructura es capaz de absorber y disipar cierta cantidad de carga cortante producida, por lo cual, la resistencia nominal al corte se determina con la siguiente expresión:

$$\Phi V_n = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

En la cual:

$f'c = 280$ [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión del hormigón;

$b = 100$ [cm] = Ancho de diseño del talón;

$d = 42.5$ [cm] = Altura efectiva del talón;

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a cortante.

Por lo tanto:

$$\Phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 42.5$$

$$\Phi V_n = 33.92 \text{ [T]}$$

Debido a que la resistencia nominal al corte del elemento estructural es mayor que el cortante último de cada uno de los estados límites mostrados en la Tabla 3.57, no se necesita refuerzo de acero para cortante.

3.16. CIMENTACIÓN PROFUNDA

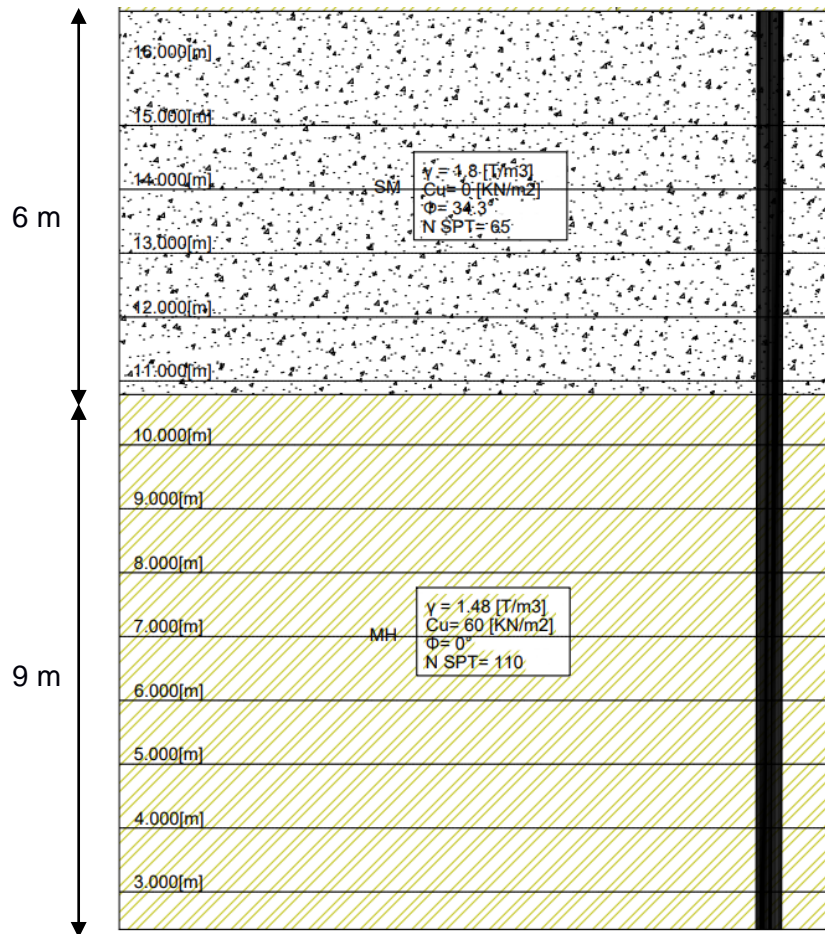


Gráfico 3.39 Pilote con L=15 m y D=0.4 m

Capacidad por punta (Q_p)

$$Q_p = 9A_p S_u$$

$$Q_p = (0.16)(9)(60)$$

$$Q_p = 86.4 \text{ KN}$$

$DC = 15B$ $DC = 15(0.4) = 6 \text{ m}$ $A_p = 0.16 \text{ m}^2$
--

Capacidad por Fuste (Q_f)

$$Q_{f1} = \left(\sum p \right) (\Delta L) (f_s) \tag{3.141}$$

$$f_{s1} = (k)(\sigma'_{vo})(\tan \gamma)$$

$$f_{s1} = 1.25 [(17.65 - 9.8)(6)](\tan 0.9 \times 34.3)$$

$$f_{s1} = 35.19 \text{ kN}$$

$$\therefore Q_{f_{s1}} = (1.6)(6) (35.19)$$

$$\therefore Q_{f_{s1}} = 337.82 \text{ kN}$$

$$Q_{f_2} = \left(\sum p \right) (\Delta L) (f_s)$$

$$f_{s2} = \alpha S_u$$

$$f_{s2} = 0.6(60) = 36$$

$$\therefore Q_{f_{s1}} = (36)(1.6) (9)$$

$$Q_{f_{s2}} = 518.4 \text{ kN}$$

$$Q_{f_{total}} = Q_{f_1} + Q_{f_2}$$

$$Q_{f_{total}} = 337.82 + 518.40$$

$$Q_{f_{total}} = 856.22 \text{ kN}$$

$$W_p = W_{pp} - N_F$$

$$W_p = (0.16)(15)(23.65 - 9.8)$$

$$W_p = 33.24 \text{ kN}$$

$$Q_{ulti} = Q_{punta} + Q_{fuste} - W_p$$

$$Q_{ulti} = 86.4 + 856.22 - 33.24$$

$$Q_{ulti} = 909.38 \text{ kN}$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ulti}}{1.5}$$

$$Q_{adm} = \frac{909.38}{1.5}$$

$$Q_{adm} = 606.25 \text{ kN}$$

Número de pilotes

El grupo de pilotes se lo calculó a partir del Q_{adm} , dividiendo la carga de demanda para la carga resistente de un pilote.

$$\#pilotes = \frac{\sum V}{Q_{adm}} \quad (3.142)$$

$$\#pilotes = \frac{1961.33 \text{ kN}}{606.25 \text{ kN}} = 3.23 \text{ pilotes} \approx 4 \text{ pilotes}$$

Separación de pilotes

Para distribuir la carga se hace una separación de 3 a 3.5 del ancho del pilote del ancho del pilote, como se tiene un pilote de 0.40 m, la separación recomendada de centro a centro se toma como 2.4m

Distribución en planta

Los pilotes se distribuyen de manera equidistante en la dirección X, Y, para tener una eficiencia mayor a 1.

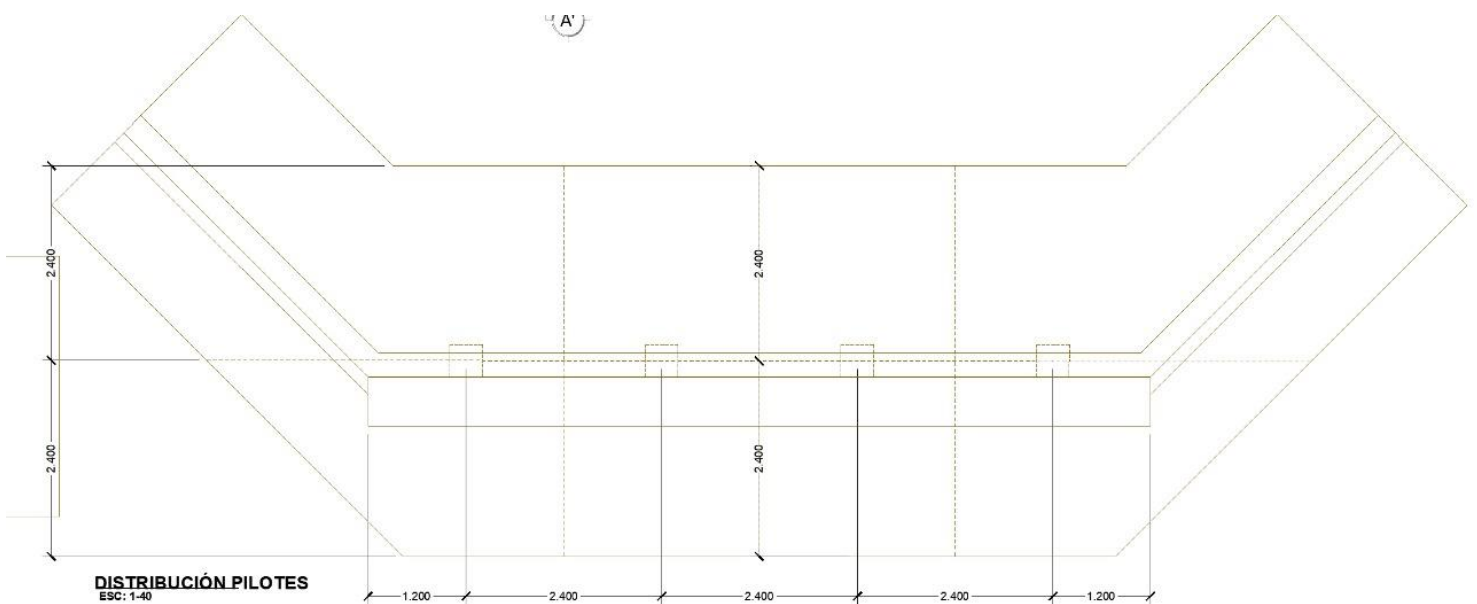


Gráfico 3.40 Distribución en planta de pilotes en la losa de estribo

Dimensiones de grupos de pilotes

Tabla 3.59 Distribución de los pilotes

DL	0.40	m	n1	4	d1	2.4	m
DB	0.40	m	n2	1	d2	-	m

Eficiencia del grupo de pilotes

$$\eta_1 = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d_1 + 4D_1}{pn_1n_2} \quad (3.143)$$

$$\eta_1 = \frac{2(4 + 1 - 2)2.4m + 4 \times 0.40m}{4 \times 0.40m \times 1 \times 4}$$

$$\eta_1 = 2.50$$

Cálculo de resistencia de grupo de pilotes

$$Qg(u) = \sum Q_u \quad (3.144)$$

$$Qg(u) = 606.25 \text{ kN}(4)$$

$$Qg(u) = 2425 \text{ kN}$$

La resistencia admisible del grupo es de 2425 KN.

Análisis de Punzonamiento

La resistencia ante efectos transversales producidos por cargas concentradas en la losa de cimentación del pilote se comprueba utilizando un esfuerzo tangencial nominal en un perímetro crítico concéntrica a la zona cargada ((ACI-318), 2014)

La normativa ACI-318 indica que para el efecto de punzonamiento generado en losas por pilares que tengan bordes rectos, se debe considerar un perímetro crítico en donde se agrega 0.5 veces el pertalte de la losa , teniendo así un área de afectación mayor, evitando así crear una fractura alrededor del pilar, de forma tronco piramidal con inclinaciones de entre 30 y 45 °.

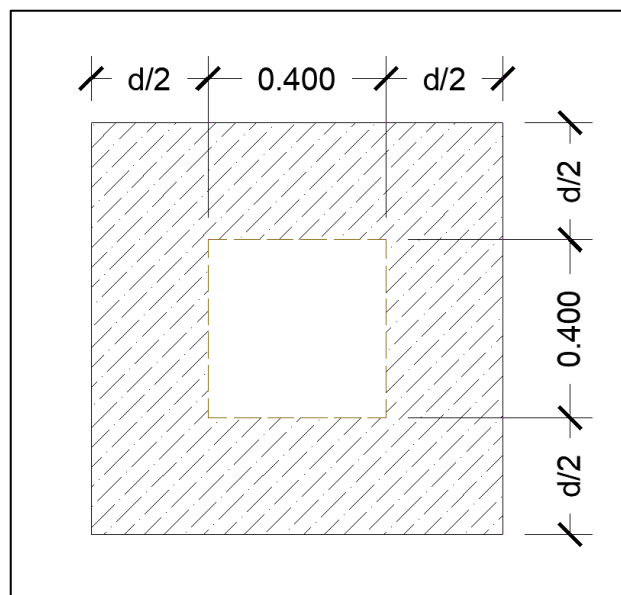


Gráfico 3.40 Perímetro crítico por punzonamiento, ACI-318

La capacidad admisible de esfuerzos por punzonamientos en la losa según la norma ACI-318 en el apartado 22.6.5.2 se obtiene con la expresión:

$$v_c = 1.1\lambda\sqrt{f'_c} \quad (3.145)$$

En donde:

$\lambda = 1$ = Es el factor de modificación de acuerdo con el artículo 19.2.4;

f'_c = es la resistencia a la compresión del hormigón.

$$v_c = 1.1\sqrt{280} = 18.4 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Para determinar el cortante admisible, debemos multiplicar el v_c por un factor de reducción $\Phi = 0.75$ para cortante, por lo tanto;

$$\Phi v_c = 0.75 * 18.4 = 13.8 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

El cortante producido por el punzonamiento se lo obtiene con el cortante máximo generado en la base del estribo con un perímetro crítico como se indica en el Gráfico 3.41

$$v_u = \frac{Vu}{b_o * d} \quad (3.146)$$

En donde:

V_u = es el máximo cortante generado en la base del estribo;

$d = 0.425$ = es la altura efectiva de la losa de cimentación;

$b_o = 4(0.4+d/2) = 3.3$ [m] = perímetro crítico para el punzonamiento

$$v_u = \frac{190360 \text{ kg}}{330 \text{ cm} * 42.5 \text{ cm}} = 13.57 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Debido a que el cortante admisible es mayor que el cortante producido para punzonamiento, no se necesita cambiar las dimensiones ni agregar acero de refuerzo para evitar daños por dicho fenómeno.

Diseño de pilotes bajo carga axial

Para obtener el armado que requiere un pilote de hormigón es necesario realizar un método iterativo en el cual imponemos las dimensiones del pilote y comprobamos si la armadura dispuesta es capaz de resistir la carga y el momento reflejado transmitido por

desde el estribo a la cimentación profunda. (Arregui, 2010). La especificación AASHTO en el capítulo 5.13.4 menciona las consideraciones para tener en cuenta en refuerzo de pilotes que tendrán acero longitudinal armado con estribos bajo carga axial haciendo uso de la siguiente expresión:

$$P = 0.85 * A * (0.33f'c + fs * \rho) * R \quad (3.147)$$

En la cual:

P = es la carga axial presente en el pilote;

A = es el área de la sección transversal de hormigón;

F'c = 280 [Kg/cm²] = Resistencia a la compresión en el hormigón;

Fs = 0.4*Fy;

R = 1.23-0.008*L*K/r = coeficiente de esbeltez del pilote;

L = es la longitud del pilote;

K = 1 = coeficiente que depende del empotramiento;

r = 0.3B = radio de giro para secciones cuadradas, en donde B es el ancho del pilote;

Por lo tanto:

$$\rho = \frac{1}{fs} * \left(\frac{P}{R * A} - 0.33 * f'c \right) \quad (3.148)$$

$$\rho = \frac{1}{0.4 * 4200} * \left(\frac{35000}{0.23 * 40 * 40} - 0.33 * 280 \right)$$

$$\rho = 0.0116$$

$$As = \rho * B^2 = 18.56[cm^2]$$

Usando varillas Φ 25mm, se deben disponer de cuatro varillas para refuerzo longitudinal. El primer tercio de la longitud del pilote debe tener estribos Φ 10 mm separados cada 10 cm ya que será la parte más afectada durante el hincado y la demás porción del pilote debe tener estribos Φ 10 mm separados cada 15 cm.

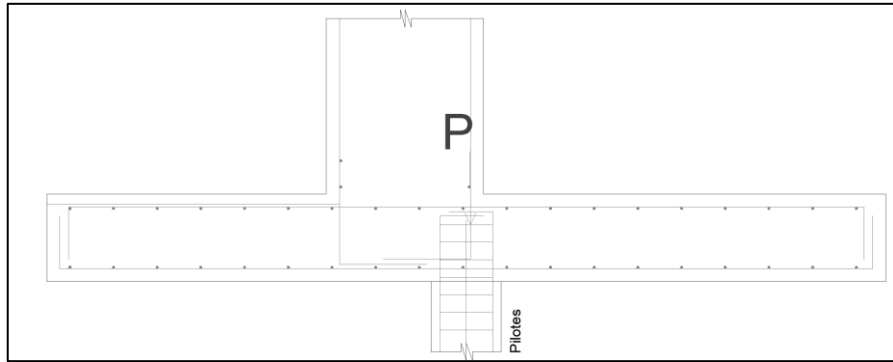


Gráfico 3.41 Pilote bajo Carga axial en Estribos

3.17. PRESUPUESTO

Para determinar el presupuesto requerido por el proyecto, se hará un análisis de costos unitarios de todos los rubros pertenecientes al trabajo.

Tabla 3.60 Presupuesto de Obra

RUBRO	COD	DESCRIPCION	U.	CANT.	PRECIO		PESO RELATIVO
					UNITARIO	TOTAL	
1		PUENTE L=25 m				Subtotal \$335,690.13	63.88%
	1.1	OBRAS PRELIMINARES					
1	1.1.1	Desbroce, desbosque y limpieza, incluye desalojo	Ha	0.2	\$535.81	\$107.16	0.02%
2	1.1.2	Replanteo y nivelación	m2	480	\$9.95	\$4,776.67	0.91%
	1.2	INFRAESTRUCTURA					
3	1.2.1	Excavación y relleno cimentación en puente	m3	447.40	\$4.10	\$1,836.01	0.35%
4	1.2.2	Pilotes cuadrados de hormigón armado 0.4x0.4x15 m, Resistencia de 350 kg/cm2	m3	14.40	\$591.50	\$8,517.54	1.62%
5	1.2.3	Hormigón para replantillo f'c=180 kg/cm2	m3	17.90	\$108.78	\$1,946.74	0.37%
6	1.2.4	Acero de refuerzo en barras F'y = 4200	Kg	18592.30	\$1.74	\$32,309.47	6.15%
7	1.2.5	Encofrado de estribos	m2	115.31	\$5.60	\$645.24	0.12%
8	1.2.6	Hormigón estructural para estribos y muros de ala f'c=280 kg/cm2	m3	167.54	\$183.44	\$30,732.87	5.85%
9	1.2.7	Apoyo de neopreno, placas y pernos de anclaje	u	8.00	\$166.78	\$1,334.24	0.25%
10	1.2.8	Desalojo de escombros y tierra con equipo pesado	m3	335.55	\$6.62	\$2,221.02	0.42%
	1.3	SUPERESTRUCTURA					
11	1.3.1	Suministro y montaje de estructura metálica A-572 grado 60 (vigas, rigidizadores y diafragmas)	Kg	42107.04	\$3.25	\$136,961.99	26.06%
12	1.3.2	sand blasstig y pintura de vigas	m2	402.4	\$22.61	\$9,099.86	1.73%
13	1.3.3	Estructura metálica conectores de corte	u	832	\$1.78	\$1,482.10	0.28%
14	1.3.4	Encofrado tablero losa metálico	m2	240	\$19.31	\$4,634.69	0.88%
15	1.3.5	Encofrado lateral tablero losa madera	m	69.2	\$2.63	\$181.83	0.03%
16	1.3.6	Acero de refuerzo en barras F'y = 4200 (losa y acera)	Kg	4774.48	\$1.74	\$8,297.03	1.58%
17	1.3.7	Hormigón estructural para losa f'c=280 kg/cm2	m3	39.60	\$183.44	\$7,264.07	1.38%
18	1.3.8	Hormigón estructural para acera f'c=280 kg/cm2	m3	13.2	\$183.44	\$2,421.36	0.46%
19	1.3.9	Juntas de dilatación (Tipo III MOP)	m	19.20	\$535.85	\$10,288.38	1.96%
20	1.3.10	Asfalto para imprimación	Lts	140	\$1.28	\$179.83	0.03%
21	1.3.11	Asfalto diluido para riego de adherencia	Lts	140	\$1.28	\$179.47	0.03%

22	1.3.12	Carpeta asfáltica en caliente e = 5cm incluye transporte	m2	180	\$5.67	\$1,021.50	0.19%
23	1.3.13	Postes metálicos para luz	u	3	\$327.00	\$981.00	0.19%
24	1.3.14	Barreras de hormigón y barandas metálicas	m	50	\$160.03	\$8,001.60	1.52%
	1.4	SEGURIDAD EN OBRA Y RUBROS AMBIENTALES					
25	1.4.1	Publicación en prensa	u	2	\$304.25	\$608.51	0.12%
26	1.4.2	Agua para control de polvo	m3	50	\$10.34	\$517.22	0.10%
27	1.4.3	Construcción e instalación/letrero/señalización y seguridad vial	u	2	\$114.55	\$229.09	0.04%
28	1.4.4	Suministro e instala/tubo rectangular dado ha/señal /seguridad y señalización preventiva	u	4	\$19.28	\$77.10	0.01%
29	1.4.5	Cinta Plástica	ml	200	\$0.19	\$37.78	0.01%
30	1.4.6	Suministro e insta Conos demarcadores para trabajo de vía (h=0,71m)	u	10	\$16.59	\$165.86	0.03%
	1.5	IMPLEMENTOS Y OBRAS SECUNDARIAS					
31	1.5.1	Andamios metálicos (alquiler)	U.mes	1	\$132.88	\$132.88	0.03%
32	1.5.2	Sobre carreo material pétreo	m3-Km	220	\$0.42	\$92.88	0.02%
33	1.5.3	Muro de gaviones	m3	555.75	\$101.93	\$56,647.05	10.78%
34	1.5.4	Excavación sin clasificar	m3	200	\$8.34	\$1,668.66	0.32%
35	1.5.5	Pintura de tráfico bordillos y aceras	m2	24	\$3.81	\$91.45	0.02%
2		NUEVO RAMAL DE ACCESO AL REDONDEL L= 409 metros				\$189,831.20	36.12%
	2.1	MOVIMIENTOS DE TIERRA					
36	2.1.1	Desbroce, desboque y limpieza	Ha	1	\$516.75	\$516.75	0.10%
37	2.1.2	Replanteo y nivelación	Km	0.41	\$9.95	\$4.08	0.00%
38	2.1.3	Excavación sin clasificar, incluye desalojo	m3	1308	\$1.68	\$2,194.64	0.42%
39	2.1.4	Relleno compactado con material de sitio y material de cantera	m3	3858	\$4.52	\$17,441.46	3.32%
40	2.1.5	Excavación para cunetas	m3	523.2	\$3.81	\$1,994.54	0.38%
41	2.1.6	Excavación y relleno de estructuras menores	m3	130.8	\$1.59	\$207.76	0.04%
	2.2	INSTALACION DE DRENAJE					
43	2.2.1	Hormigón para cunetas f'c 180 kg/cm2	Km	131.5	135.339	\$17,797.08	3.39%
	2.3	ESTRUCTURA DE PAVIMENTO					
44	2.3.1	Tendido y compactado material Base granular-clase 1	m3	530	\$18.85	\$9,991.78	1.90%
45	2.3.2	Geotextiles NT 4000	m2	4800	\$1.05	\$5,063.76	0.96%

46	2.3.3	Hormigón para para pavimento rígido f'c = 210 kg/cm2	m3	843.5	\$147.93	\$124,780.16	23.74%
	2.4	INSTALACIONES PARA CONTROL DE TRANSITO					
47	2.4.1	Marcas de pavimento control de tráfico (Líneas centrales y laterales)	ml	1638.28	\$0.59	\$117.28	0.02%
48	2.4.2	Marcas de pavimento control de tráfico (Líneas cebras y flechas direccionales)	m2	7	\$11.47	\$204.47	0.04%
49	2.4.3	Señales verticales informativas	u	1	\$204.47	\$204.47	0.04%
40	2.4.4	Señales verticales preventivas y reglamentarias	u	12	\$110.17	\$1,322.04	0.25%
51	2.4.5	Comunicadores radiales	u	1	\$114.92	\$114.92	0.02%
52	2.4.6	Postes de Luz	u	22	\$358.00	\$7,876.01	1.50%
						Subtotal	\$525,521.32
						Utilidad (12%)	\$63,062.56
						C. Indirectos (6%)	\$31,531.28
						Imprevistos (1%)	\$5,255.21
						TOTAL	\$625,370.37

