



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Diseño de la superestructura de un puente vehicular y peatonal en el
río Paute**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:

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

Autor:

DAVID ISRAEL MÉNDEZ SARMIENTO

Director:

ING. ROBERTO GAMON TORRES Ph.D

CUENCA – ECUADOR

2015

DEDICATORIA

Este trabajo de graduación va dedicado a las personas que son especiales en mi vida y que han inculcado el progreso, la superación y el nunca decir no en la vida.

A Lorenzo Méndez **Delgado**, mi amado y jamás olvidado padre, que desde donde está siempre me ha dado la fe de seguir adelante en todo lo que me propongo.

A **Lucila Sarmiento Sarmiento**, mi madre, a la que amo con todas mis fuerzas, es la persona que me ha dado la confianza y el apoyo incondicional y que ha estado en todo momento corrigiendo mis faltas y junto a mí celebrando mis logros.

A mis hermanos, **Cristhian, Lorena y Jhoana Méndez Sarmiento**, que siempre han estado a mi lado apoyándome y por estar ahí cuando más lo necesito.

A mis sobrinos, por darme la fuerza de seguir adelante para poder ser un ejemplo en sus vidas.

A mis amigos y compañeros de estudio con los que siempre nos hemos apoyando para cumplir la meta de terminar juntos la universidad.

A mi prima **Adriana Toral, su esposo Juan Yanzahuano e hijos**, que fueron pieza fundamental para que haya logrado esta gran meta que es el graduarme.

En fin a todas las personas que conformaron parte en el trayecto de mi formación como persona y como profesional.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco sinceramente a mi director de tesis, Ing. Roberto Gamón Torres Ph.D y a mi codirector Ing. José Vásquez, que me guiaron para poder lograr la meta de graduarme y por su tiempo en este trayecto, ya que sus conocimientos, orientación, experiencia, paciencia y su motivación fueron fundamentales.

Les agradezco por todo y quiero hacer énfasis en que se han ganado mi admiración. Me siento en deuda con ustedes por el apoyo brindado durante la redacción de mi tesis.

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VEHICULAR Y PEATONAL EN EL RÍO PAUTE

RESUMEN

Paute es un cantón que prácticamente ha abarcado todo su terreno para satisfacer la demanda del crecimiento poblacional, por lo que los terrenos se han vuelto escasos y a su vez demasiado costosos. El único lugar a donde debería crecer el cantón está separado por el Río Paute por lo que es necesaria una obra de fábrica (puente) para salvar este obstáculo. En este trabajo de graduación se va a diseñar la superestructura de un puente de 3 tramos, con una finalidad vehicular y peatonal para que sea una estructura eficiente y pueda ser utilizada por todos los usuarios y a su vez se realizará un cálculo de cantidades de obra y un análisis de precios unitarios para tener una idea acertada de que se utilizará y cuanto llegaría a costar esta obra.

Palabras clave: río, diseño, superestructura, puente, vehicular, peatonal.



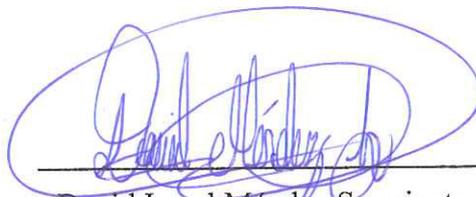
Ing. Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Ing. Roberto Gamon Torres Ph.D

Director de Tesis



David Israel Méndez Sarmiento

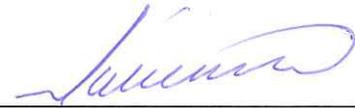
Autor

DESIGN OF A VEHICLE AND PEDESTRIAN SUPERSTRUCTURE BRIDGE OVER THE *PAUTE* RIVER

ABSTRACT

Paute is a canton, whose land has been virtually used to meet the demand of population growth; therefore, land areas have become scarce and too expensive. The only place where the Canton could grow is separated by the *Paute* River; hence, a construction (bridge) is needed to overcome this obstacle. This graduation work aims at designing a three-section Superstructure Bridge for vehicular and pedestrian purposes, intended to be an efficient structure that can be used by all users. At the same time, we will estimate the amount of work, and an analysis of unit prices to get an accurate idea of what will be used, and how much this work would cost.

Keywords: River, Design, Superstructure, Bridge, Vehicular, Pedestrian.



Ing. Paúl Cornelio Cordero Díaz



Ing. Roberto Gamón Torres Ph.D

Director de Escuela

Director de Tesis



David Israel Méndez Sarmiento

Autor



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo
Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
RESUMEN.....	iv
ABSTRACT.....	v
INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVO.....	2
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
ALCANCES Y RESULTADOS ESPERADOS.....	2
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES.....	4
1.1 Definiciones	4
1.2 Ubicación, seguridad, elección del el tipo de puente y sus características ..	5
1.2.1 Localización.....	5
1.2.2 Seguridad.	6
1.2.3 Tipo de puente.	6
1.2.4 Características.....	6
1.2.5 Diseño complementario.	7
CAPÍTULO 2 LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	8
2.1 Estudios	8
2.1.1 Estudios topográficos.....	8
2.2 Geometría.....	10
2.2.1 Sección transversal.	10

2.2.2 Ancho de la vía.	10
2.2.3 Veredas.	10
2.2.4 Barandas de seguridad.	10
2.2.5 Calzada.....	11
2.2.6 Pendiente de drenaje.	11
2.2.7 Juntas de dilatación.	11
2.2.8 Losas de transición.....	12
CAPÍTULO 3 NORMATIVA, CARGAS Y ESPECIFICACIONES.....	13
3.1 Normativa.....	13
3.1.1 Estados límites.	13
3.1.2 Ductilidad.....	16
3.1.3 Redundancia.....	17
3.1.4 Importancia Operativa.	17
3.2 Cargas.....	17
3.2.1 Cargas permanentes.	18
Fuente: AASHTO.	19
3.2.2 Cargas vivas.....	19
3.2.3 Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.....	25
3.3 Denominación de las cargas.....	30
3.3.1 Cargas permanentes.	30
3.3.2 Cargas transitorias.....	30
3.4 Puentes de viga y losa	31
3.4.1 Métodos de los factores de distribución para momento y corte según la AASHTO.	32
3.4.2 Método de los Factores de Distribución para Corte según la AASHTO. ...	34

CAPÍTULO 4 DISEÑO	36
4.1 Datos para el diseño	36
4.2 Cálculo de los momentos, cortantes y cargas en CSiBRIDGE 2015	39
4.3 Diseño de las vigas y la losa con CYPE	48
4.3.1 Listado de la obra.....	52
4.3.2 Acciones consideradas.....	53
4.3.3 Sismo.....	53
4.3.4 Hipótesis de carga.....	55
4.3.5 Estado límite.....	55
4.3.6 Situaciones de proyecto.....	56
4.3.7 Coeficientes parciales de seguridad (g) y coeficientes de combinación (y).	57
4.3.8 Datos geométricos de grupos y plantas.....	59
4.3.9 Losas.....	59
4.3.10 Materiales utilizados.....	59
4.4 Descripción y análisis de la viga	60
4.4.1 Resumen de las comprobaciones.....	61
4.4.2 Comprobaciones de resistencia.....	62
4.4.3 Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas	69
4.5 Justificación de la acción sísmica	78
4.5.1 Datos generales de sismo.....	79
4.5.2 Espectro de cálculo.....	80
4.5.3 Coeficientes de participación.....	83
4.5.4 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.	85
4.5.5 Corrección por cortante basal	86
4.5.6 Cortante sísmico combinado por planta.....	89

4.6 Dimensione de las vigas y armado de la losa.....	90
CAPÍTULO 5 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y CRONOGRAMA.....	95
5.1 Precios unitarios	95
5.2 Cronograma	102
CONCLUSIONES.....	103
RECOMENDACIONES.....	104
BIBLIOGRAFÍA.....	105
ANEXOS.....	106

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla #3.1: Tabla de densidades de materiales.....	15
Tabla #3.2: Tabla de incremento por carga dinámica.....	18
Tabla #3.3: Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos.....	19
Tabla #3.4: Combinaciones de cargas y factores de cargas.....	23
Tabla #3.5: Factores de carga para cargas permanentes.....	23
Tabla #3.6: Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.....	26
Tabla #3.7: Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores.....	27
Tabla #3.8: Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores.....	27
Tabla #3.9: Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores.....	28

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura #1: Vista del cantón Paute.....	1
Figura #1.1: Modelo básico de una superestructura de viga de acero y losa de hormigón armado.....	4
Figura #2.1: La línea roja une a las calles Luis Enrique Vásquez y la vía Chicti-Tutucán.....	6
Figura #2.2: Acotación del ancho del río donde va a ser emplazado el puente.....	7
Figura #2.3: Puente de 3 tramos.....	7
Figura #2.4: Pendiente de drenaje.....	8
Figura #2.5: Junta de dilatación.....	9
Figura #2.6: Losa de transición.....	9
Figura #3.1: Camión HL-93.....	16
Figura #3.2: Tandem de diseño.....	16
Figura #3.3: Carga de carril de diseño.....	17
Figura #3.4: Mapa de susceptibilidad a movimientos sísmicos en el Ecuador.....	19
Figura #3.5: Paute en la zona sísmica 2.....	20
Figura #3.6: Losa de hormigón y vigas de acero.....	25
Figura #4.1: Modelo básico del puente de 3 tramos vista longitudinal.....	29
Figura #4.2: Modelo básico del puente vista transversal.....	29
Figura #4.3: líneas de tráfico o carriles de diseño.....	31
Figura #4.4: CSiBRIDGE 2015 software para diseño de puentes.....	31
Figura #4.5: Puente de 3 tramos con sus líneas de tráfico.....	32
Figura #4.6: Especificaciones del hormigón utilizado para la modelación.....	32
Figura #4.7: Especificaciones del acero laminado utilizado para la modelación.....	33
Figura #4.8: Tomamos el camión de diseño de la AASHTO el HL-93.....	33
Figura #4.9: Especificaciones del camión HL-93.....	34
Figura #4.10: Combinación de carga para el caso de análisis Resistencia 1.....	34

