



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE

CONSTRUCCIONES

**Diseño Estructural de la Superestructura del Puente
sobre el Río Yanuncay, Ubicado en la Ciudad de Cuenca
entre la Avenida Primero de Mayo y la Calle Manuel
Córdova, que Enlazarán las Calles Carmela Malo e**

Isauro Rodríguez.

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autor:

KAREN CRISTINA LEÓN SUÁREZ

Director:

ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA – ECUADOR

2017

DEDICATORIA

Les agradezco infinitamente y dedico mi trabajo.

A mis padres, quienes son la fuerza y apoyo que he necesitado para cumplir todas las metas que me he propuesto.

A mis hermanos Marco Vélez y Danny León, por ser mi ejemplo desde pequeña, gracias a sus enseñanzas y amor.

A mi sobrina Ashley León, a su corta edad me ha enseñado lo que es la valentía y decisión, ella mi inspiración y una bendición en mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la vida por obsequiarme el mejor regalo, mi familia. Agradezco a mis padres por confiar en mí, apoyándome en todo momento. Gracias madre que desde muy pequeña me has enseñado el valor del sacrificio y el respeto. Gracias padre por ofrecerme la oportunidad de ser mejor, por el respaldo para proseguir con mis estudios y cumplir mis metas.

Agradezco a mis profesores por impartir no solo conocimientos teóricos, también por haber aportado valores, que me han permitido ser una mejor persona y por ende una mejor profesional.

A mi director de tesis, Ing. Roberto Gamón, quien con su experiencia, preparación y motivación, ha aportado con sus conocimientos para que pueda concluir mis estudios con éxito.

También me gustaría agradecer a mi profesor, Ing. Vladimir Carrasco, quien ha compartido en gran magnitud sus conocimientos y consejos, permitiendo concluir con exactitud y eficacia la tesis.

Y por último mi agradecimiento va dirigido para las personas que trabajan en el municipio de Cuenca, que han estado siempre prestas para ayudarme y guiarme.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	x
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	2
Objetivo General	2
Objetivos Específicos.....	3
CAPÍTULO I	4
GENERALIDADES	4
1.1 Planteamiento del problema.....	4
1.2 Antecedentes	4
1.3 Justificación.....	5
1.4 Ubicación	6
CAPÍTULO II	7
ANÁLISIS PREVIO DEL PROYECTO.....	7
2.1 Fundamentación teórica	7
2.1.1 Marco teórico	7
2.1.2 Historia.....	7
2.1.3 Definiciones	9
2.1.4 Partes de la estructura.....	9
2.1.4.1 Superestructura	10

2.1.4.2	Subestructura	11
2.1.5	Clasificación de puentes.....	12
2.1.5.1	Según su función.....	12
2.1.5.2	Por los materiales de construcción.....	15
2.1.5.3	Por sus condiciones estáticas	17
2.1.5.4	Por su estructura longitudinal	19
2.1.5.5	Por su estructura transversal	20
2.1.6	Estructuras de hormigón armado	20
2.1.7	Estructuras de hormigón pretensado	21
2.1.8	Diseño vial de los accesos.....	22
2.1.9	Estudios básicos	22
2.2	Estudios de tránsito	23
2.2.1	Volumen de tránsito	23
2.2.1.1	Conteo vehicular manual	23
2.2.1.2	Resultados del aforo de tráfico horario.....	25
2.2.2	Valor tráfico en vehículos livianos equivalentes V.L.E.....	28
2.2.3	Volumen de tránsito en la hora de máxima demanda	31
2.2.4	Estimación del volumen futuro de tránsito	31
2.2.5	Tráfico promedio diario anual.....	32
2.2.6	Tráfico promedio diario anual futuro.....	34
2.2.7	Clasificación por capacidad	36
2.3	Aspectos topográficos	37
CAPÍTULO III.....		39
ANÁLISIS DE LA SUPERESTRUCTURA.....		39
3.1	Normativas	39
3.2	Combinaciones de carga	39
3.2.1	Cargas permanentes	40

3.2.2	Cargas vivas	43
3.2.2.1	Sobrecarga vehicular.....	43
3.2.2.1.1	Sobrecarga vehicular HL-93.....	43
3.2.2.1.2	Sobrecarga vehicular HS-MOP	46
3.2.2.2	Sobrecarga peatonal.....	47
3.2.3	Otras cargas.....	47
3.2.3.1	Fuerza de frenado.....	47
3.2.3.2	Carga sísmica.....	49
3.3	Combinación de cargas y factores de mayoración	53
CAPÍTULO IV.....		56
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA		56
4.1	Definición geométrica del puente	56
4.1.1	Tipo de puente.....	56
4.1.2	Geometría del puente	57
4.2	Materiales	57
4.3	Dimensiones y propiedades de la sección.....	58
4.4	Idealización estructural	59
4.5	Deflexiones del tablero	60
4.6	Resultados del modelo	61
4.7	Diseño del tablero	62
4.7.1	Diseño de las vigas pretensadas	62
4.7.2	Diseño de losetas pretensadas	74
4.7.3	Refuerzo del tablero	83
CAPÍTULO V		87
RESULTADOS.....		87
5.1	Proceso constructivo	87
5.2	Presupuesto referencial	88

CONCLUSIONES	89
RECOMENDACIONES.....	90
BIBLIOGRAFÍA	91
ANEXOS	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Clasificación de los tipos de puentes según su estructura longitudinal ...	19
Tabla 2.2. Clasificación de tipos de sección según la sección transversal	20
Tabla 3.1. Incremento por carga dinámica (IM)	45
Tabla 3.2. Factor de presencia múltiple (m).....	46
Tabla 3.3. Cálculo de la fuerza de frenado sobre la viga	48
Tabla 3.4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	49
Tabla 3.5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	50
Tabla 3.6. Combinaciones de cargas y factores de carga.....	54
Tabla 3.7. Factores de carga para cargas permanentes (γ_p).....	54
Tabla 4.1. Propiedades geométricas del puente	57
Tabla 4.2. Características mecánicas del acero de preesfuerzo	58
Tabla 4.3. Propiedades geométricas de la viga	59
Tabla 4.4. Centro de gravedad de los torones de la viga.....	63
Tabla 4.5. Fuerza y momento generado por los torones de la viga.....	64
Tabla 4.6. Propiedades mecánicas de la viga (al soltar los cables).....	65
Tabla 4.7. Restricciones de la norma ACI para los esfuerzos de la viga (al soltar los cables)	65
Tabla 4.8. Factores que intervienen para Deformación y Curvatura de la viga (al soltar los cables).....	65
Tabla 4.9. Deformación y Curvatura de la viga (al soltar los cables).....	66
Tabla 4.10. Tensiones de la viga (al soltar los cables).....	66
Tabla 4.11. Deformación y Curvatura de la viga considerando las pérdidas (al soltar los cables).....	66
Tabla 4.12. Tensiones de la viga considerando las pérdidas (al soltar los cables) ...	67
Tabla 4.13. Propiedades mecánicas de la viga y la losa (al fundir la losa).....	67

Tabla 4.14. Restricciones de la norma ACI para las tensiones de la viga (al fundir la losa).....	68
Tabla 4.15. Factores que intervienen para Deformación y Curvatura de la viga (al fundir la losa)	68
Tabla 4.16. Deformación y Curvatura de la viga y la losa (al fundir la losa).....	68
Tabla 4.17. Tensiones de la viga (al fundir la losa)	69
Tabla 4.18. Propiedades mecánicas de la viga y la losa (condición última).....	69
Tabla 4.19. Restricciones de la norma ACI tensiones de la viga (condición última)70	
Tabla 4.20. Factores que intervienen para Deformación y Curvatura de la viga y la losa (condición última)	70
Tabla 4.21. Deformación y Curvatura de la viga y la losa (condición última).....	70
Tabla 4.22. Tensiones de la viga y la losa considerando las pérdidas por retracción, flujo plástico y relajación (condición última).....	71
Tabla 4.23. Factor β	72
Tabla 4.24. Momento último de la viga y del elemento compuesto (viga y losa)	72
Tabla 4.25. Características de los torones en los extremos de la viga	73
Tabla 4.26. Determinación de la distancia entre estribos para la viga.....	74
Tabla 4.27. Dimensiones de la loseta y la losa.....	75
Tabla 4.28. Características mecánicas de la loseta y la losa	75
Tabla 4.29. Fuerza y momento generado por los torones de la loseta	76
Tabla 4.30. Propiedades mecánicas de la loseta (al soltar los cables)	76
Tabla 4.31. Restricciones de la norma ACI para las tensiones de la loseta (al soltar los cables).....	76
Tabla 4.32. Factores que intervienen en la deformación y curvatura de la loseta (al soltar los cables).....	77
Tabla 4.33. Deformación y curvatura de la loseta (al soltar los cables)	77
Tabla 4.34. Tensiones de la loseta (al soltar los cables)	77

Tabla 4.35. Deformación y curvatura de la loseta considerando las pérdidas (al soltar los cables).....	78
Tabla 4.36. Tensiones de la loseta considerando las pérdidas (al soltar los cables).	78
Tabla 4.37. Propiedades mecánicas de la loseta (al fundir la losa).....	79
Tabla 4.38. Restricciones de la norma ACI para las tensiones de la loseta (al fundir la losa).....	79
Tabla 4.39. Factores que intervienen en la deformación y curvatura de la loseta (al fundir la losa).....	79
Tabla 4.40. Deformación y curvatura de la loseta y la losa (al fundir la losa).....	79
Tabla 4.41. Tensiones de la loseta (al fundir la losa).....	80
Tabla 4.42. Propiedades mecánicas de la loseta y la losa (condición última).....	80
Tabla 4.43. Restricciones de la norma ACI para las tensiones de la loseta y la losa (condición última).....	81
Tabla 4.44. Factores que intervienen para Deformación y Curvatura de la loseta y la losa (condición última).....	81
Tabla 4.45. Deformación y Curvatura de la loseta y la losa (condición última).....	81
Tabla 4.46. Tensiones de la loseta y la losa considerando las pérdidas por retracción, flujo plástico y relajación (condición última).....	82
Tabla 4.47. Momento último de la viga y del elemento compuesto (viga y losa)....	82
Tabla 4.48. Momento para el diseño de la losa.....	83
Tabla 4.49. Refuerzo principal y secundario.....	84
Tabla 4.50. Refuerzo del volado para las cargas del diseño.....	84
Tabla 4.51. Refuerzo del volado por impacto de rueda en la vereda.....	85
Tabla 4.52. Refuerzo del volado para la subida de un vehículo.....	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Puentes existentes de entrada y salida del sector	6
Figura 2.1. Componentes de un puente	9
Figura 2.2. Partes de la superestructura.....	10
Figura 2.3. Partes principales del puente.....	11
Figura 2.4. Puente peatonal sobre el rio Tomebamba, Cuenca-Ecuador	12
Figura 2.5. Puente carretero, Orellana-Ecuador	13
Figura 2.6. Puente Ferroviario, Alausí-Ecuador.....	13
Figura 2.7. Puente para acueducto, Santa Elena-Ecuador.....	14
Figura 2.8. Puente para aviones en aeropuerto, Copenague-Dinamarca	14
Figura 2.9. Puente de mampostería, Cuenca-Ecuador	15
Figura 2.10. Puente de madera, Cuenca-Ecuador	16
Figura 2.11. Puente de hormigón armado, Manabí-Ecuador	16
Figura 2.12. Puente de acero, Napo-Ecuador	16
Figura 2.13. Puente de tramo simple, Cuenca-Ecuador	17
Figura 2.14. Puente de tramo múltiple, Cuenca-Ecuador	17
Figura 2.15. Puente de tramo continuo, Madrid-España.....	18
Figura 2.16. Puente de tramo continuo de sección variable.....	18
Figura 2.17. Intersección afectada por el tráfico, sentidos de la Av. Primero de Mayo y la calle Carmela Malo	24
Figura 2.18. Gráfico del tráfico en vehículos livianos equivalentes	30
Figura 2.19. Ubicación del puente.....	37
Figura 2.20. Dimensiones del puente	38
Figura 3.1. Composición geométrica del puente.....	40
Figura 3.2. Detalle geométrico de los componentes del puente.....	41
Figura 3.3. Carga de postes.....	41

Figura 3.4. Carga de pasamanos	42
Figura 3.5. Carga de aceras y parter	42
Figura 3.6. Carga de asfalto	42
Figura 3.7. Características del camión de diseño HL-93	43
Figura 3.8. Tandem de diseño	44
Figura 3.9. Carga de carril de diseño	44
Figura 3.10. Camión tipo HS-MOP	46
Figura 3.11. Carga peatonal	47
Figura 3.12. Fuerza de frenado	48
Figura 3.13. Ecuador, zonas sísmicas para diseño y valor del factor de zona Z	50
Figura 3.14. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	52
Figura 3.15. Curvas de peligro sísmico para Cuenca	52
Figura 3.16. Análisis modal del espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	53
Figura 4.1. Configuración geométrica del puente	56
Figura 4.2. Geometría de la viga pretensada	58
Figura 4.3. Propiedades de la sección estándar de la viga	59
Figura 4.4. Modelo de la superestructura	60
Figura 4.5. Deflexiones producidas por carga muerta	60
Figura 4.6. Deflexiones producidas por carga viva e impacto	61
Figura 4.7. Distribución de momentos en una viga intermedia	61
Figura 4.8. Fuerzas cortantes en la viga intermedia	62
Figura 4.9. Armado de la viga pretensada	63
Figura 4.10. Armado de la loseta pretensada	75
Figura 4.11. Detalle de armadura principal, secundaria, volado y poste	86

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE
SOBRE EL RÍO YANUNCAY, UBICADO EN LA CIUDAD DE CUENCA
ENTRE LA AVENIDA PRIMERO DE MAYO Y LA CALLE MANUEL
CÓRDOVA, QUE ENLAZARÁN LAS CALLES CARMELA MALO E
ISAURO RODRÍGUEZ.**

RESUMEN

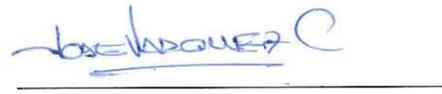
En Cuenca en la avenida de las Américas en el sector de Misicata existe insuficiencia de conectividad y un elevado congestionamiento vehicular. La Municipalidad vio la necesidad de construir un puente sobre el río Yanuncay entre la avenida 1 de Mayo y la calle Manuel Córdova, donde se unirá las calles Carmela Malo y la Isauro Rodríguez para mejorar la movilidad y servicio a la comunidad. En el trabajo de titulación se realiza el estudio de tránsito y el diseño estructural de la superestructura en hormigón armado con ayuda de software especializado en análisis de puentes para el cálculo de esfuerzos y el diseño con elementos pretensados, para acelerar el proceso constructivo; además se realiza un presupuesto referencial y sus especificaciones técnicas.

Palabras Clave: estudio de tránsito, diseño estructural puente, superestructura, hormigón armado, elementos pretensados, presupuesto y especificaciones técnicas.



Roberto Gamón Torres

Director del Trabajo de Titulación



José Fernando Vázquez Calero

Director de Escuela



León Suárez Karen Cristina

Autor

**STRUCTURAL DESIGN OF THE BRIDGE SUPERSTRUCTURE OVER THE
YANUNCAY RIVER, LOCATED IN CUENCA BETWEEN *PRIMERO DE MAYO*
AVENUE AND *MANUEL CORDOVA* STREET, WHICH WILL LINK
CARMELA MALO AND *ISAURO RODRIGUEZ* STREETS.**

ABSTRACT

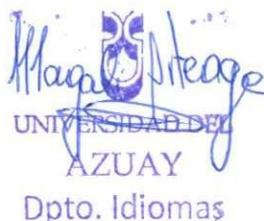
There is insufficient connectivity and high traffic congestion in *Avenida de las Américas*, in the area of *Misicata, Cuenca*. Hence, the Municipality saw the need to build a bridge over the *Yanuncay* River between *1 de Mayo* Avenue and *Manuel Cordova Street*, where *Carmela Malo* and *Isauro Rodríguez* Streets will be connected to improve mobility and provide service to the community. This graduation work performed the traffic study and the structural design of the reinforced concrete superstructure. The work was carried out with the help of a software specialized in bridge analysis, which performed stresses calculation and the design with pre-stressed elements in order to accelerate the construction process. In addition, a referential budget and its technical specifications were made

Keywords: traffic study, bridge structural design, superstructure, reinforced concrete, pre-stressed elements, budget and technical specifications.

Roberto Gamón Torres
Thesis Director

José Fernando Vázquez Calero
School Director

León Suárez Karen Cristina
Author




Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

León Suarez Karen Cristina

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamón Torres, PhD. Msc.

Julio, 2017

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE
SOBRE EL RÍO YANUNCAY, UBICADO EN LA CIUDAD DE CUENCA
ENTRE LA AVENIDA PRIMERO DE MAYO Y LA CALLE MANUEL
CÓRDOVA, QUE ENLAZARÁN LAS CALLES CARMELA MALO E
ISAURO RODRÍGUEZ.**

INTRODUCCIÓN

El gobierno autónomo descentralizado de Cuenca y la Universidad del Azuay se han vinculado con el fin de brindar ayuda a los estudiantes que se encuentran cursando la carrera de Ingeniería Civil, ya sea para realizar prácticas pre-profesionales o con anteproyectos de grado enfocados en el sector de la construcción; por lo que el GAD de Cuenca con el propósito de mejorar la calidad de vida de los ciudadanos y en colaboración de los estudiantes, ofrece una variedad de proyectos en la fase de pre-diseño, proyectos indispensables que cumplan con los requerimientos y necesidades de la comunidad, donde se deberá considerar todas las pautas necesarias para obtener el modelo correcto y en base a las normas estipuladas en el país.

Actualmente se ha visto la necesidad imperiosa de construir un puente sobre el río Yanuncay paralelo al puente de la Av. de las Américas, ubicado en el sector suroeste de la ciudad, el proyecto es un requerimiento que se ha visto reflejado por el descontento de los conductores que transitan el sector y por sus moradores, debido a la falta de conectividad en esta zona, ya que el puente en la Av. de las Américas se encuentra muy congestionado y un puente alternativo se localiza a dos kilómetros del puente de las Américas. Con la construcción del nuevo puente, que permitiría la unión de las calles Carmela Malo e Isauro Rodríguez y a la vez de las calles paralelas

Primero de Mayo y Manuel Córdova, se garantiza una mejor distribución vehicular y conformidad por parte de los habitantes del sector.

Para llevar a cabo el anteproyecto se realiza previamente los estudios necesarios para proseguir con el diseño estructural, utilizando un sistema informático se evaluará las cargas a las que estará expuesto el puente, finalmente se determina el valor monetario del puente de hormigón armado.

En el primer capítulo se definen todas las pautas necesarias para delimitar las características y necesidades que presenta la zona donde posteriormente se construirá el puente.

En el segundo capítulo se puntualiza toda la información general sobre puentes, y se recopila la información necesaria sobre el tránsito para posteriormente determinar la cantidad de vehículos a la cual se verá afectado el puente, por lo que este capítulo se subdivide en fundamentación teórica y estudios de tránsito.

En el tercer capítulo se realiza un análisis previo al diseño estructural, donde se analizan todas las cargas que afectarán la estabilidad del puente.

En el cuarto capítulo se modela la superestructura utilizando el programa CSI Bridge, es un software especializado en puentes, permite definir de una manera muy sencilla las diversas geometrías, condiciones de contorno y los casos de carga a las cuales este expuesto el puente.

Finalmente en el quinto capítulo se realiza una estimación del valor monetario que representaría la construcción de la superestructura del puente.

OBJETIVOS

Objetivo General

Realizar el diseño estructural del tablero y sus componentes, para el puente sobre el río Yanuncay, de tal manera que sea resistente y seguro, y de esta manera aportar con el cálculo técnico y evaluación financiera de la superestructura del puente, para su posterior construcción.

Objetivos Específicos

- Realizar y valorar los estudios de tránsito.
- Elaborar un diseño estructural eficiente basado en los criterios para puentes de hormigón armado.
- Realizar el presupuesto del proyecto, de tal manera que sea sustentable financieramente.
- Evaluar la factibilidad del proyecto a ejecutarse.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema

Los puentes son estructuras que se construyen con el objetivo de salvar obstáculos que se presentan en el recorrido de una vía, facilitando la circulación sobre corrientes de agua, avenidas o accidentes geográficos.

El proyecto del puente para enlazar las calles Carmela Malo e Isauro Rodríguez se debe al acelerado crecimiento poblacional, en el caso de Cuenca la situación demográfica ha aumentado en los últimos años debido a que recibe gente de otras provincias e incluso a nivel internacional, esta acumulación poblacional ha generado conflictos en los límites de la ciudad, ya que la zona urbana ha rebasado hasta el sector rural, generando la expansión desordenada y el aumento de viviendas en la ciudad, lo que ha provocado problemas de tránsito por el congestionamiento que se evidencia diariamente en el puente de la avenida de las Américas afectando a los conductores que circulan la zona.

Para evaluar la funcionalidad de la intersección donde se construirá el puente, se deberá tomar en cuenta las características de operación de los vehículos, que son diferentes según los diversos tamaños y pesos de los mismos, por lo que se realizarán los estudios de tránsito para obtener un número aproximado de los tipos de vehículos que transitan por la intersección, y finalmente realizar una evaluación ante dichos requerimientos.

1.2 Antecedentes

La ciudad de Cuenca conocida como “Santa Ana de los cuatro ríos de Cuenca”, su nombre se debe a que se encuentra atravesada por cuatro ríos importantes, hecho que se manifiesta por la elevada cantidad de puentes en la ciudad, lo que le ha atribuido ser una de las ciudades con más puentes en el Ecuador, en vista a este hecho la ciudad de Cuenca cuenta con una larga historia en base a la construcción de puentes.