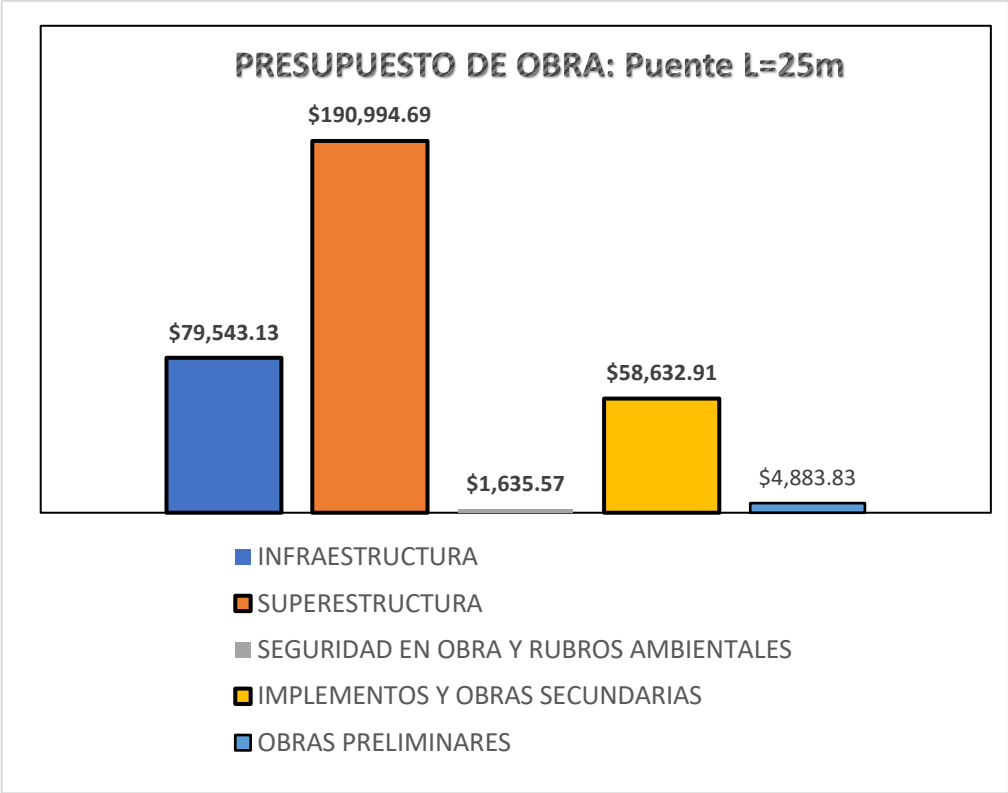


Gráfico 3.43 Presupuesto de obra. Puente L=25 m

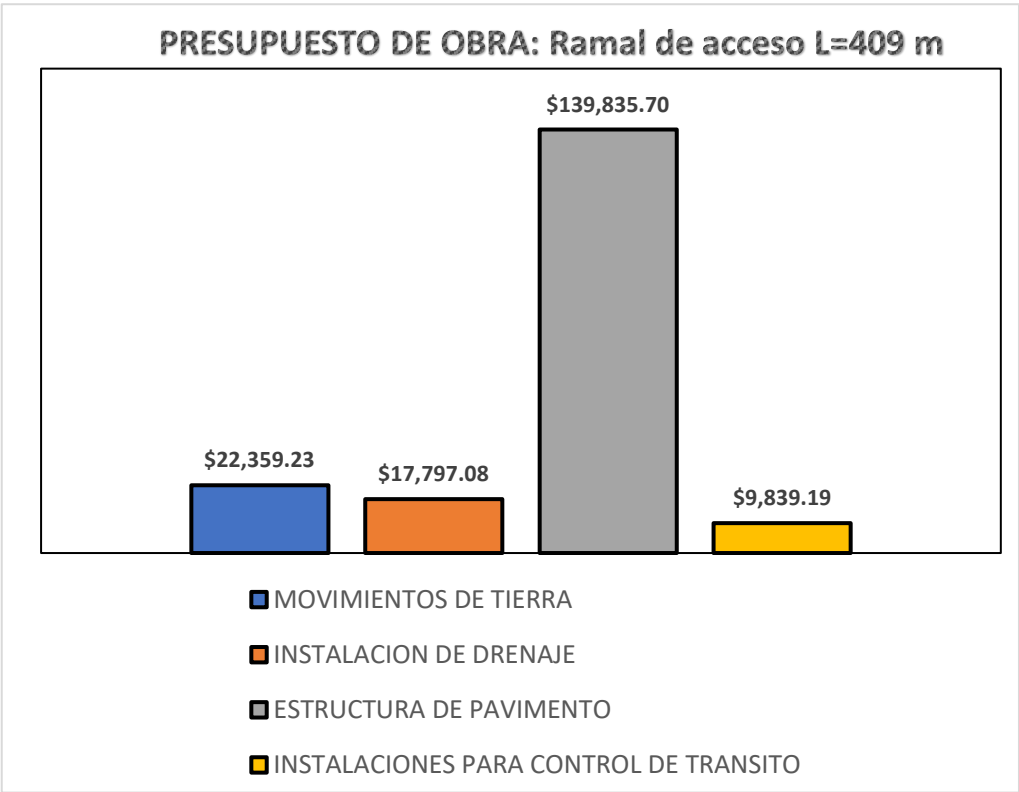
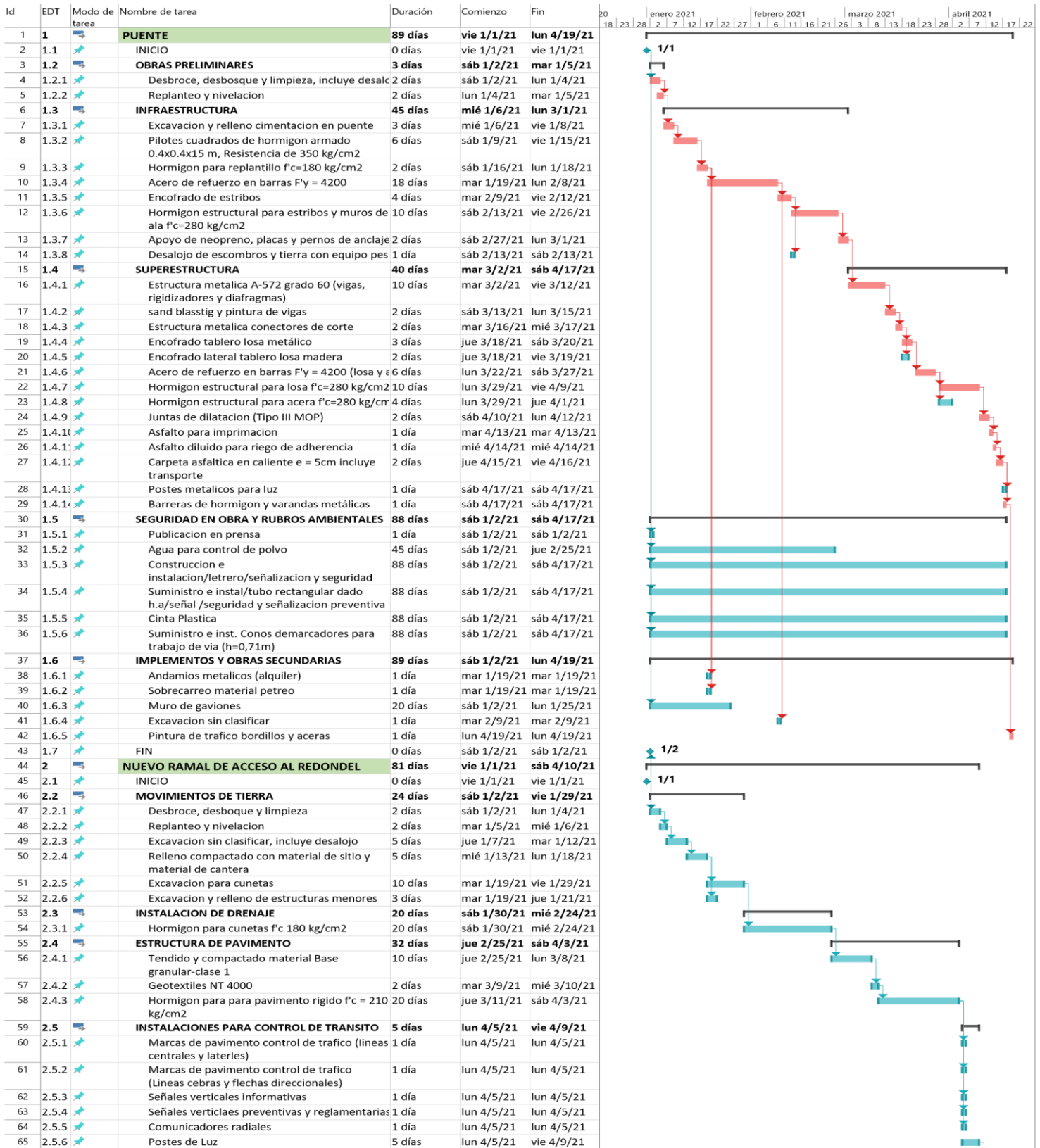


Gráfico 3.44 Presupuesto de obra. Ramal de acceso L=409 m

3.18. CRONOGRAMA



CAPÍTULO 4

4. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

4.1. OBJETIVOS

4.1.1. Objetivo General

La construcción de un nuevo acceso a la ciudad de Babahoyo, Provincia de los Ríos, el cual contara de varias fases o etapas de construcción, tiene como finalidad ofrecer un servicio a la población, siguiendo los reglamentos y leyes competentes que garanticen el confort de la ciudadanía, antes y después de realizada la obra. Para esto hay que identificar e interpretar los posibles impactos que se generaran, tanto en la etapa de construcción y la etapa de mantenimiento.

4.1.2. Objetivos Específicos

- Cumplir con los índices de regulación establecidos en el TULSMA y leyes correspondientes, para cada factor ambiental afectado.
- Trabajar de forma conjunta con las instituciones competentes para mantener una afectación mínima al medio ambiente.
- Reconocer los factores que tendrán un mayor impacto y establecer las respectivas medidas de prevención.

4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

EL presente proyecto, el cual está ubicado en la ciudad de Babahoyo, Capital de la provincia de los Ríos, consiste en la construcción de varios elementos, viales y estructurales, con la finalidad de crear una nueva ruta de acceso hacia el centro de la ciudad paralela al río, como se puede observar en el Gráfico 1.1 donde se tendrá que realizar obras que requieren de grandes cantidades de movimiento de tierra, compactación del suelo que altera las capacidad drenante natural y obras de arte menor que afectan el paisaje; así cumpliendo con las necesidades de la población a una mejor

accesibilidad, descongestión de tráfico, entre otras. Todo esto es para adaptar el sistema vial al crecimiento demográfico acelerado en los países, sumado a la continua búsqueda de mejores opciones laborales y calidad de vida, provocando una mayor concentración poblacional en las medianas y grandes ciudades, a su vez, de un incremento notorio en la flota vehicular del lugar.

El lugar del proyecto se considera como urbano, por lo que la alteración a ciertos factores ambientales se puede considerar como mínimos, aun así, es de vital importancia cumplir con lo estipulado por las leyes competentes, empleando correctas técnicas constructivas y materiales como hormigón, perfiles metálicos, agregados finos y grueso, base granular, señaléticas, madera de encofrados, geomallas, soldadura, pilotes, etc.

Actividades del Proyecto

El presente proyecto, que contará con varias zonas de construcción, referente nuevo acceso hacia el centro de la ciudad. Este nuevo acceso contará con un ramal extra en el redondel, un puente tipo viga-losa de 25 m paralelo al río y un tramo vial con un muro de contención. Estas tres partes se las analizarán por separado durante la fase de construcción y así analizar el posible impacto que pueden generar en el medio ambiente. La construcción contará con varias fases y actividades, las cuales serán analizadas de manera individual y conjunta, para así conocer el impacto que representan hacia el ambiente.

Dentro de las actividades de construcción, podemos considerar los siguientes grupos:

- Obras Preliminares
- Movimientos de Tierra
- Obras de calzada
- Obras Estructurales
- Obras de Arte menor
- Señalización

Cada grupo de actividades está desglosado como se indica en la tabla 1, describiendo cada una de las fases y actividades a realizar.

Tabla 4.1 Actividades de la fase de construcción

ACTIVIDADES
OBRAS PRELIMINARES
Creación de bodegas e instalación de oficinas
Creación de bodegas e instalación de oficinas
Disposición de un sistema eléctrico eventual
Disposición de un sistema de agua de agua potable eventual
Disposición de un sistema alcantarillado eventual
Colocación de vestidores y baños
MOVIMIENTO DE TIERRAS
Limpieza de cobertura vegetal
Trazado y Nivelación del lugar del proyecto
Remoción de capas de suelo
Limpieza de material suelto
Mejoramiento del terreno pertinente al proyecto
OBRAS DE CALZADA
Nivelación del terreno natural
Retiro de las capas de suelo del sitio
Transporte del material granular referente a la base
Adquisición y transporte del cemento portland
Disposición de material granular de la base en sitio
Disposición de acero de refuerzo en pavimento rígido
Fundición de hormigón destinado para pavimento rígido (e=22 cm)
OBRAS ESTRUCTURALES
Excavación e hincado de pilotes
Suministro de agregado fino y grueso
Encofrado y Fundición de Estribos

Colocación de Vigas Metálicas W40x277
Unión entre vigas con el uso de diafragmas
Electrosoldado de conectores de corte
Sandblasting en las Estructuras metálicas
Encofrado y fundición de Losa
Encofrado y fundición de muro de contención
OBRAS DE ARTE MENOR
Remoción de suelo creación de cunetas
Hormigón con resistencia de $F'c=280\text{kg/cm}^2$ para estructuras
Hormigón con resistencia $F'c=180\text{ kg/cm}^2$ para replantillo
Acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia $Fy=4200\text{ kg/cm}^2$
Adquisición de Geotextiles
Transporte de material filtrante
Geotextil para subdren (NT 4000)
SEÑALIZACIÓN
Señalización horizontal con pintura reflectiva
Señalización sobresalida de la vía (topes, tachas y vigilantes acostados)
Señales verticales correspondientes
Señales verticales Octogonales correspondientes
Barreras metálicas para protección de caminos

4.3. IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS SENSIBLE Y POSIBLES IMPACTOS AMBIENTALES

Para detectar cuales son las potenciales actividades que tendrían un mayor impacto hacia el medio ambiente, es necesario clasificar que actividades tendrán influencia sobre el medio, sea este físico, biótico o socioeconómico. Luego, se recomienda indicar a que factor ambiental específico se afectará y dar a conocer cuál es el posible impacto generado. La tabla 2 muestra el vínculo que posee cada una de las actividades descritas en el capítulo anterior con el medio y factor ambiental.

Tabla 4.2 Disposición de áreas sensibles y posibles impactos

Medio	Aspectos Ambientales	Actividad relacionada	Impacto Potencial
Físico	Aire	Creación de bodegas e instalación de oficinas Remoción de capas de suelo	Levantamiento de material particulado tamaño 10 y 2.5 A
		Limpieza de material suelto Mejoramiento del terreno pertinente al proyecto Transporte de material de mejoramiento del terreno natural del proyecto (D= 20km) Transporte del material granular referente a la Base	
		Transporte de material filtrante	Aumento de temperatura en el Aire
		Fundición de lo hormigón destinado para Pavimento Rígido (D=22 cm)	
		Electrosoldado de conectores de corte	
		Sandblasting en las Estructuras metálicas	

		Remoción de suelo para creación de cunetas Disposición de material granular de la base en sitio (D = 20km)	Levantamiento de material particulado tamaño 10 y 2.5 A		
	Suelo	Limpieza de la cobertura vegetal Trazado y Nivelación del lugar del proyecto	Alteración de la capa vegetal y capa fértil del suelo, cambio temporal del uso del suelo, pérdida en la permeabilidad de suelo. Alteración de la morfología y la topografía		
		Remoción de capas de suelo			
		Mejoramiento del terreno pertinente al proyecto Nivelación de terreno natural			
		Remoción de suelo para creación de cunetas	Generación de desechos de hormigón en las zonas cercanas a la fundición y pérdida de permeabilidad del suelo		
		Fundición de lo hormigón destinado para Pavimento Rígido (D=22 cm)			
		Geotextil para subdren (NT 1600)			
	Ruido	Creación de bodegas e instalación de oficinas	Aumento en los decibeles y generación de ruido por maquinaria pesada, creando molestia a los habitantes cercas de la construcción		
		Trazado y Nivelación del lugar del proyecto Remoción de capas de suelo Disposición de material granular de la base en sitio (D = 20km) Transporte del material granular referente a la Base			
		Excavación e hincado de pilotes			
		Sandblasting en las Estructuras metálicas			
		Electrosoldado de conectores de corte			
		Remoción de suelo para creación de cunetas			
		Agua Superficial		Disposición de un sistema de agua de agua potable eventual	Alteración local del sistema de drenaje pluvial, aumento de
				Disposición de un sistema alcantarillado eventual	

		Fundición de lo hormigón destinado para Pavimento Rígido (D=22 cm)	escorrentía y perdida de permeabilidad de la zona
		Encofrado y Fundición de Estribos	
		Encofrado y Fundición de Losa	
	Agua Subterránea	Mejoramiento del terreno pertinente al proyecto Disposición de material granular de la base en sitio (D = 20km)	Potencial contaminación por materiales producto de la construcción (lechada de hormigón, hidrocarburos provenientes de las maquinarias)
		Fundición de lo hormigón destinado para Pavimento Rígido (D=22 cm)	
		Encofrado y Fundición de Estribos	
Encofrado y fundición de muro de contención			
Biótico	Flora y Fauna	Limpieza de la cobertura vegetal	Disminución de las especies endémicas y destrucción del hábitat
		Remoción de capaz de suelo	
		Electrosoldado de conectores de corte	Generación de ruido y molestia a la fauna endémica
		Señalización horizontal con pinturas reflectivas	Reflexión de luz solar y perdida de orientación en animales migratorios
Socioeconómico	Población	Construcción del Proyecto	Creación de una nueva ruta de acceso para la población
	Educación	Construcción del Proyecto	
	Empleo	Construcción del Proyecto	Creación de plazas de trabajo, comercio
	Cultura	Construcción del Proyecto	
	Paisaje	Construcción del Proyecto	Impacto visual por el uso de maquinarias y presencia de nuevas construcciones

4.4. CERTIFICADO DE INTERSECCIÓN

Debido a problemas presentados con la Pagina web del SUIA, se pudo solamente identificar el tipo de tramite a realizar para la construcción. Ya que nuestro proyecto consta de varios tramos, contando con una construcción vial de segundo orden y la construcción de un puente, se hizo el análisis por separado, considerando el trámite más riguroso de los dos casos, teniendo que realizar un Registro ambiental previo a la fase de construcción. La creación del certificado de intersección no se pudo realizar por falta de disposición de la página web del Sistema Único de Información Ambiental (SUIA), por lo tanto, esa información queda pendiente para una ocasión posterior.

Descripción de la actividad	CONSTRUCCIÓN DE PUENTES, TÚNELES, ACUEDUCTOS
Su trámite corresponde a un(a)	REGISTRO AMBIENTAL
Tiempo de emisión	Inmediato.
Costo del trámite	180.0 dólares (Tiene un costo adicional si existe remoción de cobertura vegetal nativa)

Descripción de la actividad	CONSTRUCCIÓN DE VÍAS DE SEGUNDO Y TERCER ORDEN
Su trámite corresponde a un(a)	
Tiempo de emisión	
Costo del trámite	

4.5. Línea base ambiental

4.5.1. Medio físico

Caracterización climática

La ciudad de Babahoyo posee una estación meteorológica la cual registra una temperatura promedio de 25°C con picos en el aumento de la temperatura durante la época lluviosa, considerada entre los meses de enero hasta abril, y descensos en la temperatura en los meses de julio y agosto. Referente a la temporada de lluviosa, la ciudad registra entre 1000 – 2000 mm, cantidades registradas en pluviómetros. Debido a la cantidad de lluvias y a la presencia de cuerpos de agua en la zona, la humedad relativa que se presenta tiene valores entre el 70 y 90% según la época del año. Es importante tener en cuenta las condiciones climáticas la realización de ciertas actividades como: excavación, fundición de hormigón estructural y soldadura

Geología

La Provincia de los Ríos y en especial la ciudad de Babahoyo se caracterizan por tener suelos de origen pluvial, teniendo así en la cuenca baja suelos como arenas, limos y arcillas. En cambio, la cuenca alta proviene de relieves sedimentarios resultando en suelos como arcillas terciarias, además de rocas intrusivas mayormente del cuaternario. La geología del sitio juega un papel importante al momento de definir si el suelo necesita ser mejorado con material proveniente de canteras.

Geomorfología

Se presentan llanuras y topografía en su mayor parte plana, teniendo pendientes inferiores al 2%. Estas características se deben a factores erosivos hídricos y eventos geológicos que modelaron la superficie del suelo dando paso a la formación de planicies, relieves medios y pequeños encañonamientos. Dentro de la ciudad se presenta una altitud absoluta no mayor a 5 m. EL trazado y nivelación de la zona se considera relativamente sencilla por las condiciones geomorfológicas presentes.

Sismo Técnica y Vulcanismo

La zona no posee la presencia de volcanes, pero al situarse en el cinturón de fuego del pacífico, es altamente probable la generación de movimientos telúricos de hasta el 30% la aceleración de la gravedad.

Suelos

Son suelos clasificados dentro del orden de Arcillas limosas, con la presencia de material orgánico y de consistencia y estructura al desarrollo agrícola. Estos suelos poseen una capacidad de drenaje media, por lo que algunas veces se registran inundaciones en ciertas zonas. Son suelos profundos, en el rango de 0.5-2 m. Las parroquias rurales y ciertas parroquias urbanas son esencialmente zonas productivas, en su mayoría cultivos de ciclos cortos, por lo que ha sido afectada en gran parte por la deforestación y expansión de zonas agrícolas y ganaderas. El lugar del proyecto pertenece a la zona urbana de Babahoyo por lo que las actividades a realizar afectan en menor grado respecto a sectores relativamente vírgenes en el sector de la construcción. La construcción de los tramos planteados afectase mínimamente el drenaje natural de la zona, aunque de igual manera el sistema de drenaje de hormigón planteado se ocupara de llevar las aguas lluvias hacia el cauce.

Aire

La ciudad de análisis igual a muchas otras presenta un patrón de crecimiento en el parque automotor y motorizado, siendo este el de mayor impacto, aun así, los niveles de contaminación siguen siendo relativamente bajos con lo establecido en las normas de regulación. Respecto a las fuentes de contaminación fija y móvil, en el primer caso no se revelan estudios de la calidad del aire que brinden información concluyente sobre material particulado 2.5 y de plomo, indicadores de gran importancia en la calidad del aire. Respecto a las fuentes de contaminación fija, la municipalidad presenta registros de pequeñas microempresas y fabricas que das paso a actividades que requieren combustión térmica, alterando factores como CO (Monóxido de Carbono), COx (Monóxido de carbono), SO (Monóxido de azufre), SOx (Dióxido de azufre), O2 (Oxígeno), O3 (Ozono), etc. Muchas de las actividades del proyecto afectaran la

normalidad del aire del entorno, entre ellas tenemos las excavaciones, transporte, perforaciones, etc.

Hidrología

La subcuenca del río Babahoyo tiene una superficie de 2940,18 Km² aproximadamente, teniendo varias microcuencas de aportación como: Río Chipe, Río Lechugal, Estero Calabucito, Río Oncebí, Río Jordán, Río de las Piedras, Río Pijullo, Río el Playón, Río el Tilimbala, Río La Esmeraldas, Estero de Damas, Río El Tigrillo, Río Las Juntas, Río San Antonio, Río Viejo, Río Cristal y Drenajes Menores.

Paisaje

La zona de estudio está ubicada a la salida de la ciudad, en las cercanías de la Terminal Terrestre, el Paseo Shopping y la planta de tratamiento de aguas residuales que posee la ciudad. Las propiedades originales ya han sido alteradas previamente, por lo que se presenta escasa vegetación. En el lugar se encontró algunas especies de serpientes, insectos y algunos tipos de aves durante la toma de datos topográficos. Por lo tanto, mayormente rige la intervención antrópica de la población en la zona.

4.5.2. Medio Biótico

Cobertura Vegetal

El uso de suelo de la Provincia, como tal, es mayormente agrícola y ganadera. En específico, la zona de estudio es usada regularmente para estacionamiento de vehículos pesados, ya que, en sus cercanías se encuentra el camal municipal, por lo tanto, hacen uso del sector para descargar ganado.

Fauna

La zona intervenida por acciones humanas presenta poca actividad animal, en su gran mayoría, las aves forman el grupo más abundante, entre algunas especies tenemos: *Coragyps astratus* ("Gallinazo"), *Columbina buckleyi* ("Tortolita ecuatoriana"), *Furnarius cinnamomeus* ("Hornero del Pacífico") y *Bubulcus ibis* ("Garceta bueyera"), etc.

Flora

El sector de estudio presenta escasa vegetación, perteneciendo de igual manera al grupo de territorios con una altitud menor a 1000 m, que presentan una amplia diversidad en lugares cercanos a la ubicación del proyecto. En general, la ciudad como tal posee una amplia variedad en vegetación maderable, frutales, medicinales y productivas del sector agrícola.

4.5.3. Aspectos Socio – Económicos y culturales

Salud

El sistema de salud del cantón Babahoyo está constituido primordialmente por unidades de salud de primer, segundo y tercer nivel del Ministerio de Salud Pública, El hospital del Instituto Ecuatoriano de Seguridad Social, Centros de Maternidad, ONG's como APROFE, acompañados de un gran número de establecimientos privados de salud.

Educación

Según información brindada por el INEC el nivel de estudio que recibe en gran parte la población de Babahoyo es de nivel primario. Existe un gran déficit en la inserción de la población adolescente a la educación media y el bajo índice de personal que culminan la educación secundaria, son dos de los problemas más importantes que afectan al cantón y la provincia en general. El mayor peso del trabajo en niños y adolescentes este concentrado en la zona rural del cantón, indicador de gran importancia que se relaciona con la pérdida de escolaridad.