Figura #4.11: Carga de área del asfalto.....	35
Figura #4.12: Carga de área peatonal aplicada en 0,75m a cada extremo del puente.....	35
Figura #4.13: Carga lineal que representa a las barandas.....	36
Figura #4.14: Carga de área que representa a las veredas.....	36
Figura #4.15: Modelo deformado.....	37
Figura #4.16: Resultado de los momentos en la sección entera del puente.....	37
Figura #4.17: Resultado de los momentos en la viga interior “viga central” la cual es la más cargada de todas las 5.....	38
Figura #4.18: Resultado del cortante en la viga interior “viga central”.....	38
Figura #4.19: CYPE software para arquitectura, ingeniería y construcción.....	39
Figura #4.20: Datos generales en CYPE.....	40
Figura #4.21: Zona Sísmica CYPE.....	41
Figura #4.22: Normas CYPE.....	41
Figura #4.23: Losa y Vigas CYPE.....	42
Figura #4.24: Vigas CYPE.....	42
Figura #4.25: Dimensiones de la Viga.....	80
Figura #4.26: Armado longitudinal superior.....	81
Figura #4.27: Armado transversal inferior.....	81
Figura #4.28: Armado longitudinal superior.....	81
Figura #4.29: Armado transversal inferior.....	82
Figura #4.30: Vista de la elevación frontal del pasamano.....	83
Figura #4.31: Corte transversal del pasamano.....	84
Figura #4.32: Detalle de ubicación de pernos de anclaje.....	84
Figura #4.35: Detalle de la baranda en planta.....	85
Figura #4.36: Vista lateral de la baranda en el puente.....	85

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo #1: Plano detallado del armado de la losa.

Anexo #2: Plano detallado de las barandas.

Anexo #3: Plano detallado de la viga.

Anexo #4: Vista Transversal y longitudinal de la superestructura.

Méndez Sarmiento David Israel

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamon Torres Ph.D

Julio, 2015

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VEHICULAR Y PEATONAL EN EL RÍO PAUTE

INTRODUCCIÓN

El problema a resolver es en el cantón Paute, ubicado en la provincia del Azuay, Ecuador, el mismo que tiene una población de 9850 habitantes en su centro cantonal, sin considerar los habitantes de sus parroquias cercanas. Este es un cantón el cual ha ocupado casi todo su terreno para satisfacer el crecimiento poblacional. Hacia donde le tocaría crecer al cantón se muestra en la zona delimitada en la figura 1, pero como se observa en la imagen este crecimiento está obstaculizado por el río Paute, el cual tiene un ancho, caudal y velocidad considerables. Sabiendo esto, nos damos cuenta que es un problema que netamente requiere de una obra de ingeniería civil llamada Puente. En esta tesis, lo que se pretende es diseñar la superestructura de esta obra de fábrica utilizando las normativas adecuadas con los camiones de diseño como cargas para la evaluación de esta obra.



Figura #1: Vista del cantón Paute.

Fuente: Google Maps.

OBJETIVO

El objetivo principal que esta tesis plantea es diseñar la superestructura de un puente en el Río Paute que conecte al cantón con la parroquia aledaña Tutucán. El diseño de este puente será para dar una doble finalidad, es decir como puente peatonal y puente vehicular, brindando la mayor seguridad pública ya que esta es la responsabilidad primaria del Ingeniero.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar la zona y determinar el lugar donde se construirá el puente, teniendo en cuenta que este lugar será el más beneficioso para el uso de las personas del cantón Paute y sus comunidades.
- Seleccionar el método de análisis para el diseño del puente.
- Tomar en cuenta la carga accidental que se impone en el país para diseñar el puente mediante estas solicitaciones, según el Ministerio de Obras Públicas.
- Elegir los materiales correctos, para que el puente sea el más óptimo.
- Realizar un presupuesto que incluya un análisis de precios unitarios y un cronograma valorado de trabajo.

ALCANCES Y RESULTADOS ESPERADOS

El puente va a servir al cantón para satisfacer la demanda del crecimiento poblacional, pero no hay que dejar de lado que esta obra también beneficiará a las comunidades ya que el ahorro que tendrían las personas que viajan de las comunidades hacia el cantón es considerable si lo tomamos desde el punto de vista de tiempo, ya que sin esta obra de fábrica se toman un tiempo medio de al menos 10 minutos más en dar la vuelta para llegar al cantón en vehículo. Se pretenderá hacer un puente de doble sentido para que no haya complicaciones de embotellamientos ni accidentes no deseados, construido en acero y con una calzada de hormigón armado. Se construirá esta obra con unas veredas y barandas de protección para las personas que usen este puente de manera peatonal, ya que hay mucha gente que se transportan a pie para cruzar de una comunidad vecina

al cantón. Estas veredas peatonales van a ser muy eficientes y bien consideradas para la construcción de esta obra de fábrica.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 Definiciones

Puente es una obra de fábrica la cual tiene como finalidad salvar el obstáculo que presenta un río logrando así, dar continuidad a una vía.

Un puente consta de dos partes:

- Superestructura: esta está conformada por la losa y las vigas.
- Subestructura: comprende a los pilares, estribos y cimientos (Ing. Rodriguez Serquén, 2012).

La superestructura que se pretende diseñar tendrá dos finalidades, como puente vehicular y a su vez en el diseño se le añadirá dos veredas, una a cada lado para también darle un fin peatonal. Estas veredas son bien consideradas en el diseño ya que existen muchas personas que se trasladan a pie desde las comunidades hacia el cantón y viceversa. Para no tener problemas de embotellamientos la losa se pretende diseñar de un ancho tal que se pueda tener dos carriles en diferentes sentidos para el tránsito vehicular en el puente. Para tener una idea breve de lo que pretende esta tesis con el diseño de la superestructura de un puente en el río Paute a continuación mostramos un modelo básico en la figura #1.1.



Figura #1.1: Modelo básico de una superestructura de viga de acero y losa de hormigón armado.

Fuente: Autor.

1.2 Ubicación, seguridad, elección del el tipo de puente y sus características

1.2.1 Localización.

La localización para el diseño de la superestructura del puente va a ser en marginal del río Paute, cerca del nuevo terminal terrestre. Se pretende diseñar la superestructura en el lugar donde existe el puente colgante antiguo que cumple una finalidad peatonal y reemplazarlo por un puente vehicular-peatonal.

Esta ubicación se eligió considerando aspectos económicos, técnicos, sociales, ambientales y a su vez los costos de mantenimiento e inspección.

En este lugar se facilita su diseño, construcción, operación y es favorable desde el punto de vista de costos.

1.2.2 Seguridad.

1.2.2.1 Protección de las Estructuras.

Para este puente se considera un tránsito de los vehículos eficiente y seguro. Se tiene que minimizar los riesgos para que no se descarrilen los vehículos colocando señalización o un parter en el medio como medida extrema.

1.2.2.2 Protección de los Usuarios.

Es obvio colocar barandas en los extremos de los puentes para seguridad de los peatones para que no tengan el riesgo de caer hacia el río mientras circulen y para seguridad de los vehículos que se descarrilen choquen contra esta baranda y sean contenidos.

1.2.3 Tipo de puente.

La superestructura está conformada por la losa de hormigón armado y las vigas de perfiles de acero laminado.

1.2.4 Características.

La superestructura contará con drenaje, dos veredas a cada lado, dos barandas de acero para seguridad, pendiente de drenaje en el caso de la carpeta asfáltica.

1.2.5 Diseño complementario.

Se tiene que empatar la conexión de las vías ya existentes con el puente que se pretende diseñar haciendo un plano tentativo.

CAPÍTULO 2

LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

2.1 Estudios

2.1.1 Estudios topográficos.

Los estudios topográficos nos sirven para definir la ubicación y a su vez las dimensiones exactas de la superestructura y a su vez, con este dato podremos tener en cuenta la ubicación un análisis de precios unitarios exacto.

Teniendo ya el levantamiento topográfico las calles que se pretenden conectar son la Luis Enrique Vásquez (junto al terminal nuevo del cantón Paute) y la vía Chicti-Tutucán como se muestra en la figura #2.1 con la línea roja.



Figura #2.1: La línea roja une a las calles Luis Enrique Vásquez y la vía Chicti_Tutucán.

Fuente: Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal De Paute.

Teniendo en cuenta estos estudios topográficos y que el ancho del río tiene **alrededor de 55 metros** como se muestra en la figura #2.2, llegamos a la conclusión que la superestructura tiene que ser de **3 tramos**, estos tramos tienen van a ser idénticos geoméricamente. En la figura #2.3 tenemos más o menos un modelo básico de un puente de 3 tramos.