Entre los problemas que altera el tránsito de la ciudad está el crecimiento poblacional y por ende el crecimiento parque automotor, además el excesivo uso de transporte privado, según información obtenida del plan de movilidad de Cuenca 2015-2025, la tasa de motorización para la ciudad es de 1355 vehículos por cada 1000 habitantes, con los datos señalados se ha llegado a la conclusión, que a pesar del crecimiento vehicular la capacidad vial en ciertos sectores sigue siendo la misma de hace varios años, existe la necesidad de reorganizar las vías y en casos que amerite la construcción de nuevas obras de fábrica.

La deficiencia en la movilidad genera una pérdida de tiempo, malestar e inconformidad para los conductores que transitan la zona del norte de la ciudad, se necesita una estructura que pueda conectar la Av. Primero de Mayo y la calle Manuel Cordero y que una las calles Carmela Malo e Isauro Rodríguez; el presente proyecto tiene como meta realizar y evaluar el diseño de la superestructura de dicho puente para atender la necesidad de los moradores y conductores que circulan por la zona.

1.3 Justificación

En la actualidad el medio de conexión entre la Av. Primero de Mayo y la calle Manuel Córdova son dos puentes que se encuentran separados por alrededor de dos kilómetros, lo que ocasiona gran incomodidad en los conductores y transeúntes que atraviesan esta zona, ya que existen aglomeraciones de vehículos en la Av. de las Américas; con el objetivo de mejorar la distribución vehicular y satisfacer la necesidad de los pobladores aledaños a la zona se construirá un puente que comunique las partes que se han dividido por el río Yanuncay, de tal forma que se una la calle Carmela Malo y la calle Isauro Rodríguez, con el fin de disminuir el congestionamiento que existe en la Av. de las Américas y a sus alrededores, y de esta manera optimizar el tiempo que generaría utilizar el puente de las Américas o los puentes aledaños que se encuentran muy lejanos a la zona.

1.4 Ubicación

El puente se encontrará a casi 660 metros del puente de la Av. de las Américas en la Av. 24 de mayo, sobre el río Yanuncay en las coordenadas WGS84: UTM 718002 N 9678688 E. Dicho puente se construirá entre la Av. de las Américas y la calle Manuel Córdova Galarza y enlazará las calle Carmela Malo e Isauro Rodríguez.

En la figura 1.1 se puede observar los dos puentes de acceso y salida del sector, el puente de la Av. de las Américas y el puente de Misticata, que se encuentran entre si a dos kilómetros de distancia, además en la imagen se puede identificar los puntos que señalan la ubicación del futuro puente que enlazará las calles Carmela Malo e Isauro Rodríguez.

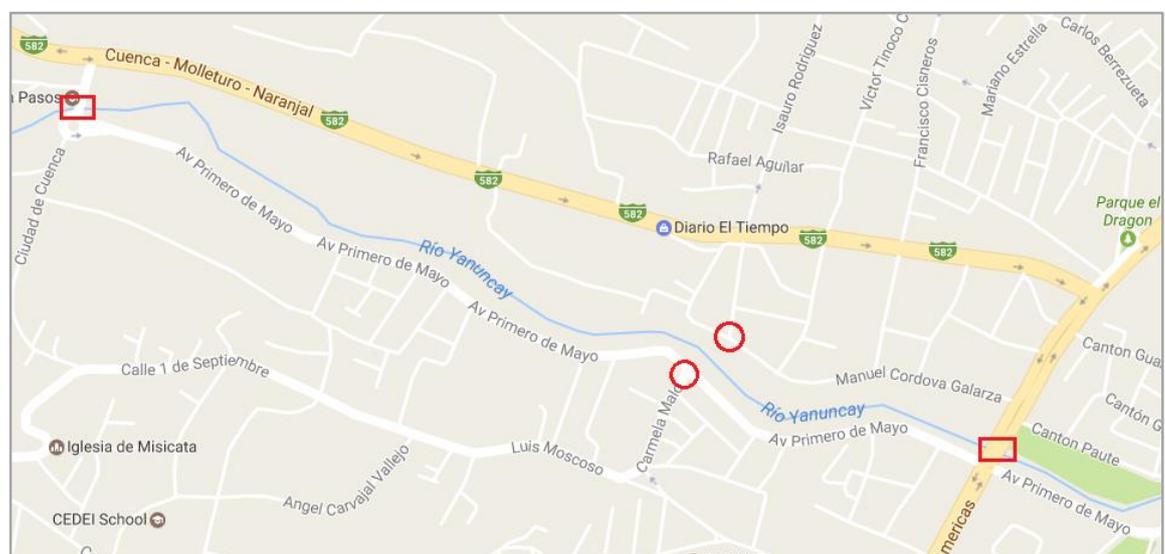


Figura 1.1. Puentes existentes de entrada y salida del sector

Fuente: (Google maps)

CAPÍTULO II

ANÁLISIS PREVIO DEL PROYECTO

2.1 Fundamentación teórica

2.1.1 Marco teórico

En la construcción de una vía, ya sea carretera o ferrocarril, se presentan ciertos obstáculos que han de ser salvados, sustituyendo el terraplén por una estructura (Gómez Díaz, 2012).

Existen diversos obstáculos que se puede presentar en el recorrido de una vía, se ve la necesidad de usar diferentes tipos de estructuras dependiendo de las condiciones a las que este expuesta la misma. El más común de los obstáculos son las corrientes de agua que obstaculizan el recorrido de la vía, para dar la continuidad es necesario construir una estructura de tal manera que sea resistente y que su abertura permita que el cruce de una crecida de agua evite que se afecte de alguna manera a la estructura y al terraplén donde se instaurará, además se deberá considerar que la altura de creciente del agua no sobrepase a la altura de rasante de la estructura.

Además existen otros tipos de obstáculos que pueden ser salvados con estructuras adicionales, como son las irregularidades del terreno, el cruce de dos vías y muchos otros tipos de obstrucciones; pero sin duda la construcción de estructuras por la presencia de cuerpos de agua es el más usual en nuestro medio, a este tipo de estructuras se las conoce como obras de fábrica.

2.1.2 Historia

La ciudad de Cuenca ha sido construida sobre un gran cono aluvial, formado por los cuatro ríos que la atraviesan: el río Tomebamba recorre la ciudad de oeste a este, dividiendo en dos sectores la ciudad; los ríos Yanuncay y Tarqui fluyen por el costado sur de la urbe, y el río Machángara por el noreste. Estas cuatro vertientes se unifican al sureste de la ciudad y conforman el río Cuenca (Calle Medina, 2007).

En Cuenca se han construido una variedad de puentes, los más representativos de la ciudad de Cuenca se encuentran sobre el río Tomebamba, ya que divide la ciudad en dos partes, la histórica y la contemporánea, además que simboliza el avance en cuanto a la ingeniería antigua, entre ellos encontramos: puente del Vado, puente del Centenario, puente Mariano Moreno, puente Roto, puente de Todos Los Santos, entre otros. El puente del Vado que fue el primer puente de cal y ladrillo de la época, fue construido por el arquitecto italiano Martin Pietri en 1811, se mantuvo en funcionamiento durante 136 años hasta el año de 1950; el 3 de abril de 1950 fue una fecha devastadora para la ciudad de Cuenca ya que se produjo una fuerte crecida que arrasó con 13 puentes ubicados a lo largo del cauce del río Tomebamba dejando tan solo a dos puentes en funcionamiento, entre estos puentes que resistieron la fuerza del invierno está el puente del Centenario que fue construido el año de 1920 y el puente Mario Moreno en el año de 1840, ambos con un sistema constructivo similar al puente del Vado, manteniendo un modelo arquitectónico marcado y actualmente característico de la ciudad; otro puente muy simbólico es el puente Roto construido entre 1840 y 1849 por el maestro Juan de la Cruz Pigara, es un puente con bases de piedra y balaustrada de ladrillo, unidos con mortero de cal y arena, también fue afectado por la crecida de 1950, destruyendo parte del puente, ahora funciona como uno de los atractivos turísticos de la ciudad; otro puente muy significativo es el Todos los Santos construido el año de 1961, fue reemplazo de un puente destruido por la crecida de 1950, es un puente muy importante ya que recibe diariamente gran carga vehicular.

Sobre el río Yanuncay existen 11 puentes de Hormigón Armado y varios puentes de madera, cabe recalcar que los puentes de hormigón no tienen una extensa trayectoria como los puentes sobre el río Tomebamba y los que funcionan actualmente no han presentado problemas, los puentes más jóvenes son el puente Misicata que se construyó en el año 2012, luego el puente Felipe II que fue construido en el 2014, y recientemente la adecuación y amplificación del puente de las Américas debido al reforzamiento que se realizó por el aumento de carga que representará el tráfico tranviario.

2.1.3 Definiciones

Obra de fábrica se considera a toda estructura que salva cualquier tipo de obstáculo (río, depresión, presa, etc.) que se aparezca en la continuidad de una vía.

Para Joaquín Gómez Díaz, puente es aquella obra de fábrica que salva como obstáculo un río, presentándose como condicionantes para su diseño tener en cuenta las perturbaciones hidráulicas que originan las corrientes de agua como son el remanso y la socavación (Gómez Díaz, 2012).

Según la AASHTO, puente es cualquier estructura que tiene una abertura de no menos 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera (AASHTO, 2014).

2.1.4 Partes de la estructura

En un puente se puede diferenciar dos partes importantes: la superestructura y la subestructura.

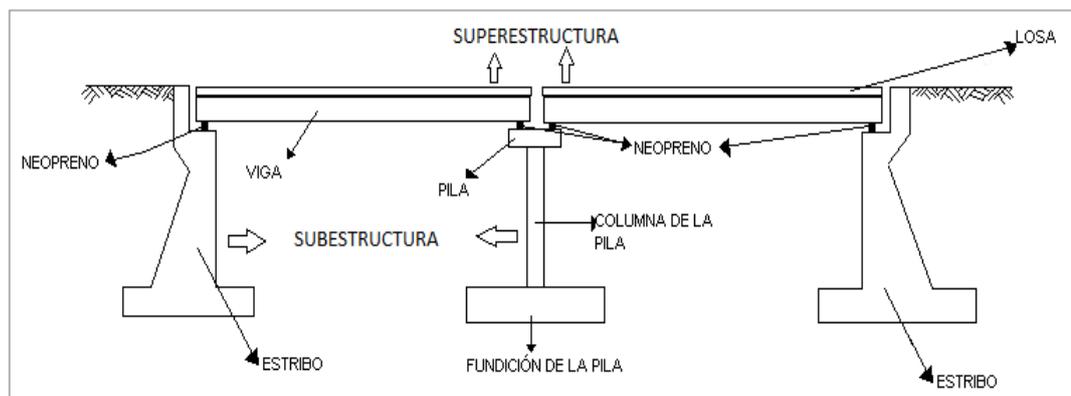


Figura 2.1. Componentes de un puente

Fuente: (Gómez Díaz, 2012)

2.1.4.1 Superestructura

La Superestructura del puente se conforma por la parte superior del puente y está compuesta por los componentes estructurales del tablero (vigas principales, diafragmas, aceras, contenes, pretilas, sistemas de drenaje y los aparatos de apoyos), se encarga de transferir las cargas de tránsito a las vigas, armaduras, cables u otros elementos sobre los que se apoya, de la misma manera dicha estructura trasmite las cargas del tablero a los estribos y pilas.

El tablero es la parte estructural que está a nivel de la subrasante, en donde se asientan las cargas efectuadas por los vehículos que circulan, puede funcionar estructuralmente como una losa, un conjunto de vigas o por la composición de ambos, conocidos como los métodos más comunes; además el tablero puede ser soportado por arcos, cables, armaduras y pórticos.

Los tableros en la mayoría de casos son construidos en hormigón armado, particularmente para el caso de luces menores, y se utiliza el metal para luces mayores, pero también se usa la madera u otros materiales, el tablero debe seguir la misma dirección de la vía para mantener la estabilidad y comodidad de los conductores, también se coloca el pavimento o capa de rodadura para mantener la continuidad de la rasante de la vía.

Los aparatos de apoyo también conocido como pretilas o barandas del puente son elementos que bordean los lados del tablero con el fin de proteger al conductor en caso de accidente y evitar que el vehículo salga del puente.

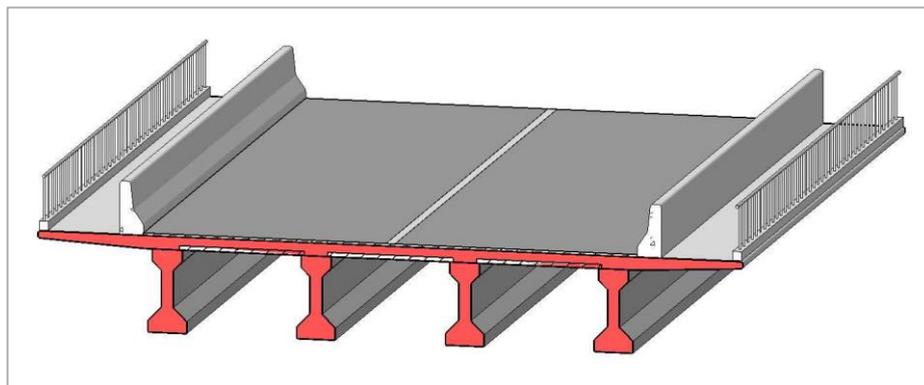


Figura 2.2. Partes de la superestructura

Fuente: (www.ingenierocivilinfo.com)

2.1.4.2 Subestructura

La subestructura de un puente se conforma por elementos estructurales que se encargan de recibir las cargas de tránsito desde la superestructura para transferir al terreno, tales elementos son los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base del puente.

Las pilas son elementos verticales que se ubican en las partes intermedias del puente, se encargan de establecer el número de vanos del puente; constan de cabezales que son dispositivos que se colocan en la parte superior como aparatos de apoyo y se encuentran expuestos a cargas concentradas, le sigue el cuerpo de la pila que es la extensión longitudinal de la pila, en ciertos casos recibe la presión de la corriente de agua, finalmente esta la cimentación, debe garantizar la transmisión de carga al suelo evitando el efecto de socavación.

Estribos son elementos estructurales verticales que se ubican en los extremos del puente, los estribos reciben las cargas de tránsito transmitidas por la superestructura y además las cargas efectuadas por el empuje del terreno donde están los accesos al puente, trabajan como muros de contención. Al igual que las pilas se subdividen en el cabezal, elevación y cimentación, y además contiene aletones que son utilizados para proteger el terraplén de acceso.

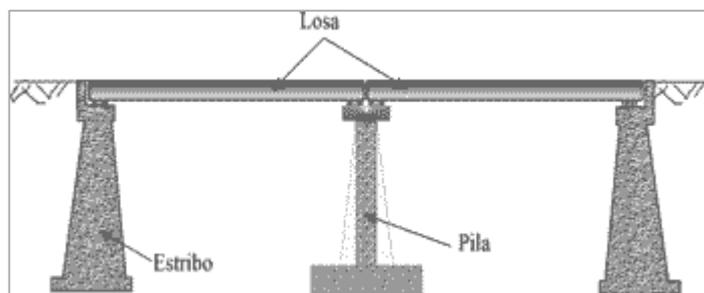


Figura 2.3. Partes principales del puente

Fuente: (www.ingenierocivilinfo.com)

2.1.5 Clasificación de puentes

Existen diversas clasificaciones de puentes, Gómez Díaz nos presenta variadas clasificaciones como: por su función, por el material que se construye la superestructura, por sus condiciones estáticas, por su estructura longitudinal y por su estructura transversal. A continuación se presentaran los tipos de puentes que se pueden presenciar en nuestro medio.

2.1.5.1 Según su función

Como su nombre lo dice, son puentes que se construyen de acuerdo a las características de la función que debe cumplir, tienen usos específicos como el tránsito de personas, vehículos, acueductos, ferrocarriles, aviones y embarcaciones.

Peatonales: Son aquellos puentes que permiten el paso de peatones, son vitales para la seguridad vial, por lo general se colocan sobre vías de alto tráfico para evitar la interrupción de tráfico, también se construyen para evitar cuerpos de agua, valles, etc. Se diseñan como un modelo estático, considerando cargas permanentes y uniformemente distribuidas, además se considera cargas de viento y otras que se presenten.



Figura 2.4. Puente peatonal sobre el rio Tomebamba, Cuenca-Ecuador

Fuente: (Autor, 2017)

Carreteros: Se construyen con el fin de dar continuidad a una vía, específicamente para transporte automotor. Se diseñan bajo la consideración de que actúan cargas móviles y se considera como cargas temporales concentradas verticales, también se toma en cuenta el efecto de otras cargas como las permanentes, de viento, etc.



Figura 2.5. Puente carretero, Orellana-Ecuador

Fuente: (www.andes.info.ec)

Ferrovianos: Se construyen para permitir el cruce de transporte ferroviario (trenes). Tienen un comportamiento parecido al de puentes carreteros, se diseñan como cargas temporales concentradas verticales con efecto dinámico, se diferencian del grupo anterior porque se utilizan capas de balasto y las cargas que llegan a las traviesas se analizan como cargas uniformemente distribuidas, las mismas que serán soportadas por la capa de balasto, las cargas producidas por los trenes se combinan con las cargas ecológicas, acciones permanentes, etc.



Figura 2.6. Puente Ferroviario, Alausí-Ecuador

Fuente: (www.eltiempo.com.ec)

Acueductos: Son puentes que se usan para transportar todo tipo de fluidos, al ser líquido se considera como un tipo de carga móvil y se proyectan como cargas temporales distribuidas bajo efecto dinámico, se toman en cuenta acciones permanentes, cargas ecológicas, etc.



Figura 2.7. Puente para acueducto, Santa Elena-Ecuador

Fuente: (ceh-flumen64.cedex.es)

Otros: Son puentes que tienen usos específicos, se construyen para aeropuertos como pistas de rodaje, para embarcaciones como canales elevados, etc.



Figura 2.8. Puente para aviones en aeropuerto, Copenhague-Dinamarca

Fuente: (www.aeromental.com)

2.1.5.2 Por los materiales de construcción

Gracias al avance de la tecnología y los métodos de cálculo se ha podido evaluar el comportamiento y los diferentes usos de varios tipos de materiales en la construcción de diversas estructuras, destacando materiales específicos para puentes que presentan ciertas exigencias. Los materiales más comunes en la construcción de puentes son: madera, piedra, acero, hormigón armado, hormigón pretensado, hormigón ligero, hormigón de alta resistencia, aluminio, fibras de vidrio, fibras de plástico y plásticos especiales.

Los materiales más comunes para la construcción de puentes que se puede encontrar en nuestro medio son; puentes de mampostería, debido al aporte patrimonial que ofrece a la ciudad; puentes de madera por su bajo costo; puentes de hormigón armado, ya que pueden salvar luces mayores y las propiedades resistentes que aportan a un costo bajo en relación a su durabilidad; y los puentes de acero con estructura mixta, con los que se puede alcanzar luces hasta de 100 metros, el inconveniente que presenta este material con respecto al hormigón es que se debe realizar un constante mantenimiento.



Figura 2.9. Puente de mampostería, Cuenca-Ecuador

Fuente: (www.eltiempo.com.ec)



Figura 2.10. Puente de madera, Cuenca-Ecuador

Fuente: (autor, 2017)



Figura 2.11. Puente de hormigón armado, Manabí-Ecuador

Fuente: (www.elcomercio.com)



Figura 2.12. Puente de acero, Napo-Ecuador

Fuente: (www.elciudadano.gob.ec).

2.1.5.3 Por sus condiciones estáticas

Para el análisis de un puente se evalúan dos esquemas, el isostático y el hiperestático. En base a tales esquemas se considera la siguiente clasificación.

Tramo simple: Se conforma por un solo tramo simplemente apoyado, la sección transversal representa un tipo de puente con losa maciza o aligerada, vigas en forma rectangular, I, T, II, cajón, armadura isostática o arco.



Figura 2.13. Puente de tramo simple, Cuenca-Ecuador

Fuente: (www.eltelegrafo.com.ec)

Tramo múltiple: Se conforma por varios tramos simplemente apoyados en continuidad, la sección transversal representa un tipo de puente con losa maciza o aligerada, vigas en forma rectangular, I, T, II, o cajón.



Figura 2.14. Puente de tramo múltiple, Cuenca-Ecuador

Fuente: (www.eltelegrafo.com.ec)

Tramo continuo: Se conforma por varios tramos continuos, apoyados en cabezales, tienen una sección transversal constante, la cual representa un tipo de puente con losa maciza o aligerada, vigas en forma rectangular, I, T, Π , cajón o sección cajón para el tablero.



Figura 2.15. Puente de tramo continuo, Madrid-España

Fuente: (www.pacadar.es)

Tramo continuo de sección variable: Se conforma por varios tramos continuos, apoyados en los cabezales, tienen una sección variable, la cual representa un tipo de puente con losa maciza o aligerada, vigas en forma rectangular, I, T, Π , cajón o sección cajón para el tablero.



Figura 2.16. Puente de tramo continuo de sección variable

Fuente: (Civilgeek, 2008)

Puentes pórticos: Son el tipo de puente que en la estructura longitudinal se encuentra conformada por marcos cerrados.

Tramo de ménsula o Gerber: Este tipo de puente fue diseñado por el ingeniero Henrich Gerber, conocido también como viga cantiléver. Esta tipología consiste en introducir articulaciones en una viga continua para que trabaje como isostática, transformándose en un sistema de vigas simplemente apoyadas, se extiende en sus extremos por ménsulas en vanos alternos enlazadas entre sí por vigas apoyadas en los extremos de las ménsulas.