Recreación

La municipalidad de Babahoyo ha tenido como punto importante la creación de varios puntos de recreación a lo largo de toda la ciudad, contando así con un gran número de canchas deportivas, parques recreativos, malecón, juegos infantiles, etc. El Parque 24 de mayo es el más cercano a la zona de estudio, el cual colinda con las instalaciones del Paseo Shopping

Vialidad Rural

La zona urbana de Babahoyo cuenta en su mayoría con sistemas viales de primer orden, teniendo así estructuras de pavimento competentes. Por el contrario, las zonas rurales presentan muchas deficiencias viales observando caminos lastrados o de tierra que conectan los recintos del cantón. El abandono en el que ha estado la zona rural con respecto a las principales vías conectoras ha afectado el desarrollo de una actividad agrícola eficiente. Así mismo, la dificultad en la movilidad hace que aumente el riesgo respecto a urgencia medicas de los habitantes de las zonas rurales.

Telecomunicaciones y Sistemas de conectividad

La ciudad de Babahoyo posee los servicios básicos, incluidos los de telefonía, internet y televisión. En el área rural la cobertura de televisión nacional es baja, aunque el servicio de antena satelital es una opción y así poder tener variedad en el servicio. En general, la ciudad posee un sistema de conectividad relativamente bueno, de acuerdo con las posibilidades de cada habitante.

Patrimonio cultural

Babahoyo es una ciudad que antiguamente fue considerada un punto clave en el intercambio de productos de las regiones Sierra y Costa. En la parroquia el salto se encuentra ubicada la casa de Olmedo, lugar turístico de la zona. El Museo Municipal de Babahoyo conmemora la historia y cultural de la capital fluminense, en donde según análisis, fueron asentamientos de culturas como la Valdivia, Chorrera, Tejar Daule y Los Chonos. Además, aun en haciendas de las afuera de la ciudad poseen carteles y mapas descriptivos de las Tolas que son montículos de tierra en donde se realizaban las ceremonias fúnebres.

Base económica

Las actividades productivas de la provincia en general están ligada y sostenida principalmente por el sector agrícola, refiriendo al sector bananero y maicero. De acuerdo con lo mencionado por el Banco Central del Ecuador, las actividades tanto agrícolas como ganadera constituyeron el 40% del producto interno bruto que se generó en el año

2016. Por otra parte, el sector comercial y turismo en Babahoyo se encuentran en desarrollo. Los artesanos, de la misma manera, cumplen un papel fundamental e importante en la actividad económica, ya que sus pobladores se han permitido un desarrollo en ámbitos como la orfebrería, elaboración de artículos de pesca, carpintería, mecánica, etc.

Tabla 4.3 Matriz de Evaluación de Impactos Ambientales

		IDENTIFICACION DE IMPACTOS AMBIENTALES PARA ESTE ESTUDIO														VALORACION															
ACTIVIDADES	ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO	Severidad (S)			Probabilidad Ocurrencia (P)			Relevancia del Impacto (T)			Extensión (E)			Intensidad (I)			Duración (Du)			Desarrollo (De)			Recuperación (R)			Interacción (Ia)			(Mg)	(Imp)
			1	2	3	1	2	3	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2	0	1	2	Mg = E + I + Du + De + R + Ia	Imp = Mg x T
			positivo	medio	negativo	muy poco probable	poco probable	cierto	puntual	parcial	alta	baja	moderada	alta	corto plazo	mediano plazo	permanente	largo plazo	medio plazo	inmediato	reversible	mitigable	irreversible	simple	acumulativo	sinérgico					
OBRAS PRELIMINARES	Construcción provisional (Bodega, Guardiana, Oficina)	Necesidad de contratación de mano de obra.	Generación de plazas de trabajo para habitantes de la zona	1					3	3	0					1		0											2	6	
	Cerramiento con malla plástica tipo tela avícola con pingos hincados cada 2.3m									3	3	0						1		0										2	6
	Instalación eléctrica provisional									3	3	0						1		0										2	6
	Instalación AAPP Provisional									3	3	0						1		0										2	6
	Instalación Sanitaria Provisional									3	3	0						1		0										2	6
	Servicio Higiénico y Vestidor para obreros									3	3	0						1		0										2	6
MOVIMIENTO DE TIERRAS	Desbroce - desbosque y limpieza	Necesidad de aplicación de maquinaria pesada	Aumento en los niveles de ruido y emisiones atmosféricas: material particulado)	2				2		4	1				1		0											5	20		
	Trazado y Nivelación	Necesidad de personal para el trazado del nuevo tramo vial	Generación de plazas de trabajo para habitantes de la zona	1					3	3	0					1		0										2	6		
	Excavación en suelo	Uso de motoniveladoras, volquetas, gallinetas, etc.	Aumento en los niveles de ruido y emisiones atmosféricas: material particulado)	2					3	6		2			1		0											6	36		
	Limpieza de derrumbes			2					3	6		2				1		0										6	36		
	Nivelación y mejoramiento de la Subrasante	Implementación de maquinaria pesada			2				2		4		2		1		0											6	24		
	Desalojo de material sitio	Necesidad de transporte pesado (volquetas).	Aumento en los niveles de ruido, congestión vehicular		2				3	6			2		1		0											6	36		

OBRAS DE CALZADA

Transporte de base granular	Explotación de canteras locales	Deterioro gradual de canteras		3		3	9	0			3	0		0		2	1	6	54
Suministro y distribución de cemento portland	Necesidad de transporte pesado para traer material	Generación de CO2 y partículas por la combustión	2		2	4	1		1	0			2	0			1	5	20
Colocación de Base granular (e=200 mm)	Implementación de maquinarias, transporte pesado	Generación de material particulado y generación de ruido	2		3	6		2	1	0			2	0			1	6	36
Transporte Material filtrante	Necesidad de transporte pesado	Generación de CO2 y partículas por la combustión	2		3	6	1		1	0			2	0			1	5	30
Aplicación Geotextil para subdren (NT 4000) en las capas subrasante-base	Necesidad de mano de obra	Generación de plazas de trabajo para habitantes de la zona	1		3	3	0		1	0			1	0			0	2	6
Colocación de pasadores para el pavimento rígido			1		3	3	0		1	0			1	0			0	2	6
fundición de losa Pavimento Rígido (D=21 cm)	Uso de agua potable para mezcla de hormigón y fraguado	Alto consumo de agua potable		3	2	6		2	1	1		1		1		0		6	36
Transporte de pilotes presforzados	Necesidad de transporte pesado adecuado para traslado de material de gran longitud	Alteración del flujo vehicular	2		2	4	1		1	0			2	0			0	4	16
Excavación e hincado de pilotes	ruido producido por maquinaria para el hincado de pilotes	Generación de molestia por hincado de pilotes	2		2	4	1		1	0			2	0			0	4	16
Suministro de agregado fino y grueso	Necesidad de transporte pesado para traer material	Generación de CO2 y partículas por la combustión	2		2	4	1		1	0		0		1			1	4	16
Encofrado y Fundición de Estribos	Sangrado del hormigón en sitio	Contaminación por filtración de aguas subterráneas		3	2	6	1		1	0			2	1			2	7	42
Transporte de Vigas metálicas W40x277	Necesidad de transporte pesado adecuado para traslado de material de gran longitud	Congestionamiento vehicular y generación de CO2 y partículas por la combustión	2		2	4	1		1	0			2	0			1	5	20
Colocación de Vigas Metálicas	Uso de grúa para hizado de vigas	Alteración del flujo vehicular por el espacio requerido para la labor	1		2	2	0		1	0			2	0			0	3	6
Unión por soldadura de viga con los rigidizadores	Emisiones a la atmósfera: Gases y ruidos	Contaminación atmosférica: gases y ruidos	2		2	4	0		1	0		0		1			1	3	12
Electrosoldado de conectores de corte a las vigas	Residuos peligrosos: partículas y polvos metálicos, pilas, baterías	Contaminación del agua: partículas metálicas que llegan al agua a través de los humos	2		1	2	0		1	0		0		1			1	3	6
Unión entre vigas con el uso de diafragmas (Perfil L 60x60x6)mm	Residuos industriales inertes: Restos de perfiles metálicos, varillas, electrodos, etc.	Agotamiento de recursos: mal aprovechamiento de los materiales, no reutilización de restos metálicos.	2		2	4	0		1	0		0		1			1	3	12

OBRAS ESTRUCTURALES

OBRAS DE ARTE MENOR	Sandblasting en las Estructuras metálicas	Residuos: partículas y polvos.	Emisión de material particulado	2		3	6	0		1	0		2	1		1	5	30
	Encofrado y fundición de Losa	Uso de agua potable para mezcla de hormigón y fraguado	Alto consumo de agua potable		3	2	6	1		1	1		1	1		0	5	30
	Colocación de material pétreo como capa de rodadura e=5cm	Residuos inertes contaminates (brea)	Generación de escombros y otros residuos sólidos	2		2	4	0		1	0		2	0		0	3	12
	Colocación de barreras y varandas metálicas	Necesidad de personal para colcación de elementos de la superestructura	Generación de plazas de trabajo para habitantes de la zona	1		3	3	0		1	0		1	0		0	2	6
	Excavación para cunetas y encauzamientos	Necesidad de aplicación de maquinaria pesada	Aumento en los niveles de ruido y emisiones atmosféricas: material particulado)	2		2	4	1		1	0		2	0		1	5	20
	Traslado de hormigón estructural de cemento Portland clase B (f'c=280kg/cm2)	Necesidad de Mixers para traslado de la mezcla	Alteración del flujo vehicular y generación de CO2 y partículas por la combustión	2		2	4	1		1	0		2	0		1	5	20
	Traslado de hormigón estructural de cemento Portlad clase C (f'c=175 kg/cm2)			2		2	4	1		1	0		2	0		1	5	20
Traslado de acero de refuerzo en barras fy=4200 kg/cm2	Necesidad de transporte pesado adecuado para traslado de material de gran longitud		2		2	4	1		1	0		2	0		1	5	20	
SEÑALIZACIÓN	Marcas de pavimento (pintura blanca o amarilla)	Necesidad de señalización del tramo de vía implementado	Generación de material contaminante, residuos metálicos, escombros.	2		2	4		2	1	0		2	0		0	5	20
	Marcas sobresalidas de pavimento (Tachas reflectivas) (Birideccionales)			2		2	4		2	1	0		2	0		0	5	20
	Señales al lado de la carretera (de prevención 75 x 75) cm			2		2	4		2	1	0		2	0		0	5	20
	Señales de reglamentación, octogonal D=75cm			2		2	4		2	1	0		2	0		0	5	20
	Señales de reglamentación D=75 cm			2		2	4		2	1	0		2	0		0	5	20
	Guarda caminos (perfil metálico ondulado simple)			2		2	4		2	1	0		2	0		0	5	20
	Delineadores con material reflectivo (0,40X0,50)			2		2	4		2	1	0		2	0		0	5	20

4.6. VALORACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

Tras una evaluación de los impactos ambientales a través de la matriz de Conesa-Fernández, refleja que las principales actividades del proyecto que generan un aspecto negativo al ambiente son: (i) Excavación en suelo, (ii) limpieza de derrumbes, (iii) desalojo de material sitio, (iv) transporte de base granular, (v) colocación de base granular (e=200), (vi) transporte de material filtrante, (vii) fundición de losa de pavimento rígido (e=21 cm), (viii) encofrado y fundición de estribos, (ix) sandblasting en las estructuras metálicas y (x) encofrado y función de losa del puente. Son catalogadas de esta manera debido a los impactos ambientales que estos generan como: el deterioro gradual de canteras, alto consumo de agua potable, alteración de la calidad de aire por la emisión de material particulado, entre otros.

Según la matriz de valoración de impactos, la importancia de estos se encuentra en el rango de (25-75), considerados altos por lo que la implementación de medidas de prevención es de suma importancia para la reducción y control de estos

4.7. MEDIDAS DE PREVENCIÓN

De acuerdo con los resultados obtenidos en la matriz de Conesa Fernández, se determinó las actividades las cuales deberían contemplar medidas que logren prevenir en lo mejor posible estos impactos.

Las actividades con sus respectivos impactos se clasificaron en base a la Tabla 4.4 mostrada a continuación.

Tabla 4.4 Calificación según el grado de Riesgo

GRADO DE RIESGO	PUNTAJE	Acciones Que Tomar según el Grado de Riesgo
No Significativo	<= 6	No requiere acción.
Bajo	7 a 12	El grado de riesgo es tolerable. No requiere controles adicionales. Si requiere monitoreo operativo, para asegurar que se mantengan los controles existentes.
Medio	13 a 24	Requiere planificar medidas para reducir el grado de riesgo o mantenerlo bajo control (ej. Definir Procedimientos, planes de acción). Requiere monitoreo del jefe de Sector para asegurar que se mantengan los controles.
Alto	25 a 75	Tomar medidas para reducir el grado de riesgo en forma inmediata. Requiere monitoreo del Comité de Riesgos y Cambios, para asegurar la implementación de las medidas
Intolerable	>75	El trabajo NO DEBE empezar ni continuar hasta que el riesgo se haya reducido, con la implementación de una medida de mitigación.

La Tabla 4.5 muestra los impactos del proyecto situados de acuerdo con su categoría, obteniendo la cantidad con su respectivo porcentaje. Las medidas de mitigación serán aplicadas a los impactos que se encuentran según su categoría como “Medio” y “Alto”.

Tabla 4.5 Categorización de impactos

Resultados de la Categorización de Impactos		
Categoría de Impactos	Número de Impactos	Porcentaje (%)
No Significativo (menor igual 6)	11	26.83
Bajo (7 a12)	3	7.32
Medio (13 a 24)	17	41.46
Alto (25 a 75)	10	24.39
Intolerable (mayor 75)	0	0.00
TOTAL	41	100

En la Tabla 4.6 mostrada a continuación se muestran las medidas de prevención adoptadas para reducir o controlar la severidad de impactos resultante de las actividades más significativas.

Para una mejor comprensión, se realizó una tabla donde se especifica las abreviaturas implementadas.

Tabla 4.6 Medidas de Prevención Implementadas

MP1	Capacitación del personal
MP2	Uso de mallas protectoras, cercos perimetrales
MP3	Señalización adecuada para seguridad de los vehículos y peatones
MP4	Fomentar el ahorro de materiales, agua y energía
MP5	Limpieza de los Residuos sólidos y líquidos producidos en la construcción
MP6	Gestión de desechos
MP7	Correcta programación de la obra
MP8	Restauración de áreas afectadas
MP9	Asegurar las condiciones de seguridad de los trabajadores
MP10	Señalización de las áreas de trabajo
MP11	Reporte y limpieza constante de derrames de combustibles, aceites y sustancias tóxicas
MP12	Correcta disposición de materiales excedentes
MP13	Control de señales, marcas, ubicación de intersecciones
MP14	Recubrimiento de los materiales depositados para evitar ser dispersados por el viento, también para los vehículos que los transportan
MP15	Instrucción a la población aledaña acerca de seguridad.
MP16	Reforestación de áreas perturbadas y recuperación urbana paisajística
MP17	Control de excavación, remoción del suelo.
MP18	Correcto control del acopio de materiales y herramientas de construcción

Las actividades más significativas del proyecto resultante de la categorización de impactos se encuentran detalladas en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Actividades más significativas

Actividades más significativas	
Act.1	Desbroce - desbosque y limpieza
Act.2	Excavación en suelo
Act.3	Limpieza de derrumbes
Act.4	Nivelación y mejoramiento de la Subrasante
Act.5	Desalojo de material sitio
Act.6	Transporte de base granular
Act.7	Suministro y distribución de cemento portland
Act.8	Colocación de Base granular (e= 200 mm)
Act.9	Transporte Material filtrante
Act.10	fundición de losa Pavimento Rígido (D=21 cm)
Act.11	Transporte de pilotes presforzados
Act.12	Excavación e hincado de pilotes
Act.13	Suministro de agregado fino y grueso
Act.14	Encofrado y Fundición de Estribos
Act.15	Transporte de Vigas metálicas W40x277
Act.16	Sandblasting en las Estructuras metálicas
Act.17	Encofrado y fundición de Losa
Act.18	Excavación para cunetas y encauzamientos
Act.19	Traslado de hormigón estructural de cemento Portland clase B ($f'c=280\text{kg/cm}^2$)
Act.20	Traslado de hormigón estructural de cemento Portland clase C ($f'c=175\text{kg/cm}^2$)
Act.21	Traslado de acero de refuerzo en barras $f_y=4200\text{kg/cm}^2$
Act.22	Marcas de pavimento (pintura blanca o amarilla)
Act.23	Marcas sobresalidas de pavimento (Tachas reflectivas) (Bidireccionales)
Act.24	Señales al lado de la carretera (de prevención 75 x 75) cm
Act.25	Señales de reglamentación, octogonal D=75cm
Act.26	Señales de reglamentación D=75 cm
Act.27	Guarda caminos (perfil metálico ondulado simple)
Act.28	Delineadores con material reflectivo (0,40X0,50)

Por último, a través de una tabla comparativa se indicará y relacionará las medidas de prevención a implementarse para cada impacto significativo detallado con anterioridad.

MEDIDAS DE PREVENCIÓN	ACTIVIDADES																
	Act. 1	Act. 2	Act. 3	Act. 4	Act. 5	Act. 6	Act. 7	Act. 8	Act. 9	Act. 10	Act. 11	Act. 12	Act. 13	Act. 14	Act. 15	Act. 16	Act. 17
MP1	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X	X		X	X	X	X
MP2	X	X	X	X	X			X		X		X		X		X	X
MP3	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X	X	X		X	X	X
MP4		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP5	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP6	X	X	X	X	X			X		X		X		X		X	X
MP7		X										X					
MP8	X	X	X	X	X							X				X	
MP9	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP10		X	X	X	X			X		X		X		X		X	X
MP11		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP12						X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP13		X				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X
MP14	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X	X	X		X	X	
MP15												X				X	
MP16	X	X	X	X	X							X					
MP17	X	X										X					
MP18						X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X

Tabla 4.8 Relación de actividades del proyecto con sus respectivas medidas de prevención

MEDIDAS DE MITIGACIÓN	Act. 18	Act. 19	Act. 20	Act. 21	Act. 22	Act. 23	Act. 24	Act. 25	Act. 26	Act. 27	Act. 28
	MP1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP2	X				X	X	X	X	X	X	X
MP3	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP4	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP5	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP6	X				X	X	X	X	X	X	X
MP7	X										
MP8	X										
MP9	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP10	X				X	X	X	X	X	X	X
MP11	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP12		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP13	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MP14	X	X	X	X							
MP15											
MP16	X										
MP17	X										
MP18		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

4.8. CONCLUSIONES

El proyecto realizado se categoriza como categoría I, donde las actividades cuyos impactos ambientales se consideran como no significativos por lo que, para regularizarse ambientalmente es necesario la obtención de un Registro ambiental, el cual es otorgado por el Sistema Único de Información Competente (SUIA).

Sin embargo, existen casos donde las actividades a realizarse dentro de la etapa de construcción del proyecto ocasionan impactos ambientales considerados altos de acuerdo con la Tabla 4.5 de categorización de impactos, por lo que, fue necesario implementar medidas de prevención óptimas para cada una de estas actividades y tratar de prevenir en lo posible las consecuencias de estas actividades.

Las actividades más significativas del proyecto fueron detalladas en la tabla 8 para tener una idea más clara y poder ofrecer medidas de prevención adecuadas de acuerdo con el tipo de actividad a tratar, logrando de esta manera tener un control más exhaustivo al momento de realizarse estas actividades y así no afectar de manera significativa el ambiente circundante.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

El nuevo acceso vial que contará con dos carriles, en donde, a la altura de la conexión con el redondel, se tiene una longitud de ensanchamiento de 40 m, generando así una distancia suficiente para poder expandir la sección típica de una vía de 3.6 m a 4.5 m, distancia suficiente para cubrir el giro generado para el camión de diseño HL-93 a velocidades no mayores de 35 Km/h. El tramo vial posterior considerado a partir de la abscisa 0+040 está basado en un diseño vial ordinario, contando con una sección típica con carriles de 3.6 m, ancho de espaldones de 1.5 m y cunetas triangulares de 1.2 m de ancho con tirante de 40 cm, la cual estará conectada al sistema de recolección de aguas lluvia presente en el redondel y tramos continuos al lugar del proyecto.

Se decidió por la construcción de un pavimento rígido de losa de concreto simple con un espesor de 210 mm y subbase granular de 100 mm, además de poseer bermas, pasadores de 29 mm de diámetro, con una longitud total de 400 mm y una separación entre centros de 300 mm para las juntas transversales y barras de anclaje de 9.5 mm de diámetro con separación de 45 cm entre ellas para las juntas longitudinales para que actúen como dispositivos de transferencia de carga y mejore la eficiencia en la trabazón del agregado respectivamente. Las juntas longitudinales se harán por construcción a una distancia de 3.65 m y las juntas transversales por el tipo de agregado usado tendrán una separación máxima de 6 m entre ellas. Además, se implementó una capa de geotextil NT 4000 sobre cada capa (subrasante-subbase) para que sirvan como separador entre ellas, además de evitar posibles asentamientos.

A la altura de la abscisa 0+540 se tendrá un puente con una longitud de 25 m, el cual permitirá el paso libre del agua expulsada por la planta de bombeo de aguas lluvia de la ciudad. El puente constará con dos carriles de 3.6 m cada uno, aceras peatonales de 1.2 m, barreras de hormigón tipo Jersey, barandas metálicas y pendiente de la sección transversal de 2 % que permitan un drenaje efectivo, teniendo un ancho total de 9.6 m de puente. Se colocarán 4 vigas metálicas W40x277 separadas entre sí 2.4 m, las cuales

estarán conectadas entre sí con diafragmas conformados por perfiles L60x60x6 mm, además de usar rigidizadores transversales tanto de apoyo como intermedios que disminuyan las deflexiones por esfuerzos de torsión. Así mismo, ambos lados de la superestructura estarán apoyadas en estribos complementados con muros de ala, con una altura efectiva de 5 m, los cuales transferirán las cargas a los cimientos que constan con 4 pilotes armados de 40x40 cm para cada estribo.

5.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar ensayos de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas del suelo tanto para el diseño del acceso vial como del puente. Se recomienda hacer un estudio hidrológico más exhaustivo para periodos de retorno de entre 50 y 100 años como lo recomendado por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Así mismo, es necesario implementar un estudio hidráulico para la comprobación de posibles efectos como la socavación al pie de los estribos.

Las perforaciones obtenidas pertenecen a un proyecto situado a más de un kilómetro de distancia, por lo que se recomienda realizar perforaciones mayores a 15 metros de profundidad en el área de estudio perteneciente al puente, de preferencia una perforación donde se situaran cada uno de los estribos. Se recomienda hacer un análisis de estabilidad de muros de gaviones que irán a un costado del tramo vial paralelo al río.

Bibliografía

- (ACI-318), A. C. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. American Concrete Institute.
- AASHTO. (2011). *A Policy on Geometric Desing Of Highways and Streets*. Washintong D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials .
- AASHTO, A. A. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*.
- Alcadía de Babahoyo*. (s.f.). Obtenido de Alcadía de Babahoyo:
<https://www.babahoyo.gob.ec/>
- Arregui, D. N. (2010). *Encepado y diseño estructural en cimentaciones profundas, aplicado al proyecto de Bahias de caraquez*. Quito : Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Cal y Mayor R, R., & Cardenas G, J. (2003). *Ingeniería de Tránsito*. México: Alfaomega.
- FHWA. (2006). *Rotondas Modernas* . Indiana: U.S. Departament of Transpostation Federal Hihgway Administration.
- Ing. Arnal, E. (2000). *Lecciones de Puentes*. Caracas: Altolitjo C.A.
- Montejo, A. (2000). Ingeniería de pavimentos para carreteras. En U. C. Colombia, *Ingeniería de pavimentos* (pág. 17). Bogotá: Stella Valbuena de Fierro.
- MOP. (2003). *Norma de diseño geometrico de carreteras*. Guayaquil: Ministerio de Transporte y Obras pubilcas.
- Pinto, A., & Torres, R. (2015). *Incidencia de la norma AASHTO LRFD bridge design specifications en el análisis y diseño de tableros de puentes y concreto reforzado*. Investigación, Universidad de Los Andes, Departamento de Estructuras. Escuela de Ingeniería Civil, Mérida.
- SCT. (1991). *Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, 4ta reimpresión*. México: Secretaria de Comunicación y Transporte.
- Serquén, M. I. (2016). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014*. Perú.