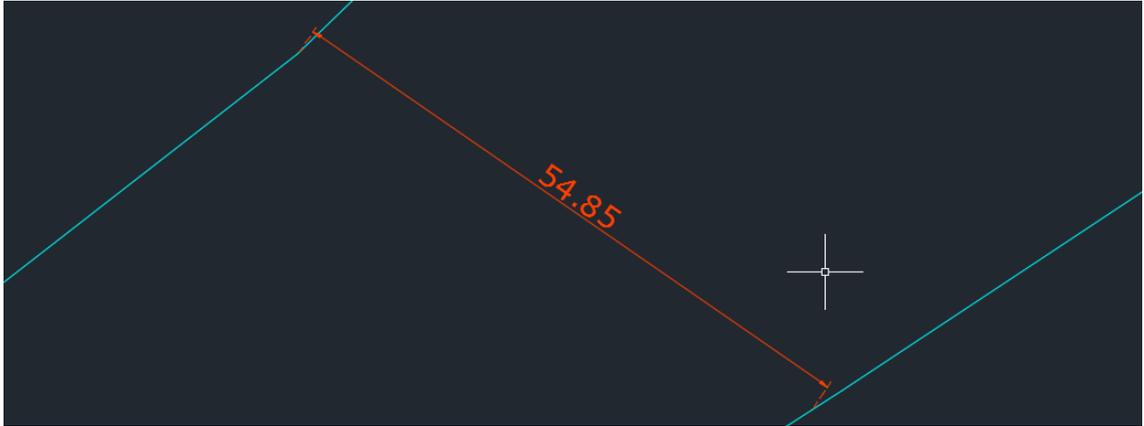


Figura #2.2: Acotación de el ancho del río donde va a ser emplazado el puente.

Fuente: Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal De Paute.

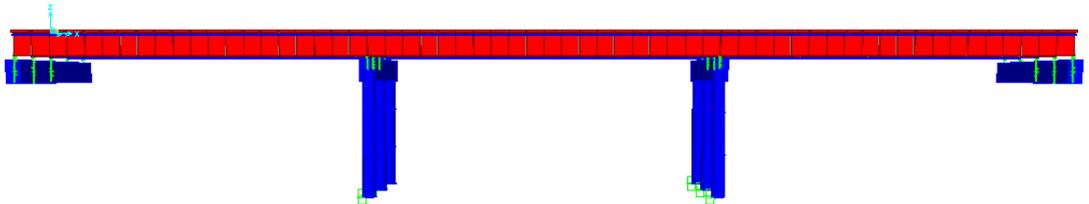


Figura #2.3: Puente de 3 tramos.

Fuente: Autor.

2.2 Geometría

2.2.1 Sección transversal.

El ancho de la sección transversal tiene que constar del ancho de la vía, ancho de veredas, barandas de seguridad, elementos de drenaje, entre otros.

2.2.2 Ancho de la vía.

Para el ancho de la calzada hay que tener en cuenta el ancho del camión de diseño que se utilizará y el número de carriles que se desee con anchos iguales cada uno de estos carriles.

2.2.3 Veredas.

Son las estructuras que se utilizan como un fin peatonal. Se diseñará la superestructura con dos veredas, una a cada lado, con un ancho mínimo cada una de 0,75m según la AASHTO.

2.2.4 Barandas de seguridad.

Se instalan en cada borde de la superestructura, su finalidad es brindar seguridad a los peatones y vehículos para que en el caso de algún descuido estos no se caigan hacia el río. La altura de estas barandas no tendrá que ser menor a 0.9m según la norma AASHTO.

2.2.5 Calzada.

La calzada o pavimento será flexible es decir una carpeta asfáltica.

2.2.6 Pendiente de drenaje.

En toda obra vial es necesaria una pendiente de drenaje, para que el agua lluvia no se quede estancada en la calzada afectando sus propiedades mecánicas, sino que circulen en este caso hacia el río debajo de esta obra de fábrica. Para este diseño se elige la pendiente mínima de $S=2\%$ en la superficie de rodadura. Para el drenaje de estas aguas se colocaran unos drenes de un diámetro de 0,10m como se muestra en la figura #2.4.

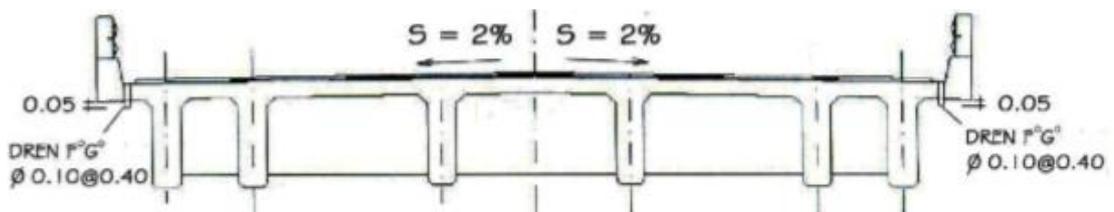


Figura #2.4: Pendiente de drenaje.

Fuente: Ing. Rodríguez Serquén.

2.2.7 Juntas de dilatación.

Para que la obra de fábrica no se vea afectada por el efecto de contracción y dilatación por efectos climáticos es necesario colocar juntas de dilatación en los extremos de la obra como se muestra en la figura #2.5.

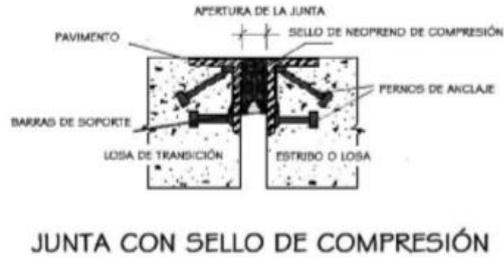


Figura #2.5: Junta de dilatación.

Fuente: Ing. Rodríguez Serquén.

2.2.8 Losas de transición.

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20m (Ing. Rodríguez Serquén, 2012).

Para tener una idea más clara de la losa de transición, ver la figura #2.6.

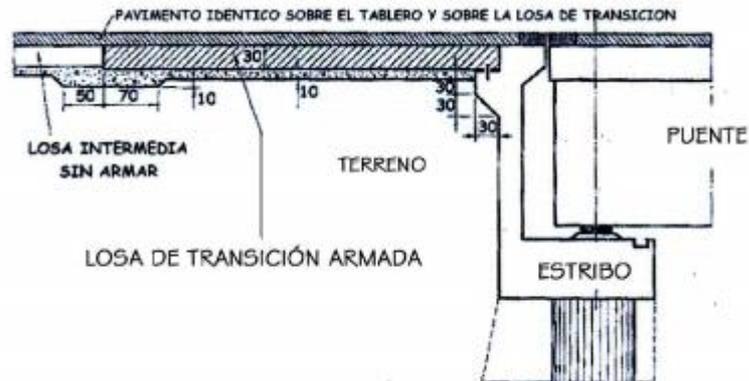


Figura #2.6: Losa de transición.

Fuente: Ing. Rodríguez Serquén.

CAPÍTULO 3

NORMATIVA, CARGAS Y ESPECIFICACIONES

3.1 Normativa

Las normativas para el diseño de la superestructura son las siguientes:

- A A S H T O - L R F D Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2004 (Español).

Es la normativa de la American Association of State Highway and Transportation, en la cual nos vamos a basar para el diseño de la superestructura del puente con cada una de las especificaciones que esta teoría aporta.

Para diseñar los puentes se debe considerar los estados límites a fin de que los objetivos de construcción, servicio y seguridad sean logrados, teniendo en cuenta los aspectos relacionados con la inspección, estética y economía.

Con esta normativa tenemos en cuenta las siguientes consideraciones.

3.1.1 Estados límites.

Cada uno de las conexiones y elementos que tenga un puente debe satisfacer la ecuación 1 para cada uno de los estados límites, a menos que se especifique lo contrario. En el caso de los estados límites de servicio y correspondientes a situaciones extremas de los factores de resistencia se deben tomar igual a 1,0 excepto para tornillos.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación 1 (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004)

Dónde:

- Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

Ecuación 2 (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004)

- Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,0$$

Ecuación 3 (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004)

Dónde:

- γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitudes.
- ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.
- η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- η_D = factor relacionado con la ductilidad.
- η_R = factor relacionado con la redundancia.
- η_I = factor relacionado con la importancia operativa según lo especificado en él.
- Q_i = solicitud.

- R_n = resistencia nominal.
- R_r = resistencia mayorada: ϕR_n .

3.1.1.1 Estado Límite de Servicio.

En este caso se considera como restricciones impuestas a las deformaciones, tensiones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

El estado límite de servicio nos proporciona requisitos que se basan en la experiencia que no siempre se pueden determinar mediante consideraciones estadísticas o a su vez de la resistencia.

3.1.1.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura.

En este estado límite se debe tener en cuenta como restricciones que se imponen al rango de tensiones como resultado de tener un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos que se da en el rango de tensión.

El estado límite de fatiga y fractura es limitar el crecimiento de las fisuras bajo las sollicitaciones de cargas respectivas, con la finalidad de no tener fractura durante el periodo del diseño del puente.

3.1.1.3 Estado Límite de Resistencia.

Para este estado límite se debe garantizar que se da estabilidad y resistencia, local como global, para soportar combinaciones de cargas significativas que el puente tendrá durante su periodo de diseño.

Con este estado límite puede haber presencia de tensiones elevadas y daños estructurales, pero se espera que la estructura se mantenga.

3.1.1.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos.

En este estado límite se considera eventos extremos siendo así que se garantiza la vida de la estructura de un puente durante un sismo significativo o una inundación, o cuando es impactado por un vehículo, o una embarcación.

En este estado límite se considera ocurrencias únicas cuya recurrencia es mayor al periodo de diseño del puente.

3.1.2 Ductilidad.

La estructura de un puente se deberá detallar y dimensionar de tal manera que se asegure el desarrollo de deformaciones inelásticas visibles y significativas en lo que son los estados límites de resistencia y los eventos extremos correspondientes antes de la falla. Por lo que en una estructura de hormigón las conexiones tienen que ser 1,3 veces más resistentes a las solicitaciones impuestas. Tener en cuenta que los disipadores de energía se pueden nombrar medios para proveer ductilidad a la estructura.

Por lo que tomamos en cuenta que para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles.

$\eta_D = 1,00$ para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones.

$\eta_D \geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas especificaciones.

Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1,00$.