2.1.5.4 Por su estructura longitudinal

La clasificación por estructura longitudinal se divide en los siguientes tipos de tramos, presentados a continuación en la tabla:

Tabla 2.1. Clasificación de los tipos de puentes según su estructura longitudinal

Tipo	Subtipo
Tramo recto	Tramo recto
	Tramo múltiple
	Tramo continuo
	Tramo compensado (dintel compensado, ménsula compensado)
	Pórticos
	Tramos de ménsula
Arcos	Atirantados
	Arco tímpano
	Arco con bielas
Colgantes	De cables o tensores rectos
	De cables curvos

Fuente: (Gómez Díaz, 2012)

2.1.5.5 Por su estructura transversal

La superestructura de los puentes se clasifica según su sección transversal en los siguientes tipos:

Tabla 2.2. Clasificación de tipos de sección según la sección transversal

Tipo	Subtipo
Losa	Maciza
	Aligerada
Viga y losa	Viga rectangular
	Viga T
	Viga doble T
	Viga cajón

Fuente: (Gómez Díaz, 2012)

2.1.6 Estructuras de hormigón armado

Hacia los fines del siglo XIX y comienzo del siglo XX, para las obras de alguna importancia, se construían puentes metálicos casi en exclusividad. Con el advenimiento del hormigón, una piedra artificial que se comienza a desarrollar para esa época, los campos de utilización del acero y del hormigón comienzan a superponerse, aunque el acero siempre se reserva el espacio de grandes luces, la excelente combinación de dos materiales, el hormigón que resiste a la compresión y el acero que tiene la capacidad de trabajar a tracción y compresión, genera un material moldeable, de gran durabilidad y con bajo costo de conservación. Para mediados del año 1900 se llegaba al apogeo de los puentes viga de hormigón armado. Debido a su costo inicial y gastos mínimos de conservación, el hormigón armado compite fuertemente con el acero y lo desplaza para luces pequeñas y medianas, las que constituyen la mayor parte de los puentes. Los carreteros se construyen casi con exclusividad con este material y los antiguos puentes de madera son reemplazados por puentes de hormigón (Somenson, 2015).

2.1.7 Estructuras de hormigón pretensado

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

La técnica del hormigón preesforzado aparece en América Latina diez años después de la posguerra, en Argentina aparecen las primeras obras importantes en hormigón pretensado, paulatinamente, el hormigón armado deja de utilizarse en la construcción de puentes viga o puentes pórtico de luces medias o grandes, para ser reemplazado por este material (Somenson, 2015).

En lo que respecta a la flexión, el efecto del pretensado se traduce a una disminución de las flexiones de la estructura en servicio, llegándose a una casi neutralización de las flexiones generadas por el peso propio de la estructura, sucede algo similar al corte, se puede llegar a neutralizar el corte por peso propio. La existencia de una compresión previa impide que existan tracciones en el hormigón por acción de las cargas, ya que al actuar estas el hormigón se descomprime, pudiéndose llegar a un valor de tensión igual a cero en la fibra traccionada con el momento máximo de sobrecarga. Además en pretensado toda la sección esta comprimida bajo cualquier estado de carga y por lo tanto existen tensiones de compresión a nivel del eje neutro, estas tensiones de corte producen una disminución importante de las tensiones principales de tracción, que son las responsables de fisuras por corte. Con todo lo dicho se concluye que el pretensado mejora el comportamiento de hormigón bajo cargas de servicio en los siguientes aspectos: la seccion permanece comprimida bajo las cargas de servicio, no dando lugar a la figuración; se aprovecha la inercia plena de la sección; las tensiones principales de tracción, responsables de las fisuras por corte, se minimizan; y resulta posible neutralizar las solicitaciones por peso propio. Aunque el comportamiento del hormigón pretensado en rotura, no resulta tan disímil al de una pieza de hormigón armado (Somenson, 2015).

2.1.8 Diseño vial de los accesos

Una vía cuenta con diferentes tipos de obras de fábrica, para obtener la continuidad de la vía las características geométricas de dichas obras de fábrica deben adaptarse al trazado de la misma, tanto en planta, perfil longitudinal y sección transversal; por lo que las características geométricas de los tres planos principales del tablero proporcionan la continuidad deseada.

Los estudios de trazo y diseño vial de los accesos se definen como las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente, se obtienen por medio del levantamiento topográfico para posteriormente determinar las características geométricas y dimensiones técnicas del puente (Manual de diseño de puentes, 2010).

En el caso de este proyecto, se encuentra definido el alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos, y las características geométricas (ancho de la calzada, parter y veredas).

2.1.9 Estudios básicos

Para el diseño estructural de un puente, es primordial realizar los estudios previos necesarios. Para proceder al dimensionamiento del puente, antes se recopila toda la información indispensable, reconociendo los conflictos y bondades que se presenten en la zona donde posteriormente se construirá el puente, tomando en cuenta el comportamiento del tránsito y el clima en el sector.

Los estudios previos para el dimensionamiento de un puente son: topográficos, geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos, de tránsito, estructurales y económicos; se debe acotar que para el proyecto presente se diseñara la superestructura del puente, por lo que se tomara en cuenta los estudios de tránsito, estructurales y económicos.

Cabe recalcar que el proyecto está enfocado en la parte de la superestructura del puente, por lo tanto no es necesario realizar los estudios de campo, con excepción de los estudios de tránsito, es necesario realizar y evaluar los estudios de tránsito para determinar la capacidad vial a la que estará expuesto el puente.

Estudio de tránsito

Mediante los estudios de tránsito se evalúan dos aspectos muy importantes para el diseño de la superestructura, el primero es la sección transversal del puente en cuanto a la capacidad y obstáculos que se presentan en la vía; el siguiente, son las cargas vehiculares que resiste la vía y posteriormente el puente.

Los estudios sobre volúmenes de tránsito son realizados con el propósito de obtener información relacionada con el movimiento de vehículos y/o personas sobre puntos o secciones específicas dentro de un sistema vial. Dichos datos de volúmenes de tránsito son expresados con respecto al tiempo, y de su conocimiento se hace posible el desarrollo de estimaciones razonables de la calidad del servicio prestado a los usuarios (Cal, Reyes Spíndola, & Cárdenas Grisales, 2007).

Al realizar una proyección vehicular es necesario determinar el tipo de vialidad, las intersecciones, los accesos y los servicios, que son dependientes del volumen de tránsito y demanda en un determinado tiempo, considerando además la variación vehicular, la tasa de crecimiento y su composición.

2.2 Estudios de tránsito

2.2.1 Volumen de tránsito

Se define volumen de tránsito, como el número de vehículos que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril o de una calzada, durante un periodo determinado (Cal, Reyes Spíndola, & Cárdenas Grisales, 2007).

2.2.1.1 Conteo vehicular manual

La metodología para determinar el volumen de tránsito se basa primordialmente en la preparación de aforos de tránsito en el camino de estudio, existen diversos métodos para hallar el volumen de tránsito, pero en este proyecto el aforo de tráfico se realizará mediante el conteo manual, tomando en cuenta las calles que están involucradas en la intersección y los sentidos por donde circulen los vehículos.

Se efectuó un conteo vehicular manual en la intersección donde posteriormente se construirá el puente, se registraron los vehículos que pasan por la Av. Primero de

Mayo y la calle Carmela Malo, los aforos se realizaron en dos periodos diferentes, desde el día lunes 16 de enero hasta el día jueves 19 de enero y el día viernes 3 de febrero hasta el día domingo 5 de febrero del presente año, cumpliendo un total de 7 días, la duración de los conteos será de doce horas consecutivas en el día, desde las 7 am a 7 pm, en periodos de 15 minutos. Para el registro vehicular se han clasificado los tipos de vehículos en las siguientes categorías: vehículos livianos, motos, buses, camiones de 2 ejes y camiones de 3 ejes.



Figura 2.17. Intersección afectada por el tráfico, sentidos de la Av. Primero de Mayo y la calle Carmela Malo

Fuente: (Google maps)

2.2.1.2 Resultados del aforo de tráfico horario

Tabla 2.3. Datos del tráfico horario, lunes 16 de enero de 2017

HORA	Livianos	Motos	Buses	Camiones 2 ejes	Camiones 3 ejes	Total
7:00 - 8:00	1267	32	42	25	3	1421
8:00 - 9:00	843	22	16	51	11	995
9:00 - 10:00	699	20	11	40	13	823
10:00 - 11:00	615	27	11	54	7	755
11:00 - 12:00	600	17	16	47	12	745
12:00 - 13:00	902	24	33	36	6	1058
13:00 - 14:00	957	24	52	52	7	1185
14:00 - 15:00	755	15	30	45	6	917
15:00 - 16:00	707	36	19	53	7	867
16:00 - 17:00	722	23	14	49	6	857
17:00 - 18:00	803	34	13	54	9	954
18:00 - 19:00	933	25	16	39	6	1056
Total:	9803	299	273	545	93	11633

Fuente: (Autor, 2017)

Tabla 2.4. Datos del tráfico horario, martes 17 de enero de 2017

HORA	Livianos	Motos	Buses	Camiones 2 ejes	Camiones 3 ejes	Total
7:00 - 8:00	1224	34	39	30	2	1379
8:00 - 9:00	787	19	10	51	8	919
9:00 - 10:00	660	15	5	43	7	764
10:00 - 11:00	598	26	7	53	11	734
11:00 - 12:00	616	20	18	54	10	775
12:00 - 13:00	878	21	27	37	7	1023
13:00 - 14:00	937	26	56	42	4	1152
14:00 - 15:00	764	30	40	47	10	964
15:00 - 16:00	657	13	17	60	7	817
16:00 - 17:00	702	21	13	54	9	848
17:00 - 18:00	800	46	19	41	6	940
18:00 - 19:00	906	24	23	36	5	1037
Total:	9529	295	274	548	86	11352

Fuente: (Autor, 2017)

Tabla 2.5. Datos del tráfico horario, miércoles 18 de enero de 2017

HORA	Livianos	Motos	Buses	Camiones	Camiones	Total
				2 ejes	3 ejes	
7:00 - 8:00	1216	29	45	33	1	1386
8:00 - 9:00	803	16	17	54	9	957
9:00 - 10:00	640	15	10	46	9	764
10:00 - 11:00	570	36	10	64	10	734
11:00 - 12:00	598	25	21	49	13	762
12:00 - 13:00	878	24	33	49	7	1058
13:00 - 14:00	940	27	44	30	7	1113
14:00 - 15:00	764	22	31	49	7	939
15:00 - 16:00	646	13	17	51	3	783
16:00 - 17:00	702	17	15	47	4	831
17:00 - 18:00	785	31	12	52	1	915
18:00 - 19:00	930	38	17	35	9	1058
Total:	9472	293	272	559	80	11300

Fuente: (Autor, 2017)

Tabla 2.6. Datos del tráfico horario, jueves 19 de enero de 2017

HORA	Livianos	Motos	Buses	Camiones	Camiones	Total
				2 ejes	3 ejes	
7:00 - 8:00	1228	31	41	26	2	1379
8:00 - 9:00	760	25	8	41	3	863
9:00 - 10:00	591	22	2	36	2	669
10:00 - 11:00	587	28	3	46	9	699
11:00 - 12:00	566	19	15	50	10	711
12:00 - 13:00	856	23	23	52	1	1008
13:00 - 14:00	974	22	56	44	7	1197
14:00 - 15:00	785	15	29	46	7	948
15:00 - 16:00	704	25	13	63	7	864
16:00 - 17:00	648	24	10	50	17	796
17:00 - 18:00	814	25	15	28	6	916
18:00 - 19:00	921	27	14	34	2	1024
Total:	9434	286	229	516	73	11074

Fuente: (Autor, 2017)

Tabla 2.7. Datos del tráfico horario, viernes 03 de febrero de 2017

HORA	Livianos	Motos	Buses	Camiones		Total
				2 ejes	3 ejes	
7:00 - 8:00	1219	33	30	24	3	1345
8:00 - 9:00	804	19	12	49	12	944
9:00 - 10:00	652	9	8	62	13	804
10:00 - 11:00	603	28	7	43	17	733
11:00 - 12:00	626	24	15	57	11	787
12:00 - 13:00	896	22	21	42	7	1036
13:00 - 14:00	971	27	40	38	4	1143
14:00 - 15:00	766	25	25	48	16	943
15:00 - 16:00	710	24	10	51	14	854
16:00 - 17:00	762	38	9	47	6	888
17:00 - 18:00	846	24	14	44	5	971
18:00 - 19:00	900	21	6	34	1	982
Total:	9755	294	197	539	109	11430

Fuente: (Autor, 2017)

Tabla 2.8. Datos del tráfico horario, sábado 04 de febrero de 2017

HORA	Livianos	Motos	Buses	Camiones		Total
				2 ejes	3 ejes	
7:00 - 8:00	446	11	4	16	1	488
8:00 - 9:00	668	7	2	27	3	727
9:00 - 10:00	665	19	7	42	1	762
10:00 - 11:00	664	17	5	33	5	747
11:00 - 12:00	733	10	6	32	5	815
12:00 - 13:00	736	29	9	30	4	825
13:00 - 14:00	831	32	1	28	0	893
14:00 - 15:00	745	23	7	29	2	823
15:00 - 16:00	784	33	5	24	2	852
16:00 - 17:00	641	17	6	20	3	700
17:00 - 18:00	653	21	5	15	3	703
18:00 - 19:00	684	30	1	15	2	726
Total:	8250	249	58	311	31	9061

Fuente: (Autor, 2017)

Tabla 2.9. Datos del tráfico horario, domingo 05 de febrero de 2017

HORA	Livianos	Motos	Buses	Camiones	Camiones	Total
				2 ejes	3 ejes	
7:00 - 8:00	270	6	1	13	0	297
8:00 - 9:00	285	8	4	8	0	311
9:00 - 10:00	358	10	4	3	0	376
10:00 - 11:00	443	11	3	5	0	462
11:00 - 12:00	525	11	6	9	0	558
12:00 - 13:00	633	12	11	4	0	669
13:00 - 14:00	645	20	5	10	0	680
14:00 - 15:00	562	18	6	11	2	604
15:00 - 16:00	502	13	1	13	0	531
16:00 - 17:00	599	9	3	5	2	621
17:00 - 18:00	551	6	5	14	0	589
18:00 - 19:00	626	15	1	10	1	652
Total:	5999	139	50	105	5	6350

Fuente: (Autor, 2017)

*Nota: Las tablas de conteo vehicular manual en periodos de 15 minutos se encuentran detalladas en el Anexo 1.

2.2.2 Valor tráfico en vehículos livianos equivalentes V.L.E.

El método V.L.E. sirve para realizar comparaciones del volumen de tráfico entre 2 o más vías, los diferentes tipos de vehículos equivaldrán a un tipo de vehículo, en este caso el vehículo liviano equivale a 1.

Los datos recolectados se adquirieron en una intersección semafórica, considerando la clasificación de vehículos para el proyecto del puente sobre el río Yanuncay, como se indica en la figura 2.17, en base a la clasificación de la tabla 2.10 utilizando los factores equivalentes expuestos para distintos vehículos, en este caso se especifica para intersecciones semafóricas. A continuación en la tabla 2.12 podemos observar el tráfico horario total con la aplicación de los factores de equivalencia.

Tabla 2.10. Factores medios de Equivalencia para los distintos vehículos en función de la clase de vía

Tipo de vehículo	Rurales	Urbanas	Tramos de trenzado	Intersecciones con semáforos
Coches	1	1	1	1
Camiones medios	3	1.75	2.8	1.75
Camiones pesados	3	2.5	2.8	1.75
Autobuses	3	3	2.8	2.25
Motos	1	0.75	0.75	0.33
Bicicletas	0.5	0.33	0.5	0.2

Fuente: (Road Research Laboratory, 1965)

Tabla 2.11. Factores de equivalencia para intersecciones

Tipo de vehículo	Intersecciones con semáforos
Vehículos livianos	1
Motos	0.33
Buses	2.25
Camiones de 2 ejes	1.75
Camiones de 3 ejes	1.75

Fuente: (Road Research Laboratory, 1965)

Con los datos obtenidos en la tabla 2.12 y en la figura 2.18 se puede identificar que existe un mayor flujo vehicular de lunes a viernes, además tiene un comportamiento muy semejante en cuanto al tránsito vehicular de lunes a viernes, el intervalo que acumula mayor cantidad de vehículos esta entre las horas 7 y 8, mientras que para los días sábado y domingo, está entre las 13 y 14 horas.

Tabla 2.12. Trafico horario equivalente

HORA	Lunes 16-01-2017	Martes 17-01-2017	Miércoles 18-01-2017	Jueves 19-01-2017	Viernes 03-02-2017	Sábado 04-02-2017	Domingo 05-02-2017
7:00 - 8:00	1421	1379	1386	1379	1345	488	297
8:00 - 9:00	995	919	957	863	944	727	311
9:00 - 10:00	823	764	764	669	804	762	376
10:00 - 11:00	755	734	734	699	733	747	462
11:00 - 12:00	745	775	762	711	787	815	558
12:00 - 13:00	1058	1023	1058	1008	1036	825	669
13:00 - 14:00	1185	1152	1113	1197	1143	893	680
14:00 - 15:00	917	964	939	948	943	823	604
15:00 - 16:00	867	817	783	864	854	852	531
16:00 - 17:00	857	848	831	796	888	700	621
17:00 - 18:00	954	940	915	916	971	703	589
18:00 - 19:00	1056	1037	1058	1024	982	726	652
Total diario:	11633	11352	11300	11074	11430	9061	6350

Fuente: (Autor, 2017)

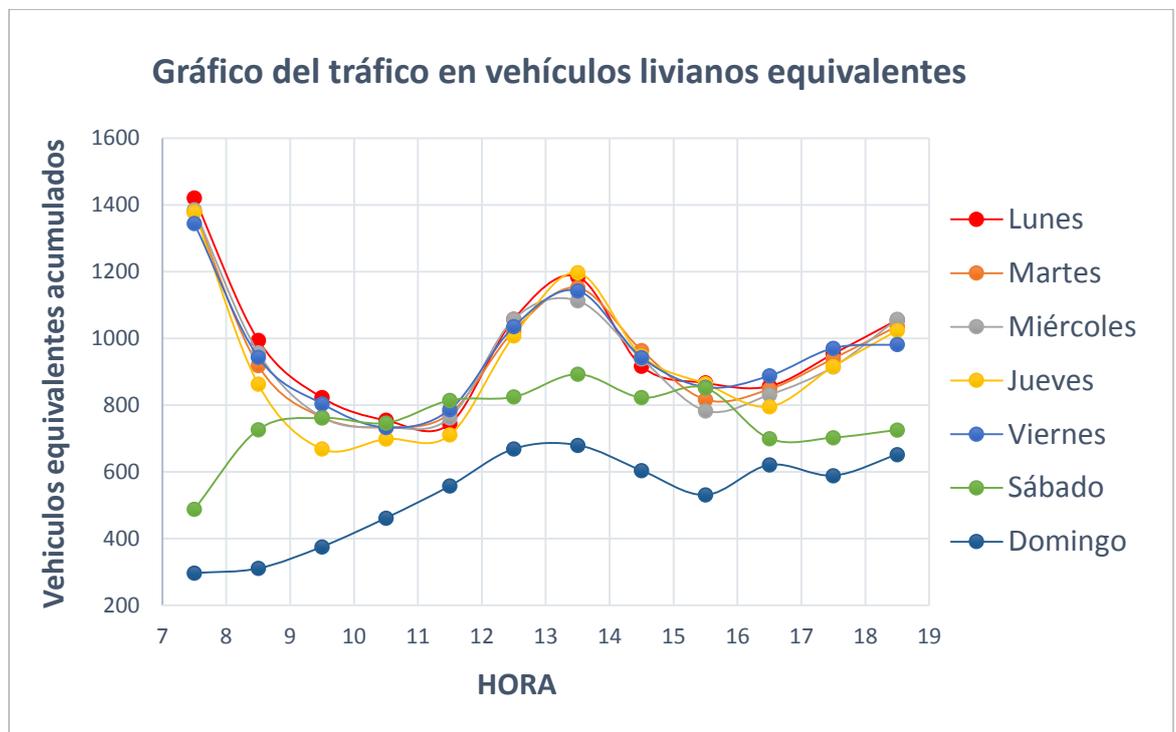


Figura 2.18. Gráfico del tráfico en vehículos livianos equivalentes

Fuente: (Autor, 2017)

2.2.3 Volumen de tránsito en la hora de máxima demanda

Un volumen horario de máxima demanda no necesariamente significa que el flujo sea constante durante toda la hora. Esto significa que existen periodos cortos dentro de la hora con tasas de flujo mayores a las de la hora misma (Cal, Reyes Spíndola, & Cárdenas Grisales, 2007).