APÉNDICES

APÉNDICE A


Información relevante al Proyecto

Perforaciones proporcionadas por el GAD Municipal

Perforación 1


HOJA ESTRATIGRAFICA Y RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO														
		Proyecto: Investigación estratigráfica del subsuelo para el proyecto "Puente Babahoyo"		Cliente: Ing. Luis Zhune G.		Cota: -2.50m del malecón								
		Localización: frente a Malecón de Babahoyo		Fecha: 22 al 25 de julio de 2007		Nivel Freático: 4.00m								
		Perforación: 1				Profundidad: 0.00 - 31.72m								
Prof. (m.)	Prof. (m.)	#	Simb.	Estratigrafía	DESCRIPCION DEL MATERIAL	Penet. mano	MUESTRA	ENSAYOS DE LABORATORIO						
Inicio del suelo	muestras	Golpes (N)	mues-tra	SUCS		Kg/cm ²	No. Tipo	Wn %	LL% IP%	% pas # 4	% pas # 200	qu (Kg/cm ²)	ε %	γ _n Kg/m ³
0.00	0.0 - 0.45	10		ML	limo con arena, consistencia semidura, café		1 SPT	18.1	45 15	100.0	82.1			
0.50														
1.00	1.0 - 1.45	12		MH	limo elástico, consistencia semidura, café		2 SPT	42.2	60 20	100.0	97.0			
1.50														
2.00	2.0 - 2.45	4		MH	limo elástico, consistencia blanda, gris verdoso		3 SPT	50.4	63 20	100.0	96.0			
2.50														
3.00	3.0 - 3.45	2			arcilla, consistencia muy blanda (muestra no recuperada)		SPT							
3.50														
4.00	4.0 - 4.45	4		ML	limo con arena, consistencia blanda, gris verdoso		4 SPT	39.1	49 13	90.0	79.0			
4.50														
5.00	5.0 - 5.45	17		SM	arena limosa, compacidad media, verdoso		5 SPT	17.8	NP	100.0	13.0			
5.50														
6.00	6.0 - 6.45	12			arena muy fina (muestra no recuperada)		SPT							
6.50														
7.00														
7.50	7.5 - 7.95	30		SM	arena con limo, compacidad media, café verdoso		6 SPT	25.3	NP	100.0	11.9			
8.00														

8.00														
8.50														
9.00	9.0 - 9.45	40		GM	grava con limo y arena, compacidad compacta, café verdoso		7 SPT	17.9	NP	51.6	5.9			
9.50														
10.00														
10.50	10.5 - 10.95	4		ML	limo, consistencia blanda, gris verdoso		8 SPT	109.1	49 3	100.0	96.0			
11.00														
11.50														

HOJA ESTRATIGRAFICA Y RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO														
		Proyecto: Investigación estratigráfica del subsuelo para el proyecto "Puente Babahoyo"		Cliente: Ing. Luis Zhune G.		Cota: -2.50m del malecón								
		Localización: frente a Malecón de Babahoyo		Fecha: 22 al 25 de julio de 2007		Nivel Freático: 4.00m								
		Perforación: 1				Profundidad: 0.00 - 31.72m								
Prof. (m.)	Prof. (m.)	#	Simb.	Estratigrafía	DESCRIPCION DEL MATERIAL	Penet. mano	MUESTRA	ENSAYOS DE LABORATORIO						
Inicio del suelo	muestras	Golpes (N)	mues-tra	SUCS		Kg/cm ²	No. Tipo	Wn %	LL% IP%	% pas # 4	% pas # 200	qu (Kg/cm ²)	ε %	γ _n Kg/m ³
12.00	12.0 - 12.45	6		MH	limo elástico, consistencia media, verdoso		9 SPT	49.9	63 18	100.0	98.0			
12.50														
13.00														
13.50	13.5 - 13.95	15		MH	limo elástico, consistencia semidura, verdoso		10 SPT	52.4	66 18	100.0	98.0			
14.00														
14.50														
15.00	15.0 - 15.45	24		MH	limo elástico, consistencia firme a dura, café verdoso		11 SPT	50.8	58 8	100.0	97.0			
15.50														
16.00														


16.00																				
16.50	16.5 - 16.95	36		SM	arena limosa, compacidad compacta, gris			12	SPT	28.5	NP	98.1	20.3							
17.00																				
17.50																				
18.00	18.0 - 18.45	22		MH	limo elástico, consistencia firme a dura, café verdoso			13	SPT	56.4	62 10	100.0	95.0							
18.50																				
19.00																				
19.50	19.5 - 19.95	25		MH	limo elástico, consistencia firme a dura, café verdoso con pintas de oxidación			14	SPT	56.2	66 9	100.0	91.0							
20.00																				
20.50																				
21.00	21.0 - 21.25	60 en 10cm		SM	arena limosa, compacidad muy compacta, gris verdoso			15	SPT	21.8	NP	100.0	14.9							
21.50																				
22.00																				
22.50	22.5 - 22.95	11		MH	limo elástico, consistencia semidura, gris verdoso			16	SPT	56.1	71 13	100.0	94.0							
23.00																				
23.50																				

HOJA ESTRATIGRAFICA Y RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO



Proyecto: Investigación estratigráfica del subsuelo para el proyecto "Puente Babahoyo"
Cliente: Ing. Luis Zhune G.
Localización: frente a Malecón de Babahoyo
Fecha: 22 al 25 de julio de 2007
Cota: -2.50m del malecón
Nivel Freático: 4.00m

(m.) Inicio del suelo	(m.) muestras	Golpes (N)	mues- tra	SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL	mano Kg/cm ²	No.	Tipo	Wn %	LL% IP%	% pas # 4	% pas # 200	qu (Kg/cm ²)	ϵ %	γ_n Kg/m ³
24.00	24.0 - 24.39	100 en 14cm		MH	limo elástico, consistencia rígida, gris verdoso		17	SPT	54.7	72 19	100.0	94.0			
24.50															
25.00															
25.50	25.5 - 25.95	38		SM	arena limosa, compacidad compacta, gris verdoso		18	SPT	27.8	NP	96.5	20.8			
26.00															
26.50															
27.00	27.0 - 27.45	80		MH	limo elástico, consistencia rígida, verdoso		19	SPT	46.7	52 12	100.0	92.0			
27.50															
28.00															
28.50	28.5 - 28.7	60 en 5cm		MH	limo elástico arenoso, consistencia rígida, gris verdoso		20	SPT	32.7	50 11	100.0	55.4			
29.00															
29.50															
30.00	30.0 - 30.19	30 en 4cm		MH	limo elástico, consistencia rígida, gris verdoso		21	SPT	45.9	53 10	100.0	98.0			
30.50															
31.00															
31.50	31.5 - 31.72	40 en 7cm		MH	limo elástico arenoso, consistencia rígida, gris verdoso		22	SPT	22.3	52 9	100.0	59.1			
31.72															

Perforación 2

 HOJA ESTRATIGRAFICA Y RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO Proyecto: Investigación estratigráfica del subsuelo para el proyecto "Puente Babahoyo" Cliente: Ing. Luis Zhune G. Localización: frente a Malecón de Babahoyo Fecha: 26 al 27 de julio de 2007 Cota: -2.50m del carretero Nivel Freático: 5.00m marea bajando Profundidad: 0.00 - 34.65m														
Prof. (m.)	Prof. (m.)	#	Simb.	Estratigrafía	DESCRIPCION DEL MATERIAL	Penet. mano	MUESTRA	ENSAYOS DE LABORATORIO						
Inicio del suelo	muestras	Golpes (N)	mues-tra	SUCS		Kg/cm ²	No. Tipo	Wn %	LL% IP%	% pas # 4	% pas # 200	qu (Kg/cm ²)	e %	γ _s Kg/m ³
0.00	0.0 - 0.45	7		SM	arena limosa, compacidad suelta, café		1 SPT	36.4	48	100.0	49.9			
0.50														
1.00	1.0 - 1.45	2		SM	arena limosa, compacidad muy suelta, café		2 SPT	41.8	43	100.0	42.9			
1.50														
2.00	2.0 - 2.45	1		MH	limo elástico, consistencia muy blanda, café		3 SPT	63.2	68	100.0	96.0			
2.50														
3.00	3.0 - 3.45	2		MH	limo elástico, consistencia blanda, café verdoso		4 SPT	67.7	63	100.0	94.0			
3.50														
4.00	4.0 - 4.45	4		ML	limo con arena, consistencia blanda, gris verdoso		5 SPT	58.2	47	100.0	78.5			
4.50														
5.00	5.0 - 5.45	4		SM	arena limosa, compacidad suelta, café verdoso		6 SPT	34.2	NP	100.0	12.9			
5.50														
6.00	6.0 - 6.45	5			turba, consistencia media, café oscuro		7 SPT	331.3	250	100.0	92.0			
6.50														
7.00														
7.50	7.5 - 7.95	2			turba, consistencia blanda, café verdoso		8 SPT	126.6	131	100.0	90.0			
8.00														

8.00														
8.50														
9.00	9.0 - 9.45	2			turba, consistencia blanda, gris oscuro		9 SPT	119.6	216	100.0	91.0			
9.50														
10.00														
10.50	10.5 - 10.95	7			turba, consistencia media, gris verdoso		10 SPT	105.2	125	100.0	94.0			
11.00														
11.50														

 HOJA ESTRATIGRAFICA Y RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO Proyecto: Investigación estratigráfica del subsuelo para el proyecto "Puente Babahoyo" Cliente: Ing. Luis Zhune G. Localización: frente a Malecón de Babahoyo Fecha: 26 al 27 de julio de 2007 Cota: -2.50m del carretero Nivel Freático: 5.00m marea bajando Profundidad: 0.00 - 34.65m														
Prof. (m.)	Prof. (m.)	#	Simb.	Estratigrafía	DESCRIPCION DEL MATERIAL	Penet. mano	MUESTRA	ENSAYOS DE LABORATORIO						
Inicio del suelo	muestras	Golpes (N)	mues-tra	SUCS		Kg/cm ²	No. Tipo	Wn %	LL% IP%	% pas # 4	% pas # 200	qu (Kg/cm ²)	e %	γ _s Kg/m ³
12.00	12.0 - 12.45	10		MH	limo elástico, consistencia semidura, verdoso		11 SPT	51.7	61	100.0	96.0			
12.50														
13.00														
13.50	13.5 - 13.95	8		MH	limo elástico, consistencia semidura, gris		12 SPT	45.7	52	100.0	90.0			
14.00														
14.50														
15.00	15.0 - 15.45	77		MH	limo elástico, consistencia rígida, café verdoso		13 SPT	45.3	55	100.0	93.0			
15.50														
16.00														

16.00																			
16.50	16.5 - 16.56	80 en 6cm		ML	limo, consistencia rígida, café verdoso		14	SPT	40.2	49 8	100.0	88.0							
17.00																			
17.50																			
18.00	18.0 - 18.37	100 en 22cm		SM	arena limosa, compactación muy compacta, gris café		15	SPT	27.4	NP	94.0	22.4							
18.50																			
19.00																			
19.50	19.5 - 19.73	80 en 8cm		MH	limo elástico, consistencia rígida, café		16	SPT	59.2	66 9	100.0	95.0							
20.00																			
20.50																			
21.00	21.0 - 21.35	82 en 20cm		MH	limo elástico arenoso, consistencia rígida, gris café		17	SPT	35.2	62 18	99.8	56.5							
21.50																			
22.00																			
22.50	22.5 - 22.95	20		MH	limo elástico, consistencia firme a dura, gris café		18	SPT	62.2	74 17	100.0	97.0							
23.00																			
23.50																			

HOJA ESTRATIGRAFICA Y RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO



Proyecto: Investigación estratigráfica del subsuelo para el proyecto "Puente Babahoyo"
 Cliente: Ing. Luis Zhune G.
 Localización: frente a Malecón de Babahoyo
 Fecha: 26 al 27 de julio de 2007
 Perforación: 2

Cota: -2.50m del carretero
 Nivel Freático: 5.00m marea bajando
 Profundidad: 0.00 - 34.65m

Prof. (m.)	Prof. (m.)	#	Simb.	Estratigrafía	DESCRIPCION DEL MATERIAL	Penet.	MUESTRA		ENSAYOS DE LABORATORIO						
Inicio del suelo	muestras	Golpes (N)	mues- tra	SUCS		mano	No.	Tipo	Wn %	LL% IP%	% pas # 4	% pas # 200	qu (Kg/cm ²)	ε %	γ _s Kg/m ³

24.00	24.0 - 24.45	15		MH	limo elástico, consistencia firme a dura, gris verdoso		19	SPT								
24.50																
25.00																
25.50	25.5 - 25.95	57		MH	limo elástico, consistencia rígida, gris verdoso		20	SPT	51.1	57 5	100.0	96.0				
26.00																
26.50																
27.00	27.0 - 27.45	80		MH	limo elástico arenoso, consistencia rígida, café oscuro		21	SPT	34.5	50 10	100.0	65.9				
27.50																
28.00																
28.50	28.5 - 28.74	70 en 9cm		MH	limo elástico arenoso, consistencia rígida, verdoso		22	SPT	36.0	55 12	100.0	56.4				
29.00																
29.50																
30.00	30.0 - 30.45	76		MH	limo elástico con arena, consistencia rígida, gris verdoso		23	SPT	38.8	51 9	100.0	74.0				
30.50																
31.00																
31.50	31.5 - 31.7	80 en 5cm		MH	limo elástico, consistencia rígida, verdoso		24	SPT	34.7	50 12	100.0	96.0				
32.00																
32.50																
33.00	33.0 - 33.18	92 en 3cm		MH	limo elástico, consistencia rígida, verdoso		25	SPT	30.7	52 10	100.0	95.0				
33.50																
34.00																
34.50	34.5 - 34.65	80 en 15cm		MH	limo elástico, consistencia rígida, verdoso		26	SPT	28.3	55 11	100.0	93.0				
34.65																

APÉNDICE B

REFERENCIAS DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO

Tabla 5.1 Cálculo de tráfico proyectado

AÑO	PORCENTAJE CRECIMIENTO			TPD TOTAL	AUTOS	BUSES	CAMIONES	CAMIONES					TRAFICO TOTAL PROYECTADO
	AUTOS	BUSES	CAMIONES					Camión 2 Ejes Grande 2DB	Camión 3 Ejes 3-A	Camión 4 Ejes 4-C	Camión 5 Ejes 3S2	Camión 6 Ejes 3S3	
2018	4.26%	1.32%	1.52%	13,311	8,716	2,312	2,283	1,710	227	-	174	172	4,858,515
2019	4.26%	1.32%	1.52%	13,748	9,087	2,343	2,318	1,736	230	-	177	175	5,017,845
2020	4.26%	1.32%	1.52%	14,201	9,474	2,373	2,353	1,762	234	-	179	177	5,183,289
2021	2.82%	1.20%	1.39%	14,529	9,742	2,402	2,386	1,787	237	-	182	180	5,303,142
2022	2.82%	1.20%	1.39%	14,866	10,016	2,431	2,419	1,812	241	-	184	182	5,426,036
2023	2.82%	1.20%	1.39%	15,211	10,299	2,460	2,452	1,837	244	-	187	185	5,552,053
2024	2.82%	1.20%	1.39%	15,565	10,589	2,489	2,487	1,862	247	-	190	187	5,681,275
2025	2.82%	1.20%	1.39%	15,928	10,888	2,519	2,521	1,888	251	-	192	190	5,813,788
2026	2.82%	1.20%	1.39%	16,300	11,195	2,550	2,556	1,915	254	-	195	193	5,949,682
2027	2.82%	1.20%	1.39%	16,682	11,511	2,580	2,592	1,941	258	-	198	195	6,089,046
2028	2.82%	1.20%	1.39%	17,074	11,835	2,611	2,628	1,968	261	-	200	198	6,231,974
2029	2.82%	1.20%	1.39%	17,476	12,169	2,642	2,664	1,996	265	-	203	201	6,378,561
2030	2.82%	1.20%	1.39%	17,887	12,512	2,674	2,701	2,023	269	-	206	204	6,528,906
2031	2.82%	1.20%	1.39%	18,310	12,865	2,706	2,739	2,051	272	-	209	206	6,683,110
2032	2.82%	1.20%	1.39%	18,743	13,228	2,739	2,777	2,080	276	-	212	209	6,841,276
2033	2.82%	1.20%	1.39%	19,188	13,601	2,772	2,815	2,109	280	-	215	212	7,003,513
2034	2.82%	1.20%	1.39%	19,644	13,984	2,805	2,855	2,138	284	-	218	215	7,169,928
2035	2.82%	1.20%	1.39%	20,111	14,379	2,838	2,894	2,168	288	-	221	218	7,340,636
2036	2.82%	1.20%	1.39%	20,591	14,784	2,873	2,934	2,198	292	-	224	221	7,515,751
2037	2.82%	1.20%	1.39%	21,083	15,201	2,907	2,975	2,229	296	-	227	224	7,695,394
2038	2.82%	1.20%	1.39%	21,588	15,630	2,942	3,017	2,259	300	-	230	227	7,879,685
2039	2.82%	1.20%	1.39%	22,106	16,070	2,977	3,059	2,291	304	-	233	230	8,068,752
2040	2.82%	1.20%	1.39%	22,638	16,524	3,013	3,101	2,323	308	-	236	234	8,262,722

Tabla 5.2 TPDA año 2008

Vehículo	TPDA AÑO 2008	Porcentaje
AUTOS	8,716	65.5%
BUSES	2,312	17.4%
CAMIONES	2,283	17.2%
Camión 2 Ejes Grande 2DB	1,710	12.8%
Camión 3 Ejes 3-A	227	1.7%
Camión 4 Ejes 4-C	0	0.0%
Camión 5 Ejes 3S2	174	1.3%
Camión 6 Ejes 3S3	172	1.3%
TOTAL	13,311	100.0%

Tabla 5.3 TPDA año 2040

Vehículo	TPDA 'AÑO 2040	Porcentaje
AUTOS	16,524	73.0%
BUSES	3,013	13.3%
CAMIONES	3,101	13.7%
Camión 2 Ejes Grande 2DB	2,323	10.3%
Camión 3 Ejes 3-A	308	1.4%
Camión 4 Ejes 4-C	0	0.0%
Camión 5 Ejes 3S2	236	1.0%
Camión 6 Ejes 3S3	234	1.0%
TOTAL	22,638	100.0%

Tabla 5.4 Tasa de crecimiento

TASAS DE CRECIMIENTO DEL TRÁFICO (%)

PROVINCIA: LOS RÍOS

PERIODO	VEHICULOS		
	LIVIANO	BUS	CAMION
2005-2010	4.53	1.65	1.90
2010-2015	4.74	1.47	1.69
2015-2020	4.26	1.32	1.52
2020-2030	2.82	1.20	1.39

Fuente: MTOP

APÉNDICE B

CÁLCULOS DE DISEÑO

ANALISIS DE ESTABILIDAD ESTRIBOS Y MUROS DE ALA

COMPROBACION DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD

Estados limite

Un estado limite es una condición en donde un componente o sistema de una estructura deja de cumplir la función para la cual fue creada ya que las fuerzas actuantes han superado su capacidad.

Para el diseño de estribos se tomarán en cuenta los estados límite de resistencia con los casos I, III y V; estado límite de servicio en el caso I y estados limites en eventos extremos caso I y II. Con la respectiva combinación de los estados limite se procederá a realizar los análisis de estabilidad al volcamiento y resistencia al desplazamiento producido por fuerzas horizontales.

En el caso de los muros de ala, se realiza un modelo más simple de los efectos previamente mencionados, tomando solo las combinaciones I y V del estado límite de resistencia.

Comprobación de volcamiento, deslizamiento y presiones admisibles en el terreno base

Los coeficientes de modificación de carga para todos los estados limites presentados adoptaran un valor de 1, lo que implica que no habrá incremento o aumento inicial alguno en el efecto de fuerzas actuantes.

Estribo con apoyo móvil y apoyo fijo

La zona de estudio se caracteriza por tener velocidades de viento muy bajas, razón por la cual no serán motivo de análisis. De la misma manera, las cargas vivas de impactos son despreciables ya que debido a la ubicación del puente no permite estos eventos. La siguiente tabla muestra valores de factores de carga (γ) que se utilizan para cada situación y estado limite respectivo.

Tabla 5.5 Factores de carga (γ) aplicado al efecto de las fuerzas verticales

Factores de Carga γ para cargas Verticales							
Estados de Carga	Tipo	Dc		Dw	Ev	LL+IM	Ls
	Carga	Dc	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv
	Resistencia Ia	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	1.75
	Resistencia Ib	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75
	Resistencia IIIa	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	1.75
	Resistencia IIIb	1.25	1.25	1.50	1.35	0.00	1.75
	Resistencia Va	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	1.75
	Resistencia Vb	1.25	1.25	1.50	1.35	1.35	1.75
	Evento Extremo Ia	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.50
	Evento Extremo Ib	1.25	1.25	1.50	1.35	0.50	0.50
	Servicio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabla 5.6 Factores de carga (γ) aplicado al efecto de las fuerzas horizontales

Factores de Carga γ para cargas horizontales							
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR
	Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	0.000	1.750
	Resistencia Ib	1.750	1.500	0.000	0.000	0.000	1.750
	Resistencia IIIa	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
	Resistencia IIIb	0.000	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
	Resistencia Va	1.350	1.500	0.000	0.000	0.000	1.350
	Resistencia Vb	1.750	1.500	0.000	0.000	0.000	1.350
	Evento Extremo Ia	0.500	1.500	1.000	1.000	1.000	0.500
	Evento Extremo Ib	0.500	1.500	1.000	1.000	1.000	0.500
	Servicio	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Comprobación de las dimensiones por el progreso las fases del levantamiento de la obra

Fase 1: Acción del peso propio del estribo y la presión del material de relleno sobre la cimentación

Para conocer la reacción que generará el suelo sobre nuestra estructura de apoyo es indispensable determinar el coeficiente de presión activa, dato que se puede obtener haciendo uso de la siguiente expresión:

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

En la cual:

$\phi = 32^\circ =$ Ángulo de fricción de nuestro material de relleno compactado al 95 del Proctor.

Por consiguiente:

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}32}{1 + \text{sen}32}$$

$$Ka = 0.31$$

De esta manera podemos determinar la componente horizontal que tendrá en empuje del material de relleno, el cual se puede obtener con la siguiente expresión:

$$EH = \frac{1}{2} Ka * \gamma * H^2$$

En la cual:

$Ka = 0.31 =$ coeficiente de presión activa del material de relleno

$H = 5 \text{ [m]} =$ Altura total de Estribo

$\gamma = 1.8 \text{ [t/m}^3\text{]} =$ Peso específico del suelo de relleno

Por consiguiente:

$$EH = \frac{1}{2} * 0.31 * 1.8 * 5^2$$

$$EH = 6.975 \text{ [T/metro lineal de estribo]}$$

Geoméricamente el empuje horizontal del material de relleno se sitúa a 1/3 de la altura del estribo medido desde la base.

$$\frac{H}{3} = \frac{5}{3} = 1.67 \text{ [m]}$$

Haciendo uso de las dimensiones del estribo previamente propuestas, se determina el peso propio del estribo y la reacción del suelo de relleno ubicado sobre el talón del estribo.

Tabla 5.7 Fuerzas actuantes y momento estabilizador

W	Dimensiones del estribo			Gamma material	Peso	Bp	Momemto Estabilizador
	Altura	Ancho	Espesor				
	m	m	m	T/m3	T	m	T.m
wa	4.50	1.00	2.30	1.80	18.63	3.65	68.00
wb	1.50	1.00	0.30	2.40	1.08	2.35	2.54
wc	3.00	1.00	0.90	2.40	6.48	2.05	13.29
wd	0.50	1.00	4.80	2.40	5.76	2.40	13.82
				Peso Total	31.95	Mest.	97.651232

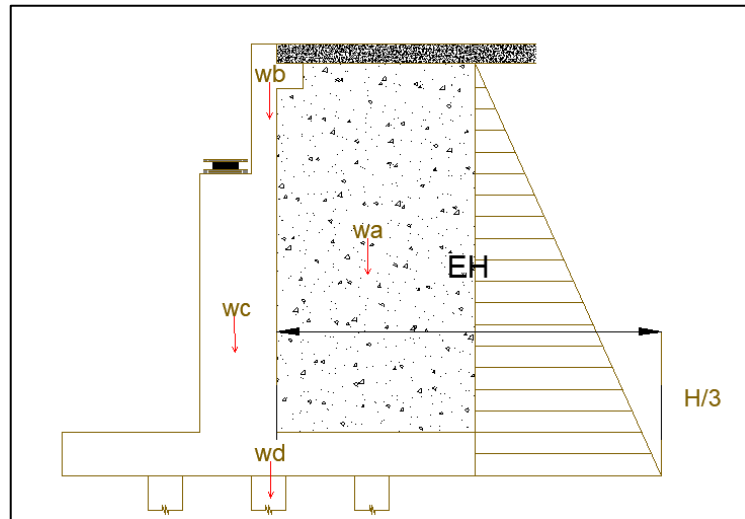


Gráfico 5.1 Diagrama de fuerzas actuantes en el estribo durante la fase 1

El peso del material del relleno, también denominado empuje vertical del suelo y el peso propio del estribo corresponden a:

$$EV = 18.63 [T]$$

$$DC = 13.32 [T]$$

Luego de obtener las cargas actuantes en la primera etapa, se procede a realizar la combinación entre los factores de carga y las fuerzas para los estados límites analizados haciendo uso de la siguiente expresión.

$$\sum_0^n Vu = [\gamma_{DC} * DC + \gamma_{DW} * DW + \gamma_{EV} * EV + \gamma_{LL+IM} * (LL + IM) + \gamma_{LS} * LSv]$$

En la cual:

γ_{DC} = factor de carga para el efecto de carga muerta;

γ_{DW} = factor de carga para el efecto de superficie de rodadura y elementos de accesorios;

γ_{EV} = factor de carga para el efecto del empuje vertical del material del relleno;

γ_{LL+IM} = factor de carga para el efecto de carga viva e impacto;

γ_{LS} = factor de carga por el efecto de sobrecarga;

DC = carga muerta efecto del peso propio de la estructura;

DW = carga efecto de la superficie de rodadura y elementos de accesorio;

Ev = empuje vertical del material de relleno;

LL+IM = efecto de la carga viva e impacto;

Lsv = efecto de sobrecarga.