3.1.3 Redundancia.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1,05$ para elementos no redundantes.

$n_R = 1,00$ para niveles convencionales de redundancia.

$n_R \geq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia.

Para todos los demás estados límites:

$\eta_R = 1,00$.

3.1.4 Importancia Operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes.

$n_I = 1,00$ para puentes típicos.

$n_I \geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia.

Para todos los demás estados límites:

$\eta_I = 1,00$.

3.2 Cargas

Las cargas a utilizar son escogidas del manual de la A A S H T O - L R F D Bridge Design Specifications.

3.2.1 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.
- EV= Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.
- EH= presión horizontal del peso propio del suelo de relleno (Ing. Rodríguez Serquén, 2012).

Las densidades de los materiales varían dependiendo de su compactación y del porcentaje de contenido agua en el caso de los agregados, el hormigón varía su densidad dependiendo de que densidad tengan sus áridos, entre otros.

Se le debe sumar 72kg/m^3 al hormigón simple para obtener la densidad del hormigón armado (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

A continuación tenemos la tabla #3.1 en la que se muestra las densidades de los materiales que se presencian como cargas permanentes en un puente.

Tabla #3.1: Tabla de densidades de materiales.

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Fuente: AASHTO.

3.2.2 Cargas vivas.

- LL= sobrecarga vehicular.
- PL= sobrecarga peatonal (Ing. Rodriguez Serquén, 2012).

3.2.2.1 Carga viva HL-93.

El manual nos da como carga al Camión de diseño el camión HL-93 que se muestra en la figura #3.1 con sus dimensiones y especificaciones y cargas (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

Camión de Diseño

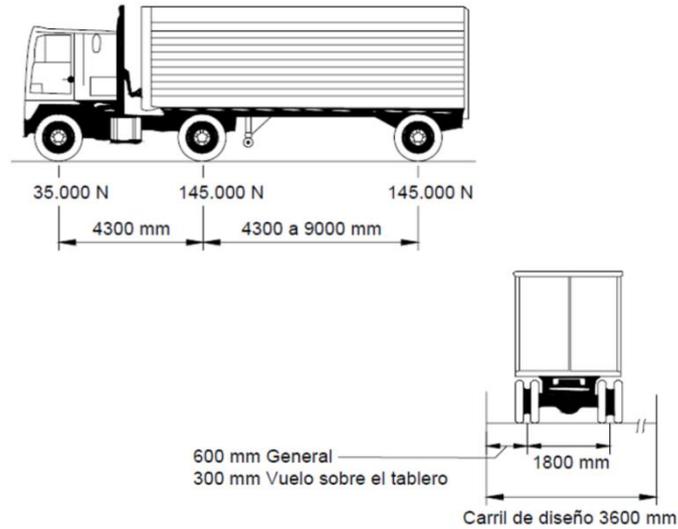


Figura #3.1: Camión HL-93.

Fuente: AAHSTO.

Tomamos la distancia entre los ejes traseros la que resulte con mayores efectos en la superestructura del puente, **se le debe considerar un incremento por carga dinámica, ver en la tabla 2** (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

3.2.2.2 Carga viva del tandem de diseño.

Y a su vez la AASHTO nos brinda el tándem de diseño, que tiene especificadas las cargas y dimensiones en la figura #3.2 (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).



Figura #3.2: Tandem de diseño.

Fuente: AASHTO.

Tener en cuenta que se debe considerar un **incremento dinámico designado en la tabla #3.2.**

Con estos camiones como carga viva para la losa de la superestructura, tenemos que diseñar la losa colocando este camión de la manera más desfavorable y así dándonos un momento último máximo para proceder al diseño.

3.2.2.3 Carga de carril de diseño.

Para el carril de diseño se considera una carga de $9,3\text{ N/mm}$ uniformemente distribuida en el eje longitudinal. De manera transversal la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000mm . No se tendrá en cuenta un incremento por carga dinámica (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

Estas especificaciones están mejor explicadas figura #3.3.



Figura #3.3: Carga de carril de diseño.

Fuente: Ing. Rodríguez Serquén.

3.2.2.4 Cargas peatonales.

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

3.2.2.5 Incremento por carga dinámica (IM).

Este incremento se utiliza para mayorar los efectos del camión de diseño y el del tándem pero de manera estática, no se aplica en: fuerzas centrifugas, de frenado, ni en las cargas peatonales, ni en la carga por carril de diseño. La tabla #3.2 contiene los siguientes incrementos:

Tabla #3.2: Tabla de incremento por carga dinámica.

Incremento por Carga Dinámica, *IM*

Componente	<i>IM</i>
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.

3.2.2.6 Fuerza de frenado (BR).

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

(American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

3.2.2.7 Efecto sísmico (EQ).

Los efectos sísmicos en la estructura se les toman como cargas laterales. Para puentes de múltiples tramos se sigue la siguiente tabla #3.3 en la cual se tiene que aplicar los siguientes análisis:

- * = no se requiere análisis sísmico.
- UL = método elástico de carga uniforme.
- SM = método elástico unimodal.
- MM = método elástico multimodal.
- TH = método de historia de tiempo.

Tabla #3.3: Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos.

Zona Sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros Puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1		*	*	*	*	*	*
2	No se requiere análisis sísmico	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: AASHTO.

En la siguiente figura #3.4 tenemos al Ecuador y su división por zonas sísmicas:



Figura #3.4: Mapa de susceptibilidad a movimientos sísmicos en el Ecuador.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Para la división tenemos como:

- Zona sísmica 1 = Zona de baja intensidad sísmica.
- Zona sísmica 2 = Zona de media intensidad sísmica.
- Zona sísmica 3 = Zona de alta intensidad sísmica.
- Zona sísmica 4 = Zona de muy alta intensidad sísmica.

Como podemos ver en la figura #3.5, seleccionada con el punto tenemos a Paute en la zona sísmica 2 es decir en una zona de media intensidad sísmica.



Figura #3.5: Paute en la zona sísmica 2.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Por lo que la AASHTO nos indica usar la siguiente teoría:

Método Espectral Unimodal:

Este método de análisis se basa en el modo fundamental de vibración siendo este en dirección longitudinal o transversal (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

3.2.2.8 Número de Carriles de Diseño.

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada. En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación. Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

3.2.3 Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.

Se tomará la sollicitación mayorada total como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Ecuación 4 (American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

Dónde:

η_i = modificador de las cargas.

Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

γ_i = factores de carga.

3.2.3.1 Estados límites.

3.2.3.1.1 Resistencia I.

Se aplicará una combinación de cargas básica que representa el uso normal vehicular del puente, sin considerar la carga del viento.

3.2.3.1.2 Resistencia II.

Se utiliza una combinación de cargas que representa el uso de la obra de fábrica con vehículos de circulación restringida, o vehículos de diseño especificados por el propietario, o ambos, sin considerar la carga del viento.

3.2.3.1.3 Resistencia III.

Este estado límite usa una combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

3.2.3.1.4 Resistencia IV.

En la resistencia IV se hace una combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las sobrecargas y las provocadas por las cargas permanentes.

3.2.3.1.5 Resistencia V.

Se hace una combinación de cargas que representa el uso de la obra de fábrica por vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

3.2.3.1.6 Evento extremo I.

Esta combinación de cargas incluye los sismos.

3.2.3.1.7 Evento extremo II.

En esta combinación de cargas incluye la carga del hielo, la colisión de vehículos y embarcaciones, y eventos hidráulicos con una sobrecarga que es reducida y diferente a la de colisión de vehículos, CT.

3.2.3.1.8 Servicio I.

Esta combinación de cargas representa la operación del puente con una carga de viento de 90 km/h y a su vez considerando todas las cargas con sus valores nominales. En esta combinación también se relaciona con el control de deflexiones presentes en las estructuras metálicas encerradas, tuberías termoplásticas, revestimientos de túneles y con el control del ancho de fisuración que se presentan en las estructuras de HA. Esta combinación se debería utilizar para investigación de la estabilidad de taludes.

3.2.3.1.9 Servicio II.

Es la combinación de cargas que se encarga de controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

3.2.3.1.10 Servicio III.

Es la combinación de cargas que es relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

3.2.3.1.11 Fatiga.

Esta combinación de cargas de fatiga y fractura se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el las cargas permanentes.

En la siguiente tabla 4 y tabla 5 se especifican los factores de carga que se aplicarán en el diseño respectivamente con sus combinaciones de cargas y factores de carga para cargas permanentes γ_p .

Tabla #3.4: Combinaciones de cargas y factores de cargas.

SSSS

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	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 – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	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_{BQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	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 - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO.

Tabla #3.5: Factores de carga para cargas permanentes.

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• 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 u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO.

3.3 Denominación de las cargas

3.3.1 Cargas permanentes.

- DD = fricción negativa.
- DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- EH = empuje horizontal del suelo.
- EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.
- ES = sobrecarga de suelo EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

3.3.2 Cargas transitorias.

- BR = fuerza de frenado de los vehículos.
- CE = fuerza centrífuga de los vehículos.
- CR = fluencia lenta.
- CT = fuerza de colisión de un vehículo.
- CV = fuerza de colisión de una embarcación.
- EQ = sismo.
- FR = fricción.
- IC = carga de hielo.
- IM = incremento por carga vehicular dinámica.
- LL = sobrecarga vehicular.
- LS = sobrecarga de la carga viva.
- PL = sobrecarga peatonal.
- SE = asentamiento SH = contracción.
- TG = gradiente de temperatura.

- TU = temperatura uniforme.
- WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- WL = viento sobre la sobrecarga.
- WS = viento sobre la estructura.