El factor de hora de máxima demanda, FHMD, se expresa de la siguiente manera:

$$FHMD = \frac{VHMD}{N \times q_{max}} \quad (2.1)$$

Donde:

VHMD: Volumen horario de máxima demanda

N: Número de periodos durante la hora de máxima demanda, N=4

q_max: flujo máximo en el periodo de la hora con mayor volumen

Tabla 2.13. Factor de la hora de máxima demanda

Día	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Domingo
VHMD	1421	1379	1386	1379	1345	825	669
qmax (15 min)	383	368	377	366	354	246	195
FHMD	0,93	0,94	0,92	0,94	0,95	0,84	0,86

Fuente: (Autor, 2017)

2.2.4 Estimación del volumen futuro de tránsito

El volumen para el tránsito futuro, TF, se conforma del tránsito actual, TA, y del incremento de tránsito, IT.

$$TF = TA + IT \quad (2.2)$$

$$TA = TE + TA_t \quad (2.3)$$

Donde:

TE: Tránsito existente, TE = 0

TA_t : Tránsito atraído

$$TA = 10\,314 \text{ veh\u00edculos mixtos/d\u00eda}$$

$$IT = CNT + TG + TD \quad (2.4)$$

Donde:

CNT: Crecimiento normal de tránsito, CNT = 0

TG: Tránsito generado, oscila entre el 5 y 25% del tránsito actual

TD: Tránsito desarrollado, alrededor del 5% del tránsito actual

$$IT = 0 + (0,15 * 10314) + (0,05 * 10314)$$

$$IT = 2063 \text{ veh\u00edculos mixtos/d\u00eda}$$

$$TPDS = TF = 12377 \text{ veh\u00edculos mixtos/d\u00eda}$$

2.2.5 Tráfico promedio diario anual

Para el análisis de volumen de tránsito se considera la media poblacional o tránsito promedio diario anual, TPDA; se estima en base al tránsito promedio diario semanal, TPDS, obtenido mediante los conteos manuales.

$$TPDA = TPDS \pm A \quad (2.5)$$

Donde:

A: Máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS

$$A = KE \quad (2.6)$$

Donde:

K: Número de desviaciones estándar correspondientes al nivel de confiabilidad deseado, considerando un nivel de confiabilidad del 95%, la constante K es 1,96

E: Error estándar de la media

$$E = \hat{\sigma} \quad (2.7)$$

Donde:

$\hat{\sigma}$: Estimador de la desviación estándar poblacional

$$\hat{\sigma} = \frac{S}{\sqrt{n}} \left[\sqrt{\frac{N-n}{N-1}} \right] \quad (2.8)$$

Donde:

S: Desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito diario o desviación estándar muestral

n: Tamaño de la muestra en número de días del aforo, $n = 7$

N: Tamaño de la población en número de días del año, $N = 365$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (TD_i - TPDS)^2}{n-1}} \quad (2.9)$$

Donde:

TD_i: Volumen de tránsito del día i

$$S = 2963 \text{ vehículos mixtos/día}$$

$$E = \hat{\sigma} = 1111 \text{ vehículos mixtos/día}$$

$$A = 2177 \text{ vehículos mixtos/día}$$

$$TPDA = 12377 \pm 2177 \text{ vehículos mixtos/día}$$

$$10200 \text{ vehículos mixtos/día} \leq TPDA \leq 14554 \text{ vehículos mixtos/día}$$

Esto significa que el valor máximo que puede alcanzar el TPDA es de 14554 vehículos mixtos/día.

2.2.6 Tráfico promedio diario anual futuro

$$TPDA_{futuro} = TPDA_{actual} \times (1 + i)^n \quad (2.10)$$

Donde:

i: Tasa de crecimiento vehicular

n: Periodo de años entre el TPDA actual y el TPDA futuro

Índice de crecimiento vehicular

Para la determinación del índice de crecimiento vehicular se utiliza como referencia el índice de crecimiento de vehículos matriculados en la ciudad de Cuenca, datos que se obtendrán de la Empresa de Movilidad, Tránsito y Transportes, EMOV EP (Ver anexo 2).

Tabla 2.14. Vehículos matriculados en la ciudad de Cuenca

Mes	2012	2013	2014	2015	2016
Enero	---	3289	3374	3777	3455
Febrero	---	6591	7293	7354	8117
Marzo	---	7372	7503	9351	9521
Abril	---	8779	7502	9268	8754
Mayo	---	8006	8575	8982	8673
Junio	---	6808	7724	9063	8186
Julio	---	7594	8000	8649	7648
Agosto	---	7630	7833	8524	8185
Septiembre	1367	6155	7530	7728	6643
Octubre	6706	6013	7042	6636	6244
Noviembre	7152	5879	5798	5637	5865
Diciembre	5679	5451	6002	4895	4670
Total:	20904	79567	84176	89864	85961

Fuente: (EMOV, 2017)

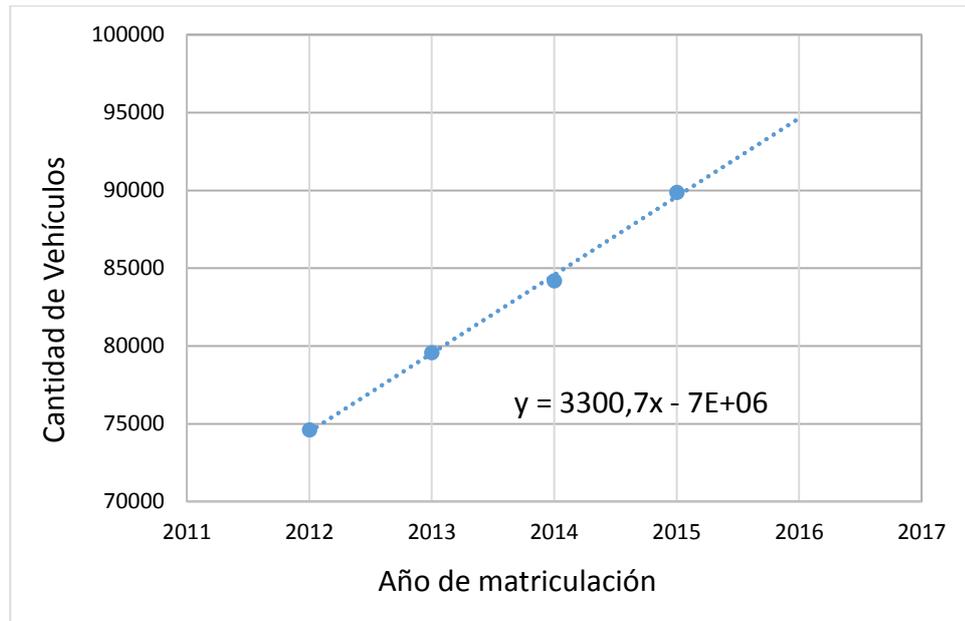


Figura 2.12. Gráfico de ajustes de tendencia lineal del número de vehículos matriculados

Fuente: (Autor, 2017)

Tabla 2.15. Proyección del número de vehículos en la ciudad de Cuenca

Año	Vehículos matriculados
2012	74606
2013	79567
2014	84176
2015	89864
2016	85961
2017	99687
2062	326411
2063	331449
2064	336487
2065	341526
2066	346564
2067	351602

Fuente: (Autor, 2017)

La tasa de crecimiento de la población de la ciudad de Cuenca se obtiene con la formula presentada a continuación, es importante considerar que la formula se aplica siempre y cuando sean años continuos, en este caso se proyectó para 50 años, corridos desde el 2017, por lo que el índice de crecimiento se calculara para el año 2067.

$$i = \frac{\text{Tráfico}_{\text{actual}} - \text{Tráfico}_{\text{anterior}}}{\text{Tráfico}_{\text{anterior}}} \quad (2.11)$$

$$i = \frac{351602 - 346564}{346564} \times 100 = 1,45 \%$$

$$TPDA_{2067} = 14554 (1 + 1,45 \%)^{50}$$

$$TPDA_{2067} = 29894 \text{ vehículos mixtos/día}$$

2.2.7 Clasificación por capacidad

Con el objetivo de verificar el funcionamiento futuro de una vía, las Normas NEVI nos presenta la siguiente clasificación en función del volumen que se estima procesara el año de diseño, con el fin de brindar una opción que sea eficiente y segura para todos los usuarios, tomando en cuenta las necesidades tanto del conductor como del peatón, para el dimensionamiento se destacan los anchos básicos para los diversos proyectos viales.

Tabla 2.16. Clasificación funcional de las vías en base al TPDA

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

Fuente: (Norma Ecuatoriana Vial, 2012)

En base a la clasificación de la Norma ecuatoriana vial se denomina a la vía del tipo AV1 que representa a una autovía o carretera multicarril, por lo que se identifica la necesidad de más de dos carriles, se considera indispensable una vía de 4 carriles, para que satisfaga las necesidades de los transeúntes, comerciantes, moradores, y conductores en general.

2.3 Aspectos topográficos

Como ya se había mencionado, esta zona tiene una gran circulación vehicular lo que se ha podido verificar mediante los estudios de tránsito, el punto donde se construirá el puente no es plano pero tampoco presenta pendientes pronunciadas. Cabe recalcar que para el diseño geométrico y la ubicación del puente se consideró el levantamiento topográfico realizado por el Municipio de Cuenca.

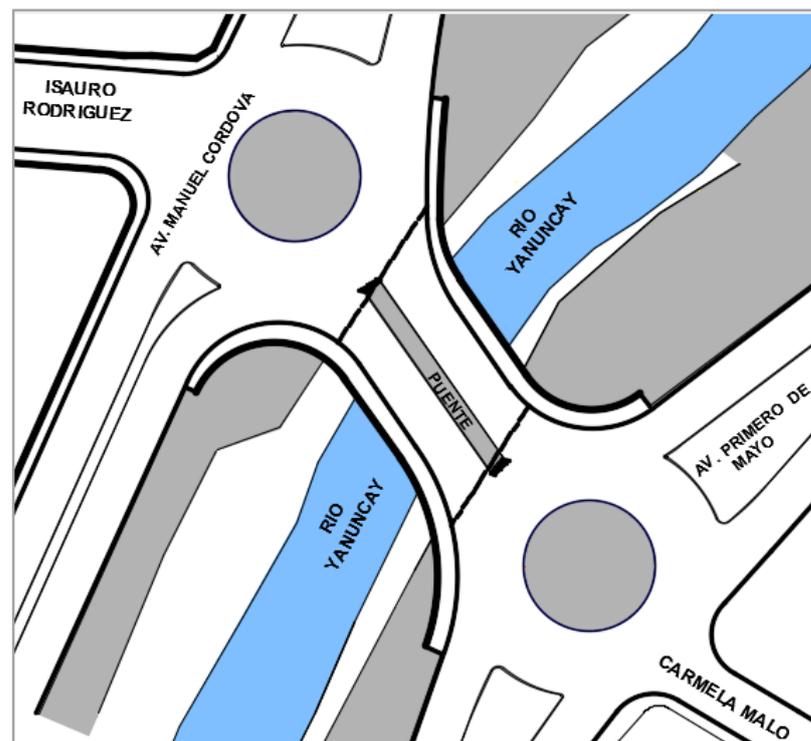


Figura 2.19. Ubicación del puente

Fuente: (AutoCAD, 2016)

Tomando en cuenta la alineación de la vía con el cauce del río, en el lugar señalado, entre el tablero y los estribos existe un esviaje de 34° . La longitud aproximada de acuerdo al trazado geométrico del puente, es de 32 m. El ancho de la sección transversal se determinó en función de los estudios de tránsito y el tipo de vía, considerando un ancho de 23 m.

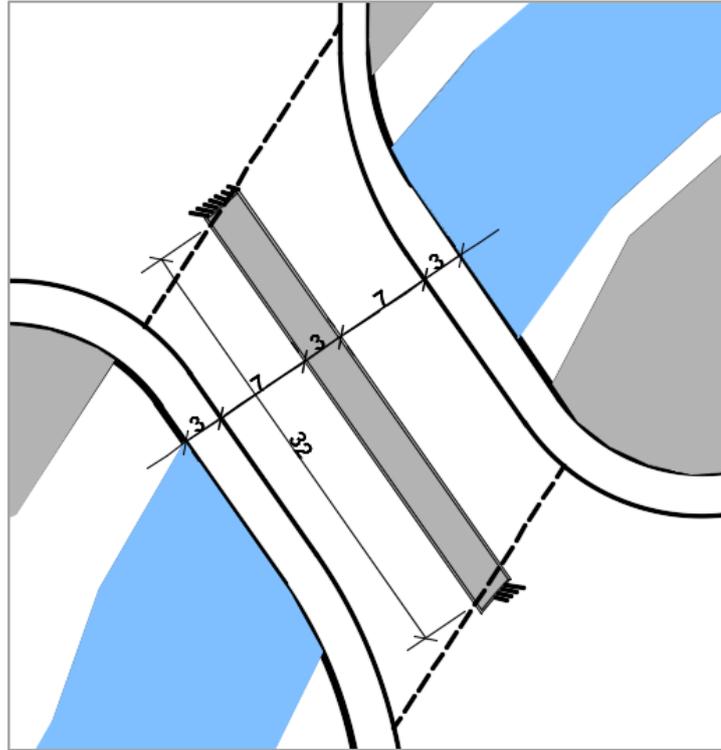


Figura 2.20. Dimensiones del puente

Fuente: (AutoCAD, 2016)

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE LA SUPERESTRUCTURA

3.1 Normativas

En el proyecto del puente que enlazara las calles Carmela Malo e Isauro Rodríguez, para el cálculo y diseño estructural de la superestructura de este puente se utilizó las especificaciones “AASHTO LRFD BRIDGE, 2014” (American Association of State Highway and Transportation Officials), las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes “MTOF-001-F-2002”, Además Para el cálculo se respetan los criterios del Reglamento para Concreto Estructural “ACI 318S-08”y finalmente se consideró la Norma Norma Ecuatoriana de Construcción “NEC”, para el análisis sísmico.

3.2 Combinaciones de carga

Se idealiza el puente mediante un modelo tridimensional usando el software de ingeniería estructural CSI Bridge (Computers & Structures Inc. Bridge.), donde se ingresan las cargas que afectan la estabilidad de la superestructura, para determinar los esfuerzos máximos a los cuales se encuentra sometida la estructura soportante.

Para la evaluación de las cargas que actúan sobre el puente se utilizaron algunas cargas que se encuentran en las especificaciones de la AASHTO, otras se omitieron, ya que no representan mayor incidencia en el diseño estructural o no se aplican en nuestro medio, tales como: cargas hidráulicas, carga de viento, carga de hielo, etcétera. Las cargas consideradas en el cálculo del puente se presentan a continuación.

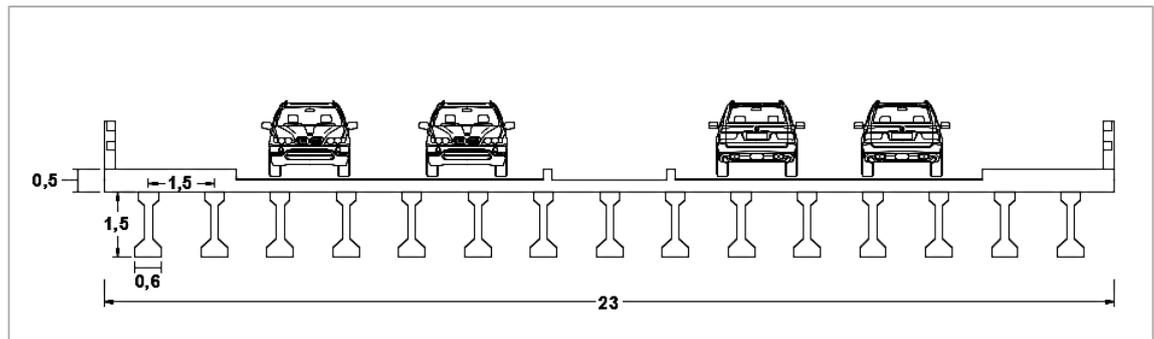


Figura 3.1. Composición geométrica del puente

Fuente: (AutoCAD, 2016)

3.2.1 Cargas permanentes

Se consideraran las siguientes cargas permanentes:

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

Este tipo de carga incluye el peso de la estructura y acabados del puente. Al ser cargas permanentes se consideran en todas las combinaciones de carga utilizadas. Las cargas que se consideran para el tablero son: vigas, losa, aceras, postes, pasamanos y asfalto. El tablero tiene una longitud de 32 m, cuenta con dos carriles en cada sentido de 3,50 m de ancho, aceras para los peatones a los dos lados de 3 m y parter de 3 m. Para la construcción del puente se utilizaran elementos precomprimidos, 15 vigas de 1,50 m de alto, con una separación de 1,50 m entre ellas. La acera sobresale 1 m desde el eje de la viga a los dos lados del tablero.

Para modelar el puente se diseñó geoméricamente las vigas junto a la losa, como una sección compuesta, señalando las propiedades mecánicas de cada elemento, de esta manera el programa calcula la carga muerta que generan dichos elementos, posteriormente se agregaron las cargas de las aceras, postes, pasamanos y asfalto, en base al peso específico del material.

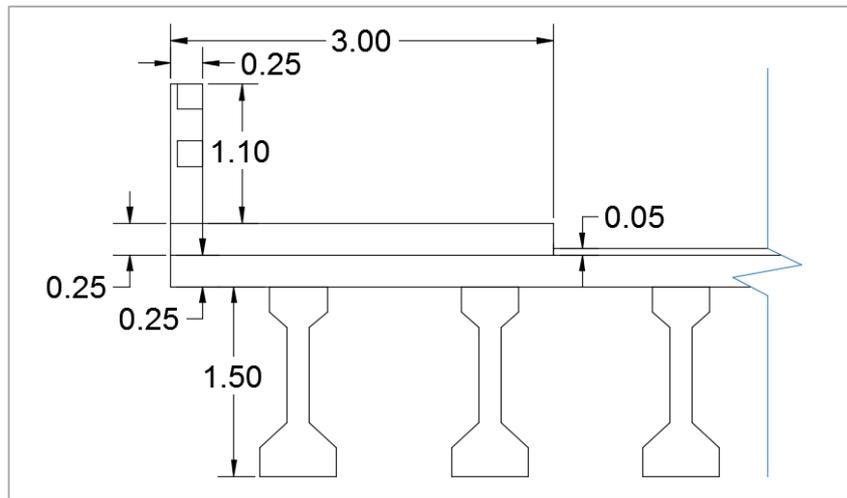


Figura 3.2. Detalle geométrico de los componentes del puente

Fuente: (AutoCAD, 2016)

$$W_{postes} = 0,25 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 1,10 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 165 \text{ kg}$$

$$W_{pasamanos} = \left(0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \times 2 = 192 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_{aceras} = 0,25 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{asfalto} = 0,05 \text{ m} \times 2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 115 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

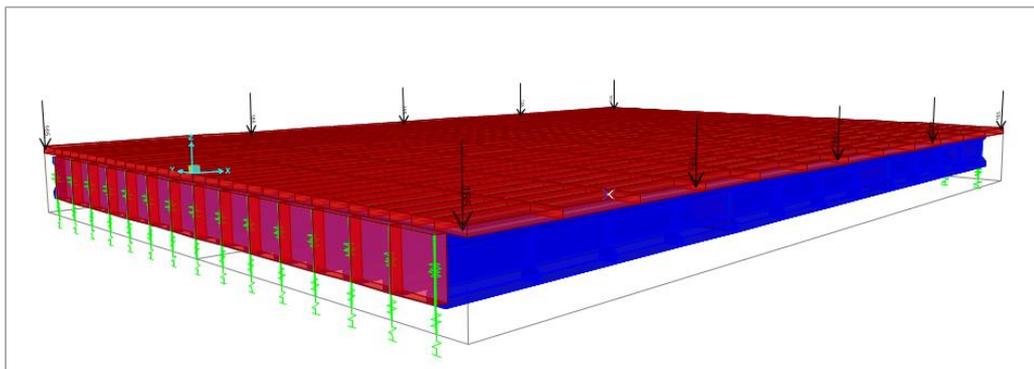


Figura 3.3. Carga de postes

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

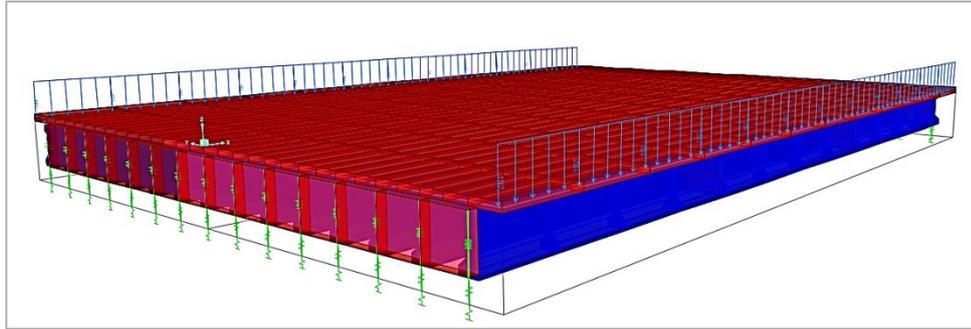


Figura 3.4. Carga de pasamanos

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

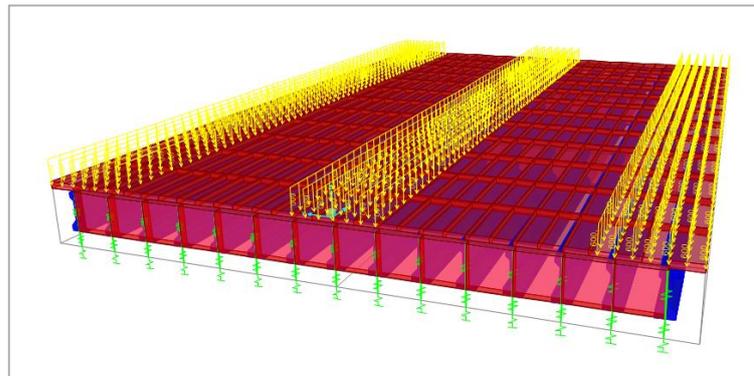


Figura 3.5. Carga de aceras y parter

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

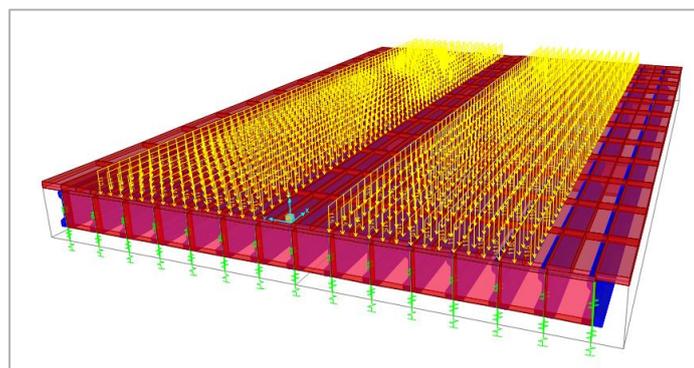


Figura 3.6. Carga de asfalto

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

3.2.2 Cargas vivas

Se consideraran las siguientes cargas vivas:

LL = sobrecarga vehicular

PL = sobrecarga peatonal

3.2.2.1 Sobrecarga vehicular

La sobrecarga vehicular de diseño se consideró la carga HL-93 (AASHTO), donde se combinó el camión de diseño con la carga de carril de diseño. Además de acuerdo a los requerimientos del MTOP se analizó usando la sobrecarga vehicular HS-MOP.