Tabla 5.8 Cargas verticales factoradas de la fase 1

Cargas en T/m								
Estados de Carga	Tipo	Dc		Dw	Ev	LL+IM	Ls	ΣVu
	Carga	Dc	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv	
	Resistencia Ia	11.99	0.00	0.00	18.63	0.00	0.00	30.62
	Resistencia Ib	16.65	0.00	0.00	25.15	0.00	0.00	41.80
	Evento Extremo Ia	11.99	0.00	0.00	18.63	0.00	0.00	30.62
	Evento Extremo Ib	16.65	0.00	0.00	25.15	0.00	0.00	41.80
	Servicio	13.32	0.00	0.00	18.63	0.00	0.00	31.95

De la misma manera, los momentos generados en el estribo por cargas verticales, son originados por la fuerza aplicada al brazo de palanca, teniendo como resultado:

Tabla 5.9 Momentos por cargas verticales factoradas de la fase 1

Momentos T.m/m								
Estados de Carga	Tipo	Dc		Dw	Ev	LL+IM	Ls	ΣMu
	Carga	Dc	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv	
	Resistencia Ia	36.64	0.00	0.00	56.94	0.00	0.00	93.58
	Resistencia Ib	50.89	0.00	0.00	76.87	0.00	0.00	127.76
	Evento Extremo Ia	36.64	0.00	0.00	56.94	0.00	0.00	93.58
	Evento Extremo Ib	50.89	0.00	0.00	76.87	0.00	0.00	127.76
	Servicio	40.71	0.00	0.00	56.94	0.00	0.00	97.65

Las fuerzas horizontales que actuaran en nuestro estribo deben ser factoradas previamente por los factores γ correspondiente a cada estado límite de resistencia, evento extremo y de servicio. Luego de esto se procede a realizar la combinación correspondiente para esta fase constructiva, la cual se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$\sum_0^n Hu = [\gamma_{LSx} * LSx + \gamma_{EH} * EH + \gamma_{EQ} * EQ + \gamma_{BR} * BR]$$

En la cual:

γ_{LSx} = factor por efecto de la sobrecarga;

γ_{EH} = factor por efecto del empuje horizontal del material del relleno;

γ_{EQ} = factor por efecto de actividad sísmica;

γ_{BR} = factor por efecto de frenado;

LSx = efecto de sobrecarga;

EH = efecto del empuje horizontal del material del relleno;

EQ = efecto de carga sísmica causado por el peso propio del estribo, de la superestructura y del material del relleno;

BR = efecto de la fuerza de frenado.

Tabla 5.10 Cargas horizontales factoradas de la fase 1

Cargas T/m									
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR	ΣHu	
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR		
	Resistencia Ia	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Resistencia Ib	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Evento Extremo Ia	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Evento Extremo Ib	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Servicio	0.000	6.975	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	6.98

De la misma manera, los momentos generados por cargas horizontales, en el estribo, son originados por la fuerza aplicada al brazo de palanca, teniendo como resultado:

Tabla 5.11 Momentos por cargas horizontales factoradas de la fase 1

Momentos T.m/m									
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR	ΣMhu	
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR		
	Resistencia Ia	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Resistencia Ib	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Evento Extremo Ia	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Evento Extremo Ib	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Servicio	0.000	11.625	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	11.63

El punto de análisis para volcamiento está ubicado en la para inferior del dedo del estribo, que por condiciones geométricas es el punto más propenso por donde la estructura puede rotar.

El cálculo de la excentricidad máxima se determina para conocer el grado de desviación de las cargas para cada estado límite. Cada uno de estos estados presenta una forma de calcular dicha excentricidad, las cuales de muestran a continuación.

$$\text{Excentricidad para el estado limite de resistencia} = e_{max} = \frac{B}{4}$$

$$\text{Excentricidad para el estado limite de evento extremo} = e_{max} = \frac{11B}{30}$$

$$\text{Excentricidad para el estado limite de servicio} = e_{max} = \frac{B}{4}$$

En la cual:

$$B = 4.8 \text{ [m]} = \text{ancho total de la cimentación.}$$

Por consiguiente:

$$e_{max} = \frac{4.8}{4} = 1.2$$

$$e_{max} = \frac{11 * 4.8}{30} = 1.76$$

La ubicación de la fuerza resultante se determina en función de los momentos actuantes y las cargas ultimas presente en el estribo, valor que se obtiene haciendo uso de la siguiente expresión:

$$x(i) = \frac{M_{vu} + M_{Hu}}{Vu}$$

En la cual:

M_{vu} = momentos generados por cargas verticales factoradas;

M_{HU} = momentos generados por cargas horizontales factoradas;

V_u = efecto de las cargas verticales.

Tomando en cuenta la excentricidad por la fuerza resultante respecto al eje de simetría, esta se puede obtener con el uso de la siguiente expresión:

$$e(i) = \frac{B}{2} - x$$

En la cual:

$B = 4.8$ = ancho total de cimentación;

x = Punto de ubicación de la fuerza resultante.

Tabla 5.12 Revisión de volcamiento para fase 1

Estados de Carga	V_u	M_{vu}	M_{hu}	X	e	e_{max}
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	m
Resistencia Ia	30.619	93.580	17.438	2.487	-0.087	1.200
Resistencia Ib	41.802	127.758	17.438	2.639	-0.239	1.200
Evento Extremo Ia	30.619	93.580	17.438	2.487	-0.087	1.760
Evento Extremo Ib	41.802	127.758	17.438	2.639	-0.239	1.760
Servicio	31.951	97.651	11.625	2.692	-0.292	1.200

Dado que para todos los estados limites considerados, las excentricidades máximas son mayor que las excentricidades para los estados limites, no se produce volcamiento en el estribo durante la fase 1 analizada.

Luego de la revisión del volcamiento, es necesario realizar un análisis de los desplazamientos máximos que se pueden generar en el estribo. Por lo tanto, es necesario determinar el coeficiente de fricción causado por el rozamiento de la base del estribo y el suelo de la cimentación, el cual se puede obtener haciendo uso de la siguiente expresión.

$$\mu = \tan(\phi)$$

En la cual:

$\phi = 28^\circ$ = representa el ángulo de fricción del suelo bajo la cimentación.

Por consiguiente:

$$\mu = \tan(28) = 0.53$$

De esta manera podemos obtener la fuerza estabilizadora o fuerza de fricción de nuestra estructura que se calcula con la siguiente expresión:

$$Ff(i) = \mu * (V_u * \phi_T)$$

En la cual:

$\mu = 0.53$ = factor de rozamiento entre la estructura y el suelo bajo la cimentación;

V_u = cargas verticales mayoradas;

H_u = Cargas horizontales mayoradas;

$\phi_T = 0.8$ = Factor de resistencia para el estado límite de resistencia;

$\phi_T = 1$ = Factor de resistencia para los estados límite de eventos extremos y servicio;

Tabla 5.13 Revisión de desplazamientos durante la fase 1

Estados de Carga	Vu	Ff	Hu
	T/m	T/m	T/m
Resistencia Ia	30.619	15.306	10.463
Resistencia Ib	41.802	20.897	10.463
Evento Extremo Ia	30.619	15.306	10.463
Evento Extremo Ib	41.802	20.897	10.463
Servicio	31.951	15.972	6.975

Debido que la fuerza de fricción o fuerza estabilizadora generada en nuestra estructura es mayor que la fuerza horizontal en todos los casos de los estados límites, el estribo no sufrirá efectos de desplazamiento.

Como última parte de estudio para esta fase, es necesario conocer la presión que ejercerá nuestra estructura sobre el suelo bajo la cimentación y conocer si este es capaz de soportar dichas presiones. Por lo tanto, procedemos a calcular la capacidad portante del suelo mediante la siguiente expresión:

$$q_R = \phi_b * q_n$$

En la cual:

$q_n = 35 \text{ [T/m}^2\text{]}$ = capacidad portante del suelo;

$\phi_T = 0.55$ = Factor para el estado límite de resistencia;

$\phi_T = 1$ = Factor para los estados límite de eventos extremos y servicio.

Las presiones generadas en el suelo de cimentación a causa de la estructura se determinan haciendo uso de la siguiente expresión:

$$q(i) = \frac{V_u}{B - 2e}$$

En la cual:

V_u = Cargas verticales;

$B = 4.8$ [m] = Ancho total de la cimentación;

e = excentricidad respecto al eje de simetría.

Tabla 5.14 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 1

Estados de Carga	V_u	M_{vu}	M_{hu}	X	e	q_R	q
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	T/m ²	T/m ²
Resistencia Ia	30.619	93.580	17.438	2.487	0.087	5.500	0.689
Resistencia Ib	41.802	127.758	17.438	2.639	0.239	5.500	1.008
Evento Extremo Ia	30.619	93.580	17.438	2.487	0.087	10.000	0.689
Evento Extremo Ib	41.802	127.758	17.438	2.639	0.239	10.000	1.008
Servicio	31.951	97.651	11.625	2.692	0.292	10.000	0.790

Debido a que las presiones admisibles del suelo son mayores que las presiones ejercidas por la estructura, teniendo en cuenta todos los estados limites considerados, se determina que la estabilidad del estribo permanecerá controlada.

Fase 2: Acción del peso propio del estribo, la presión del material de relleno sobre la cimentación y fuerza sísmica.

Para determinar las fuerzas sísmicas actuantes en nuestra estructura, debemos hallar los coeficientes sísmicos horizontal y vertical. En donde, el coeficiente sísmico horizontal se puede determinar haciendo uso de la siguiente expresión:

$$C_{sh} = 0.5 * Z$$

En la cual:

$Z = 0.3$ = Factor de aceleración de la zona III para Babahoyo.

Por consiguiente:

$$C_{sh} = 0.5 * 0.3$$

$$C_{sh} = 0.15$$

El coeficiente sísmico para la componente vertical se obtiene en función de la componente vertical y se puede determinar haciendo uso de la siguiente expresión:

$$C_{sv} = 0.7 * C_{sh}$$

Por consiguiente:

$$C_{sv} = 0.7 * 0.15$$

$$C_{sv} = 1.05$$

Con el uso de los coeficientes de las componentes sísmicas procedemos a obtener el ángulo causado por acción del sismo, el cual se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$\theta' = \arctan \frac{Csh}{1 - Csv}$$

En la cual:

$Csh = 0.15$ = coeficiente sísmico de la componente horizontal;

$Csv = 0.105$ = coeficiente sísmico de la componente vertical;

Por consiguiente:

$$\theta' = \arctan \frac{0.15}{1 - 0.105}$$

$$\theta' = 9.514^\circ$$

La acción de la fuerza sísmica a causa del peso propio de puede determinar con la siguiente expresión:

$$Fssp = Csh * Wpp$$

En la cual:

$Csh = 0.15$ = coeficiente sísmico de la componente vertical;

$Wpp = 13.32$ [T/ml] = efecto del peso propio del estribo.

Por consiguiente:

$$Fssp = 0.15 * 13.32$$

$$Fssp = 1.998$$

Esta fuerza está ubicada en el centro de gravedad del estribo y cuyo brazo de palanca se calcula como la relación entre el momento generado y la carga actuante. Por lo tanto:
 $Bspp = 2.23$ [m] = brazo de palanca medido desde la base del estribo.

El coeficiente de Mononobe-Okabe para presiones dinámicas activas se puede determinar con la siguiente expresión:

$$Kas = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta + \theta')}{\cos \theta' \text{sen} \beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]}$$

En la cual:

$\alpha = 0^\circ$ = representa el ángulo de inclinación del suelo en la parte posterior del estribo;

$\beta = 90^\circ$ = inclinación del estribo respecto a la horizontal;

$\Phi = 32^\circ$ = representa el ángulo de fricción interna del material de relleno;

$\Theta = 9.514^\circ$ = ángulo causado por acción del sismo.

Por consiguiente:

$$K_{as} = 0.395$$

Debido a la acción sísmica se produce un diferencial dinámico en el empuje proporcionado por el material de relleno, el cual se obtiene de la siguiente expresión:

$$\Delta DEa = \frac{1}{2} \gamma * H^2 * (K_{as} - K_a) * (1 - C_{sv})$$

En la cual:

$K_a = 0.31$ = coeficiente de empuje activo del material de relleno;

$\gamma = 1.8 \text{ [T/m}^2\text{]}$ = peso específico del material de relleno;

$H = 5 \text{ [m]}$ = altura total del estribo;

$K_{as} = 0.395$ = coeficiente de Mononobe-Okabe para presiones dinámicas activas;

$C_{sv} = 0.105$ = coeficiente sísmico de la componente vertical;

Por consiguiente:

$$\Delta DEa = \frac{1}{2} * 1.8 * 5^2 * (0.395 - 0.31) * (1 - 0.105)$$

$$\Delta DEa = 1.711 \text{ [T/m]}$$

Este incremento en la presión activa posee un brazo de palanca igual dos tercios de la altura total del estribo, medido desde la base, como se muestra en el Gráfico 5.2.

Tabla 5.15 Cargas horizontales factoradas de la fase 2

Cargas T/m									
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR	ΣHu	
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR		
	Resistencia Ia	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Resistencia Ib	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Evento Extremo Ia	0.000	10.463	1.711	0.000	1.998	0.000	0.000	14.17
	Evento Extremo Ib	0.000	10.463	1.711	0.000	2.226	0.000	0.000	14.40
	Servicio	0.000	6.975	0.000	0.000	4.447	0.000	0.000	11.42

De la misma manera, los momentos generados por cargas horizontales, en el estribo, son originados por la fuerza aplicada al brazo de palanca, teniendo como resultado:

Tabla 5.16 Momentos por cargas horizontales factoradas de la fase 2

Momentos T.m/m									
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR	ΣMhu	
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR		
	Resistencia Ia	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Resistencia Ib	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Evento Extremo Ia	0.000	17.438	5.703	0.000	6.661	0.000	0.000	29.80
	Evento Extremo Ib	0.000	17.438	5.703	0.000	7.419	0.000	0.000	30.56
	Servicio	0.000	11.625	0.000	0.000	14.824	0.000	0.000	26.45

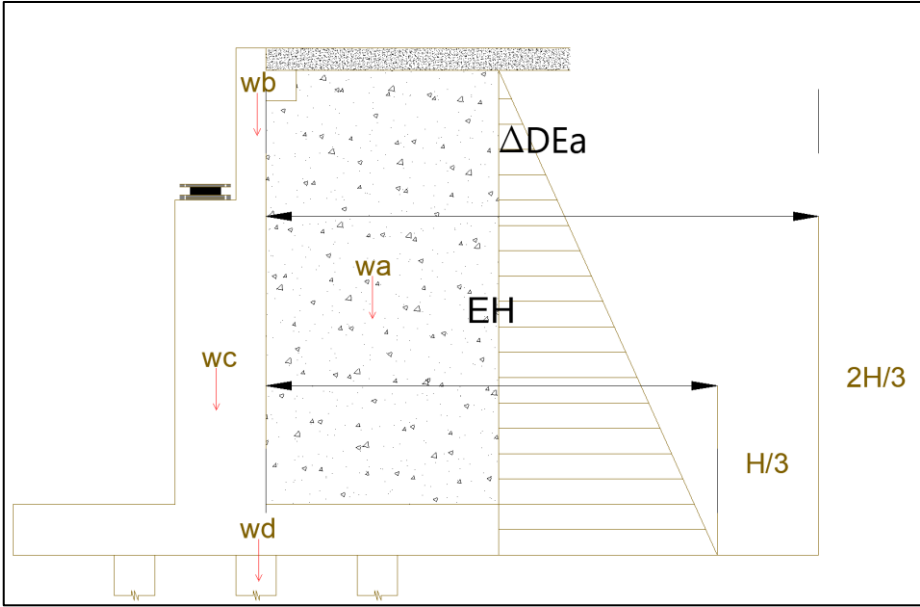


Gráfico 5.2 Diagrama de fuerzas actuantes en el estribo durante la fase 2

Las excentricidades máximas para cada estado limite son las mismas que para la fase 1. La ubicación de la fuerza resultante se determina con el Gráfico 5.2, teniendo en consideración los momentos generados en la fase 2.

Tabla 5.17 Revisión de volcamiento para fase 2

Estados de Carga	Vu	Mvu	Mhu	X	e	emax
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	m
Resistencia Ia	30.619	93.580	17.438	2.487	-0.087	1.200
Resistencia Ib	41.802	127.758	17.438	2.639	-0.239	1.200
Evento Extremo Ia	30.619	93.580	29.801	2.083	0.317	1.760
Evento Extremo Ib	41.802	127.758	30.559	2.325	0.075	1.760
Servicio	31.951	97.651	26.449	2.228	0.172	1.200

Dado que para todos los estados limites considerados, las excentricidades máximas son mayor que las excentricidades para los estados limites, no se produce volcamiento en el estribo durante la fase 2 analizada.

Tabla 5.18 Revisión de desplazamientos durante la fase 2

Estados de Carga	Vu	Ff	Hu
	T/m	T/m	T/m
Resistencia Ia	30.619	15.306	10.463
Resistencia Ib	41.802	20.897	10.463
Evento Extremo Ia	30.619	15.306	14.172
Evento Extremo Ib	41.802	20.897	14.399
Servicio	31.951	15.972	11.422

Debido a que la fuerza de fricción o fuerza estabilizadora generada en nuestra estructura es mayor que la fuerza horizontal en todos los casos de los estados limites, el estribo no sufrirá efectos de desplazamiento.

Tabla 5.19 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 2

Estados de Carga	Vu	Mvu	Mhu	X	e	qR	q
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	T/m ²	T/m ²
Resistencia Ia	30.619	93.580	17.438	2.487	0.087	5.500	0.689
Resistencia Ib	41.802	127.758	17.438	2.639	0.239	5.500	1.008
Evento Extremo Ia	30.619	93.580	17.438	2.487	0.087	10.000	0.766
Evento Extremo Ib	41.802	127.758	17.438	2.639	0.239	10.000	0.936
Servicio	31.951	97.651	11.625	2.692	0.292	10.000	0.747

Dado que las presiones admisibles del suelo son mayores que las presiones ejercidas por la estructura, teniendo en cuenta todos los estados limites considerados, se determina que la estabilidad del estribo permanecerá controlada para la fase 2 analizada.

Fase 3: fase 1 + acción de la superestructura

Para esta fase es necesario incluir información de la superestructura, detallada en el capítulo anterior, debido a que, tanto la carga muerta y la carga de la capa de rodadura tienen influencia en la estabilidad del estribo.

$$P_{DC} = 100 \text{ [T/ml]}$$

$$P_{DW} = 1.656 \text{ [T/ml]}$$

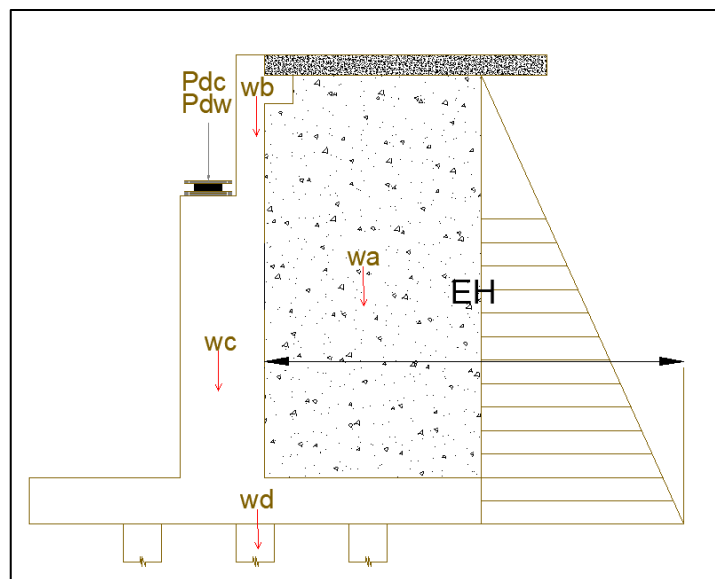


Gráfico 5.3 Diagrama de fuerzas actuantes en el estribo durante la fase 3

Las fuerzas provenientes de la superestructura están ubicadas geoméricamente en el centro del asiento del estribo, por lo tanto, el brazo de palanca es igual a:

$$d1 = td + 0.5 * b$$

En la cual:

$$td = 1.6 \text{ [m]} = \text{ancho del dedo del estribo};$$

$$b = 0.6 \text{ [m]} = \text{ancho empírico de asiento}.$$

Por consiguiente:

$$d1 = 1.9 \text{ [m]}$$

Tabla 5.20 Cargas verticales factoradas de la fase 3

Cargas en T/m								
Estados de Carga	Tipo	Dc		Dw	Ev	LL+IM	Ls	ΣVu
	Carga	Dc	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv	
	Resistencia Ia	11.99	90.00	1.08	18.63	0.00	0.00	121.70
	Resistencia Ib	16.65	125.00	2.48	25.15	0.00	0.00	169.29
	Evento Extremo Ia	11.99	90.00	1.08	18.63	0.00	0.00	121.70
	Evento Extremo Ib	16.65	125.00	2.48	25.15	0.00	0.00	169.29
	Servicio	13.32	100.00	1.08	18.63	0.00	0.00	133.03

De la misma manera, los momentos generados para la fase 3 por cargas horizontales, en el estribo, son originados por la fuerza aplicada al brazo de palanca, teniendo como resultado:

Tabla 5.21 Momentos por cargas verticales factoradas para la fase 3

Momentos T.m/m								
Estados de Carga	Tipo	Dc		Dw	Ev	LL+IM	Ls	ΣMu
	Carga	Dc	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv	
	Resistencia Ia	36.64	275.06	3.29	56.94	0.00	0.00	371.93
	Resistencia Ib	50.89	382.03	7.59	76.87	0.00	0.00	517.38
	Evento Extremo Ia	36.64	275.06	3.29	56.94	0.00	0.00	371.93
	Evento Extremo Ib	50.89	382.03	7.59	76.87	0.00	0.00	517.38
	Servicio	40.71	305.63	3.29	56.94	0.00	0.00	406.57

Las excentricidades máximas para cada estado limite son las mismas que para la fase 1. La ubicación de la fuerza resultante se determina con el Gráfico 5.3, teniendo en consideración los momentos generados en la fase 3.

Tabla 5.22 Revisión de volcamiento para la fase 3

Estados de Carga	Vu	Mvu	Mhu	X	e	emax
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	m
Resistencia Ia	121.695	371.934	17.438	2.913	-0.513	1.200
Resistencia Ib	169.286	517.384	17.438	2.953	-0.553	1.200
Evento Extremo Ia	121.695	371.934	17.438	2.913	-0.513	1.760
Evento Extremo Ib	169.286	517.384	17.438	2.953	-0.553	1.760
Servicio	133.027	406.568	11.625	2.969	-0.569	1.200

Dado que para todos los estados limites considerados, las excentricidades máximas son mayor que las excentricidades para los estados limites, no se produce volcamiento en el estribo durante la fase 3 analizada.

Tabla 5.23 Revisión de desplazamientos para la fase 3

Estados de Carga	Vu	Ff	Hu
	T/m	T/m	T/m
Resistencia Ia	121.695	60.835	10.463
Resistencia Ib	169.286	84.625	10.463
Evento Extremo Ia	121.695	60.835	10.463
Evento Extremo Ib	169.286	84.625	10.463
Servicio	133.027	66.500	6.975

Debido a que la fuerza de fricción o fuerza estabilizadora generada en nuestra estructura es mayor que la fuerza horizontal en todos los casos de los estados limites, el estribo no sufrirá efectos de desplazamiento.

Tabla 5.24 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 3

Estados de Carga	Vu	Mvu	Mhu	X	e	qR	q
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	T/m ²	T/m ²
Resistencia Ia	121.695	371.934	17.438	2.913	0.513	5.500	3.359
Resistencia Ib	169.286	517.384	17.438	2.953	0.553	5.500	4.774
Evento Extremo Ia	121.695	371.934	17.438	2.913	0.513	10.000	3.359
Evento Extremo Ib	169.286	517.384	17.438	2.953	0.553	10.000	4.774
Servicio	133.027	406.568	11.625	2.969	0.569	10.000	3.784

Dado que las presiones admisibles del suelo son mayores que las presiones ejercidas por la estructura, teniendo en cuenta todos los estados limites considerados, se determina que la estabilidad del estribo permanecerá controlada para la fase 3 analizada.

Fase 4: Puente en etapa de funcionamiento = Etapa 3 + carga vehicular + acción de frenado

Para determinar las reacciones por carga viva se necesita establecer el tipo de vehículo de diseño que soportara nuestra estructura. El vehículo WB-20, también descrito como HL-93 por la AASTHO, el cual será ubicado en las posiciones más críticas que puedan causar problemas en el apoyo. También es necesario tomar en cuenta la carga distribuida por carril.