3.4 Puentes de viga y losa

Vamos a diseñar una superestructura que conste de la losa de hormigón armado y las vigas de acero. Esta superestructura va a ser de dos carriles y va a ser dos tramos. Estos 2 tramos tendrán las mismas características geométricas y resistentes es decir la superestructura va a tener las siguientes características siguiendo las especificaciones de la AASHTO:

- El ancho de los tableros de los dos tramos serán iguales y constantes.
- El número de vigas no podrá ser menor a 4.
- Las vigas serán paralelas y tendrán aproximadamente la misma rigidez.

Este es un modelo básico de una superestructura de viga de acero con perfil I y losa de hormigón armado en la figura #3.6 que nos brinda la AASHTO.

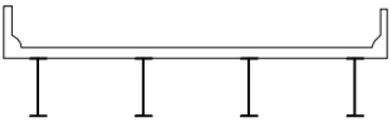
ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 <p>(a)</p>

Figura #3.6: Losa de hormigón y vigas de acero.

Fuente: AASHTO.

3.4.1 Métodos de los factores de distribución para momento y corte según la AASHTO.

3.4.1.1 Vigas interiores y tablero de hormigón.

Se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la Tabla #3.6. Para la etapa de diseño preliminar los términos $Kg/(Lts^3)$ e I/J se pueden tomar iguales a 1,0.

Tabla #3.6: Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lts^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq ts \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lts^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO.

Siendo:

- S = separación entre vigas o almas (mm).
- K_g = parámetro de rigidez longitudinal (mm^4).
- L = longitud de tramo de la viga (mm).
- ts = profundidad de la losa de hormigón (mm).
- N_b = número de vigas o largueros.

(American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

3.4.1.2 Vigas exteriores.

El momento flector por sobrecarga para las vigas exteriores se puede calcular aplicando la fracción por carril, g , que esta especificada en la Tabla #3.7. La distancia se tomará como positiva si el alma exterior esta hacia adentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si esta hacia afuera del cordón o barrera para el tráfico. En las secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas o marcos transversales, el factor de distribución para la viga exterior no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y rota como una sección transversal rígida.

Tabla #3.7: Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO.

Siendo:

- g = factor de distribución.
- e = factor de corrección.
- d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm).
- N_b = número de vigas o largueros.

3.4.2 Método de los Factores de Distribución para Corte según la AASHTO.

3.4.2.1 Vigas Interiores.

En las vigas interiores el corte por sobrecarga se calcula aplicando las fracciones por carril que se especifican en la tabla #3.8. Para los que no se especifican en esta tabla la distribución lateral del neumático o eje adyacente al extremo del tramo será la que se obtiene al aplicar la ley de momentos. Para el preliminar diseño las siglas **I/J** se pueden tomar como un valor igual a 1,0.

Tabla #3.8: Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO.

Dónde:

- S = separación entre vigas o almas (mm).
- L = longitud de tramo de la viga (mm).
- t_s = profundidad de la losa de hormigón (mm).
- N_b = número de vigas o largueros.

(American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

3.4.2.2 Vigas exteriores.

Para el corte por sobrecarga en vigas exteriores se determinará aplicando las fracciones por carril que se especifican en la tabla #3.9. Siendo que no se especifique en la tabla

6 algún caso en especial, la distribución en vigas exteriores por sobrecarga se deberá calcular aplicando la ley de momentos. Se deberá tomar positivo si el alma exterior está hacia dentro del cordón o la barrera para el tráfico y negativo si está hacia fuera.

Tabla #3.9: Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	
			Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO.

Siendo:

- e= factor de corrección.
- g= factor de distribución.
- de= distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm).
- Nb = número de vigas o largueros.

(American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2004).

CAPÍTULO 4

DISEÑO

4.1 Datos para el diseño

En el eje longitudinal vamos a tener el puente continuo de tres tramos iguales, cada uno de 20 metros, es decir la longitud total del puente será de 60 metros. Los apoyos en los extremos serán apoyos móviles, y los apoyos del medio será un apoyo fijo es decir sin ninguna opción a movimiento como se muestra en la figura #4.1.



Figura #4.1: Modelo básico del puente de 3 tramos vista longitudinal.

Fuente: Autor.

Para el eje transversal se considera la losa con dos vías con un ancho de calzada de 7,20, dos veredas de 0,75m para los peatones y dos barandas de acero de una altura de 0,90m, el espesor de la losa será de 0,20m. Se va a colocar 5 vigas de acero de perfil I. Se considerará que las vigas exteriores estén lo más apegadas a los extremos para evitar el efecto del volado de las losas como se muestra en la figura #4.2.

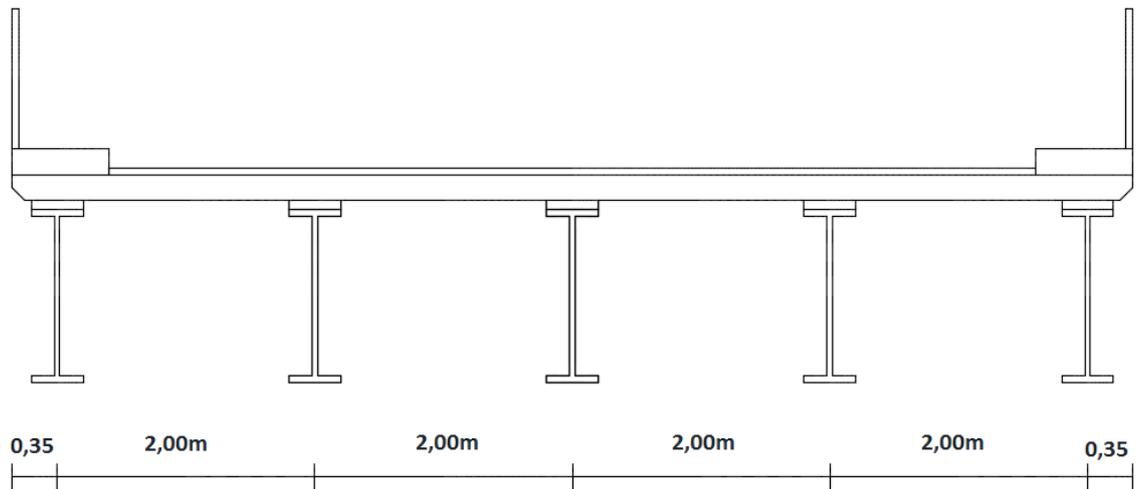


Figura #4.2: Modelo básico del puente vista transversal.

Fuente: Autor.

Estados de carga
<ul style="list-style-type: none"> • DC: peso de componentes estructurales.
<ul style="list-style-type: none"> • Dw: peso de la superficie de desgaste.
<ul style="list-style-type: none"> • LL: sobrecarga vehicular.
<ul style="list-style-type: none"> • PL: sobrecarga peatonal (0,36 t/m²).
<ul style="list-style-type: none"> • IM: Incremento dinámico.
Factores de carga y combinaciones
<ul style="list-style-type: none"> • DC: 1,25 (para cargas muertas).
<ul style="list-style-type: none"> • Dw: 1,50 (para la carga del asfalto).
<ul style="list-style-type: none"> • LL: 1,75 (para cargas vivas).
Factores de resistencia
<ul style="list-style-type: none"> • $\phi = 0,90$
Modificador de carga
<ul style="list-style-type: none"> • nd: 1.
<ul style="list-style-type: none"> • nr: 1.
<ul style="list-style-type: none"> • ni: 1.
Otros
<ul style="list-style-type: none"> • Peso del concreto= 2,5t/m³.

• Peso del asfalto= 2,2 t/m ³ .
• Espesor del asfalto= 0,05m.
• Peso de la vereda= 0,363 t/m ³ .
• Peso de las barandas = 0,1 t/m.
• F'c= 280 kg/cm ² .
• Ec= 284400 kg/cm ² .
• Fy= 4200 kg/cm ² .
• Es= 2,1E+6 kg/cm ² .
• Peso peatonal= 0,36 t/m ³ .
Datos geométricos
• Longitud de la superestructura= 60m (Dividida en 3 tramos de 20m c/u).
• Separación entre vigas= 2m.
• Espesor de las veredas= 0,2m.
• Altura de las barandas=0,90m.
• Espesor de la losa= 0,2m.

En la siguiente figura #4.3 tenemos como se diseñará las líneas de tráfico en el programa CSIBRIDGE con los ejes de cada uno de los carriles separados a 1,80 metros del eje del puente.

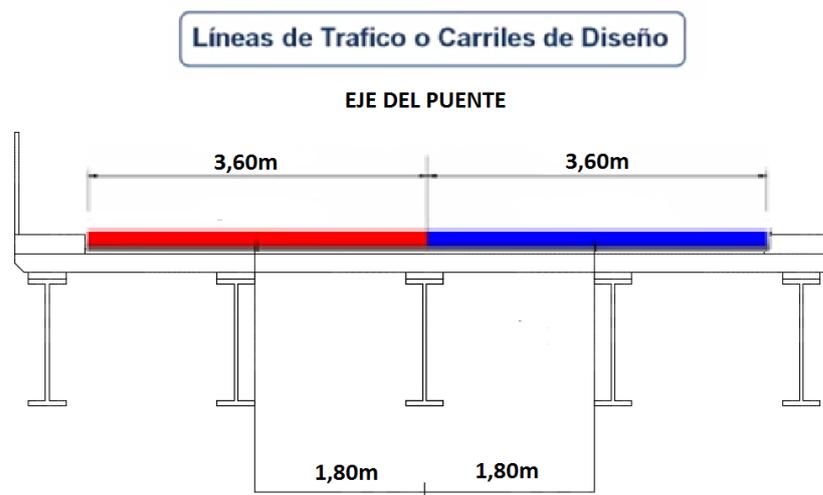


Figura #4.3: líneas de tráfico o carriles de diseño.