3.2.2.1.1 Sobrecarga vehicular HL-93

La sobrecarga vehicular HL- 93 para calzadas de puentes consiste en las combinaciones del camión de diseño, tándem de diseño y carga de carril de diseño.

Se considera dos carriles para una vía por sentido, tiene dos sentidos, además cuenta con veredas a los dos lados y parter central. Para obtener el caso más desfavorable se supone que todos los carriles del tablero están cargados.

Camión de diseño: Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la figura 3.7. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. Se considera la distancia entre los ejes más pesados de entre los límites de 4,27 m y 9,14 m, provoca los mayores efectos.

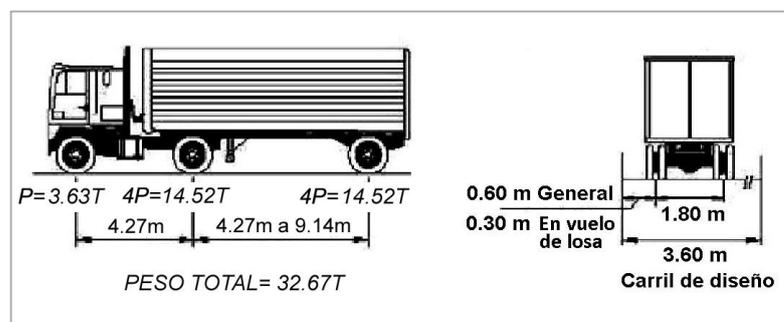


Figura 3.7. Características del camión de diseño HL-93

Fuente: (AASHTO, 2014)

Tandem de diseño: El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 11,34 T con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas es de 1800 mm. Se deberá considerar el incremento por carga dinámica.

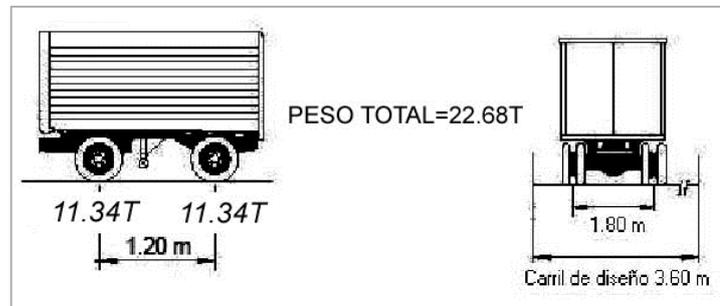


Figura 3.8. Tandem de diseño

Fuente: (AASHTO, 2014)

Carga de carril de diseño: La carga de carril de diseño consiste en una carga de 9,30 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las sollicitaciones de carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

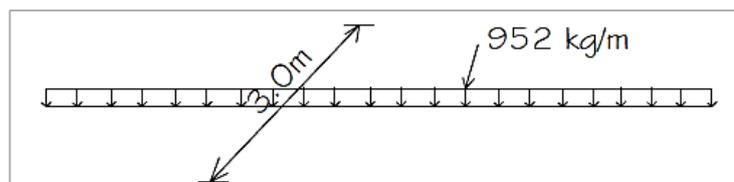


Figura 3.9. Carga de carril de diseño

Fuente: (AASHTO, 2014)

Incremento por carga dinámica

IM = incremento por carga vehicular dinámica

El Incremento por carga dinámica se produce por la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento, no se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño.

Los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de fuerzas centrífugas y de frenado, se deberá mayorar aplicando los porcentajes indicados en la siguiente tabla.

Tabla 3.1. Incremento por carga dinámica (IM)

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: (AASHTO, 2014)

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

Presencia de múltiples sobrecargas

La solicitud extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL-93. Los valores se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3.2. Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: (AASHTO, 2014)

3.2.2.1.2 Sobrecarga vehicular HS-MOP

La carga vehicular HS-MOP corresponde al diseño estructural del puente para el paso de un único vehículo pesado.

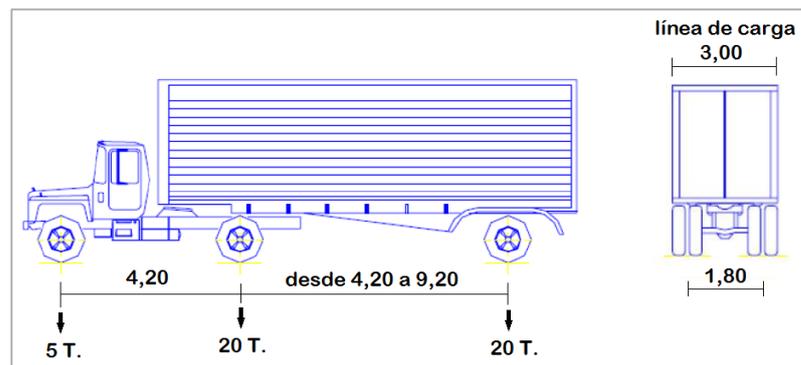


Figura 3.10. Camión tipo HS-MOP

Fuente: (MOPT, 2013)

3.2.2.2 Sobrecarga peatonal

Se deberá colocar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa a todas las aceras de más de 0,60 m de ancho, esta carga se debe considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

$$W_{peatonal} = 3,6 \times 10^{-3} \text{MPa} = 366,1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

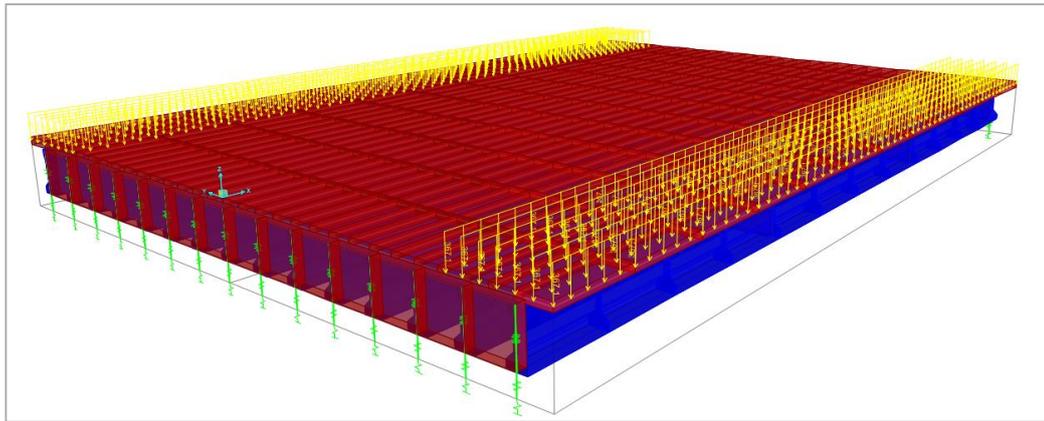


Figura 3.11. Carga peatonal

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

3.2.3 Otras cargas

3.2.3.1 Fuerza de frenado

BR = fuerza de frenado de los vehículos

Se asume que la fuerza de frenado actúa horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales. La fuerza de frenado se deberá tomar como la mayor entre los siguientes valores:

Fuerza de frenado 1: El 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.

Fuerza de frenado 2: El 5% del camión de diseño más la carga del carril de diseño, o 5% del tándem de diseño más la carga de carril.

Tabla 3.3. Cálculo de la fuerza de frenado sobre la viga

Eje	Fuerza (kg)	Carga (kg)	25% Carga	Unidad
1	3630	4537,5	1134,375	kg
2	14520	18150	4537,5	kg
3	14520	18150	4537,5	kg
		total:	10209,375	kg

Eje	Fuerza (kg)	Carga (kg)	5% Carga	Unidad
1	3630	4537,5	226,875	kg
2	14520	18150	907,5	kg
3	14520	18150	907,5	kg
c distribuida:	952	30464	1523,2	kg/m
		total:	3565,075	kg

BR:	10209,375	kg
Longitud de viga:	32	m
Número de vigas por carril:	2	u
Separación entre vigas:	1,5	m
BR Carga distribuida:	106	kg/m ²

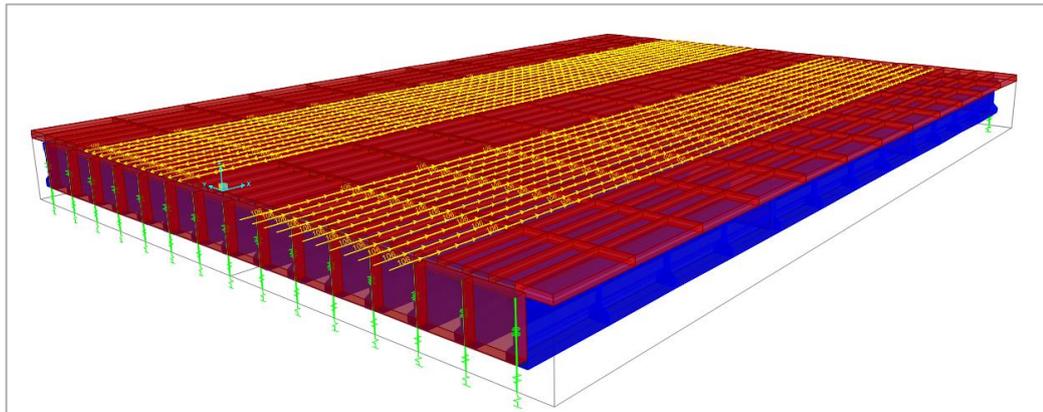


Figura 3.12. Fuerza de frenado

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

3.2.3.2 Carga sísmica

EQ = sismo

Las cargas sísmicas se consideran como solicitaciones horizontales, está en función del coeficiente de respuesta sísmica y el peso equivalente de la estructura, se ajusta aplicando el factor de respuesta.

Coeficiente de importancia

Se clasifica de acuerdo a la siguiente tabla del código NEC por el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, para determinar el correspondiente factor de importancia "I". En el caso de la estructura del presente estudio se considera una estructura esencial, le corresponde un factor $I = 1,5$.

Tabla 3.4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC, 2015)

Zonificación sísmica

En el Ecuador la NEC ha clasificado la zonificación sísmica en seis zonas sísmicas, caracterizado por el valor del factor de Z, el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

La zona sísmica depende de la importancia de la estructura y del mapa de regionalización sísmica, existen seis categorías, en el caso de la estructura se ubica en la ciudad de Cuenca, por lo tanto corresponde a la categoría II, con un factor de zona de 0,25.

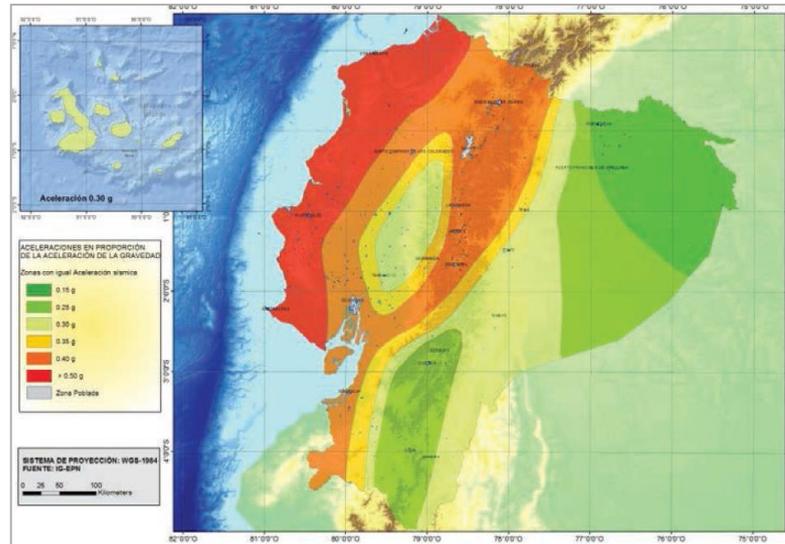


Figura 3.13. Ecuador, zonas sísmicas para diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: (NEC, 2015)

Tabla 3.5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

Fuente: (NEC, 2015)

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo (tipo A, B, C, D, E y F); en el caso de la ubicación de la estructura, el suelo tiene una velocidad de la onda de cortante entre 360 m/s y 760 m/s, por lo que se clasifica como tipo de suelo “C”.

Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Para determinar los coeficientes de amplificación del perfil del suelo se tomaran en cuenta dos parámetros ya analizados, el factor de zona sísmica y el tipo de perfil de suelo. El coeficiente Fa amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástica de aceleraciones, se obtiene un $F_a = 1,3$; el coeficiente Fd amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos, se obtiene un $F_d = 1,5$; y Fs considera el comportamiento no lineal del suelo, se obtiene un $F_s = 1,1$.

Espectro de respuesta para diseño

El espectro de respuesta es una descripción particular del movimiento ante un sismo dado. Se presenta mediante un gráfico suavizado del nivel de fuerza o deformación, como una función del periodo natural de vibración y del amortiguamiento.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , consiste en dos rangos una lineal desde 0 a T_c y otro curvo para periodos mayores a T_c . Para el cálculo del espectro se definen los coeficientes $\eta = 2.48$ para las provincias de la sierra y $r = 1$ para el tipo de suelo C.

Las fuerzas de diseño sísmico aplicadas a cada elemento individual se obtuvieron al dividir la fuerza elástica para el factor modificador de respuesta sísmica. Para la tipología del puente diseñado se consideró $R=3$.

Para la configuración estructural del puente considera los siguientes coeficientes, $\Phi_P=1$ y $\Phi_E=0.9$, en base a los criterios del NEC-15.

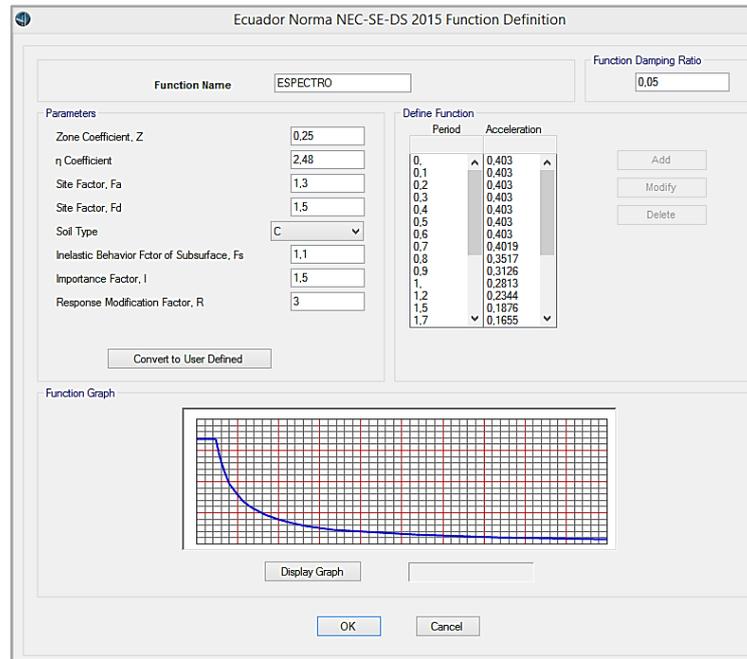


Figura 3.14. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

El espectro debe contrastarse con los gráficos de curvas de peligro sísmico para las capitales de provincia, que son proporcionados por la NEC-15.

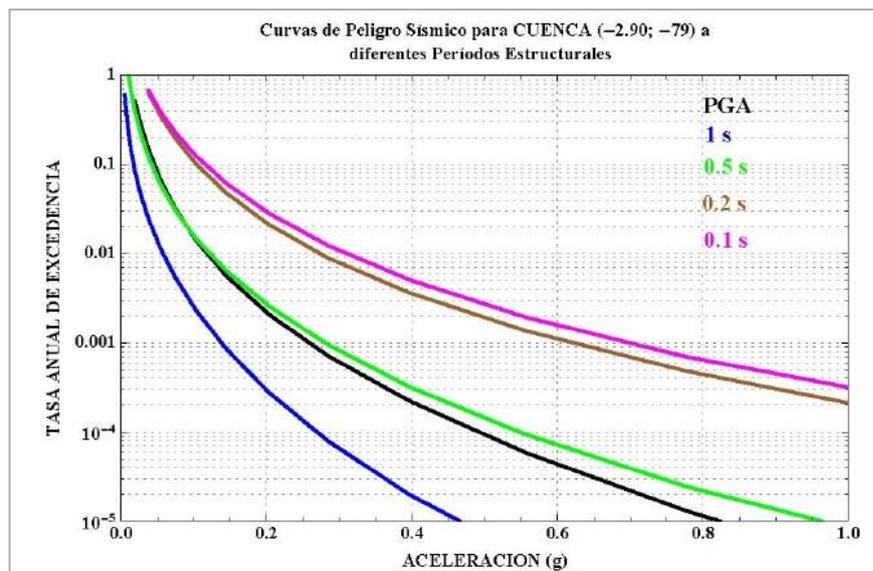


Figura 3.15. Curvas de peligro sísmico para Cuenca

Fuente: (NEC, 2015)

Usando el modelo de cálculo tridimensional se puede determinar los periodos de vibración, se recomienda obtener mínimo 3 modos, hasta los 25 modos.

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	-8730,784	-0,00011453...	-0,0007196...	5,17908755...
	MODAL	Mode	2	0,313582	3,18895377...	20,0367875...	401,472853...
	MODAL	Mode	3	0,300982	3,32246214...	20,8756453...	435,792567...
	MODAL	Mode	4	0,142745	7,00548376...	44,0167526...	1937,47451...
	MODAL	Mode	5	0,083768	11,9377272...	75,0069526...	5626,04294...
	MODAL	Mode	6	0,083266	12,0097459...	75,4594590...	5694,12996...
	MODAL	Mode	7	0,073171	13,6666831...	85,8703028...	7373,70890...
	MODAL	Mode	8	0,069928	14,3004113...	89,8521346...	8073,40610...
	MODAL	Mode	9	0,066049	15,1403482...	95,1296135...	9049,64336...
	MODAL	Mode	10	0,052208	19,1540810...	120,348640...	14483,7953...
	MODAL	Mode	11	0,047324	21,1308121...	132,768808...	17627,5565...
	MODAL	Mode	12	0,040418	24,7417170...	155,456793...	24166,8145...

Figura 3.16. Análisis modal del espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

3.3 Combinación de cargas y factores de mayoración

La normativa AASHTO nos presenta combinaciones aplicables de solicitaciones extremas para las diversas cargas que se influyen en el diseño estructural del puente, así como también los factores de mayoración que influyen en cada una de dichas cargas.

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

RESISTENCIA IV: Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas que incluye sismos.

SERVICIO II: Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

Tabla 3.6. Combinaciones de cargas y factores de carga

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	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: (AASHTO, 2014)

Tabla 3.7. Factores de carga para cargas permanentes (γ_p)

Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para Calcular Fricción Negativa (Downdrag)		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Elemento y Accesorios		1.25	0.90
DC: Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD: Downdrag	Pilotes, Método Tomlinson α	1.4	0.25
	Pilotes, Método λ	1.05	0.30
	Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de Rodamiento e Instalaciones para Servicios		1.50	0.65
EH: Presión Horizontal del Terreno:			
• Activa		1.50	0.90
• En Reposo		1.35	0.90
• AEP para muros anclados		1.35	N/A
EL: Tensiones Residuales en Construcción		1.00	1.00
EV: Presión Vertical del Terreno			
• Estabilidad Global		1.00	N/A
• Muros de Sostenimiento y Estribos		1.35	1.00
• Estructura Rígida Enterrada		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
ES: Sobrecarga de Suelo		1.50	0.75

Fuente: (AASHTO, 2014)

A continuación se clasifican las cargas en base a las combinaciones establecidas, correspondientes a diseño a última resistencia (LRFD):

RESISTENCIA I: $1,25 \text{ CM} + 1,75 (\text{CV} + \text{IM}) + 1,75 \text{ BR}$

RESISTENCIA IV: $1,50 \text{ CM}$

EVENTO EXTREMO I: $1,25 \text{ CM} + (\text{CV} + \text{IM}) + \text{EQ}$

SERVICIO II: $\text{CM} + 1,3 \text{ CV}$

CAPÍTULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA

4.1 Definición geométrica del puente

4.1.1 Tipo de puente

La geometría del puente se definió en base al trazado vial de la calle “ Primero de Mayo”, debido al crecimiento vehicular que presenta la zona. El puente presenta una inclinación del cauce con respecto a la vía, generando un esviaje de 34°. Considerando los estudios topográficos, se decide por un puente de 32 metros de luz. Como material se elige el hormigón armado, ya que bajo condiciones controladas en las diversas etapas, como su fabricación, diseño y colocación se necesita un menor mantenimiento en el futuro. Para aumentar la productividad en tiempo y costo se optó por el uso de vigas de hormigón pretensado, en las cuales se encuentra apoyado el tablero, donde finalmente se colocará la capa de rodadura y los acabados, este sistema debido a la agilidad en el montaje reduce el riesgo ante la posibilidad de crecidas durante la construcción.

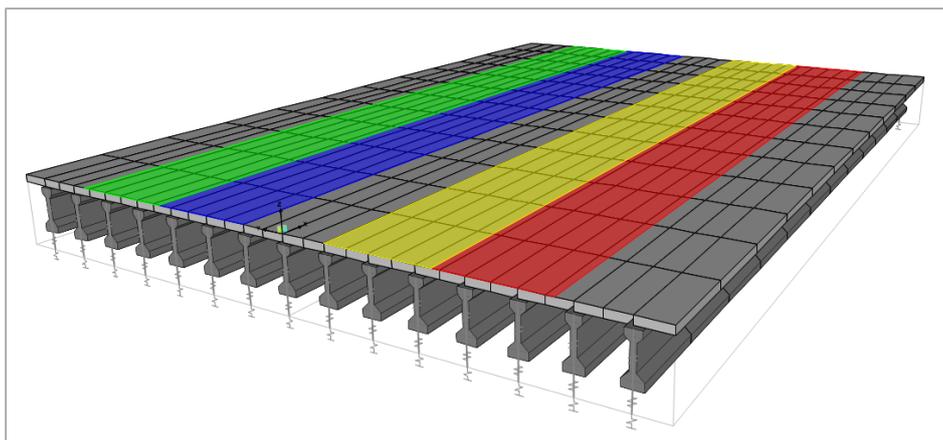


Figura 4.1. Configuración geométrica del puente

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

4.1.2 Geometría del puente

El puente se conforma de cuatro carriles de circulación, dos carriles en cada sentido, veredas para los peatones y parter, con un ancho de 23 metros. El tablero del puente se soporta en vigas de hormigón preesforzado, dichas vigas tienen una longitud de 32 metros y se consideran como simplemente apoyadas. Para el pre-diseño del proyecto del puente sobre el río Yanuncay se consideró las siguientes características.