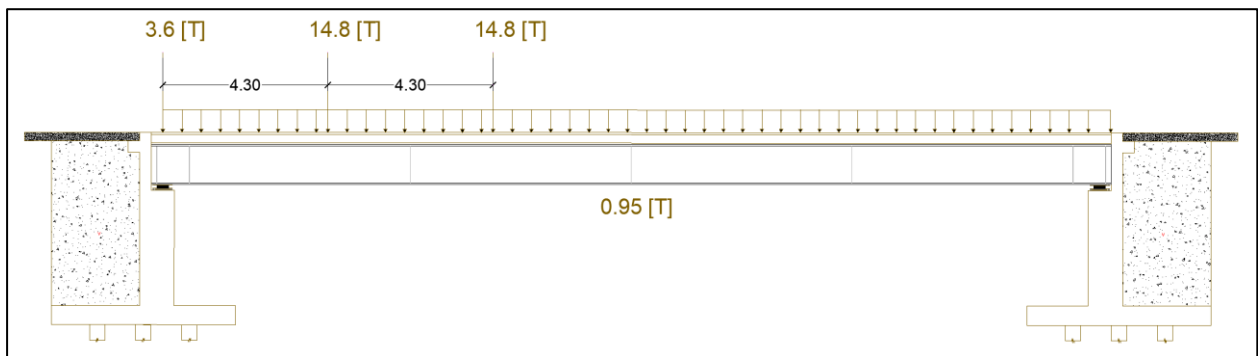


Gráfico 5.4 Carga viva por vehículo de diseño

Caso 1: Carga de camión WB-20

La reacción en el estribo a causa de la carga viva producida por el camión de diseño se puede determinar realizando un análisis estático haciendo una sumatoria de momentos con el origen en el centro del asiento del estribo.

$$\sum MB = 0$$

$$R_{\text{Apoyo}} \cdot 25 = 3 \cdot 25 + 14.8 \cdot 20.7 + 14.8 \cdot 16.4$$

$$R_{\text{Apoyo}} = 25.56 \text{ [T]}$$

La reacción se verá alterada por el efecto dinámico de impacto, el cual se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$LL + LL_{IM} = LL * \left(1 + \frac{IM}{100}\right)$$

En la cual:

LL = Reacción de apoyo;

IM /100 = 0.33 = Factor de incremento por carga dinámica.

Por consiguiente:

$$LL + LL_{IM} = 25.56 * \left(1 + \frac{33}{100}\right)$$

$$LL + LL_{IM} = 34 \text{ [T]}$$

Es necesario entender que esta carga viva está actuando en uno de los carriles del puente, por lo que se ve afectado por un coeficiente de simultaneidad y el número de carriles presentes. Por lo tanto, la carga se ve afectada por la siguiente expresión:

$$LL + LL_{IM \text{ total}} = (LL + LL_{IM}) * \#carriles * m$$

En la cual:

LL + LL_{IM} = carga viva con efecto de impacto;

#carriles = 2;

m = 1 = coeficiente de simultaneidad.

Por consiguiente:

$$LL + LL_{IM \text{ total}} = 34 * 2 * 1$$

$$LL + LL_{IM \text{ total}} = 68 \text{ [T]}$$

Esta carga será distribuida a lo largo de todo el ancho del estribo, por lo que, al realizar el análisis en un metro lineal de carga, tenemos:

$$LL + LL_{IM \text{ total}} = 68/9.6$$

$$LL + LL_{IM \text{ total}} = 7.08 \text{ [T/m]}$$

Caso 2: Carga de carril especificada por la AASHTO

Esta carga se obtiene haciendo uso de la siguiente expresión:

$$LL_{CARRIL} = q_{CARRIL} * \frac{L}{2} * \#carriles * m$$

En la cual:

q_{CARRIL} = 0.95 [T] = Carga de carril establecida por la AASHTO;

L = 25 [m] = Claro del puente;

#carriles = 2;

m = 1 = coeficiente de simultaneidad.

Por consiguiente:

$$LL_{CARRIL} = 0.95 * \frac{25}{2} * 2 * 1$$

$$LL_{CARRIL} = 23.75 \text{ [T]}$$

De la misma manera, esta carga será distribuida a lo largo del ancho del estribo, por lo que, al realizar el análisis en un metro lineal de carga, tenemos:

$$LL_{CARRIL} = 23.75/9.6$$

$$LL_{CARRIL} = 2.47 \text{ [T/m]}$$

La carga viva total que estará presente en nuestra estructura es la combinación de la carga del vehículo WB-20 y la carga de carril. Por lo tanto:

$$LL = (LL + LL_{IM}) + LL_{CARRIL}$$

$$LL = 7.08 + 2.47$$

$$LL = 9.56 \text{ [T/m]}$$

La fuerza de frenado que tendrá efecto en nuestra estructura puede ser generada por el 25% de la carga del camión de diseño, o por el 5% de la carga del camión de diseño más la carga de carril. Análisis previos demuestran que la primera situación es la que genera una fuerza de frenado mayor, por lo tanto, se la determina mediante la siguiente expresión:

$$BR = R_{CV} * \%N * \#carriles * m$$

En la cual:

$$R_{CV} = 3.6+14.8+14.8 = 33.2 \text{ [T]} = \text{Carga viva de camión WB-20};$$

$$\%N = 25\% = \text{Establecido por especificaciones de diseño};$$

$$\#carriles = 2;$$

$$m = 1 = \text{coeficiente de simultaneidad.}$$

Por consiguiente:

$$BR = 33.2 * 0.25 * 2 * 1$$

$$BR = 16.6 \text{ [T]}$$

La distribución de la carga de frenado a lo largo del ancho del estribo se obtiene al realizar el análisis en un metro lineal de carga, por lo tanto:

$$BR = 16.6/9.6$$

$$BR = 1.73 \text{ [T/m]}$$

La sobrecarga por efecto de la carga viva se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$q = \gamma * h_s$$

En la cual:

$\gamma = 1.8 \text{ [T/m}^3\text{]} =$ Peso específico del material de relleno;

$h_s = 0.6 \text{ [m]} =$ Altura de ubicación de la sobrecarga.

Por consiguiente:

$$q = 1.8 * 0.6$$

$$q = 1.08 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

Las componentes del empuje producido por el sismo se obtienen de la siguiente expresión:

$$LSx = q * H * Ka$$

$$LSv = q * tt$$

En la cual:

$q = 1.08 \text{ [T/ m}^2\text{]} =$ es la sobrecarga por efecto de carga viva;

$H =$ es la altura total del estribo;

$Ka = 0.31 =$ Factor de empuje activo del material de relleno;

$tt =$ Ancho de talón del estribo.

Por consiguiente:

$$LSx = 1.08 * 5 * 0.31$$

$$LSx = 1.67 \text{ [T/m]} \text{ y}$$

$$LSv = 1.08 * 2.3$$

$$LSv = 2.48 \text{ [T/m]}$$

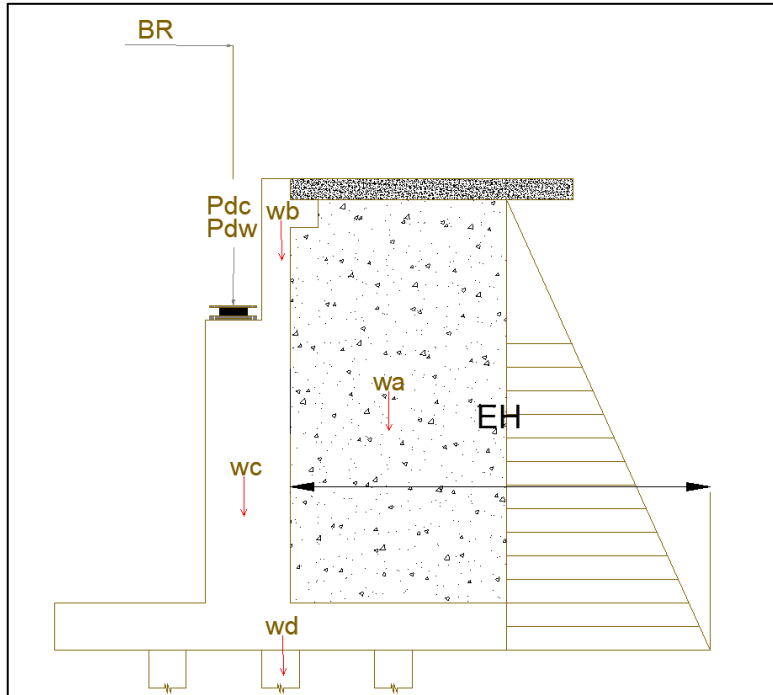


Gráfico 5.5 Diagrama de fuerzas actuantes en el estribo durante la fase 4

Tabla 5.25 Cargas verticales factoradas para la fase 4

Cargas en T/m								
Estados de Carga	Tipo	Dc		Dw	Ev	LL+IM	Ls	ΣVu
	Carga	Dc	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv	
	Resistencia Ia	11.99	90.00	1.08	18.63	0.00	4.35	126.04
	Resistencia Ib	16.65	125.00	2.48	25.15	16.72	4.35	190.36
	Evento Extremo Ia	11.99	90.00	1.08	18.63	0.00	1.24	122.94
	Evento Extremo Ib	16.65	125.00	2.48	25.15	4.78	1.24	175.31
	Servicio	13.32	100.00	1.08	18.63	9.56	2.48	145.07

De la misma manera, los momentos generados para la fase 3 por cargas horizontales, en el estribo, son originados por la fuerza aplicada al brazo de palanca, teniendo como resultado:

Tabla 5.26 Momentos por cargas factoradas para la fase 4

Momentos T.m/m								
Estados de Carga	Tipo	Dc		Dw	Ev	LL+IM	Ls	ΣMu
	Carga	Dc	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv	
	Resistencia Ia	36.64	275.06	3.29	56.94	0.00	13.29	385.22
	Resistencia Ib	50.89	382.03	7.59	76.87	51.12	13.29	581.79
	Evento Extremo Ia	36.64	275.06	3.29	56.94	0.00	3.80	375.73
	Evento Extremo Ib	50.89	382.03	7.59	76.87	14.60	3.80	535.78
	Servicio	40.71	305.63	3.29	56.94	29.21	7.59	443.37

Tabla 5.27 Cargas horizontales factoradas para la fase 4

Cargas T/m								
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR	ΣHu
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR	
	Resistencia Ia	2.930	10.463	0.000	0.000	0.000	3.026	16.42
	Resistencia Ib	2.930	10.463	0.000	0.000	0.000	3.026	16.42
	Evento Extremo Ia	0.837	10.463	0.000	0.000	1.998	0.865	14.16
	Evento Extremo Ib	0.837	10.463	0.000	0.000	1.998	0.865	14.16
	Servicio	1.674	6.975	0.000	0.000	0.000	1.729	10.38

De la misma manera, los momentos generados por cargas horizontales, en el estribo, son originados por la fuerza aplicada al brazo de palanca, en donde, la fuerza de frenado tiene su brazo de palanca igual a la altura del estribo más el centro de gravedad del vehículo de diseño, teniendo como resultado:

Tabla 5.28 Momentos por cargas horizontales para la fase 4

Momentos T.m/m								
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR	Σ Mhu
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR	
	Resistencia Ia	4.883	17.438	0.000	0.000	0.000	20.577	42.90
	Resistencia Ib	4.883	17.438	0.000	0.000	0.000	20.577	42.90
	Evento Extremo Ia	1.395	17.438	0.000	0.000	3.330	5.879	28.04
	Evento Extremo Ib	1.395	17.438	0.000	0.000	3.330	5.879	28.04
	Servicio	2.790	11.625	0.000	0.000	0.000	11.758	26.17

Tabla 5.29 Revisión de volcamiento para la fase 4

Estados de Carga	Vu	Mvu	Mhu	X	e	emax
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	m
Resistencia Ia	126.042	385.220	42.897	2.716	-0.316	1.200
Resistencia Ib	190.358	581.785	42.897	2.831	-0.431	1.200
Evento Extremo Ia	122.937	375.730	28.042	2.828	-0.428	1.760
Evento Extremo Ib	175.306	535.784	28.042	2.896	-0.496	1.760
Servicio	145.069	443.369	26.173	2.876	-0.476	1.200

Las excentricidades máximas para cada estado limite son las mismas que para la fase 1. La ubicación de la fuerza resultante se determina con el Gráfico 5.5, teniendo en consideración los momentos generados en la fase 4.

Tabla 5.30 Revisión de desplazamiento para la fase 4

Estados de Carga	Vu	Ff	Hu
	T/m	T/m	T/m
Resistencia Ia	126.042	63.008	16.418
Resistencia Ib	190.358	95.159	16.418
Evento Extremo Ia	122.937	61.456	14.162
Evento Extremo Ib	175.306	87.635	14.162
Servicio	145.069	72.519	10.378

Debido a que la fuerza de fricción o fuerza estabilizadora generada en nuestra estructura es mayor que la fuerza horizontal en todos los casos de los estados limites, el estribo no sufrirá efectos de desplazamiento.

Tabla 5.31 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 4

Estados de Carga	Vu	Mvu	Mhu	X	e	qR	q
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	T/m ²	T/m ²
Resistencia Ia	126.042	385.220	42.897	2.716	0.316	5.500	3.150
Resistencia Ib	190.358	581.785	42.897	2.831	0.431	5.500	5.035
Evento Extremo Ia	122.937	375.730	28.042	2.828	0.428	10.000	3.247
Evento Extremo Ib	175.306	535.784	28.042	2.896	0.496	10.000	4.796
Servicio	145.069	443.369	26.173	2.876	0.476	10.000	3.927

Dado que las presiones admisibles del suelo son mayores que las presiones ejercidas por la estructura, teniendo en cuenta todos los estados limites considerados, se determina que la estabilidad del estribo permanecerá controlada para la fase 4 analizada.

Muro de ala

Fase 1: Acción del peso propio del estribo y la presión del material de relleno sobre la cimentación

Para conocer la reacción que generará el suelo sobre nuestros muros de ala, es indispensable determinar el coeficiente de presión activa, dato que se puede obtener haciendo uso de la siguiente expresión:

$$Ka = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi}$$

En la cual:

$\phi = 32^\circ$ = Ángulo de fricción de nuestro material de relleno compactado al 95 del Proctor.

Por consiguiente:

$$Ka = \frac{1 - \operatorname{sen}32}{1 + \operatorname{sen}32}$$

$$Ka = 0.31$$

De esta manera podemos determinar la componente horizontal que tendrá en empuje del material de relleno, el cual se puede obtener con la siguiente expresión:

$$EH = \frac{1}{2} Ka * \gamma * H^2$$

En la cual:

$Ka = 0.31$ = coeficiente de presión activa del material de relleno

$H = 5$ [m] = Altura total de Estribo

$\gamma = 1.8$ [t/m³] = Peso específico del suelo de relleno

Por consiguiente:

$$EH = \frac{1}{2} * 0.31 * 1.8 * 5^2$$

$$EH = 6.975 \text{ [T/metro lineal de estribo]}$$

Geoméricamente el empuje horizontal del material de relleno se sitúa a 1/3 de la altura del estribo medido desde la base.

$$\frac{H}{3} = \frac{5}{3} = 1.67 \text{ [m]}$$

Haciendo uso de las dimensiones del estribo previamente propuestas, se determina el peso propio del estribo y la reacción del suelo de relleno ubicado sobre el talón del estribo.

Tabla 5.32 Fuerzas actuantes y momento estabilizador del muro de ala

W	Dimensiones del estribo			Gamma material	Peso	Bp	Momento Estabilizador
	Altura	Ancho	Espesor				
	m	m	m				
wa	4.50	1.00	1.75	1.80	14.18	3.65	51.74
wb	4.50	1.00	0.36	2.40	3.89	2.35	9.14
wc	4.50	1.00	0.04	2.40	0.49	2.05	1.00
wd	0.50	1.00	3.30	2.40	3.96	3.96	15.68
				Peso Total	22.51	Mest.	77.55

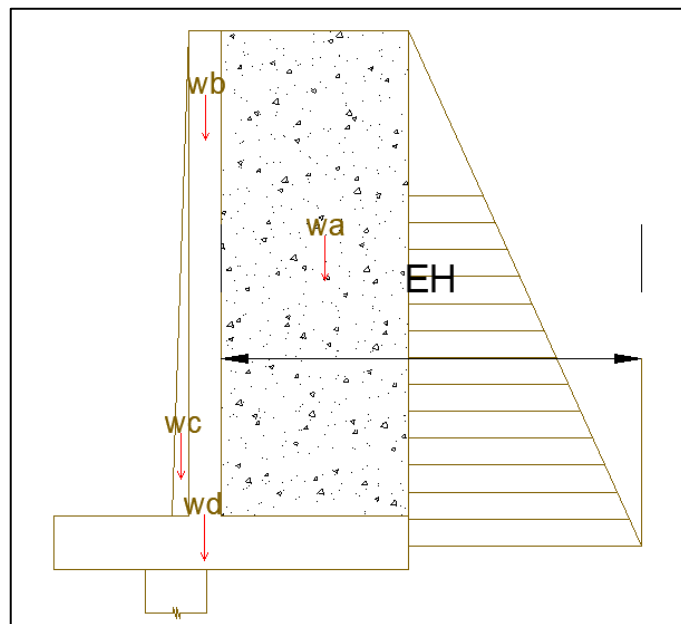


Gráfico 5.6 Diagrama de fuerzas actuantes en el muro de ala durante la fase 1

El peso del material del relleno, también denominado empuje vertical del suelo y el peso propio del estribo corresponden a:

$$EV = 14.18 [T]$$

$$DC = 8.34 [T]$$

Luego de obtener las cargas actuantes en la primera etapa, se procede a realizar la combinación entre los factores de carga y las fuerzas para los estados límites analizados haciendo uso de la siguiente expresión.

$$\sum_0^n Vu = [\gamma_{DC} * DC + \gamma_{EV} * EV]$$

En la cual:

γ_{DC} = factor de carga para el efecto de carga muerta;

γ_{EV} = factor de carga para el efecto del empuje vertical del material del relleno;

DC = carga muerta efecto del peso propio de la estructura;

Ev = empuje vertical del material de relleno.

Tabla 5.33 Cargas verticales factoradas de la fase 1

Cargas en T/m							
Estados de Carga	Tipo	Dc	Dw	Ev	LL+IM	Ls	ΣVu
	Carga	Dc	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv	
	Resistencia Ia	7.50	0.00	14.18	0.00	0.00	21.68
	Resistencia Ib	10.42	0.00	19.14	0.00	0.00	29.55
	Evento Extremo Ia	7.50	0.00	14.18	0.00	0.00	21.68
	Evento Extremo Ib	10.42	0.00	19.14	0.00	0.00	29.55
	Servicio	8.33	0.00	14.18	0.00	0.00	22.51

De la misma manera, los momentos generados en el muro de ala por cargas verticales, son originados por la fuerza aplicada al brazo de palanca, teniendo como resultado:

Tabla 5.34 Momentos por cargas verticales factoradas de la fase 1

Momentos T.m/m								
Estados de Carga	Tipo	Dc		Dw	Ev	LL+IM	Ls	Σmu
	Carga	Dc	PDC	PDW	EV	P(LL+IM)	Lsv	
	Resistencia Ia	25.85	0.00	0.00	48.84	0.00	0.00	74.69
	Resistencia Ib	35.90	0.00	0.00	65.93	0.00	0.00	101.83
	Evento Extremo Ia	25.85	0.00	0.00	48.84	0.00	0.00	74.69
	Evento Extremo Ib	35.90	0.00	0.00	65.93	0.00	0.00	101.83
	Servicio	28.72	0.00	0.00	48.84	0.00	0.00	77.56

Las fuerzas horizontales que actuaran en nuestro muro de ala deben ser factoradas previamente por los factores γ correspondiente a cada estado límite de resistencia, evento extremo y de servicio. Luego de esto se procede a realizar la combinación correspondiente para esta fase constructiva, la cual se determina haciendo uso de la siguiente expresión:

$$\sum_0^n Hu = [\gamma_{LSx} * LSx + \gamma_{EH} * EH + \gamma_{EQ} * EQ]$$

En la cual:

γ_{LSx} = factor por efecto de la sobrecarga;

γ_{EH} = factor por efecto del empuje horizontal del material del relleno;

γ_{EQ} = factor por efecto de actividad sísmica;

LSx = efecto de sobrecarga;

EH = efecto del empuje horizontal del material del relleno;

EQ = efecto de carga sísmica causado por el peso propio del estribo, de la superestructura y del material del relleno.

Tabla 5.35 Cargas horizontales factoradas de la fase 1

Cargas T/m									
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR	ΣHu	
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR		
	Resistencia Ia	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Resistencia Ib	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Evento Extremo Ia	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Evento Extremo Ib	0.000	10.463	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10.46
	Servicio	0.000	6.975	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	6.98

De la misma manera, los momentos generados por cargas horizontales, en el muro de ala, son originados por la fuerza aplicada al brazo de palanca, teniendo como resultado:

Tabla 5.36 Momentos por cargas horizontales factoradas de la fase 1

Momentos T.m/m									
Estados de Carga	Tipo	LS	EH	EQ			BR	ΣMhu	
	Carga	LSx	EH	EQ suelo	PEQ	EQ estribo	BR		
	Resistencia Ia	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Resistencia Ib	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Evento Extremo Ia	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Evento Extremo Ib	0.000	17.438	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	17.44
	Servicio	0.000	11.625	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	11.63

El punto de análisis para volcamiento está ubicado en la para inferior del dedo del muro de ala, que por condiciones geométricas es el punto más propenso por donde la estructura puede rotar.

El cálculo de la excentricidad máxima se determina para conocer el grado de desviación de las cargas para cada estado límite. Cada uno de estos estados presenta una forma de calcular dicha excentricidad, las cuales se muestran a continuación.

$$\text{Excentricidad para el estado límite de resistencia} = e_{max} = \frac{B}{4}$$

$$\text{Excentricidad para el estado límite de evento extremo} = e_{max} = \frac{11B}{30}$$

$$\text{Excentricidad para el estado límite de servicio} = e_{max} = \frac{B}{4}$$

En la cual:

$B = 3.3$ [m] = ancho total de la cimentación del muro de ala.

Por consiguiente:

$$e_{max} = \frac{3.3}{4} = 0.825$$

$$e_{max} = \frac{11 * 3.3}{30} = 1.21$$

La ubicación de la fuerza resultante se determina en función de los momentos actuantes y las cargas últimas presente en el estribo, valor que se obtiene haciendo uso de la siguiente expresión:

$$x(i) = \frac{M_{vu} + M_{Hu}}{V_u}$$

En la cual:

M_{vu} = momentos generados por cargas verticales factoradas;

M_{Hu} = momentos generados por cargas horizontales factoradas;

V_u = efecto de las cargas verticales.

Tomando en cuenta la excentricidad por la fuerza resultante respecto al eje de simetría, esta se puede obtener con el uso de la siguiente expresión:

$$e(i) = \frac{B}{2} - x$$

En la cual:

$B = 4.8$ = ancho total de cimentación;

x = Punto de ubicación de la fuerza resultante.

Tabla 5.37 Revisión de volcamiento para fase 1

Estados de Carga	Vu	Mvu	Mhu	X	e	emax
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	m
Resistencia Ia	21.676	74.686	17.438	2.641	-0.087	0.825
Resistencia Ib	29.554	101.831	17.438	2.856	-0.239	0.825
Evento Extremo Ia	21.676	74.686	17.438	2.641	-0.087	1.210
Evento Extremo Ib	29.554	101.831	17.438	2.856	-0.239	1.210
Servicio	22.509	77.558	11.625	2.929	-0.292	0.825

Dado que para todos los estados limites considerados, las excentricidades máximas son mayor que las excentricidades para los estados limites, no se produce volcamiento en el muro de ala durante la fase 1 analizada.

Luego de la revisión del volcamiento, es necesario realizar un análisis de los desplazamientos máximos que se pueden generar en el muro de ala. Por lo tanto, es necesario determinar el coeficiente de fricción causado por el rozamiento de la base del muro de ala y el suelo de la cimentación, el cual se puede obtener haciendo uso de la siguiente expresión.

$$\mu = \tan(\phi)$$

En la cual:

$\phi = 28^\circ$ = representa el ángulo de fricción del suelo bajo la cimentación.

Por consiguiente:

$$\mu = \tan(28) = 0.53$$

De esta manera podemos obtener la fuerza estabilizadora o fuerza de fricción de nuestra estructura que se calcula con la siguiente expresión:

$$Ff(i) = \mu * (Vu * \phi_T)$$

En la cual:

$\mu = 0.53$ = factor de rozamiento entre la estructura y el suelo bajo la cimentación;

Vu = cargas verticales mayoradas;

Hu = Cargas horizontales mayoradas;

$\phi_T = 0.8$ = Factor de resistencia para el estado límite de resistencia;

$\phi_T = 1$ = Factor de resistencia para los estados límite de eventos extremos y servicio;

Tabla 5.38 Revisión de desplazamientos durante la fase 1

Estados de Carga	Vu	Ff	Hu
	T/m	T/m	T/m
Resistencia Ia	21.676	10.836	10.463
Resistencia Ib	29.554	14.774	10.463
Evento Extremo Ia	21.676	10.836	10.463
Evento Extremo Ib	29.554	14.774	10.463
Servicio	22.509	11.252	6.975

Debido que la fuerza de fricción o fuerza estabilizadora generada en nuestra estructura es mayor que la fuerza horizontal en todos los casos de los estados límites, el muro de ala no sufrirá efectos de desplazamiento.