Fuente: Autor

4.2 Cálculo de los momentos, cortantes y cargas en CSiBRIDGE 2015

Se calcularán los momentos y cortantes del puente de 3 tramos con el programa CSiBRIDGE 2015 y se mostrará los datos usados para la modelación de la superestructura.



Figura #4.4: CSiBRIDGE 2015 software para diseño de puentes.

Fuente: SAP2000.

En la figura #4.5 podemos observar que con el programa se ha modelado lo que son la losa de 8,70m de ancho y 3 tramos de 20m de longitud cada uno, a su vez las 5 vigas de perfil laminado en acero A36 referenciales. 2 carriles los cuales tienen diferentes sentidos de circulación con un ancho cada uno de 3,60m dejando un espacio libre de 0,75m a cada lado para las veredas.

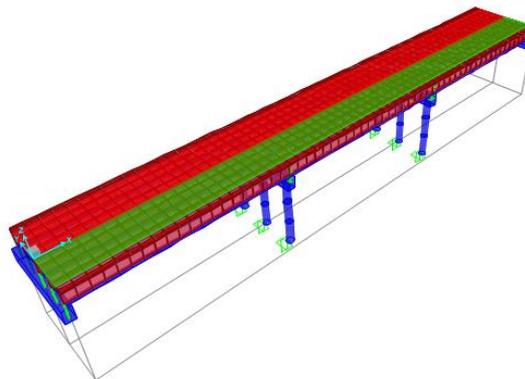


Figura #4.5: Puente de 3 tramos con sus líneas de tráfico.

Fuente: Autor.

En la figura #4.6 tenemos las especificaciones del hormigón de 280kg/m^3 , con su módulo de elasticidad, coeficiente de poisson, peso por unidad de volumen, entre otros.

The screenshot shows a software interface for defining material properties for concrete. The material is named 'Fc280' and is categorized as 'Concrete'. The units are set to 'Tonf, m, C'. The weight per unit volume is 2.5, and the mass per unit volume is 0.2549. The isotropic property data includes a modulus of elasticity of 2844000, a Poisson's ratio of 0.2, a coefficient of thermal expansion of 9.900E-06, and a shear modulus of 1185000. The specified concrete compressive strength is 2800.

Property	Value
Material Name and Display Color	Fc280
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight per Unit Volume	2.5
Mass per Unit Volume	0,2549
Units	Tonf, m, C
Modulus of Elasticity, E	2844000,
Poisson	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9,900E-06
Shear Modulus, G	1185000,
Specified Concrete Compressive Strength, fc	2800,

Figura #4.6: Especificaciones del hormigón utilizado para la modelación.

Fuente: Autor.

En la figura #4.7 observamos las especificaciones del acero A36 que es un acero para perfiles laminados como el que vamos a usar para las vigas I. podemos observar el módulo de elasticidad, coeficiente de poisson, entre otros.

The screenshot shows a software interface for defining material properties for steel. The material is named 'A36' and is categorized as 'Steel'. The units are set to 'Tonf, m, C'. The weight per unit volume is 7.849, and the mass per unit volume is 0.8004. The isotropic property data includes a modulus of elasticity of 20389019, a Poisson's ratio of 0.3, a coefficient of thermal expansion of 1.170E-05, and a shear modulus of 7841930. The other properties for steel materials include a minimum yield stress of 25310.507, a minimum tensile stress of 40778.04, an effective yield stress of 37965.76, and an effective tensile stress of 44855.84.

Property	Value
Material Name and Display Color	A36
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight per Unit Volume	7,849
Mass per Unit Volume	0,8004
Units	Tonf, m, C
Modulus of Elasticity, E	20389019
Poisson	0,3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	7841930,
Minimum Yield Stress, Fy	25310,507
Minimum Tensile Stress, Fu	40778,04
Effective Yield Stress, Fye	37965,76
Effective Tensile Stress, Fue	44855,84

Figura #4.7: Especificaciones del acero laminado utilizado para la modelación.

Fuente: Autor.

En la figura #4.8 tenemos en cuenta que se utilizó el camión de diseño HL-93 que nos brinda la AASHTO con su incremento dinámico de 33%.

Figura #4.8: Tomamos el camión de diseño de la AASHTO el HL-93.

Fuente: Autor.

En la figura #4.9 observamos las características que tiene el camión de diseño HL-93, estas especificaciones nos brinda el programa. Podemos observar sus dimensiones, cargas uniformes entre otros.

Vehicle name: HL-93K-1
Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads:
 For Lane Moments: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: []
 For Other Responses: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: []
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span

Usage:
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other

Min Dist Allowed From Axle Load:
 Lane Exterior Edge: 0,3048
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects:
 Axle: None [Modify/Show...]
 Uniform: None [Modify/Show...]

Load Plan

Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048	4,8262	Two Points	1,8288
Leading Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048	4,8262	Two Points	1,8288
Fixed Length	4,2672		0,9524	Fixed Width	3,048	19,3049	Two Points	1,8288
Variable Length	4,2672	9,144	0,9524	Fixed Width	3,048	19,3049	Two Points	1,8288
Trailing Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048			

Figura #4.9: Especificaciones del camión HL-93.

Fuente: Autor.

En la figura #4.10 tenemos las cargas que se van a utilizar con sus factores de carga para resistencia 1 que nos brinda la norma de la AASHTO. Tener en cuenta que el sismo no se considera en esta modelacion con CSiBRIDGE pero si se considerara en CYPE cuando se diseñe las vigas y la losa.

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
VEREDA	Linear Static	1,25
VEREDA	Linear Static	1,25
BARANDA	Linear Static	1,25
DEAD	Linear Static	1,25
ASFALTO	Linear Static	1,5
MOVIL LL	Moving Load	1,75
PEATONAL	Linear Static	1,75

Figura #4.10: Combinación de carga para el caso de análisis Resistencia 1.

Fuente: Autor.

En la figura #4.11 observamos que se colocó la carga del asfalto en un tramo de 7,20m de la losa en todos los 60m de longitud que tiene esta obra de fábrica. El valor de la carga uniforme es de $0,11\text{t-m}^2$.

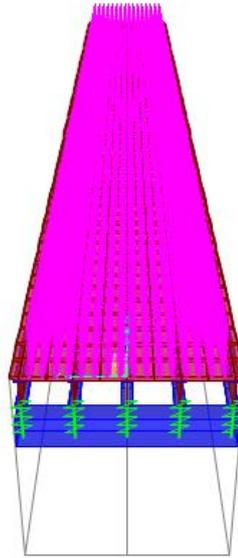


Figura #4.11: Carga de area del asfalto.

Fuente: Autor.

En la figura #4.12 observamos que se colocó la carga peatonal en 0,75m de ancho en cada extremo de la superestructura. La carga peatonal que colocamos fue de 0,36t-m².



Figura #4.12: Carga de area peatonal aplicada en 0,75m a cada extremo del puente.

Fuente: Autor.

En la figura #4.13 se muestra las cargas de baranda colocadas en los extremos de la losa. La carga que se aplicó fue de 0,10t-m.



Figura #4.13: Carga lineal que representa a las barandas.

Fuente: Autor.

En la figura #4.14 se observa la carga de las veredas consideradas en los extremos con un ancho de 0,75m cada una. El valor de la carga es $0,363\text{t}\cdot\text{m}^2$.

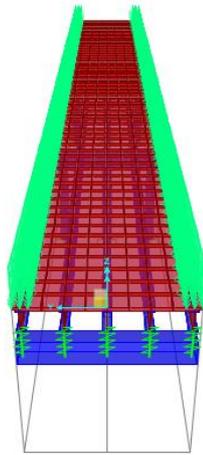


Figura #4.14: Carga de área que representa a las veredas.

Fuente: Autor.

En la figura #4.15 tenemos la representación del modelo una vez corrido el programa, con una deformación exagerada para el estado límite de Resistencia 1.

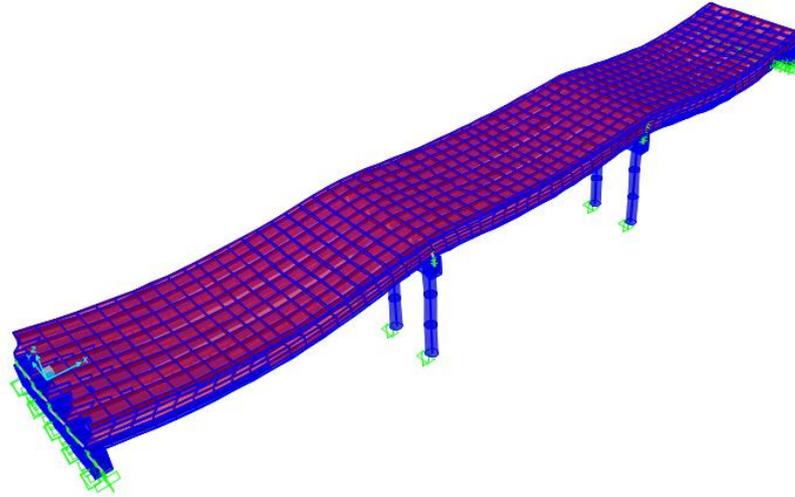


Figura #4.15: Modelo deformado.

Fuente: Autor.

En la siguiente figura podemos observar el diagrama de momentos en la sección entera del puente a Resistencia 1 en las unidades de Tonf-m-C.