Tabla 4.1. Propiedades geométricas del puente

Longitud total	Lt	32,2	m
Ancho de las vías	Ac	3,5	m
Número de vías	Nvías	4	
Ancho de la vereda	Av	3	m
Ancho del parter	Ap	3	m
Ancho total	At	23	m
Luz de cálculo	Lc	32	m
Pendiente transversal	Pt	2	%
Separación entre vigas	Sv	1,5	m
Número de vigas	Nv	15	m
Espesor del tablero	Et	0,25	m
Espesor de la vereda	Ev	0,25	m
Espesor de la capa de rodadura	Ecr	0,05	m

4.2 Materiales

Para el pre-diseño estructural de la superestructura sobre el río Yanuncay, se visualizó una estructura con una losa de hormigón armado y vigas de hormigón pretensado, con los siguientes detalles:

Hormigón, resistencia adquirida a los 28 días:

- Losa: $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Veredas: $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Vigas pretensadas: $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$
- Losetas pretensadas: $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Acero en barras, para refuerzo del hormigón:

- El acero de refuerzo para el hormigón será corrugado, tendrá un límite de fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y con un módulo elástico $E_y = 2040000 \text{ kg/cm}^2$.

- El acero de torones para el hormigón precomprimido, de baja relajacion de grado 270, con una resistencia de rotura $F_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$ y un límite de fluencia de pretensado $F_{py} = 17000 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 4.2. Características mecánicas del acero de preesfuerzo

F_{pu}	19000	kg/cm^2
F_{py}	17000	kg/cm^2
F_p	14250	kg/cm^2
Pérdidas	20	%
E_p	1900000	kg/cm^2
E_y	2000000	kg/cm^2
F_y	4200	kg/cm^2

4.3 Dimensiones y propiedades de la sección

Para el pre-diseño de la viga pretensada se consideró las características geométricas del puente, de acuerdo a la normativa AASHTO el peralte de la viga no puede ser menor de $H = 0,045 * L$, considerando una longitud de 32 m se obtiene una altura de 1,44 m. Al analizar las vigas que existen en el mercado se optó por una viga de 1,5 m de altura, que presenta las siguientes dimensiones.

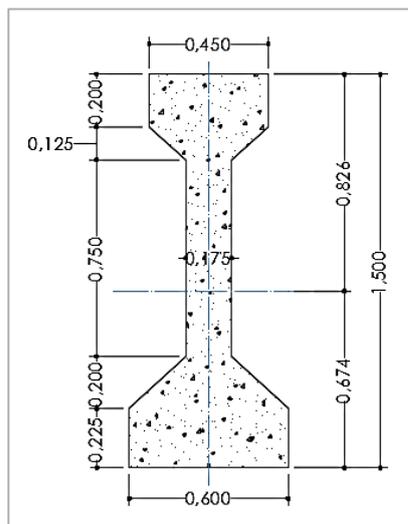


Figura 4.2. Geometría de la viga pretensada

Fuente: (Carrasco Castro, 2010)

```

Comando: *Cancelar*
Comando: PROPFIS
Diseñe objetos: 1 encontrados
Diseñe objetos:
----- REGIONES -----
Área: 0.4728
Perímetro: 4.3553
Cuadro delimitador: X: -0.3000 -- 0.3000
                    Y: -0.6740 -- 0.8260
Centro de gravedad: X: 0.0000
                   Y: 0.0000
Momentos de inercia: X: 0.1227
                   Y: 0.0075
Producto de inercia: XY: 0.0000
Radios de giro: X: 0.5093
                Y: 0.1263
Momentos principales y direcciones X-Y alrededor del centro de gravedad:
I: 0.1227 a lo largo de [1.0000 0.0000]
J: 0.0075 a lo largo de [0.0000 1.0000]

```

Figura 4.3. Propiedades de la sección estándar de la viga

Fuente: (AutoCAD 2016)

Tabla 4.3. Propiedades geométricas de la viga

Área	A	0,4728	m ²
Centro de gravedad desde el borde inferior	C _{g bot}	0,674	m
Centro de gravedad desde el borde superior	C _{g top}	0,826	m
Radio de Giro	r	0,5093	m
Radio de Giro al Cuadrado	r ²	0,2594	m ²
Inercia	I	0,1227	m ⁴

4.4 Idealización estructural

Para realizar el cálculo estructural del puente se desarrolló un modelo más aproximado a la realidad utilizando una herramienta informática que permita modelar el puente en tres dimensiones, CSI bridge 2017.

En el software se diseñó la estructura considerando un conjunto de cargas, conformadas por: carga muerta, el tablero que combina vigas losa y las cargas de los accesorios, frenado y sismo; carga viva, utilizando dos clases de vehículos; fuerza de frenado; y finalmente el sismo respectivo de la zona. La estructura del tablero tiene una longitud de 32 m, está compuesta de 15 vigas de hormigón pretensado de 150 cm que trabaja en conjunto con la losa de 25 cm. Las vigas y la losa fueron idealizadas por separado, utilizando componentes informáticos que mantengan las características geométricas y las propiedades mecánicas de cada elemento.

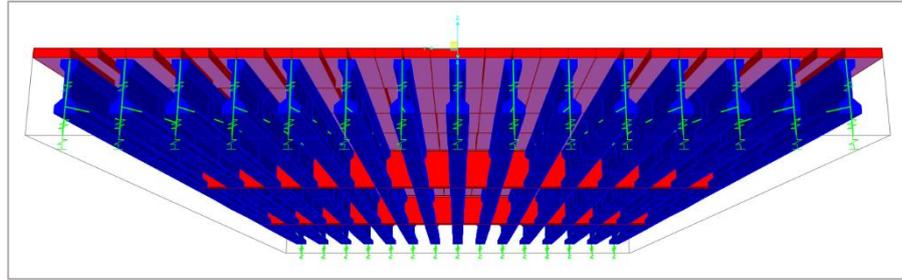


Figura 4.4. Modelo de la superestructura

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

4.5 Deflexiones del tablero

Se valoran dos deflexiones la provocada por la carga permanente y la que genera la carga viva, la deflexión de la carga permanente disminuye debido a la contraflecha constructiva de las vigas pretensadas, se calcula un valor de 3,10 cm.

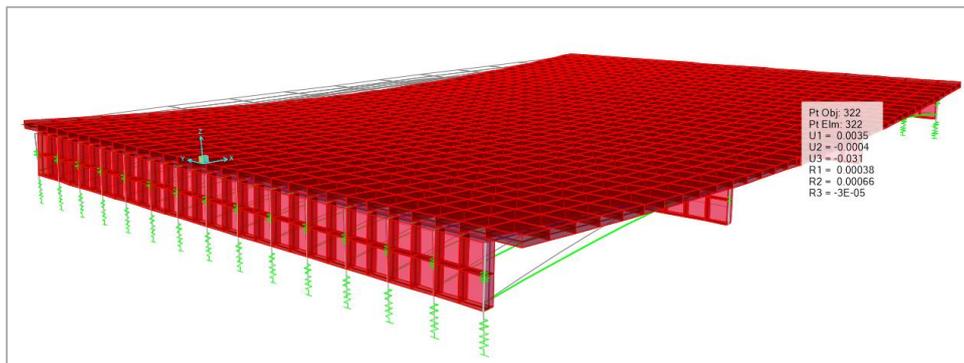


Figura 4.5. Deflexiones producidas por carga muerta

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

Cabe recalcar que la norma AASHTO limita una deflexión de $L/800$ como máximo para cargas vivas considerando el impacto, el tablero tiene una longitud de 32 m y una deflexión máxima permitida de 4 cm. Se deduce que el modelo cumple con la especificación, ya que genera una deflexión de 1,89 cm.

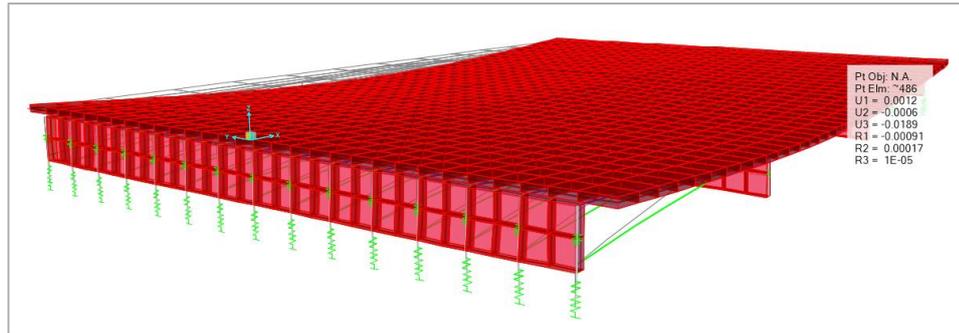


Figura 4.6. Deflexiones producidas por carga viva e impacto

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

4.6 Resultados del modelo

Para el diseño de los elementos se realizó un diagrama de momentos para los cuatro tipos de combinaciones de carga expuestos anteriormente, con este análisis se obtuvo el momento máximo al cual está expuesta la viga. El mayor momento se produce en el centro de la viga con un valor de $596855,6 \text{ kg} \cdot \text{m}$.

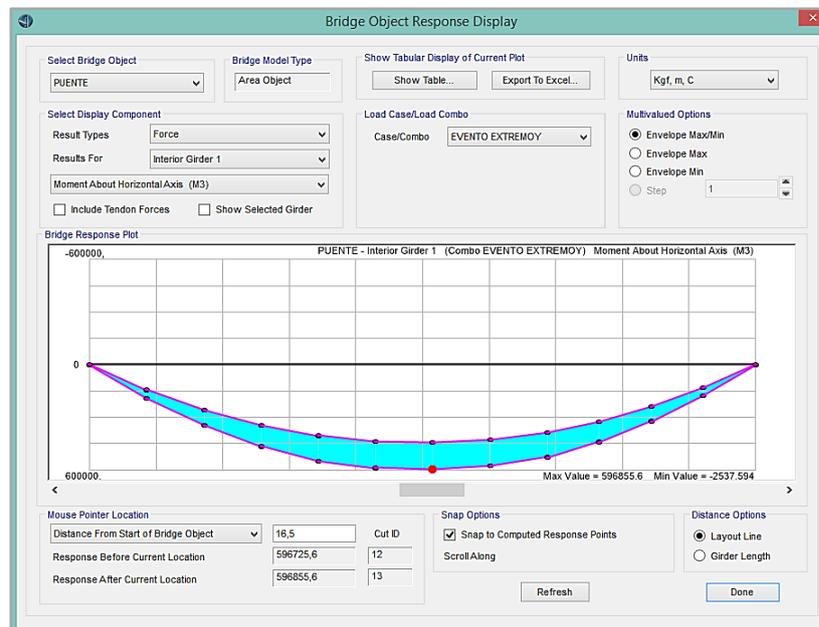


Figura 4.7. Distribución de momentos en una viga intermedia

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

Además los elementos que conforman el tablero del puente deben soportar fuerzas cortantes. La fuerza cortante máxima se encuentra en los extremos de la viga donde alcanza un valor de 77226,09 kg.

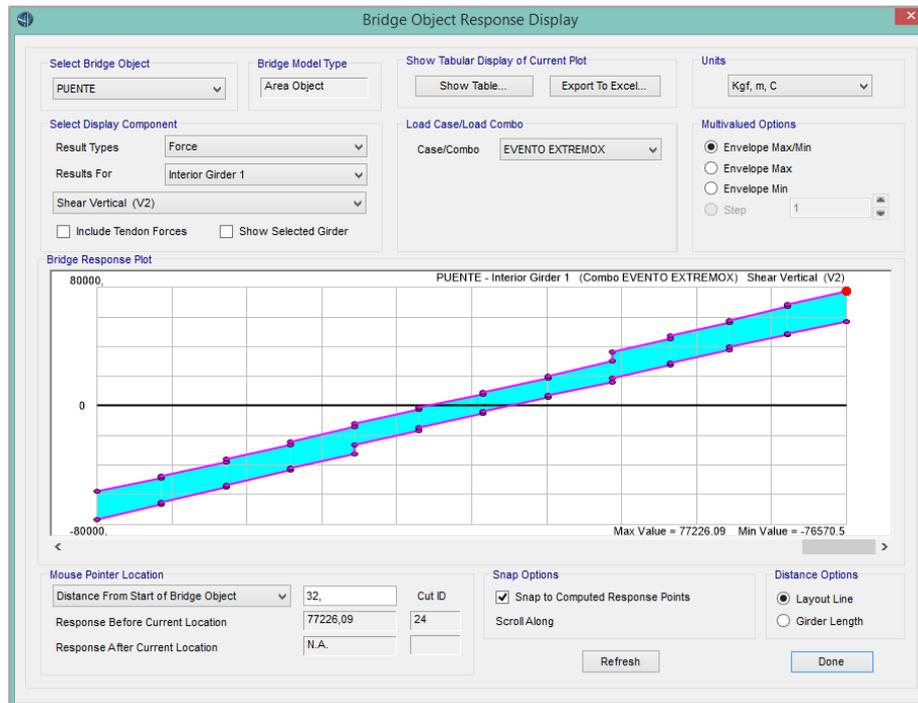


Figura 4.8. Fuerzas cortantes en la viga intermedia

Fuente: (CSI Bridge, 2017)

4.7 Diseño del tablero

4.7.1 Diseño de las vigas pretensadas

El tablero se diseña utilizando vigas pretensadas, el tablero cuenta con 15 vigas separadas cada 1,5 metros entre ellas, dichas vigas forman junto a la losa la estructura del tablero. El máximo momento que se produce en las vigas intermedias es de 596855,6 kg · m.

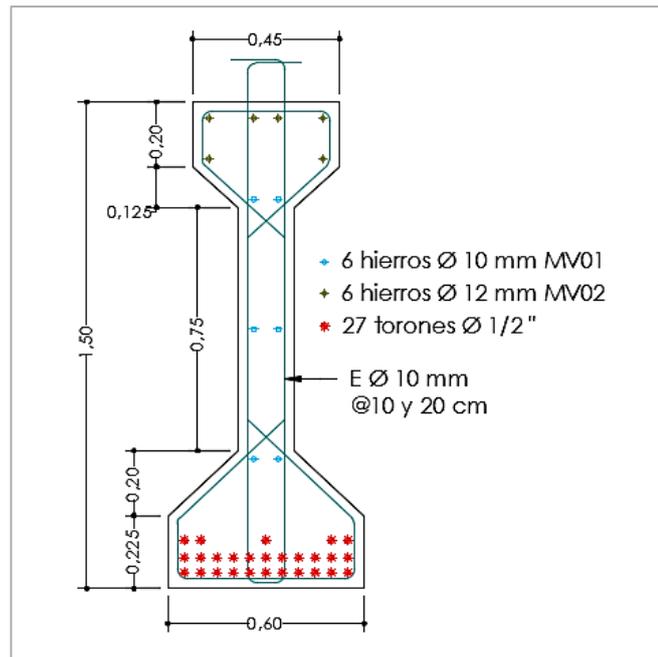


Figura 4.9. Armado de la viga pretensada

Fuente: (AutoCAD, 2016)

Las vigas pretensadas tienen un peralte de 1,50 m, se refuerzan utilizando dos tipos de acero, varillas corrugadas y torones. Las varillas tienen un límite de fluencia de 4200 kg/cm², Los torones cuentan con una resistencia última de 19000 kg/cm², se utilizan torones con diámetro de 1/2" y grado 270. A continuación se presenta la distribución de torones para la viga.

Tabla 4.4. Centro de gravedad de los torones de la viga

Tipo torón	Área (cm ²)	Ubicación (cm)	Cantidad	Área total	Fuerza tesado	Mom. Tesado	Mom. Área
1/2"	0,99	15	5	4,95	70537,50	-1058062,50	74,25
1/2"	0,99	10	11	10,89	155182,50	-1551825,00	108,90
1/2"	0,99	5	11	10,89	155182,50	-775912,50	54,45
		8,89	27	26,73	380902,50	-3385800,00	237,60

$$\text{Centro de gravedad de torones} = H_t = \frac{\sum \text{Altura} \times \text{Área}}{\sum \text{Área}} = 8,89 \text{ cm}$$

El trazado del cable medio se encuentra a 8,89 cm desde la base de la viga, la fuerza ejercida por el gato para las vigas es de 14250 kg/cm². Entre las pérdidas que afectan el cálculo están las pérdidas elásticas, las de retracción y la fluencia del hormigón, considerando alrededor del 20 %.

Tabla 4.5. Fuerza y momento generado por los torones de la viga

CÁLCULOS		
Ht	8,89	cm
Fpo	14250	kg/cm ²
Área torón (1/2")	0,99	cm ²
Cantidad de torones	27	u
Área total torones	26,73	cm ²
Fuerza tesado	380902,5	Kg
Momento tesado	-3385800	kg.cm

Los elementos se diseñan tomando en cuenta las distintas etapas de construcción, para analizar que no se generen esfuerzos que afecten el desempeño del elemento precomprimido.

El modo de fabricar los elementos prefabricados consiste en armar los cofres de bancada de presfuerzo, para posteriormente tensar los torones hasta alcanzar una fuerza de 14250 kg/cm², se coloca el acero corrugado y se vierte el hormigón.

Las vigas tienen una luz de 32 m, una altura de 1.50 m, y el hormigón alcanza una resistencia de 400 kg/cm² a los 28 días, mientras que la losa tiene un espesor de 0.25 m y el hormigón utilizado alcanza una resistencia de 300 kg/cm² a los 28 días.

La ACI manifiesta que los esfuerzos en el concreto inmediatamente desde el instante en que se cortan los cables, deben cumplir los siguientes requerimientos para la fibra extrema en los extremos de los elementos simplemente apoyados, verificar que el esfuerzo de compresión no exceda $0,70f'c$ y en el caso del esfuerzo de tracción no exceda a $1,6\sqrt{f'c}$, en el centro del elemento se considera que el esfuerzo de compresión no debe exceder a $0,6f'c$ y en el caso de la tracción no debe exceder a $0,8\sqrt{f'c}$.

Instante que se sueltan los cables

Los esfuerzos de la normativa ACI se comparan con los esfuerzos que se producen en la viga en las diferentes etapas de fabricación, construcción y colocación; considerando el esfuerzo más desfavorable el que se produce en la parte inferior de la viga.

A los 8 días aproximadamente y en función de la resistencia del hormigón, acelerantes y proceso de curado, el hormigón alcanza los 311 kg/cm^2 , tiempo idóneo para cortar los cables.

Tabla 4.6. Propiedades mecánicas de la viga (al soltar los cables)

DATOS		
tiempo	8	días
$f_c(\text{tiempo})$	310,73	kg/cm^2
$E_c(\text{tiempo})$	266175,76	kg/cm^2
E_p	1900000	kg/cm^2

Tabla 4.7. Restricciones de la norma ACI para los esfuerzos de la viga (al soltar los cables)

RESTRICCIONES ACI		
Compresión max _centro	186,44	kg/cm^2
Tracción max _fibra extrema	28,20	kg/cm^2

Fuente: (ACI, 2008)

Tabla 4.8. Factores que intervienen para Deformación y Curvatura de la viga (al soltar los cables)

Partes viga	Altura (cm)	Ancho (cm)	Área (cm^2)	Coef. Transf.	Área transf. (cm^2)	Mom. Área (cm^3)	Inercia (cm^4)
5	150	45	900	1	900,00	126000,00	17670000,00
4	130	45	390,625	1	390,63	48697,92	6075764,97
3	117,5	17,5	1312,5	1	1312,50	105000,00	9015234,38
2	42,5	17,5	775	1	775,00	23770,83	752343,75
1	22,5	60	1350	1	1350,00	15187,50	227812,50
Acero preesf.	8,89		26,73	6,14	164,07	1458,42	12963,75
Total:					4892,20	320114,67	33754119,35

Tabla 4.9. Deformación y Curvatura de la viga (al soltar los cables)

CÁLCULOS		
Fuerza cable	-380902,5	kg
Momento cable	3385800	kg/cm ²
Momento aplicado	3385800	kg/cm ²
Deformación viga	-0,000705905	
Curvatura viga	-6,31776E-06	
Pérdidas elásticas	-1234,52	

Tabla 4.10. Tensiones de la viga (al soltar los cables)

Partes viga	Altura (cm)	Deformación	Tensión (kg/cm ²)
5	150	0,0002418	64,35
4	130	0,0001154	30,72
3	117,5	0,0000364	9,70
2	42,5	-0,0004374	-116,43
1	22,5	-0,0005638	-150,06
base	0	-0,0007059	-187,89

Se realiza la evaluación de esfuerzos al cortar los cables, se calcula la tensión del hormigón sin valorar las pérdidas elásticas del torón ni el peso de la viga, obteniendo una tensión de 188 kg/cm², la cual no cumple los requerimientos de la ACI, que exige como máximo una compresión de 186 kg/cm². Se realiza nuevamente el cálculo considerando las pérdidas elásticas y el peso de la viga en el centro de la misma.