Como última parte de estudio para esta fase, es necesario conocer la presión que ejercerá nuestra estructura sobre el suelo bajo la cimentación y conocer si este es capaz de soportar dichas presiones. Por lo tanto, procedemos a calcular la capacidad portante del suelo mediante la siguiente expresión:

$$q_R = \phi_b * q_n$$

En la cual:

$q_n = 35 \text{ [T/m}^2\text{]}$ = capacidad portante del suelo;

$\phi_T = 0.55$ = Factor para el estado límite de resistencia;

$\phi_T = 1$ = Factor para los estados límite de eventos extremos y servicio.

Las presiones generadas en el suelo de cimentación a causa de la estructura se determinan haciendo uso de la siguiente expresión:

$$q(i) = \frac{V_u}{B - 2e}$$

En la cual:

V_u = Cargas verticales;

$B = 4.8 \text{ [m]}$ = Ancho total de la cimentación;

e = excentricidad respecto al eje de simetría.

Tabla 5.39 Revisión de la capacidad portante del suelo bajo la cimentación para la fase 1

Estados de Carga	Vu	Mvu	Mhu	X	e	qR	q
	T/m	T.m/m	T.m/m	m	m	T/m ²	T/m ²
Resistencia Ia	21.676	74.686	17.438	2.641	0.087	5.500	1.541
Resistencia Ib	29.554	101.831	17.438	2.856	0.239	5.500	2.328
Evento Extremo Ia	21.676	74.686	17.438	2.641	0.087	10.000	1.541
Evento Extremo Ib	29.554	101.831	17.438	2.856	0.239	10.000	2.328
Servicio	22.509	77.558	11.625	2.929	0.292	10.000	1.842

Debido a que las presiones admisibles del suelo son mayores que las presiones ejercidas por la estructura, teniendo en cuenta todos los estados limites considerados, se determina que la estabilidad del muro de ala permanecerá controlada.

APÉNDICE C

Presupuesto: Análisis de Precios Unitarios y Especificaciones técnicas.

CONTRALORÍA GENERAL DEL ESTADO
DIRECCIÓN NACIONAL DE AUDITORÍA DE TRANSPORTE, VIALIDAD, INFRAESTRUCTURA PORTUARIA Y AEROPORTUARIA
ENERO A -----> DE 2020
(SALARIOS EN DÓLARES)

REAJUSTE DE PRECIOS
SALARIOS MÍNIMOS POR LEY

CATEGORÍAS OCUPACIONALES	SUELDO UNIFICADO	DÉCIMO TERCER	DÉCIMO CUARTO	TRANS- PORTE	APORTE PATRONAL	FONDO RESERVA	TOTAL ANUAL	JORNAL REAL	COSTO HORARIO
REMUNERACIÓN BÁSICA UNIFICADA MÍNIMA	400,00								
CONSTRUCCIÓN Y SERVICIOS TÉCNICOS Y ARQUITECTÓNICOS									
ESTRUCTURA OCUPACIONAL E2 Peón	410,40	410,40	400,00		598,36	410,40		28,82	3,60
ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2 Albañil	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.743,96	29,17	3,65
Operador de equipo liviano	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75		29,17	3,65
Pintor	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Pintor de exteriores	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Pintor empapelador	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Fierrero	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Carpintero	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Encofrador / Engrasador	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Carpintero de ribera	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Plomero	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Electricista	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Instalador de revestimiento en general	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Ayudante de perforador	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Cadenero	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Mampostero	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Enlucidor	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Hojalatero	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Técnico liniero eléctrico	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Técnico en montaje de subestaciones	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Técnico electromecánico de construcción	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Obrero especializado en la elaboración de prefabricados de hormigón	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Parqueteros y colocadores de pisos	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1 Maestro eléctrico/liniero/subestación	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52		32,33	4,04
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C2 Operador de perforador	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95		30,77	3,85
Perfilero	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Técnico albañilería	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Técnico obras civiles	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2 Plomero	415,75	415,75	400,00		606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
ESTRUCTURA OCUPACIONAL B3 Inspector de obra	464,32	464,32	400,00		676,98	464,32	7.577,46	32,38	4,05
Supervisor eléctrico general / Supervisor sanitario general	464,32	464,32	400,00		676,98	464,32	7.577,46	32,38	4,05
ESTRUCTURA OCUPACIONAL B1 Ingeniero Eléctrico / Ingeniero Civil	465,51	465,51	400,00		678,71	465,51	7.595,85	32,46	4,06
Residente de Obra	465,51	465,51	400,00		678,71	465,51	7.595,85	32,46	4,06
LABORATORIO Laboratorista 2: experiencia mayor de 7 años (Estr. Oc. C1)	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
TOPOGRAFÍA Topógrafo 2: título exper. mayor a 5 años(Estr.Oc.C1)	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
DIBUJANTES Dibujante (Estr.Oc.C2)	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
OPERADORES Y MECÁNICOS DE EQUIPO PESADO Y CAMINERO DE EXCAVACIÓN, CONSTRUCCIÓN, INDUSTRIA Y OTRAS SIMILARES									
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1 (GRUPO I) Motoniveladora	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Excavadora	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Grúa puente de elevación	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Pala de castillo	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Grúa estacionaria	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Draga/Dráglina	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Tractor carriles o ruedas (bulldozer, topador, roturador, malacate, trailla)	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Tractor tiende tubos (side bone)	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Mototrailla	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Cargadora frontal (Payloader, sobre ruedas u orugas)	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Retroexcavadora	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04

Auto-tren cama baja (trayler)	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Fresadora de pavimento asfáltico / Rotomil	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Recicladora de pavimento asfáltico / Rotomil	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Planta de emulsión asfáltica	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Máquina para sellos asfálticos	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Squider	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Operador de camión articulado con volteo	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Operador de camión mezclador para micropavimentos	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Operador de camión cisterna para cemento y asfalto	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Operador de perforadora de brazos múltiples (jumbo)	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Operador máquina tuneladora (topo)	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Operador de concretera rodante / misger	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Operador de máquina extendidora de adoquín	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Operador de máquina zanjadora	463,52	463,52	400,00		675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04

Nota: El listado corresponde exclusivamente a las estructuras ocupacionales que constan en la publicación de los salarios de las Comisiones Sectoriales del Ministerio del Trabajo, en los Acuerdos Ministeriales MDT-2019-394 y MDT-2019-395 de 27 de diciembre de 2019; que están en vigencia a partir del 1 de enero de 2020.

Página 1

CONTRALORÍA GENERAL DEL ESTADO
DIRECCIÓN NACIONAL DE AUDITORÍA DE TRANSPORTE, VIALIDAD, INFRAESTRUCTURA PORTUARIA Y AEROPORTUARIA
ENERO A -----> DE 2020
(SALARIOS EN DÓLARES)

REAJUSTE DE PRECIOS
SALARIOS MÍNIMOS POR LEY

CATEGORÍAS OCUPACIONALES	SUELDO UNIFICADO	DÉCIMO TERCER	DÉCIMO CUARTO	TRANS- PORTE	APORTE PATRONAL	FONDO RESERVA	TOTAL ANUAL	JORNAL REAL	COSTO HORARIO
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C2 (GRUPO II)									
Operador responsable de la planta hormigonera	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador responsable de la planta trituradora	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador responsable de la planta asfáltica	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de track drill	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Rodillo autopropulsado	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Distribuidor de asfalto	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Distribuidor de agregados	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Acabadora de pavimento de hormigón	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Acabadora de pavimento asfáltico	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de grada elevadora	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de canastilla elevadora	439,95	439,95	400,00		641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85

Operador de bomba lanzadora de concreto	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de tractor de ruedas (barredora, cegadora, rodillo remolcado, franjeadora)	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de caldero planta asfáltica	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de barredora autopropulsada	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de punzón neumático	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de compresor	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Camión de carga frontal	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador de camión de volteo con o sin articulación / Dumper	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador miniexcavadora/minicargadora con sus aditamentos	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Operador termo formado	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Técnico en carpintería	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Técnico en mantenimiento de viviendas y edificios	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C3	422,29	422,29	400,00	615,70	422,29	6.927,76	29,61	3,70
Operador máquina estacionaria clasificadora de material								
MECÁNICOS								
Mecánico de equipo pesado caminero (Estr.Oc.C1)	463,52	463,52	400,00	675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Mecánico de equipo liviano (Estr.Oc.C3)	422,29	422,29	400,00	615,70	422,29	6.927,76	29,61	3,70
SIN TITULO								
Engrasador o abastecedor responsable (Estr.Oc.D2)	415,75	415,75	400,00	606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
CHOFERES PROFESIONALES								
CHOFER: De vehículos de emergencia (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Para camiones pesados y extra pesados con o sin remolque de más de 3.5 toneladas (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Tráiler (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Volquetas (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Tanqueros (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Plataformas (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Otros camiones (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29

CHOFER: Para ferrocarriles (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Para auto ferros (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Camiones para transportar mercancías o sustancias peligrosas y otros vehículos especiales (Estr.Oc.C1)	614,84	614,84	400,00	896,44	614,84	9.904,20	42,33	5,29
CHOFER: Para transporte Escolares-Personal y turismo, hasta 45 pasajeros (Estr.Oc.C2)	608,39	608,39	400,00	887,03	608,39	9.804,49	41,90	5,24
CHOFER: Para camiones sin acoplados (Estr.Oc.C3)	594,06	594,06	400,00	866,14	594,06	9.582,98	40,95	5,12
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C1 OPERADORES								
Operador de bomba	463,52	463,52	400,00	675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Equipo en general	463,52	463,52	400,00	675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Equipos móviles	463,52	463,52	400,00	675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Maquinaria	463,52	463,52	400,00	675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Molino de amianto	463,52	463,52	400,00	675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
Planta dosificadora	463,52	463,52	400,00	675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
De productos terminados	463,52	463,52	400,00	675,81	463,52	7.565,09	32,33	4,04
ESTRUCTURA OCUPACIONAL C2								
Operador de bomba impulsadora de hormigón	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Equipos móviles de planta	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Molino de amianto	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Planta dosificadora de hormigón	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
Productos terminados	439,95	439,95	400,00	641,45	439,95	7.200,75	30,77	3,85
ESTRUCTURA OCUPACIONAL D2								
Preparador de mezcla de materias primas	415,75	415,75	400,00	606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
Tubero	415,75	415,75	400,00	606,16	415,75	6.826,66	29,17	3,65
ESTRUCTURA OCUPACIONAL E2								
Resanador en general	410,40	410,40	400,00	598,36	410,40	6.743,96	28,82	3,60
Tinero de pasta de amianto	410,40	410,40	400,00	598,36	410,40	6.743,96	28,82	3,60

Nota: El listado corresponde exclusivamente a las estructuras ocupacionales que constan en la publicación de los salarios de las Comisiones Sectoriales del Ministerio del Trabajo, en los Acuerdos Ministeriales MDT-2019-394 y MDT-2019-395 de 27 de diciembre de 2019; que están en vigencia a partir del 1 de enero de 2020.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUEBLO							
						FECHA: 19/08/2019	
PROYECTO:		Construcción de una vivienda					
ID	1.1.1		Unidad		m2		
Detalle	Desbroce, desbosque y limpieza, incluye desalojo					10	Horas/Unidad
Rendimiento	0.1	Unidades/hora					
A. EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
Herramientas menores 5 % Mano de obra					6.24625		
Retroexcavadora CAT 215 90 HP cucharon 0.9 m3		1	35	10	350		
Motosierra		1	3.5	10	35		
					SUBTOTAL		
					391.24625		
B. MATERIALES							
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO		
Agua		m3	0.2	0.38	0.076		
					SUBTOTAL		
					0.076		
C. MANO DE OBRA							
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Peon	28.82	1	28.82	3.6025	10	36.025	
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	10	40.4	
Operador equipo en general (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	10	40.4	
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	10	8.1	
					SUBTOTAL		
					124.925		
D. TRANSPORTE							
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
						19.5623125	
					SUBTOTAL		
					19.5623125		
ELABORÓ: Joel Rodriguez						TOTAL PRECIO UNITARIO: 535.8	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 19/08/2019

PROYECTO: Construcción de una vivienda

ID	1.1.2	Unidad	m2
Detalle	Replanteo y nivelacion		
Rendimiento	8	Unidades/hora	0.125
			Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.070828125
Equipo topografico	1	10	0.125	1.25
			SUBTOTAL	1.320828125

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Estacas de madera	u	0.07	0.25	0.0175
clavos de 2 a 4 "	Kg	0.05	2.13	0.1065
Mojones de H.S.	u	1	7	7
Pintura esmalte	Lt	0.02	4.5	0.09
			SUBTOTAL	7.214

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Topografo 2	32.32	1	32.32	4.04	0.125	0.505
Cadenero	29.17	2	29.17	3.64625	0.125	0.9115625
					SUBTOTAL	1.4165625

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
				SUBTOTAL	0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 9.951

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.2.1	Unidad	m3
Detalle	Excavacion y relleno cimentacion en puente		
Rendimiento	20	Unidades/hora	0.05
			Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.0334625
Retroexcavadora CAT 215 90 HP cucharon 0.9 m3	1	35	0.05	1.75
Vibroapisonador	1	3.5	0.05	0.175
Camion sistema 230HP	1	28	0.05	1.4
SUBTOTAL				3.3584625

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Agua	m3	0.2	0.38	0.076
SUBTOTAL				0.076

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	0.05	0.1825
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.05	0.202
Chofer licencia especial	42.32	1	42.32	5.29	0.05	0.2645
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.1	32.4	4.05	0.05	0.02025
SUBTOTAL						0.66925

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodríguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 4.104

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.2.2	Unidad	m3
Detalle	Pilotes cuadrados de hormigon armado 0.4x0.4x15 m, Resistencia de 350 kg/cm2	1	
Rendimiento	1	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				1.0535
Piloteadora	1	40	1	40
Vibradora de manguera	1	4.06	1	4.06
Concretera de Saco	1	4.48	1	4.48
Retroexcavadora sobre neumatico con descabezador hidraulico para pilotes	1	35	1	35
Miniretroexcavadora	1	25	1	25
SUBTOTAL				109.5935

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Cemento fuerte tipo GU saco 50 Kg - holcim Disensa	m3	10	7.68	76.8
Arena	m3	0.65	13.5	8.775
Ripio	m3	0.95	18	17.1
Agua	m3	0.19	0.85	0.1615
Plastiment Bv-40 10Kg Sika Disensa	u	0.1	22.6	2.26
Acero de refuerzo longitudinal phi 25 mm fy = 4200, 8-12mm (con alambre galv. No.18)	kg	96.325	1.34	129.0755
Acero de refuerzo transversal phi 10 mm fy = 4200, 8-12mm (con alambre galv. No.18)	Kg	55.53	1.34	74.4102
Encofrado metalico	m2	10.5	14.5	152.25
SUBTOTAL				460.8322

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	1	3.65
Operador de Piloteadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	1	4.04
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	1	32.4	4.05	1	4.05
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	1	4.04
Chofer licencia especial	42.32	1	42.32	5.29	1	5.29
SUBTOTAL						21.07

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 591.5

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.2.3	Unidad	m3
Detalle	Hormigon para replantillo fc=180 kg/cm2	0.826446281	
Rendimiento	1.21	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				1.528512397
Concretera	1	3.2	0.826446281	2.644628099
Vibradora de Hormigon	1	2.1	0.826446281	1.73553719
SUBTOTAL				5.908677686

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Cemento	kg	335	0.16	53.6
Ripio	m3	0.5	14.18	7.09
Arena	m3	0.8	14.41	11.528
Agua	m3	0.22	0.38	0.0836
SUBTOTAL				72.3016

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	2	29.2	3.65	0.826446281	6.033057851
Maestro de obra (EST. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.826446281	3.338842975
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	1	32.4	4.05	0.826446281	3.347107438
Peon	28.8	6	28.8	3.6	0.826446281	17.85123967
SUBTOTAL						30.57024793

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 108.8

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.2.4	Unidad	Kg
Detalle	Acero de refuerzo en barras Fy = 4200		
Rendimiento	40	Unidades/hora	0.025
			Horas/Unidad

A. EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.0335875
Cortadora/dobladora de hierro	1	0.51	0.025		0.01275
				SUBTOTAL	0.0463375

B. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO	
Acero de refuerzo en barras Fy = 4200	Kg	1.05	0.81		0.8505
Alambre galvanizado # 18	Kg	0.05	1.53		0.0765
				SUBTOTAL	0.927

C. MANO DE OBRA							
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	0.025		0.09125
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.4	32.4	4.05	0.025		0.0405
Peon	28.8	6	28.8	3.6	0.025		0.54
						SUBTOTAL	0.67175

D. TRANSPORTE						
MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Transporte de varillas						
					SUBTOTAL	0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 1.738

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.2.5	Unidad	m2
Detalle	Encofrado de estribos	0.142857143	
Rendimiento	7	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / dia	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.086178571
Cuñas Renteco+abrazadera de torniquete+ganchos	80	0.05	0.142857143	0.571428571
puntales	15	1.5	0.142857143	3.214285714
SUBTOTAL				3.871892857

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
SUBTOTAL				0

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	0.142857143	0.521428571
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.3	32.4	4.05	0.142857143	0.173571429
Peon	28.8	2	28.8	3.6	0.142857143	1.028571429
SUBTOTAL						1.723571429

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 5.595

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.2.6	Unidad	m3
Detalle	Hormigon estructural para estribos y muros de ala f'c=280 kg/cm2	1	Horas/Unidad
Rendimiento	1	Unidades/hora	

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				1.926
Vibrador de hormigon	1	2.1	1	2.1
Bomba para hormigon	1	5.89	1	5.89
SUBTOTAL				9.916

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Hormigon premezclado en planta F'c 280	m3	1	135	135
SUBTOTAL				135

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	1	3.65
Maestro de obra (EST. OC C1)	32.32	0.5	32.32	4.04	1	2.02
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	1	32.4	4.05	1	4.05
Peon	28.8	8	28.8	3.6	1	28.8
SUBTOTAL						38.52

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 183.4

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.2.7	Unidad	u
Detalle	Apoyo de neopreno, placas y pernos de anclaje	0.25	Horas/Unidad
Rendimiento	4		
	Unidades/hora		

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.0956875
				SUBTOTAL
				0.0956875

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Apoyo elastomero de dimensiones 25x30x8.3, con placas de acero en la cara superior e inferior y cuatro pernos de anclaje en cada cara	u	1	164.77	164.77
				SUBTOTAL
				164.77

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	0.25	0.9125
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.1	32.4	4.05	0.25	0.10125
Peon	28.8	1	28.8	3.6	0.25	0.9
						SUBTOTAL
						1.91375

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
					SUBTOTAL
					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 166.8

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.2.8	Unidad	m3
Detalle	Desalojo de escombros y tierra con equipo pesado	0.083333333	Horas/Unidad
Rendimiento	12		

A. EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.057255208
Retroexcavadora	1	35	0.083333333		2.916666667
Volqueta 8 m3	1	30	0.083333333		2.5
SUBTOTAL					5.473921875

B. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO	
SUBTOTAL					0

C. MANO DE OBRA							
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Chofer volqueta (Estr. Ocup. C1)	42.33	1	42.33	5.29125	0.083333333		0.4409375
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.083333333		0.336666667
Peón	28.8	1	28.8	3.6	0.083333333		0.3
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.083333333		0.0675
SUBTOTAL							1.145104167

D. TRANSPORTE						
MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
SUBTOTAL						0

ELABORÓ: Joel Rodríguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 6.619

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE							
						FECHA: 11/9/2020	
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado					
ID	1.3.1		Unidad	Kg			
Detalle	Suministro y montaje de estructura metalica A-572 grado 60 (vigas, rigidizadores y diafragmas)		0.02				
Rendimiento	50	Unidades/hora	Horas/Unidad				
A. EQUIPOS							
DESCRIPCION		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
Herramientas menores 5 % Mano de obra							
Equipo de oxicorte		1	1.54	0.02	0.01918		
Amoladora electrica		1	4.3	0.02	0.086		
soldadora electrica 300A		1	1.98	0.02	0.0396		
Grúa móvil		1	35	0.02	0.7		
					SUBTOTAL		
0.87558							
B. MATERIALES							
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO		
Acero 572 grado 60							
		Kg	1.05	1.4	1.47		
Disco de corte							
		u	0.01	1.65	0.0165		
thinner comercial							
		4000 cc	0.01	13.95	0.1395		
Electrodo 7010 3/16							
		Kg	0.05	2.34	0.117		
Anticorrosivo							
		4000cc	0.01	15.56	0.1556		
					SUBTOTAL		
1.8986							
C. MANO DE OBRA							
CATEGORIA		JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon							
		28.8	1	28.8	3.6	0.02	0.072
Perfilero (Estr. Oc. C2)							
		30.8	1	30.8	3.85	0.02	0.077
Maestro de obra (Estr. Oc. C1)							
		32.32	1	32.32	4.04	0.02	0.0808
Operador de equipo pesado (Estr. Oc. C1G1)							
		32.32	1	32.32	4.04	0.02	0.0808
Engrasador o abastecedor responsable							
		29.2	1	29.2	3.65	0.02	0.073
					SUBTOTAL		
0.3836							
D. TRANSPORTE							
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Transporte							
						0.09493	
					SUBTOTAL		
0.09493							
ELABORÓ: Joel Rodriguez						TOTAL PRECIO UNITARIO: 3.253	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m								
							FECHA:	11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado						
ID	1.3.2		Unidad		m2			
Detalle	Sand blasstig y pintura de vigas							
Rendimiento	20	Unidades/hora		0.05	Horas/Unidad			
A. EQUIPOS								
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO			
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.03228375			
Tolva de Granallado con sistema de despresurización automática de 6.5 pies cúbicos		1	30	0.05	1.5			
Compresor		1	2.25	0.05	0.1125			
					SUBTOTAL			
					1.64478375			
B. MATERIALES								
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO			
Lija de Agua N#80		u	0.2	0.4	0.08			
Lija de Agua N#100		u	0.2	0.35	0.07			
Pintura anticorrosiva		gl	0.05	17.15	0.8575			
Thinner comercial		cc	0.08	13.95	1.116			
Consumo de abrasivo diario promedio con tolva de despresurización automática		Kg	14	1.3	18.2			
					SUBTOTAL			
					20.3235			
C. MANO DE OBRA								
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
Peon	28.8	1	28.8	3.6	0.05	0.18		
Pintor (Estr. Oc. D2)	29.17	1	29.17	3.64625	0.05	0.1823125		
Maestro de obra (Estr. Oc. C1)	32.32	0.4	32.32	4.04	0.05	0.0808		
Operador de tolva de granallado	29.17	1	29.17	3.64625	0.05	0.1823125		
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.1	32.4	4.05	0.05	0.02025		
					SUBTOTAL			
					0.645675			
D. TRANSPORTE								
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
					SUBTOTAL			
					0			
ELABORÓ: Joel Rodriguez							TOTAL PRECIO UNITARIO:	22.61

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m						
						FECHA: 11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado				
ID	1.3.3		Unidad		u	
Detalle	Estructura metalica conectores de corte		0.05		Horas/Unidad	
Rendimiento	20	Unidades/hora				
A. EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.03075	
Electrosoldadora		1	1.98	0.05	0.099	
Amoladora electrica		1	4.3	0.05	0.215	
					SUBTOTAL	
0.34475						
B. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO	
conectores de corte 1x5"		u	1	0.7	0.7	
Disco de corte		u	0.05	1.65	0.0825	
					SUBTOTAL	
0.7825						
C. MANO DE OBRA						
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon	28.8	1	28.8	3.6	0.05	0.18
Perfilero (Estr. Oc. C2)	30.8	1	30.8	3.85	0.05	0.1925
Maestro de obra (Estr. Oc. C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.05	0.202
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.05	0.0405
					SUBTOTAL	
0.615						
D. TRANSPORTE						
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Transporte						0.039125
					SUBTOTAL	
0.039125						
ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____						TOTAL PRECIO UNITARIO: 1.781

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m							
						FECHA:	11/9/2020
PROYECTO:		Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado					
ID	1.3.4				Unidad	m2	
Detalle	Encofrado tablero losa metálico				0.25	Horas/Unidad	
Rendimiento	4	Unidades/hora					
A. EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN				CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra							0.2559375
Puntal 2x Renteco				3.75	0.13	1	0.4875
Molde Symons 8x8 Renteco				16.65	0.56	1	9.324
Viga Qb2 Renteco				3.75	1.1	1	4.125
						Subtotal	14.1924375
B. MATERIALES							
DESCRIPCIÓN				UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
						Subtotal	0
C. MANO DE OBRA							
CATEGORÍA		JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil		29.2	1	29.2	3.65	0.25	0.9125
Maestro de obra (EST. OC C1)		32.32	0.5	32.32	4.04	0.25	0.605
Inspector de obra (EST. OC B3)		32.4	0.1	32.4	4.05	0.25	0.10125
Peon		28.8	4	28.8	3.6	0.25	3.6
						Subtotal	5.11875
D. TRANSPORTE							
MATERIAL			CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
						Subtotal	0
ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____				TOTAL PRECIO UNITARIO:		19.31	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodríguez-Rosado