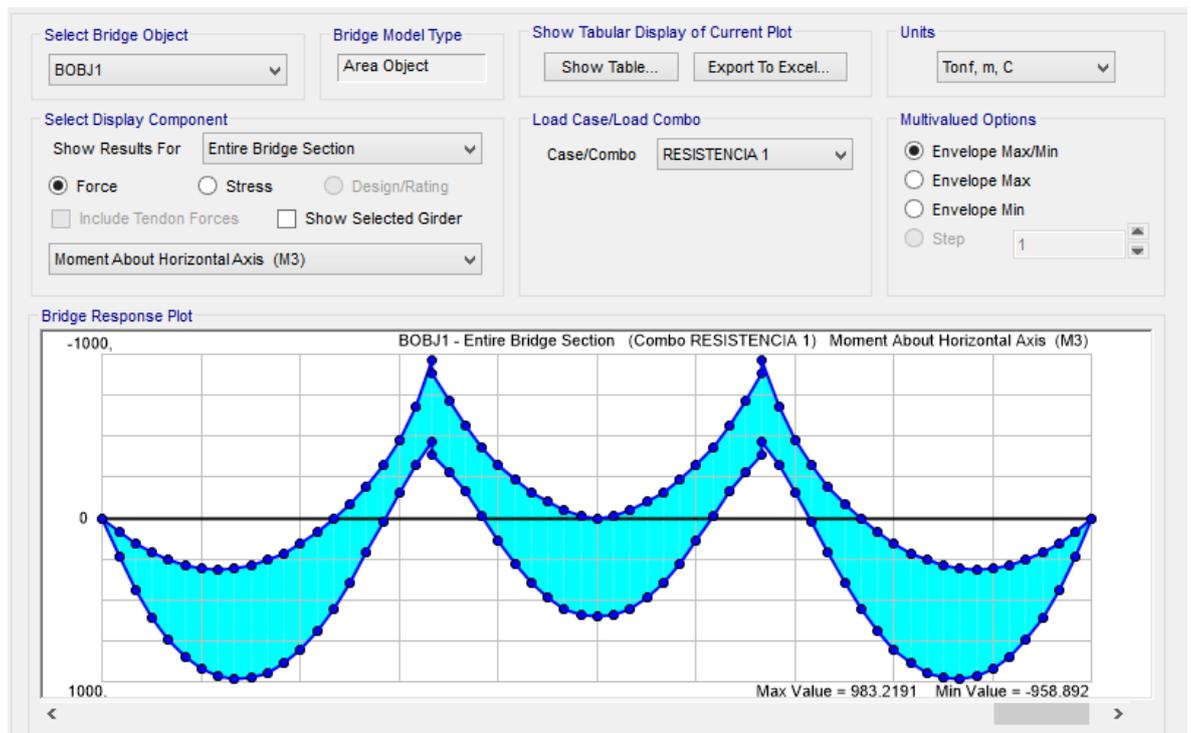


Figura #4.16: Resultado de los momentos en la sección entera del puente teniendo como $M_{max}=983,2191\text{Tonf/m}$ y $M_{min}=-958,892\text{Tonf/m}$.

Fuente: Autor.

También podemos observar el diagrama de momentos en la viga más cargada que es la viga del centro.

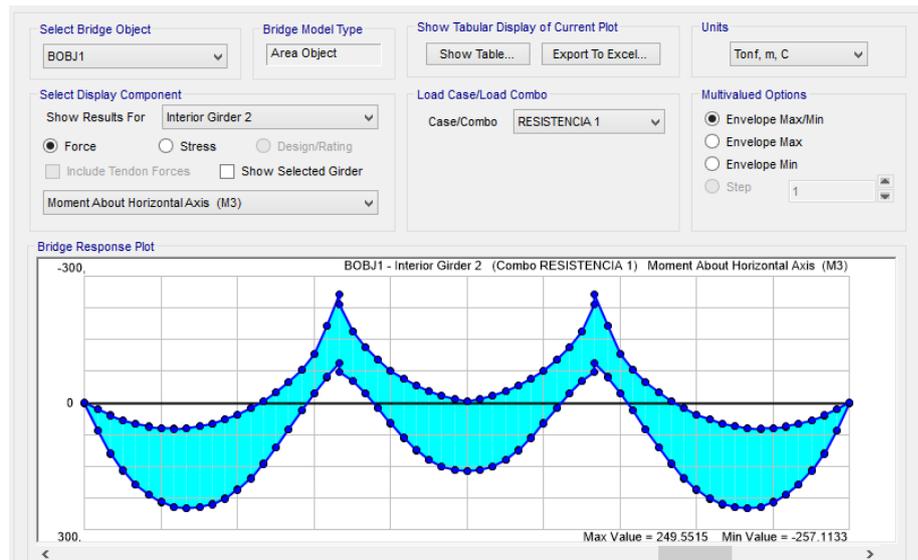


Figura #4.17: Resultado de los momentos en la viga interior “viga central” la cual es la más cargada de todas las 5 teniendo como resultado un $M_{max}=249,5515\text{Tonf/m}$ y $M_{min}= -257,1133\text{Tonf/m}$.

Fuente: Autor.

Podemos observar en la figura #4.18 el diagrama de cortante en la viga central.

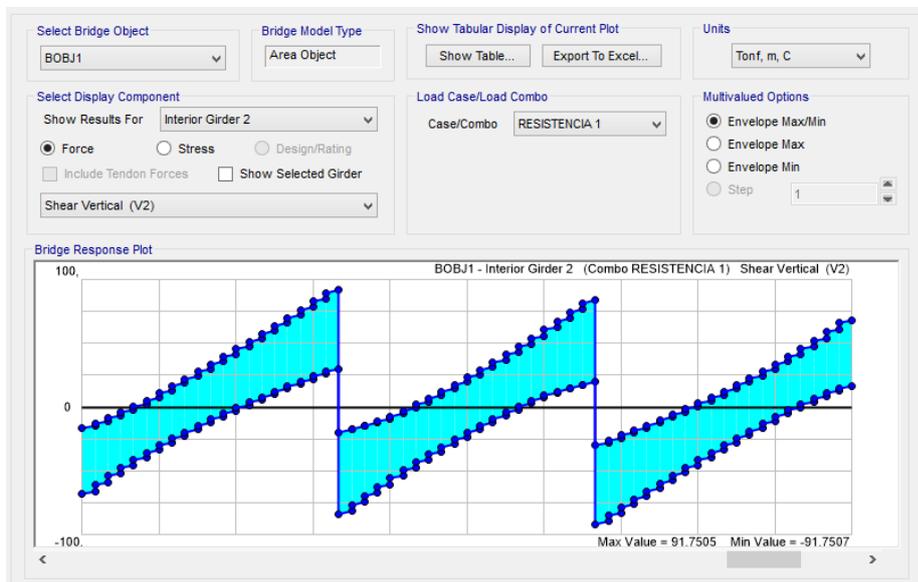


Figura #4.18: Resultado del cortante en la viga interior “viga central” teniendo como resultado un $V_{max}= 91,7505\text{Tonf}$ y un $V_{min}=-91,7505\text{Tonf}$.

Autor: Fuente.

Una vez obtenidos todos estos datos con el programa CSiBRIDGE entramos directamente al diseño de la losa y de las vigas del puente.

4.3 Diseño de las vigas y la losa con CYPE

Para el diseño de las vigas y de la losa se utilizara el software CYPE que es un software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción. Cabe recalcar que en este programa se tendrá en cuenta el efecto sísmico que está presente en Paute, Azuay y que tendrá efecto en la superestructura.



Figura #4.19: CYPE software para arquitectura, ingeniería y construcción.

Fuente: CYPE.

Para el diseño en CYPE empezamos con los datos generales seleccionando un hormigón de $F'c=280\text{kg/cm}^2$ para la losa, un acero con $Fy=4200$ para las varillas del armado de la losa y un acero laminado A36 para las vigas. También consideramos en el diseño el efecto de la acción sísmica. Todo esto está demostrado en la figura #4.20.

Arch.: **MENDEZ VIGAS**

Descripción:

Normas:

Hormigón armado		Perfiles	
Hormigón		Acero	
Losas	<input type="text" value="f<sub>c</sub>=280"/>	Laminados y amados	<input type="text" value="A36"/>
Fundación	<input type="text" value="f<sub>c</sub>=280"/>	Conformados	<input type="text" value="ASTM A 36 36 ksi"/>
Columnas	<input type="text" value="f<sub>c</sub>=280"/>	Madera ⓘ	<input type="text" value="Aserada, procedente de coníferas o chopos. - C14"/>
Muros	<input type="text" value="f<sub>c</sub>=280"/>	Aluminio extruido ⓘ	<input type="text" value="EN AW-5083 - F"/>
Características del árido	<input type="text" value="15 mm"/>		
Acero			
Barras	<input type="text" value="Grado 60 (Latinoamérica)"/>		
Pemos	<input type="text" value="A-307"/>		

Acciones		Coeficientes de pandeo	
<input type="text" value="Carga permanente y sobrecarga de uso"/>		Columnas de hormigón	
<input type="checkbox"/> Con acción de viento		β _x	<input type="text" value="1.000"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Con acción sísmica	<input type="text" value="NEC -11 (Ecuador)"/>	β _y	<input type="text" value="1.000"/>
Criterio de armado por ductilidad	<input type="text" value="Ninguno"/>	Columnas de acero	
Elementos constructivos	<input type="text" value="No se consideran"/>	β _x	<input type="text" value="1.000"/>
<input type="checkbox"/> Comprobar resistencia al fuego		β _y	<input type="text" value="1.000"/>
<input type="text" value="Estados límite (combinaciones)"/>			
<input type="text" value="Hipótesis adicionales (cargas especiales)"/>			

Figura #4.20: Datos generales en CYPE.

Fuente: Autor.

El siguiente recuadro hace referencia a la normativa para el cálculo de la acción sísmica, y se seleccionó el país Ecuador con su zona sísmica 2 que es para Paute.

Figura #4.21: Zona Sísmica CYPE.

Fuente: Autor.