Tabla 4.11. Deformación y Curvatura de la viga considerando las pérdidas (al soltar los cables)

CÁLCULOS		
Sección de análisis	16	m
Ht	8,89	cm
Fuerza cable incluye perdida	-379667,98	kg
Mom. cable incluye perdida	3374826,50	kg.cm
Longitud viga	32	m
Área viga	4728,125	cm ²
Momento por peso viga	14222200	kg.cm
Momento aplicado	17597026,5	kg.cm
Deformación viga	-0,000430641	
Curvatura viga	-2,12549E-06	

Tabla 4.12. Tensiones de la viga considerando las pérdidas (al soltar los cables)

Partes viga	Altura (cm)	Deformación	Tensión (kg/cm ²)
5	150	-0,000111818	-29,76
4	130	-0,000154328	-41,08
3	117,5	-0,000180896	-48,15
2	42,5	-0,000340308	-90,58
1	22,5	-0,000382817	-101,90
base	0	-0,000430641	-114,63

Al considerar las pérdidas y el peso de la viga se obtienen tensiones menores a la que la normativa ACI acuerda, obteniendo una compresión máxima de 115 kg/cm², por lo tanto se encuentra dentro del rango estipulado por la ACI.

Instante de fundido de la losa

Para la fundición de la losa se colocara losas pretensadas con espesor de 7,5 cm, las mismas que funcionan como encofrado para la losa. La viga soporta una losa de 25 cm de espesor.

Se considera que para la fundición de la losa, las vigas están a la mitad del tiempo para la resistencia máxima, por lo que el hormigón de las vigas se encuentra a los 14 días de fraguado y ha alcanzado una resistencia a la compresión de 355 kg/cm².

Para verificar que se comporta adecuadamente en el fundido de la losa, la compresión debe cumplir con los requerimientos de la normativa ACI.

Tabla 4.13. Propiedades mecánicas de la viga y la losa (al fundir la losa)

DATOS		
tiempo viga	14	días
tiempo losa	1	días
f'c viga	400	kg/cm ²
f'c losa	300	kg/cm ²
Ep	1900000	kg/cm ²
f'c viga (tiempo)	354,72	kg/cm ²
Ec viga (tiempo)	284395,55	kg/cm ²
f'c losa (tiempo)	45,40	kg/cm ²
Ec losa (tiempo)	101743,55	kg/cm ²

Tabla 4.14. Restricciones de la norma ACI para las tensiones de la viga (al fundir la losa)

RESTRICCIONES ACI		
Compresión max _centro	212,83	kg/cm ²
Tracción max _fibra extrema	30,13	kg/cm ²

Fuente: (ACI, 2008)

Tabla 4.15. Factores que intervienen para Deformación y Curvatura de la viga (al fundir la losa)

Partes viga	Altura (cm)	Ancho (cm)	Área (cm ²)	Coef. Transf.	Área transf. (cm ²)	Mom. Área (cm ³)	Inercia (cm ⁴)
5	150	45	900	1	900,00	126000,00	17670000,00
4	130	45	390,625	1	390,63	48697,92	6075764,97
3	117,5	17,5	1312,5	1	1312,50	105000,00	9015234,38
2	42,5	17,5	775	1	775,00	23770,83	752343,75
1	22,5	60	1350	1	1350,00	15187,50	227812,50
Acero preesf.	8,89		26,73	5,681	151,85	1349,77	11997,93
Total:					4879,97	320006,02	33753153,52

Tabla 4.16. Deformación y Curvatura de la viga y la losa (al fundir la losa)

CÁLCULOS		
Fuerza cable incluye perdida	-379667,98	kg
Mom. cable incluye perdida	3374826,50	kg.cm
Momento por peso viga	14222200,00	kg.cm
Longitud viga	32	m
Espesor de losa para seccion compuesta	25	cm
Ancho losa (Ancho colaborante)	100	cm
Área losa	2500	cm ²
Momento por peso losa	11280000,00	kg.cm
Momento peso viga+losa	25502200,00	kg.cm
Momento aplicado	28877026,50	kg.cm
Deformación viga	-0,00020169	
Curvatura viga	1,09606E-06	

Tabla 4.17. Tensiones de la viga (al fundir la losa)

Partes viga	Altura (cm)	Deformación	Tensión (kg/cm ²)
5	150	-0,0003661	-104,12
4	130	-0,0003442	-97,88
3	117,5	-0,0003305	-93,99
2	42,5	-0,0002483	-70,61
1	22,5	-0,0002264	-64,37
Base	0	-0,0002017	-57,36

Al introducir el peso de la losa se puede notar como ha disminuido el esfuerzo a compresión de 115 kg/cm² a 104 kg/cm², esto resulta beneficioso para nuestra estructura. Cuando el hormigón de la losa fragua a los 7 días de fundir la losa, la losa y la viga trabajan en conjunto, aumentando la resistencia del elemento compuesto. Esto beneficia al desempeño del tablero, las tensiones disminuyen en toda la sección.

Condición última

Para la condición última se consideran las pérdidas elásticas por contracción del hormigón. Se generan pérdidas en los cables por relajación del acero y principalmente por fluencia del hormigón bajo carga sostenida. Estas pérdidas se consideran del orden del 20%. Es por ello que el cálculo de las tensiones que se generan en la sección compuesta se calcula considerando dichas pérdidas.

Tabla 4.18. Propiedades mecánicas de la viga y la losa (condición última)

DATOS		
tiempo viga	35	días
tiempo losa	28	días
f'c viga	400	kg/cm ²)
f'c losa	300	kg/cm ²)
Ep	1900000	kg/cm ²)
f'c viga (tiempo)	412,44	kg/cm ²)
Ec viga (tiempo)	306658,60	kg/cm ²)
f'c losa (tiempo)	300,00	kg/cm ²)
Ec losa (tiempo)	261539,67	kg/cm ²)

Tabla 4.19. Restricciones de la norma ACI tensiones de la viga (condición ultima)

RESTRICCIONES ACI		
Compresión max _centro	247,5	kg/cm ²
Tracción max _fibra extrema	32,5	kg/cm ²

Fuente: (ACI, 2008)

Tabla 4.20. Factores que intervienen para Deformación y Curvatura de la viga y la losa (condición última)

Partes tablero	Altura (cm)	Ancho (cm)	Área (cm ²)	Coef. Transf.	Área transf. (cm ²)	Mom. Área (cm ³)	Inercia (cm ⁴)
losa	175	100	2500	0,853	2132,17	406250,00	66145833,33
5	150	45	900	1	900,00	126000,00	17670000,00
4	130	45	390,625	1	390,63	48697,92	6075764,97
3	117,5	17,5	1312,5	1	1312,50	105000,00	9015234,38
2	42,5	17,5	775	1	775,00	23770,83	752343,75
1	22,5	60	1350	1	1350,00	15187,50	227812,50
Acero preesf.	8,89	0	26,73	5,20	138,88	1234,53	10973,56
Total					6999,18	726140,78	99897962,49

Tabla 4.21. Deformación y Curvatura de la viga y la losa (condición última)

CÁLCULOS		
Fuerza cable incluye perdida	-379667,98	kg
Pérdidas por retracción, flujo plástico y relajación:	-76180,5	kg
Fuerza cable incluye 2 perdidas	-372363,00	kg
Ht	8,89	cm
Mom. cable incluye 2 perdidas	3309893,35	kg.cm
Momento peso viga+losa	25502200	kg.cm
Momento adicional	34183360	kg.cm
Momento total	59685560	kg.cm
Momento aplicado	62995453,35	kg.cm
Deformación losa	0,000470809	
Curvatura losa	4,53807E-06	
Deformación viga	-0,000201693	
Curvatura viga	1,09606E-06	
Deformación viga+losa	0,000269	
Curvatura viga+losa	5,63413E-06	

Tabla 4.22. Tensiones de la viga y la losa considerando las pérdidas por retracción, flujo plástico y relajación (condición última)

Partes viga y losa	Altura (cm)	Deformación	Tensión (kg/cm ²)
1	175	-0,000323353	-84,57
base	150	-0,000209902	-54,90
5	150	-0,000576003	-176,64
4	130	-0,00046332	-142,08
3	117,5	-0,000392894	-120,48
2	42,5	2,9666E-05	9,10
1	22,5	0,000142349	13,65
base	0	0,000269117	31,53

Las tensiones que se generan en el hormigón a lo largo de la sección central de la viga y en la losa caen dentro de la normativa. No se generan fisuras por tracción en la parte inferior de la viga, ya que los esfuerzos permitidos de tracción en el hormigón es mayor a los esfuerzos que se producen en la parte inferior de la viga, la ACI recomienda que exista una tracción máxima de 32,50 kg/cm² y el valor que se obtiene en este caso es de 31,53 kg/cm², lo que quiere decir que la viga cumple perfectamente los requerimientos en cuanto a tensiones hasta la última condición de carga.

Para la verificación del momento último se considera la fórmula del ACI 4.1, donde se evalúa como trabaja la viga y como trabaja la sección compuesta.

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \left[\rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \cdot (\omega - \omega') \right] \right) \quad (4.1)$$

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

$$\gamma_p = 0,55 \quad \text{si} \quad \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,80$$

$$\gamma_p = 0,40 \quad \text{si} \quad \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,85$$

$$\gamma_p = 0,28 \quad \text{si} \quad \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0,90$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0,89; \quad \gamma_p = 0,40$$

Tabla 4.23. Factor β

f_c (kg/cm ²)	β_1
200	0,85
250	0,85
300	0,85
350	0,80
400	0,75
420	0,75
490	0,70
560	0,65

Tabla 4.24. Momento último de la viga y del elemento compuesto (viga y losa)

MOMENTO ULTIMO - ACI (VIGA)			MOMENTO ULTIMO - ACI (VIGA Y LOSA)		
fpu	19000	kg/cm ²	fpu	19000	kg/cm ²
f'c	400	kg/cm ²	f'c	300	kg/cm ²
Ec	302000	kg/cm ²	Ec	261539,67	kg/cm ²
γ_p	0,40		γ_p	0,40	
β	0,75		β	0,85	
b	60	cm	b	100	cm
Ap	26,73	cm ²	bw	45	cm ²
Hviga	150	cm	Ap	26,73	cm
Ht	8,89	cm	Hlosa	175	cm
d	146	cm	Ht	8,89	cm
d_p	141,11	cm	d	171	cm
ρ_p	0,003157		d_p	166,11	cm
ω	0		ρ_p	0,003576	
ω'	0		ω	0	
fps	17575,36	kg/cm ²	ω'	0	
a	23,03		fps	16848,49	kg/cm ²
fps (ACI)	17480,39	kg/cm ²	a	17,66	
Mn	60554143,95	kg.cm	fps (ACI)	16975,05	kg/cm ²
ϕMn	544987,30	kg.m	Mn	71364939,85	kg.cm
			ϕMn	642284,46	kg.m

Se realizó el cálculo del momento último de la viga pretensada y la sección compuesta según el planteamiento de la ACI. Como se puede ver, la viga es capaz de soportar hasta un momento de 642284 kg · m. Por lo que se considera que las vigas precomprimidas soportan adecuadamente las solicitaciones que se generan en el tablero.

Determinación del refuerzo a cortante

Para asegurar la resistencia a cortante de las vigas se colocan estribos espaciados a una longitud apropiada de acuerdo a la carga que debe soportar. Adicionalmente los estribos sirven para mantener la posición relativa de los refuerzos longitudinales hasta y durante el fundido de la viga.

Cabe recalcar que los torones se enfundan con tubos plásticos para disminuir la fuerza de compresión, lo que afecta el desempeño de los torones en los extremos de la viga, alrededor de los 2 metros. Esto provoca que en los extremos de la viga los torones inferiores no se fusionen con el hormigón, por lo cual disminuye la cantidad de torones trabajando. La cantidad de torones queda de la siguiente manera.

Tabla 4.25. Características de los torones en los extremos de la viga

Tipo torón	Área (cm ²)	Ubicación (cm)	Cantidad	Área total	Fuerza tesado	Mom. Tesado	Mom. Área
1/2"	0,99	15	5	4,95	70537,5	-1058062,5	74,25
1/2"	0,99	10	9	8,91	126967,5	-1269675	89,1
1/2"	0,99	5	9	8,91	126967,5	-634837,5	44,55
		9,13	23	22,77	324472,5	-2962575	207,9

$$\text{Ubicación media extremos}_{\text{toron}} = H_{te} = \frac{\sum \text{Altura} \times \text{Área}}{\sum \text{Área}} = 9,13 \text{ cm}$$

Los valores de cortante que debe soportar la viga son de 77226,09 kg en los extremos y 70263,6 kg a 2 metros del borde de la viga, por lo que se considera necesario evaluar los espaciamientos entre estribos.

Para determinar la distancia entre los estribos se considera la distribución de fuerzas cortantes en la viga más cargada. Para el cálculo se respetan los criterios del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08), el que considera la resistencia al cortante de acuerdo a la ubicación, en este caso:

Tabla 4.26. Determinación de la distancia entre estribos para la viga

DISEÑO A CORTANTE 1			DISEÑO A CORTANTE 2		
Sección	0,1	m	Sección	4	m
Longitud viga	32	m	Longitud viga	32	m
Fy	4200	kg/cm ²	Fy	4200	kg/cm ²
f'c viga	400	kg/cm ²	f'c viga	400	kg/cm ²
H viga	150	cm	H viga	150	cm
H centro torón	9,13	cm	H centro torón	8,89	cm
Ancho centro viga	17,5	cm	Ancho centro viga	17,5	cm
Peralte efectivo	140,87		Peralte efectivo	141,11	cm
Vc max.	65574,78		Vc max.	65687,22	kg
Vc min.	26131,30		Vc min.	26176,11	kg
Vc	65574,78		Vc	44491,16	kg
Diámetro	1	cm	Diámetro	1	cm
Ramales	2	u	Ramales	2	u
Área (As)	1,57	cm ²	Área (As)	1,57	cm ²
Separación max.	70,43	cm	Separación max.	70,56	cm
Separación	10	cm	Separación	20	cm
Vs	92936,51	kg	Vs	46547,93	kg
Vn= Vc + Vs	158511,29	kg	Vn= Vc + Vs	91039,09	kg
∅Vn	134734,60	kg	∅Vn	77383,23	kg

Del cálculo se puede verificar que los cortantes calculados por la fórmula de la norma ACI son mayores a los de la viga, lo que demuestra que la viga trabaja bien a cortante con los espaciamientos entre estribos que se ha determinado, por lo tanto se decide colocar estribos con varilla de Φ 10 mm, para los dos primeros metros en los extremos de la viga cada 10 cm y en el centro de la viga cada 20 cm.

4.7.2 Diseño de losetas pretensadas

Para disminuir el tiempo de construcción, optimizar materiales y acelerar la mano de obra, se optó por el uso de losetas pretensadas de 7,5 cm de espesor, para posteriormente trabajar en conjunto con la losa formando una sección compuesta. Las losetas se colocaran entre las vigas y a la vez trabajaran como encofrado de la losa, para el caso del volado en las veredas se realizarán encofrados. El acero de las losetas será diseñado considerando los esfuerzos que afectan a toda la losa, ya que reemplazara al acero de la losa.

Las dimensiones de la loseta son de 120 cm de longitud, 100 cm de ancho y un espesor de 7,50 cm, la resistencia del hormigón a los 28 días es de 350. Se colocará 7 torones de 3/8" de grado 270 ($f_{pu}=19000 \text{ kg/cm}^2$), a 3.50 cm de altura medido desde su parte inferior. La tensión que ejercerá el gato para el preesfuerzo es de 14250 kg/cm^2 .

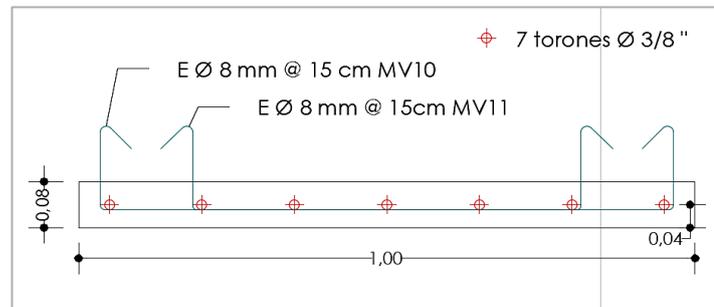


Figura 4.10. Armado de la loseta pretensada

Fuente: (AutoCAD, 2016)

A continuación se presenta el cálculo de la loseta pretensada trabajando sola, y el cálculo cuando empieza a trabajar en colaboración de la losa.

Tabla 4.27. Dimensiones de la loseta y la losa

DATOS		
Longitud loseta	1,20	m
Ancho loseta	1	m
Espesor loseta	0,075	m
Espesor losa	0,25	m
Espesor losa para sección compuesta	0,175	m

Tabla 4.28. Características mecánicas de la loseta y la losa

DATOS		
f'_c loseta	350	kg/cm^2
E_c loseta	282495,13	kg/cm^2
f'_c losa	300	kg/cm^2
E_c losa	261540	kg/cm^2
f_{pu}	19000	kg/cm^2
f_{po}	14250	kg/cm^2
E_p	1900000	kg/cm^2
F_y	4200	kg/cm^2
E_y	2000000	kg/cm^2

Tabla 4.29. Fuerza y momento generado por los torones de la loseta

CÁLCULOS		
Tipo de cable	torón de 3/8"	
Ubicación (Ht)	3,50	cm ²
Área	0,53	cm ²
Cantidad	7	u
Área total	3,71	cm ²
Fuerza tesado	52867,5	kg
Momento tesado	-185036,25	kg.cm

Instante que se sueltan los cables

Como primer análisis, consideramos el instante que se sueltan los cables, verificando la mayor tensión que se genera en la parte inferior de la loseta. Se toma en cuenta un tiempo de 4 días para soltar los cables, el hormigo alcanza los 217 kg/cm² de resistencia. No se toman en cuenta las pérdidas.

Tabla 4.30. Propiedades mecánicas de la loseta (al soltar los cables)

DATOS		
tiempo	4	días
f'c (tiempo)	217	kg/cm ²
Ec (tiempo)	222522	kg/cm ²
Ep	1900000	kg/cm ²

Tabla 4.31. Restricciones de la norma ACI para las tensiones de la loseta (al soltar los cables)

RESTRICCIONES ACI		
Compresión max _centro	130	kg/cm ²
Tracción max _centro	11,8	kg/cm ²

Fuente: (ACI, 2008)

Tabla 4.32. Factores que intervienen en la deformación y curvatura de la loseta (al soltar los cables)

Partes loseta y losa	Altura (cm)	Ancho (cm)	Área (cm ²)	Coef. Transf.	Área transf. (cm ²)	Mom. Área (cm ³)	Inercia (cm ⁴)
Losa	16,25	100	0	0	0,00	0,00	0,00
2	5,75	100	350	1	350,00	2012,50	11929,17
1	2,00	100	400	1	400,00	800,00	2133,33
Acero preesf.	3,50		3,71	7,54	27,97	97,89	342,60
Total					777,97	2910,39	14405,10

Tabla 4.33. Deformación y curvatura de la loseta (al soltar los cables)

CÁLCULOS		
Fuerza cable	-52867,5	kg
Momento cable	185036,25	kg.cm
Momento aplicado	185036,25	kg.cm
Deformación	-0,0003663	
Curvatura	-1,63E-05	
Pérdidas elásticas	-587,69	

Tabla 4.34. Tensiones de la loseta (al soltar los cables)

Altura (cm)	Deformación	Tensión (kg/cm ²)
7,5	-0,000244	-54,34
4	-0,000301	-67,02
0	-0,000366	-81,51

Se obtiene una tensión a la compresión de 82 kg/cm², es menor al estipulado por la ACI de 130 kg/cm². A pesar de que la losa cumple con la normativa, se realiza el cálculo tomando en cuenta las pérdidas elásticas.

Tabla 4.35. Deformación y curvatura de la loseta considerando las pérdidas (al soltar los cables)

CÁLCULOS		
Fuerza cable	-52867,5	kg
Pérdidas elásticas	-587,69	
Fuerza cable incluye perdida	-52280	kg
Ht	3,50	cm
Momento cable incluye perdidas	182979	kg.cm
Longitud loseta	1,20	m
Área loseta	750,00	cm ²
Momento por peso loseta	3173	kg.cm
Momento aplicado	186152	kg.cm
Deformación	-0,000347056	
Curvatura	-1,20453E-05	

Tabla 4.36. Tensiones de la loseta considerando las pérdidas (al soltar los cables)

Altura (cm)	Deformación	Tensión (kg/cm ²)
7,5	-0,000257	-57,13
4	-0,000299	-66,51
0	-0,000347	-77,23

Al considerar las pérdidas elásticas, el valor de la tensión en la parte inferior de la loseta disminuye a 77 kg/cm². Lo que demuestra que la loseta no sufre ningún daño durante su fabricación.

Instante de fundido de losa en la obra

Posteriormente las losetas se colocan sobre las vigas pretensadas del puente, el espesor de la losa compuesta es de 25 cm, las losetas tiene un espesor de 7,50 cm y la losa fundida en sitio tiene un espesor de 17,50 cm. En el momento de la colocación de la losa fundida la loseta ha alcanzado los 262 kg/cm².