ID	1.3.6	Unidad	kg
Detalle	Acero de refuerzo en barras F'y = 4200 (losa y acera)	0.025	Horas/Unidad
Rendimiento	40		

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.0335875
Cortadora/dobladora de hierro	1	0.51	0.025	0.01275
SUBTOTAL				0.0463375

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Acero de refuerzo en barras F'y = 4200	Kg	1.05	0.81	0.8505
Alambre galvanizado # 18	Kg	0.05	1.53	0.0765
SUBTOTAL				0.927

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	0.025	0.09125
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.4	32.4	4.05	0.025	0.0405
Peon	28.8	6	28.8	3.6	0.025	0.54
SUBTOTAL						0.67175

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Transporte de varillas					
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodríguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 1.738

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.3.7	Unidad	m3
Detalle	Hormigon estructural para losa f'c=280 kg/cm2		
Rendimiento	1	Unidades/hora	1
			Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				1.926
Vibrador de hormigon	1	2.1	1	2.1
Bomba para hormigon	1	5.89	1	5.89
SUBTOTAL				9.916

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Hormigon premezclado en planta F'c 280	m3	1	135	135
SUBTOTAL				135

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	1	3.65
Maestro de obra (EST. OC C1)	32.32	0.5	32.32	4.04	1	2.02
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	1	32.4	4.05	1	4.05
Peon	28.8	8	28.8	3.6	1	28.8
SUBTOTAL						38.52

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 183.4

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.3.8	Unidad	m3
Detalle	Hormigon estructural para acera f'c=280 kg/cm2		
Rendimiento	1	Unidades/hora	1
			Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				1.926
Vibrador de hormigon	1	2.1	1	2.1
Bomba para hormigon	1	5.89	1	5.89
			SUBTOTAL	9.916

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Hormigon premezclado en planta F'c 280	m3	1	135	135
			SUBTOTAL	135

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	1	3.65
Maestro de obra (EST. OC C1)	32.32	0.5	32.32	4.04	1	2.02
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	1	32.4	4.05	1	4.05
Peon	28.8	8	28.8	3.6	1	28.8
					SUBTOTAL	38.52

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
				SUBTOTAL	0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 183.4

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.3.9	Unidad	m
Detalle	Juntas de dilatacion (Tipo III MOP)		
Rendimiento	3	0.333333333	Horas/Unidad
	Unidades/hora		

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.154583333
Máquina para corte de homigón	1	95	0.333333333	31.66666667
SUBTOTAL				31.82125

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
elastómero armado	kg	1	245.94	245.94
Plastoform	m2	1	255	255
SUBTOTAL				500.94

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	0.333333333	1.216666667
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.5	32.4	4.05	0.333333333	0.675
Peon	28.8	1	28.8	3.6	0.333333333	1.2
SUBTOTAL						3.091666667

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 535.9

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m								
							FECHA:	11/9/2020
PROYECTO:				Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado				
ID	1.3.10			Unidad	Lts			
Detalle	Asfalto para imprimacion			0.002	Horas/Unidad			
Rendimiento	500	Unidades/hora						
A. EQUIPOS								
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO			
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.001609			
Distribuidor de asfalto		1	70	0.002	0.14			
Escoba mecanica		1	17.7	0.002	0.0354			
					SUBTOTAL			0.177009
B. MATERIALES								
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO			
Diesel		gl	0.06	1.088	0.06528			
Asfalto		Lt	1	1.01	1.01			
					SUBTOTAL			1.07528
C. MANO DE OBRA								
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
Peon	28.8	2	28.8	3.6	0.002	0.0144		
Operador de equipo pesado (Estr. Oc. C1G1)	32.32	1	32.32	4.04	0.002	0.00808		
Máestro de obra (Estr. Oc. C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.002	0.00808		
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.002	0.00162		
					SUBTOTAL			0.03218
D. TRANSPORTE								
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
					SUBTOTAL			0
ELABORÓ: <u>Joel Rodriguez</u>				TOTAL PRECIO UNITARIO:				1.284

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m								
							FECHA:	11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado						
ID	1.3.11			Unidad		m2		
Detalle	Asfalto diluido para riego de adherencia							
Rendimiento	500	Unidades/hora		0.002		Horas/Unidad		
A. EQUIPOS								
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO			
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.001488625			
Distribuidor de asfalto		1	70	0.002	0.14			
Escoba mecanica		1	17.7	0.002	0.0354			
				SUBTOTAL	0.176888625			
B. MATERIALES								
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO			
Diesel		gl	0.06	1.088	0.06528			
Asfalto		Lt	1	1.01	1.01			
				SUBTOTAL	1.07528			
C. MANO DE OBRA								
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
Peon	28.8	2	28.8	3.6	0.002	0.0144		
Operador de equipo pesado (Estr. Oc. C1G1)	32.32	1	32.32	4.04	0.002	0.00808		
Engrasador o abastecedor (Estr. Oc. C2)	29.17	1	29.17	3.64625	0.002	0.0072925		
				SUBTOTAL	0.0297725			
D. TRANSPORTE								
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
				SUBTOTAL	0			
ELABORÓ: <u>Joel Rodriguez</u>							TOTAL PRECIO UNITARIO:	1.282

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m								
							FECHA:	11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado						
ID	1.3.12		Unidad		m2			
Detalle	Carpeta asfaltica en caliente e = 5cm incluye transporte		0.005					
Rendimiento	200	Unidades/hora		Horas/Unidad				
A. EQUIPOS								
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO			
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.005741563			
Cargadora		1	40	0.005	0.2			
Volkswa		1	35	0.005	0.175			
Rodillo neumatico 100 HP		1	35	0.005	0.175			
Planta de asfalto 80-120TPH		1	104.55	0.005	0.52275			
Terminadora de asfalto		1	49.18	0.005	0.2459			
Rodillo vibratorio liso		1	35	0.005	0.175			
					SUBTOTAL	1.499391563		
B. MATERIALES								
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO			
Asfalto		gl	2.25	1.088	2.448			
Diesel		gl	0.425	1.01	0.42925			
Ripio triturado Especific MOP 001-F2002		m3	0.044	18	0.792			
Arena Especific MOP 001-F2002		m3	0.029	13.5	0.3915			
					SUBTOTAL	4.06075		
C. MANO DE OBRA								
CATEGORÍA		JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Peon		28.8	2	28.8	3.6	0.005	0.036	
Operador de equipo pesado (Estr. Oc. C1G1)		32.32	1	32.32	4.04	0.005	0.0202	
Engrasador o abastecedor (Estr. Oc. C2)		29.17	1	29.17	3.65	0.005	0.01823125	
Operador de equipo pesado 2 (Estr. Oc. C1G1)		32.32	1	32.32	4.04	0.005	0.0202	
Chofer licencia tipo D		32.32	1	32.32	4.04	0.005	0.0202	
					SUBTOTAL	0.11483125		
D. TRANSPORTE								
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
					SUBTOTAL	0		
ELABORÓ: _____		Joel Rodriguez _____		TOTAL PRECIO UNITARIO:		5.675		

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m								
							FECHA:	11/9/2020
PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado								
ID	1.3.13			Unidad		u		
Detalle	Postes metalicos para luz			1.333333333		Horas/Unidad		
Rendimiento	0.75	Unidades/hora						
A. EQUIPOS								
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO			
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.80955			
				SUBTOTAL	0.80955			
B. MATERIALES								
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO			
Poste Cónico circular de 12 m		u	1	225	225			
unidad alumbrado aditivos metálicos 1500w		u	1	85	85			
				SUBTOTAL	310			
C. MANO DE OBRA								
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
Electricista (Esctru. Ocup.D2)	29.17	2	29.17	3.64625	1.333333333	9.723333333		
Maestro Eléctrico	32.33	1	32.33	4.04125	1.333333333	5.388333333		
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.38	0.2	32.38	4.0475	1.333333333	1.079333333		
				SUBTOTAL	16.191			
D. TRANSPORTE								
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
				SUBTOTAL	0			
ELABORÓ: Joel Rodriguez							TOTAL PRECIO UNITARIO:	327

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL Y PUENTE 25 m						
						FECHA: 11/9/2020
PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodríguez-Rosado						
ID	1.3.14		Unidad		m	
Detalle	Barreras de hormigon y varandas metálicas		0.5		Horas/Unidad	
Rendimiento	2	Unidades/hora				
A. EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.4739	
Grúa móvil		1	35	0.5	17.5	
Cama baja		1	25	0.5	12.5	
					SUBTOTAL	
30.4739						
B. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO	
Barricadas de seguridad tipo New Jersey (Long 2 m)		m	1	80	80	
Varandas metálicas en V (Long 2 m)		m	1	40	40	
Lija de Agua Nº80		u	0.2	0.4	0.08	
					SUBTOTAL	
120.08						
C. MANO DE OBRA						
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon	28.8	2	28.8	3.6	0.5	3.6
Operador de grúa (Estr. Oc. C1G1)	32.32	1	32.32	4.04	0.5	2.02
Maestro de obra (Estr. Oc. C1)	32.32	0.4	32.32	4.04	0.5	0.808
Chofer licencia especial	42.32	1	42.32	5.29	0.5	2.645
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.5	0.405
					SUBTOTAL	
9.478						
D. TRANSPORTE						
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
					SUBTOTAL	
0						
ELABORÓ: _____ Joel Rodríguez _____						TOTAL PRECIO UNITARIO: 160

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.4.1	Unidad	U
Detalle	Publicacion en prensa	1	Horas/Unidad
Rendimiento	1	Unidades/hora	

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
5 % Mano de obra				0.2025
SUBTOTAL				0.2025

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Publicación en la prensa	u	1	300	300
SUBTOTAL				300

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Inspector de obra	32.4	1	32.4	4.05	1	4.05
SUBTOTAL						4.05

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 304.3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.4.2	Unidad	m3
Detalle	Agua para control de polvo	0.2	Horas/Unidad
Rendimiento	5		

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
5 % Mano de obra				0.1411625
Camión cisterna 230 HP	1	35	0.2	7
SUBTOTAL				7.1411625

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Agua	m3	1	0.38	0.38
SUBTOTAL				0.38

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Inspector de obra	32.4	0.4	32.4	4.05	0.2	0.324
Chofer Tanquero (Est. Oc. C1)	42.33	1	42.33	5.29125	0.2	1.05825
Peón	28.82	2	28.82	3.6025	0.2	1.441
SUBTOTAL						2.82325

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 10.3444125

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.4.3	Unidad	U
Detalle	Construccion e instalacion/letrero/señalización y seguridad vial		
Rendimiento	50	Unidades/hora	0.02
			Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
5 % Mano de obra				0.0108075
SUBTOTAL				0.0108075

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Panel de aluminio reflectivo	u	1	112.82	112.82
Varios	Glob	1	1.5	1.5
SUBTOTAL				114.32

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	28.82	1	28.82	3.6025	0.02	0.07205
Peón	28.82	2	57.64	3.6025	0.02	0.1441
SUBTOTAL						0.21615

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 114.5

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE						
						FECHA: 11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado				
ID	1.4.4				Unidad	U
Detalle	Suministro e instal/tubo rectangular dado h.a/señal /seguridad y señalizacion preventiva				0.025	
Rendimiento	40	Unidades/hora			Horas/Unidad	
A. EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
5 % Mano de obra					0.0180125	
					SUBTOTAL	
B. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO	
Tubo rectangular negro 40x60x2mm		u	1	17.88	17.88	
Hormigon simple		m3	0.01	101.75	1.0175	
					SUBTOTAL	
C. MANO DE OBRA						
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	28.82	1	28.82	3.6025	0.025	0.0900625
Peón	28.82	3	28.82	3.6025	0.025	0.2701875
					SUBTOTAL	
D. TRANSPORTE						
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
					SUBTOTAL	
					0	
ELABORÓ: _____ Joel Rodríguez _____				TOTAL PRECIO UNITARIO:		19.28

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.4.5	Unidad	U
Detalle	Cinta Plastica		
Rendimiento	200	Unidades/hora	0.005
			Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
5 % Mano de obra				0.000900625
SUBTOTAL				0.000900625

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Cinta plastica	m	1	0.17	0.17
SUBTOTAL				0.17

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon	28.82	1	28.82	3.6025	0.005	0.0180125
SUBTOTAL						0.0180125

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 0.189

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.4.6	Unidad	U
Detalle	Suministro e inst. Conos demarcadores para trabajo de via (h=0,71m)	0.01	Horas/Unidad
Rendimiento	100	Unidades/hora	

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL				0

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Conos demarcadores H=0.71 M	u	1	16.55	16.55
SUBTOTAL				16.55

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon	28.82	1	28.82	3.6025	0.01	0.036025
SUBTOTAL						0.036025

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 16.59

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUNTE						
						FECHA:
						11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado				
ID	1.5.1			Unidad		u-mes
Detalle	Andamios metalicos (alquiler)					1
Rendimiento	1	Unidades/hora			Horas/Unidad	
A. EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.6133	
alquiler modulos andamios plataformas		1	120	1	120	
					SUBTOTAL	
					120.6133	
B. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO	
					SUBTOTAL	
					0	
C. MANO DE OBRA						
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon	28.82	3	28.82	3.6025	1	10.8075
albañil	29.17	0.4	29.17	3.64625	1	1.4585
					SUBTOTAL	
					12.266	
D. TRANSPORTE						
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
					SUBTOTAL	
					0	
ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____						TOTAL PRECIO UNITARIO:
						132.9

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUNTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.5.2	Unidad	m3
Detalle	Sobrecarreo material petreo	0.009090909	
Rendimiento	110	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.007117045
Volqueta 8m3	1	30	0.009090909	0.272727273
SUBTOTAL				0.279844318

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
SUBTOTAL				0

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Chofer volqueta	32.32	1	32.32	4.04	0.009090909	0.036727273
Ayudante	28.82	3	28.82	3.6025	0.009090909	0.09825
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.009090909	0.007363636
SUBTOTAL						0.142340909

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 0.422

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.5.3	Unidad	m3
Detalle	Muro de gaviones	0.666666667	
Rendimiento	1.5	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.577175
Volqueta 8m3	1	30	0.666666667	20
Retroexcavadora CAT 215 90 HP cucharon 0.9 m3	1	35	0.666666667	23.33333333
SUBTOTAL				43.91050833

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Pieda de empedrado	m3	0.8	16.13	12.904
Gavión soldado estándar	UNIDAD	0.5	45	22.5
alambre de amarre #18	kg	0.7	1.53	1.071
pedra bola	m3	1	10	10
SUBTOTAL				46.475

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peón	28.82	2	28.82	3.6025	0.666666667	4.803333333
Albañil	29.17	1	29.17	3.64625	0.666666667	2.430833333
Maestro de obra (EST. OC C1)	32.32	0.6	32.32	4.04	0.666666667	1.616
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.666666667	2.693333333
Chofer Volqueta	32.32	1	32.32	4.04	0.666666667	2.693333333
SUBTOTAL						11.5435

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 101.9

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodríguez-Rosado

ID	1.5.4	Unidad	m3
Detalle	Excavacion sin clasificar	0.1	Horas/Unidad
Rendimiento	10		

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.087775
Retroexcavadora CAT 215 90 HP cucharon 0.9 m3	1	35	0.1	3.5
Volqueta 8 m3	1	30	0.1	3
SUBTOTAL				6.587775

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
SUBTOTAL				0

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Albañil	29.2	0.4	29.2	3.65	0.1	0.146
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.1	0.404
peón	28.82	2	28.82	3.6025	0.1	0.7205
Chofer Volqueta	32.32	1	32.32	4.04	0.1	0.404
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.1	0.081
SUBTOTAL						1.7555

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodríguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 8.343

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	1.5.5	Unidad	m2
Detalle	Pintura de trafico bordillos y aceras	0.05	
Rendimiento	20	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.04438375
Camioneta para pintar	1	15	0.05	0.75
Compresor	1	2.25	0.05	0.1125
SUBTOTAL				0.90688375

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Pintura de tráfico	gal	0.06	15	0.9
Thinner comercial	cc	0.08	13.95	1.116
SUBTOTAL				2.016

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Maestro de obra (Estr. Oc. C1)	32.32	0.4	32.32	4.04	0.05	0.0808
Peon	28.8	2	28.8	3.6	0.05	0.36
Pintor (Estr. Oc. D2)	29.17	1	29.17	3.64625	0.05	0.1823125
Chofer camioneta	42.33	1	42.33	5.29125	0.05	0.2645625
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.05	0.887675
SUBTOTAL						0.887675

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 3.811

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	2.1.1	Unidad	Ha
Detalle	Desbroce, desboque y limpieza	10	Horas/Unidad
Rendimiento	0.1		

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				6.27
Retroexcavadora CAT 215 90 HP cucharon 0.9 m3	1	35	10	350
Motosierra	1	3.5	10	35
SUBTOTAL				391.27

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Agua	m3	0.2	0.38	0.076
SUBTOTAL				0.076

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon	29.2	1	29.2	3.65	10	36.5
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	10	40.4
Operador equipo en general (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	10	40.4
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	10	8.1
SUBTOTAL						125.4

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 516.7

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	2.1.3	Unidad	m3
Detalle	Excavacion sin clasificar, incluye desalojo	0.02	Horas/Unidad
Rendimiento	50		

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.01323125
Retroexcavadora CAT 215 90 HP cucharon 0.9 m3	1	35	0.02	0.7
Volqueta 8 m3	1	35	0.02	0.7
SUBTOTAL				1.41323125

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
SUBTOTAL				0

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.02	0.0808
CHOFER: Volquetas (Estr.Oc.C1)	44.33	1	44.33	5.54125	0.02	0.110825
Peon	29.2	1	29.2	3.65	0.02	0.073
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0	0
SUBTOTAL						0.264625

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 1.678

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL						
						FECHA: 11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado				
ID	2.1.4		Unidad		m3	
Detalle	Relleno compactado con material de sitio y material de cantera				0.02	
Rendimiento	50	Unidades/hora		Horas/Unidad		
A. EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.02188	
Motoniveladora		1	56	0.02	1.12	
Rodillo liso vibratorio		1	30	0.02	0.6	
Volqueta 8 m3		1	35	0.02	0.7	
Tanquero 200 Hp		1	30	0.02	0.6	
				SUBTOTAL	3.04188	
B. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO	
Agua		m3	0.15	0.38	0.057	
Cascajo mediano/fino		m3	0.75	1.25	0.9375	
				SUBTOTAL	0.9945	
C. MANO DE OBRA						
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Operador de Motoniveladora (ESTR. OC C1)	32.33	2	32.33	4.04125	0.02	0.16165
Operador de rodillo (ESTR. OC C2)	30.77	1	30.77	3.84625	0.02	0.076925
CHOFER: Volquetas (Estr.Oc.C1)	44.33	1	44.33	5.54125	0.02	0.110825
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.02	0.0162
Peon	28.8	1	28.8	3.6	0.02	0.072
				SUBTOTAL	0.4376	
D. TRANSPORTE						
MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Transporte					0.046875	
				SUBTOTAL	0.046875	
ELABORÓ: _____ Joel Rodríguez _____						TOTAL PRECIO UNITARIO: 4.521

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL						
						FECHA: 11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado				
ID	2.1.5	Unidad		m3		
Detalle	Excavacion para cunetas		0.08			
Rendimiento	12.5	Unidades/hora		Horas/Unidad		
A. EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO	
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.0482	
Retroexcavadora CAT 215 90 HP cucharon 0.9 m3		1	35	0.08	2.8	
					SUBTOTAL	
					2.8482	
B. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO	
					SUBTOTAL	
					0	
C. MANO DE OBRA						
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Operador de Retroexcavadora (ESTR. OC C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.08	0.3232
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.08	0.0648
Peon	28.8	2	28.8	3.6	0.08	0.576
					SUBTOTAL	
					0.964	
D. TRANSPORTE						
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Transporte de varillas						
					SUBTOTAL	
					0	
ELABORÓ: Joel Rodriguez						TOTAL PRECIO UNITARIO: 3.812

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	2.2.1	Unidad	m3
Detalle	Hormigon para cunetas fc 180 kg/cm2	0.25	
Rendimiento	4	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.233
Concretera 1 saco	1	5	0.25	1.25
SUBTOTAL				1.483

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Cemento fuerte tipo Gu saco 50 kg	Saco	6	7.68	46.08
Arena negra	m3	0.6	13.5	8.1
Ripio triturado	m3	0.9	18	16.2
tabla dura de encofrado 0.2	u	12	4.72	56.64
Aceite quemado	gal	0.9	0.44	0.396
Clavos	kg	0.8	2.13	1.704
Agua	m3	0.2	0.38	0.076
SUBTOTAL				129.196

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Maestro de obra (Estr. Oc. C1)	32.32	1	32.32	4.04	0.25	1.01
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	0.25	0.9125
Peon	29.2	3	29.2	3.65	0.25	2.7375
SUBTOTAL						4.66

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO 135.3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	2.4.2	Unidad	ml
Detalle	Marcas de pavimento control de trafico (Lineas cebras y flechas direccionales)	0.04	
Rendimiento	25	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.026795
Franjadora	0.5	3.32	0.04	0.0664
Escoba autopropulsada	0.5	6.72	0.04	0.1344
Camioneta 2000cc doble traccion	0.5	8	0	0
SUBTOTAL				0.227595

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Pintura alto trafico	Lt	0.07	8	0.56
Microesferas reflect. de vidrio	Kg	5.8	1.75	10.15
SUBTOTAL				10.71

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon	29.2	1	29.2	3.65	0.04	0.146
Chofer (Estruc. Oc C1)	42.33	1	42.33	5.29125	0.04	0.21165
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.04	0.0324
Operador estructuras OC.D2	29.17	1	29.17	3.64625	0.04	0.14585
SUBTOTAL						0.5359

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: _____ Joel Rodriguez _____

TOTAL PRECIO UNITARIO: 11.47

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL								
							FECHA:	11/9/2020
PROYECTO:		Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado						
ID	2.4.4		Unidad		u			
Detalle	Señales verticales preventivas y reglamentarias		0.02		Horas/Unidad			
Rendimiento	50	Unidades/hora						
A. EQUIPOS								
DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO			
Herramientas menores 5 % Mano de obra					0.00811			
				SUBTOTAL	0.00811			
B. MATERIALES								
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO			
Señales reglamentarias (0.6x0.6)m		UNIDAD	1	110	110			
				SUBTOTAL	110			
C. MANO DE OBRA								
CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
Peon	29.2	1	29.2	3.65	0.02	0.073		
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	0.02	0.073		
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	0.02	0.0162		
				SUBTOTAL	0.1622			
D. TRANSPORTE								
MATERIAL		CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO		
				SUBTOTAL	0			
ELABORÓ: Joel Rodriguez							TOTAL PRECIO UNITARIO:	110.2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO:

Construccion de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	2.4.5	Unidad	m3
Detalle	Comunicadores radiales	1	Horas/Unidad
Rendimiento	1		

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.4055
SUBTOTAL				0.4055

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Delineadores radiales	u	1	106.4	106.4
SUBTOTAL				106.4

C. MANO DE OBRA

CATEGORÍA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Peon	29.2	1	29.2	3.65	1	3.65
Albañil	29.2	1	29.2	3.65	1	3.65
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.4	0.2	32.4	4.05	1	0.81
SUBTOTAL						8.11

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez

TOTAL PRECIO UNITARIO: 114.9

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TRAMO VIAL

FECHA: 11/9/2020

PROYECTO: Construcción de una tramo vial y puente / Tesis Rodriguez-Rosado

ID	2.4.6	Unidad	m3
Detalle	Postes de Luz	1.333333333	
Rendimiento	0.75	Unidades/hora	Horas/Unidad

A. EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Herramientas menores 5 % Mano de obra				0.80955
SUBTOTAL				0.80955

B. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR	V. UNITARIO
Postes conicos circulares de 12 m	u	1	225	225
Unidad de alumbrado metalico 1500 w	u	1	85	85
SUBTOTAL				310

C. MANO DE OBRA

CATEGORIA	JORNAL	CANTIDAD	JORNAL TOTAL	TARIFA / Hora	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Electricista (ESTR. OC C2)	29.17	2	29.17	3.64625	1.333333333	9.723333333
Maestro electrico	32.33	1	32.33	4.04125	1.333333333	5.388333333
Inspector de obra (EST. OC B3)	32.38	0.2	32.38	4.0475	1.333333333	1.079333333
SUBTOTAL						16.191

D. TRANSPORTE

MATERIAL	CANTIDAD	TARIFA	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	V. UNITARIO
Transporte de varillas					
SUBTOTAL					0

ELABORÓ: Joel Rodriguez **TOTAL PRECIO UNITARIO: 358**

PLANOS