Tabla 4.37. Propiedades mecánicas de la loseta (al fundir la losa)

DATOS		
tiempo loseta	7	días
tiempo losa	0	días
f'c loseta (tiempo)	262	kg/cm ²
Ec loseta (tiempo)	244365	kg/cm ²
Ep	1900000	kg/cm ²
f'c losa (tiempo)	0	kg/cm ²
Ec losa (tiempo)	0	kg/cm ²

Tabla 4.38. Restricciones de la norma ACI para las tensiones de la loseta (al fundir la losa)

RESTRICCIONES ACI		
Compresión max _centro	157	kg/cm ²
Tracción max _centro	12,9	kg/cm ²

Fuente: (ACI, 2008)

Tabla 4.39. Factores que intervienen en la deformación y curvatura de la loseta (al fundir la losa)

Partes loseta y losa	Altura (cm)	Ancho (cm)	Área (cm ²)	Coef. Transf.	Área transf. (cm ²)	Mom. Área (cm ³)	Inercia (cm ⁴)
Losa	16,25	100	1750	0	0,00	0,00	0,00
2	5,75	100	350	1	350,00	2012,50	11929,17
1	2,00	100	400	1	400,00	800,00	2133,33
Acero preesf.	3,50		3,71	6,78	25,14	87,98	307,92
				Total	775,14	2900,48	14370,42

Tabla 4.40. Deformación y curvatura de la loseta y la losa (al fundir la losa)

CÁLCULOS		
Fuerza cable incluye pérdida	-52280	kg
Momento cable incluye pérdida	182979	kg.cm
Área losa	1750,00	cm ²
Longitud loseta	1,20	m
Momento por peso loseta	3173	kg.cm
Momento por peso losa	7402,5	kg.cm
Momento peso loseta+losa	10575	kg.cm
Momento aplicado	193554	kg.cm
Deformación loseta+losa	-0,000285023	
Curvatura loseta+losa	-2,40977E-06	

Tabla 4.41. Tensiones de la loseta (al fundir la losa)

Altura (cm)	Deformación	Tensión (kg/cm ²)
7,5	-0,000267	-65,23
4	-0,000275	-67,29
0	-0,000285	-69,65

Como se puede observar el hormigón alcanza una compresión máxima de 70 kg/cm², lo que quiere decir que va a resistir perfectamente la carga al agregar el hormigón durante el fundido de la losa.

En los días siguientes, endurece el hormigón de la losa y empieza a trabajar en colaboración con las losetas pretensadas. A continuación se presenta el cálculo de los esfuerzos cuando trabaje el hormigón de la losa sobre los elementos pretensados.

Condición última

Bajo la condición última, actúa un momento de 469870 kg · cm/m de losa, como se puede observar, en una sola losa de 100 cm de ancho ya se absorbe adecuadamente este momento. Los esfuerzos en el hormigón de la losa se presentan a continuación:

Tabla 4.42. Propiedades mecánicas de la loseta y la losa (condición última)

DATOS		
f'c loseta	350	kg/cm ²
Ec loseta	291279,64	kg/cm ²
Ep	1900000	kg/cm ²
f'c losa	300	kg/cm ²
Ec losa	254611,47	kg/cm ²
tiempo loseta	45	días
tiempo losa	28	días
f'c loseta (tiempo)	372	kg/cm ²
Ec loseta (tiempo)	283563,63	kg/cm ²
f'c losa (tiempo)	300	kg/cm ²
Ec losa (tiempo)	254611,47	kg/cm ²

Tabla 4.43. Restricciones de la norma ACI para las tensiones de la loseta y la losa (condición última)

RESTRICCIONES ACI		
Compresión max _centro	223,3	kg/cm ²
tracción max_ centro	15,43	kg/cm ²

Fuente: (ACI, 2008)

Tabla 4.44. Factores que intervienen para Deformación y Curvatura de la loseta y la losa (condición última)

Partes loseta y losa	Altura (cm)	Ancho (cm)	Área (cm ²)	Coef. Transf.	Área transf. (cm ²)	Mom. Área (cm ³)	Inercia (cm ⁴)
Losa	16,25	100	1750	0,9	1571,32	25534,00	455028,98
2	5,75	100	350	1	350,00	2012,50	11929,17
1	2,00	100	400	1	400,00	800,00	2133,33
Acero preesf.	3,50		3,71	5,52	20,49	71,72	251,00
Total					2341,81	28418,22	469342,48

Tabla 4.45. Deformación y Curvatura de la loseta y la losa (condición última)

CÁLCULOS		
Fuerza cable incluye pérdida	52868	kg
Pérdidas por retracción, flujo plástico y relajación:	20	%
Fuerza tesado incluye pérdida	-10573,50	kg
Fuerza cable	-52279,81	kg
Fuerza cable incluye pérdida	-50976,22	kg
Ht	3,50	cm
Mom. Cable incluye pérdida	178416,78	kg.cm
Momento último modelo	469870,00	kg.cm
Momento peso loseta+losa	10575	kg.cm
Momento adicional	459295,00	kg.cm
Deformación loseta	0,000153714	
Curvatura loseta	1,26669E-05	
Deformación loseta+losa	-0,000285023	
Curvatura loseta+losa	-2,40977E-06	
Deformación	-0,000131308	
Curvatura	1,02571E-05	

Tabla 4.46. Tensiones de la loseta y la losa considerando las pérdidas por retracción, flujo plástico y relajación (condición última)

Altura (cm)	Deformación	Tensión (kg/cm ²)
25	-0,000163	-42,62
7,5	0,000059	15,36
7,5	-0,000208	-60,66
4	-0,000172	-50,20
0	-0,000131	-38,25

La loseta trabaja muy bien ya que soporta tanto a compresión como a tracción, una compresión de 61 kg/cm² y una tracción de 15,36 kg/cm², tensiones menores a las establecidas por la normativa, lo que demuestra que no existirán fisuras en la parte inferior del elemento.

Tabla 4.47. Momento último de la viga y del elemento compuesto (viga y losa)

MOMENTO ULTIMO - ACI (VIGA)			MOMENTO ULTIMO - ACI (VIGA Y LOSA)		
fpu	19000	kg/cm ²	fpu	19000	kg/cm ²
f'c	400	kg/cm ²	f'c	300	kg/cm ²
Ec	294000,00	kg/cm ²	Ec	261539,67	kg/cm ²
b	100,00	cm	b	100,00	cm
Ap	3,71	cm ²	Ap	3,71	cm ²
d	4,00	cm	d	21,50	cm
ρ _p	0,009275		ρ _p	0,001726	
fps	14814,66	kg/cm ²	fps	17961,78	kg/cm ²
a	1,62		a	2,16	
Mn	175425	kg.cm	Mn	1360905	kg.cm
∅Mn	1579	kg.m	∅Mn	12248	kg.m

La sección compuesta del tablero, entre loseta y losa llegan a un estado último de 12248 kg · m, resulta ser mayor al momento último y al momento que soporta la loseta que es de 1579 kg · m, cumpliendo con la normativa.

4.7.3 Refuerzo del tablero

El puente se diseña para una longitud de 32 m, el tablero cuenta con una sección compuesta por vigas y losetas de hormigón pretensado y losa fundido en sitio, la losa se fundirá en sitio sobre las losetas colocadas entre las vigas.

De acuerdo a la normativa, considerando una separación entre viguetas pretensadas de 150 cm, el peralte mínimo de la losa es de 17.50 cm. La losa tiene un espesor de 25 cm y una pendiente del 2%.

La armadura de la losa se compone de armadura principal y armadura secundaria que corresponde a la armadura perpendicular y longitudinal al puente, respectivamente; a continuación se determina dichas armaduras.

Refuerzo principal y secundario

Para establecer el refuerzo principal y secundario del tablero se utilizó las fórmulas empíricas que establece la AASHTO, para momento por carga viva, y se utilizó la carga de una rueda del camión estándar HS-25. Para el cálculo del momento por flexión de la carga viva se utilizó la fórmula 4.2.

$$M = [(S + 0,61)/9,65] \times P_{25} \quad (4.2)$$

Tabla 4.48. Momento para el diseño de la losa

Separación entre vigas	1,50	m
Luz efectiva (S)	1,3	m
espesor de la losa	0,25	m
espesor de la loseta	0,075	m
Espesor mínimo de losa	0,175	m
carga viva P25	10	Ton
Momento de flexión (AASHTO)	1,5834	Ton.m
Momento de flexión (AASHTO)	158342	Kg.cm
Momento por carga muerta	7243	Kg.cm
Momento último	359351	Kg.cm

Dicho momento debe ser resistido por una longitud de losa de 100 cm, por consiguiente se tiene:

Tabla 4.49. Refuerzo principal y secundario

f'c losa	300	kg/cm ²
Fy	4200	kg/cm ²
Base	100	cm
Peralte ef.	17	cm
Num. Varillas	4	u
Diámetro	14	mm
A	1,01	cm
ø*Mn	383879,60	kg.cm
cuantía efectiva	0,0036	

Por lo que se requiere una varilla de $\varnothing=14$ mm, para el caso del refuerzo principal cada 25 cm en dirección perpendicular a las vigas y para el refuerzo secundario cada 25 cm paralela a las vigas, en la cara superior e inferior. Sin embargo en este caso la armadura inferior corresponde a la armadura de las losetas pretensadas.

Refuerzo del volado

Para el diseño de refuerzo se considera la carga peatonal sobre el puente es de 367,1 kg/m², luego se verifica considerando una carga horizontal de 750 kg/m por impacto de vehículos en la vereda. Finalmente, se analiza un caso extremo en la que un vehículo pesado sube una de las llantas de 10 toneladas en la mitad de la vereda. A continuación se presenta los cálculos de dichos casos.

La cuantía mínima se obtiene del valor entre el diámetro y el límite de fluencia de la varilla, en este caso es de 0,0033.

Tabla 4.50. Refuerzo del volado para las cargas del diseño

Volado	1	m
Espesor losa	0,25	cm
Peso postes	165	kg
Peso pasamanos	192	kg/m
Peso aceras	600	kg/cm ²
Peso del tablero	600	kg/cm ²
Carga peatonal	367,1	kg/cm ²
1,25* WD	119625	kg.cm
1,75*PL	51394	kg.cm
Momento ultimo	171019	kg.cm

f'c losa	300	kg/cm ²
Fy	4200	kg/cm ²
Base	100	cm
Peralte ef.	17	cm
Num. Varillas	6	u
Diámetro	1,2	cm
ø*Mn	421724	kg.cm
Cuantía efectiva	0,0040	

Considerando el peso del tablero, el peso de la vereda y la carga peatonal, se utilizan varillas de $\varnothing=12$ mm cada 15 cm. Ya que debe cumplir los criterios de cuantía mínima

Para el caso del impacto de la rueda en la vereda, considerando el alto de la vereda de 0.25 m, Se hace la misma consideración que en el caso anterior y se puede utilizar el número ya indicado de varillas para cumplir el requisito de la cuantía mínima a flexión.

Tabla 4.51. Refuerzo del volado por impacto de rueda en la vereda

Espesor vereda	0,25	m	f'c losa	300	kg/cm ²
Espesor losa	0,25	m	Fy	4200	kg/cm ²
Peso postes	165	kg	Base	100	cm
Peso pasamanos	192	kg/m	Peralte ef.	17	cm
Peso aceras	600	kg/cm ²	Num. Varillas	6	u
Peso del tablero	600	kg/cm ²	Diámetro	1,2	cm
Carga viva	750	kg/cm ²	\varnothing *Mn	421724	kg.cm
1,25* WD	31313	kg.cm	Cuantía efectiva	0,0040	
1,75*LL	6563	kg.cm			
Momento ultimo	37875	kg.cm			

Para el caso extremo que un vehículo se suba a la vereda, se considera que la llanta del camión se ubica a 20 cm del pasamano.

Tabla 4.52. Refuerzo del volado para la subida de un vehículo

Volado	1	m	f'c losa	300	kg/cm ²
Espesor losa	0,25	m	Fy	4200	kg/cm ²
Peso pasamanos	192	kg/m	Base	100	cm
Carga viva	7500	kg	Peralte ef.	17	cm
1,25* WD	24000	kg.cm	Num. Varillas	6	u
1,75*LL	525000	kg.cm	Diámetro	1,4	cm
Momento ultimo	549000	kg.cm	\varnothing *Mn	566967	kg.cm
			Cuantía efectiva	0,0054	

En este caso la cantidad y número de varillas seleccionados cumple con el requerimiento. En vista de que esta es la peor condición, determina el armado de la vereda, se utilizarán varillas de Φ 14 mm cada 15 cm.

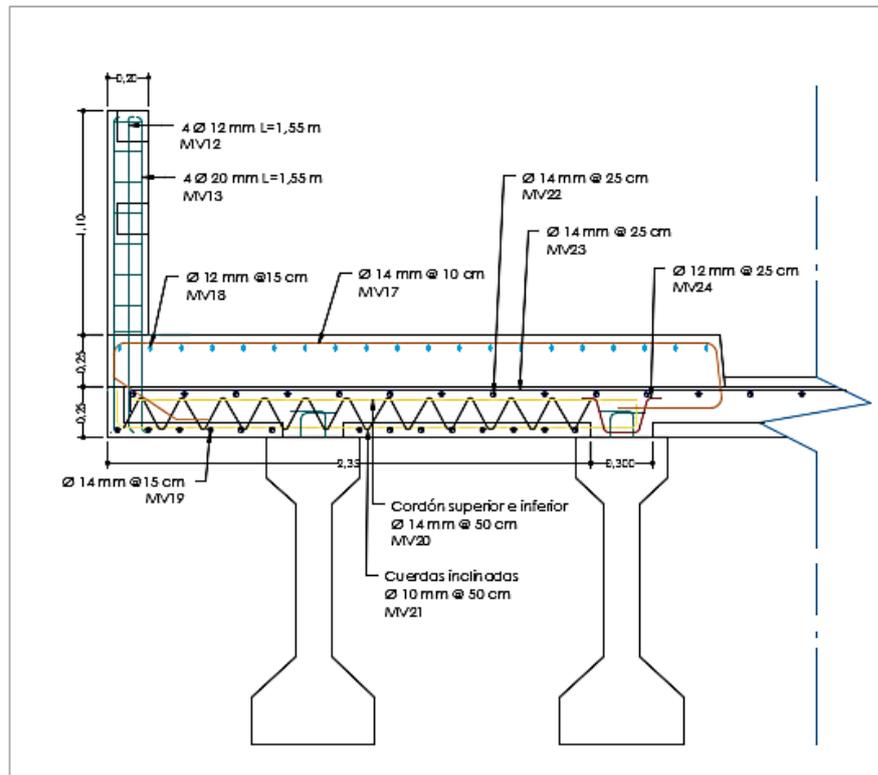


Figura 4.11. Detalle de armadura principal, secundaria, volado y poste.

Fuente: (AutoCAD, 2016)

CAPÍTULO V

RESULTADOS

5.1 Proceso constructivo

Con anticipación se debe realizar todo el proceso de limpieza y desbroce de la vegetación, para proseguir con el replanteo del puente, evaluando el diseño horizontal y vertical de la vía.

Para la construcción de los estribos se realiza las excavaciones necesarias, se debe considerar las condiciones del suelo para la cimentación. Ya alcanzado el nivel de excavación se continúa con el armado y construcción. La colocación de las vigas se realizara mediante dos grúas.

El anteproyecto se evalúa desde la etapa de fabricación hasta la colocación de las vigas pretensadas, se ha utilizado 15 vigas pretensadas de 32 m de largo. Las vigas tienen que ser fabricadas con anticipación para aumentar el tiempo productivo de la obra.

Las losetas pretensadas deben cumplir las mismas condiciones que las vigas pretensadas; las losetas cumplen doble función, actúan como cofre y posteriormente trabajan en conjunto con el hormigón que se funde para la losa. Se debe dejar un espacio libre para la construcción de los diafragmas. Con respecto a los encofrados, solo será necesario para las veredas, postes y pasamanos.

Se debe tener especial cuidado con los niveles donde se colocan los apoyos de neopreno para que las vigas pretensadas tengan los niveles adecuados.

Para la fundición de la losa, se recomienda empezar por las vigas diafragma, lo que garantiza la estabilidad de las vigas pretensadas. Seguido se empieza por armar el cofre de los voladizos para las veredas, postes y pasamanos. Se debe poner atención a la viga que soporta el voladizo, para evitar el posible volteo.

Finalmente se colocara el armado del acero de refuerzo de la losa, para posteriormente fundir la losa a un espesor no menor de 17,5 cm sobre las losetas pretensadas. Se debe verificar los niveles y pendientes.

5.2 Presupuesto referencial

PRESUPUESTO					
Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Superestructura				
1.001	Apoyos de neopreno zunchado (0,55m x 0,35m x 0,0052m)	u	30	650	19500,00
1.002	Tubos de PVC ø110mm para instalaciones	m	168	6,8	1142,40
1.003	Elementos estructurales de hormigón precomprimido (Vigas de 1,50m x 32m)	u	15	13800	207000,00
1.004	Elementos estructurales de hormigón precomprimido (losetas de 1,20m x 1m x 0,075m)	u	372	140	52080,00
1.005	Elementos estructurales de hormigón precomprimido (losetas celosía de 2,35m x 2m x 0,075m)	u	32	260	8320,00
1.006	Hormigón estructural de cemento Portland, clase B (f'c = 300 kg/cm ²)	m ³	170	195	33150,00
1.007	Acero de refuerzo (Fy = 4200kg/cm ²)	kg	14340,5	2,5	35851,25
1.008	Capa de hormigón asfáltico de 7 cm de espesor	m ²	448	10,9	4883,20
1.009	Tapajuntas	m	74,2	486,7	36113,14
2	Acabados				
2.001	Hormigón estructural de cemento Portland, clase B (f'c = 300 kg/cm ²)	m ³	5	195	975,00
2.002	Acero de refuerzo (Fy = 4200kg/cm ²)	kg	508,2	2,5	1270,50
			SUBTOTAL		400285,49
			IVA 12%		48034,26
			TOTAL		448319,75

SON: CUATROCIENTOS CUARENTA Y OCHO MIL CON TRESCIENTOS DIECINUEVE US DÓLARES 75/100.

CONCLUSIONES

- Al desarrollar el diseño del puente se ha evidenciado el aporte que proporciona las normativas (AASHTO, ACI y NEC), ya que nos permite diseñar cada elemento estructural de manera óptima y segura.
- La información que se obtiene de los estudios de tránsito, permite diseñar la estructura de tal manera que ella pueda soportar una carga adicional, debido al incremento vehicular tanto de la ciudad como de la zona.
- Las especificaciones y cálculos señalados en el diseño estructural de la superestructura garantiza el funcionamiento y construcción efectivos del puente.
- Para la construcción de la superestructura se utilizó en el diseño miembros estructurales que se elaboran en la fábrica “Carrasco, RFV Construcciones”, por lo tanto son factibles para su obtención de manera rápida y simple.
- La construcción de puentes utilizando elementos prefabricados, representa varios factores positivos ante el modelo tradicional, tanto en tiempo como en costo, entre otras ventajas.
- El anteproyecto busca ser lo más aproximado a las necesidades de los moradores y conductores que transitan la zona.
- El programa utilizado para el cálculo de esfuerzos y deflexiones es un instrumento importante, ya que nos permite obtener dichos valores de manera óptima y vertiginosa.
- El anteproyecto alcanza un valor monetario de cuatrocientos cuarenta y ocho mil con trescientos diecinueve us dólares 75/100.

RECOMENDACIONES

- Para el diseño estructural se debe seguir las especificaciones de la normativa AASHTO, ya que es reconocida en el país como la reglamentación ideal para puentes, y para el caso de los estudios de tránsito se considera la norma NEVI-12, estipulada a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
- Se debe verificar en varias etapas de construcción que los esfuerzos de la viga no superen a los estimados por la normativa ACI, de esta manera se garantiza que el elemento no se dañe.
- Se debe seguir un cronograma de construcción de la obra, de forma tal que ella no sea detenida a falta de las piezas pretensadas.
- En el caso del hormigón, si se usa el hormigón premezclado se debe exigir una muestra de los ensayos y diseño, donde se especifique los resultados de los materiales utilizados y la resistencia del hormigón requerido.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2014). *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.
- ACI. (2008). *Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural*. Farmington Hills : American Concrete Institute.
- Cal, R., Reyes Spíndola, M., & Cárdenas Grisales, J. (2007). *Ingeniería de Tránsito*. Mexico D. F.: Alfaomega, S.A. de C.V.
- Calle Medina, M. (2007). *Guía de arquitectura Cuenca*. Cuenca: Junta de Andalucía.
- Carrasco Castro, F. (2010). *Hormigón Pretensado*. Cuenca: Monsalve Moreno Cia. Ltda.
- Civilgeek. (2008). *Diseño de puentes AASHTO*.
- Construcciones, C. R. (2016). Cotización de la Viga Doble T Pretensada. Cuenca.
- Gaber, N., & A Hoel, L. (2002). *Ingeniería de Tránsito y Carreteras*. Mexico D. F.
- Garber, N. J., & A Hoel, L. (2002). *Ingeniería de tránsito y carreteras* . Mexico.
- Garber, N. J., & A Hoel, L. (2002). *Ingeniería de tránsito y carreteras* . México.
- Gómez Díaz, J. (2012). *Puentes*. Habana-Cuba: Pueblo y Educación.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* (Tercera Edición ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Manual de diseño de puentes*. (2010). Lima-Perú: Macro E. I. L. R.
- McCormac, J. C. (2005). *Diseño de CONCRETO REFORZADO*. Mexico: Alfaomega, S.A. de C.V. Recuperado el 18 de 12 de 2015
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de estructuras de acero*. México: Alfaomega S.A. de C.V.
- MOPT. (2013). *Norma para estudio y diseños viales* (Vol. 2). Quito.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana Vial. (2012). *NEVI-12*. Ecuador.
- Road Research Laboratory. (1965). *Research on Road Traffic*. Londres.
- Serquén, A. R. (2012). *Puentes Con AASHTO-LRFD 2010* (Fifth Edition ed.). Perú.
- Somenson, H. (2015). *Estudio y proyecto de puentes de hormigón armado*. España: Ediciones Díaz de Santos.
- Spindola, R. C., & Cardenas Grisales, J. (2007). *Ingeniería de tránsito*. Mexico DF: Alfaomega, S.A. de C.V.

Torres C., E. (2013). *Diseño de puentes: interpretación del código AASHTO*. Quito-Ecuador: Abya-Yala.

Valdes Abellana, E., & Taylor Hernández, G. (1987). *Puentes I* (Vol. 1). La Habana, Cuba: Pueblo y Educación.

ANEXOS

Anexo 1: Tablas de conteo vehicular.

Anexo 2: Número de Vehículos matriculados en la ciudad de Cuenca.

Anexo 3: Planos descriptivos de la superestructura.