En la figura #4.22 vemos las normas que se usaron para el diseño de la losa y las vigas en CYPE.

Figura #4.22: Normas CYPE.

Fuente: Autor.

Una vez seleccionado todos los requerimientos empezamos a modelar la obra de fábrica colocando las cargas y los momentos que obtuvimos como resultado en el programa CSiBRIDGE. Este es el modelo para el diseño en CYPE:

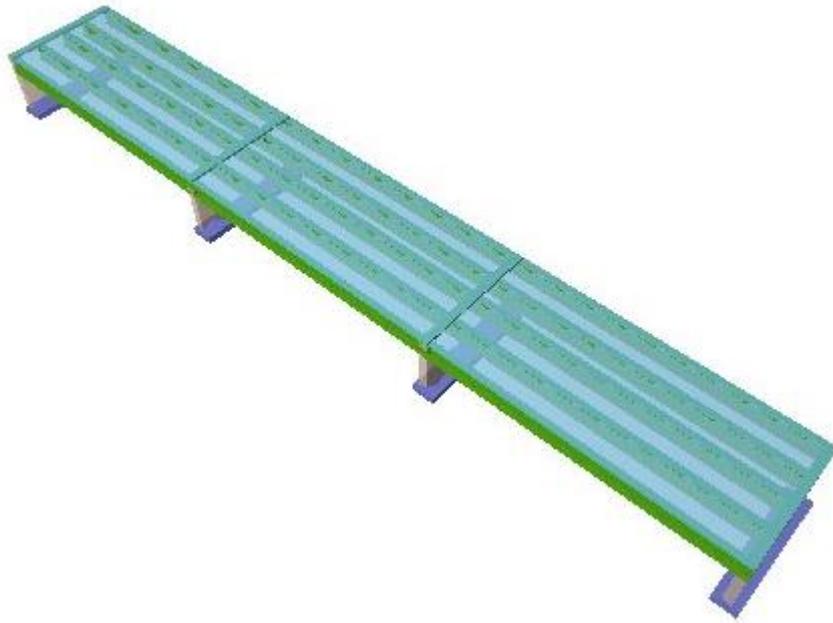


Figura #4.23: Losa y Vigas CYPE.

Fuente: Autor.



Figura #4.24: Vigas CYPE.

Fuente: Autor.

Una vez modelada la losa y las vigas procedemos a analizar y a correr el programa obteniendo como resultado lo siguiente.

4.3.1 Listado de la obra.

4.3.1.1 Versión del programa y número de licencia.

Versión: 2015.

Número de licencia: 118705.

4.3.1.2 Datos generales y de la estructura.

Proyecto: Diseño de la superestructura de un puente vehicular y peatonal en el río Paute.

Archivo: Diseño de las vigas y las losas.

4.3.1.3 Normas consideradas.

Hormigón: ACI 318M-08.

Aceros conformados: AISI S100-2007 (LRFD).

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Categoría de uso: General.

4.3.2 Acciones consideradas.

4.3.2.1 Gravitatorias.

Planta	S.C.U (t/m ²)	Cargas permanentes (t/m ²)
TABLERO	0.20	0.20

4.3.3 Sismo.

Norma utilizada: NEC -11.

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.

Capítulo 2.- Peligro sísmico y requisitos de diseño.

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NEC -11, 2.7.7.6).

4.3.3.1 Datos generales de sismo.

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II.

Región sísmica (NEC -11, 2.5.3): Sierra.

Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C.

Sistema estructural

R_X: Factor de reducción (X) (NEC -11, 2.7.2.3) **R_X : 6.00**

R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC -11, 2.7.2.3) **R_Y : 6.00**

F_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC -11, 2.6.6) **F_P : 0.90**

F_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC -11, 2.6.7) **F_E : 0.90**

Geometría en altura (NEC -11, 2.7.7.8): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): II

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): II

h: Altura del edificio

h : 5.00 m

Importancia de la obra (NEC -11, 2.6.4.2): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso : 0.25

Factor multiplicador del espectro : 1.00

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden.

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno.

Factores reductores de la inercia (NEC -11, 2.7.1.2.1)

Vigas: 0.5.

Losas: 0.5.

Columnas: 0.8.

Tabiques: 0.6.

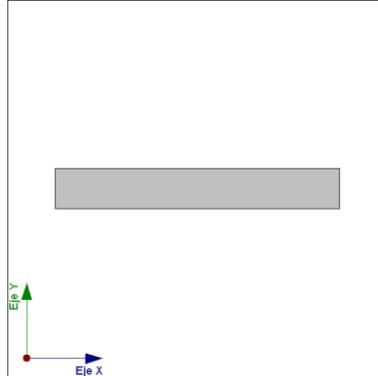
Muros: 0.6.

Muros de mampostería: 0.5.

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X.

Acción sísmica según Y.



Proyección en planta de la obra.

4.3.4 Hipótesis de carga.

Automáticas	Peso propio Cargas permanentes Sobrecarga de uso Sismo X Sismo Y
-------------	--

4.3.5 Estado límite.

E.L.U. de rotura. Hormigón	ACI 318M-08
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	ASCE 7
E.L.U. de rotura. Acero laminado	AISC 360-10 (LRFD) ASCE 7
Tensiones sobre el terreno Desplazamientos	Acciones características

4.3.6 Situaciones de proyecto.

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- **Situaciones persistentes o transitorias**

- **Situaciones sísmicas**

Dónde:

G_k Acción permanente.

P_k Acción de pretensado.

Q_k Acción variable.

A_E Acción sísmica.

g_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes.

g_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado.

$g_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal.

$g_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento..

g_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica.

4.3.7 Coeficientes parciales de seguridad (g) y coeficientes de combinación (y).

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

- **E.L.U. de rotura. Hormigón: ACI 318M-08.**
- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: ACI 318M-08.**

(9)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		

- **E.L.U. de rotura. Acero laminado: ANSI/AISC 360-10 (LRFD).**

2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		

- **Tensiones sobre el terreno.**

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000

- **Desplazamientos.**

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (g)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000

4.3.8 Datos geométricos de grupos y plantas.

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
1	TABLERO	1	TABLERO	5.00	5.00

4.3.9 Losas.

- Tensión admisible en situaciones persistentes: 2.00 kp/cm².
- Tensión admisible en situaciones accidentales: 3.00 kp/cm².

4.3.10 Materiales utilizados.**Hormigones**

Elemento	Hormigón	f_{ck} (kp/cm ²)	g_c	Tamaño máximo del árido (mm)
Todos	$f'c=280$	280	1.00	15

Aceros por elemento y posición**Aceros en barras**

Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm ²)	g_s
Todos	Grado 60 (Latinoamérica)	4200	1.00

Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm ²)	Módulo de elasticidad (kp/cm ²)
Acero conformado	ASTM A 36 36 ksi	2548	2069317
Acero laminado	ASTM A 36 36 ksi	2548	2038736

4.4 Descripción y análisis de la viga

Datos de la viga	
	Geometría
	Referencia del perfil : IA 1250x40_400x50
	Materiales
	Acero : A36

4.4.1 Resumen de las comprobaciones.

Tramo	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	l_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
V-108: B8 - B6	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 19.4 m h = 88.7	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m h = 10.9	x: 19.4 m h = 43.2	CUMPL E h = 88.7
<p>Notación:</p> <p>P_t: Resistencia a tracción.</p> <p>l_c: Limitación de esbeltez para compresión.</p> <p>P_c: Resistencia a compresión.</p> <p>M_x: Resistencia a flexión eje X.</p> <p>M_y: Resistencia a flexión eje Y.</p> <p>V_x: Resistencia a corte X.</p> <p>V_y: Resistencia a corte Y.</p> <p>$PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión.</p> <p>x: Distancia al origen de la barra.</p> <p>h: Coeficiente de aprovechamiento (%).</p> <p>N.P.: No procede.</p>									
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</p> <p>⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.</p> <p>⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.</p> <p>⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</p>									

Viga	Sobrecarga (Característica)	Activa (Característica)	Estado
	$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/360$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/300$	
V-108: B8 - B6	$f_{i,Q}: 2.52 \text{ mm}$ $f_{i,Q,lim}: 45.72 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 2.86 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 54.85 \text{ mm}$	CUMPLE

4.4.2 Comprobaciones de resistencia.

Resistencia a flexión eje X

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$h_M : \underline{0.887} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo B6, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Dónde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{308.755} \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{348.269} \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Dónde:

$$\begin{array}{ll}
 \mathbf{j_b}: \text{Factor de resistencia a flexión} & \mathbf{j_b}: \quad 0.90 \\
 \mathbf{M_n}: \text{La resistencia nominal a flexión calculada} & \\
 \text{según Artículo 2, Sección 2, División c} & \mathbf{M_n}: \quad 386.965 \quad \text{t}\cdot\text{m}
 \end{array}$$

Fluencia

$$\mathbf{M_n}: \quad 948.649 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Dónde:

$$\begin{array}{ll}
 \mathbf{F_y}: \text{Límite elástico mínimo especificado} & \mathbf{F_y}: \quad 2548.42 \quad \text{kp/cm}^2 \\
 \mathbf{Z_x}: \text{Módulo resistente plástico respecto al eje X} & \mathbf{Z_x}: \quad 37225.00 \quad \text{cm}^3
 \end{array}$$

Pandeo lateral

c) Si $L_r < L_b$:

$$\mathbf{M_n}: \quad 386.965 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Dónde:

$$\begin{array}{ll}
 \mathbf{L_b}: \text{Distancia entre puntos de arriostramiento al} & \\
 \text{desplazamiento lateral del ala comprimida o de} & \\
 \text{la torsión de la sección transversal} & \mathbf{L_b}: \quad 20000 \quad \text{mm}
 \end{array}$$

$$\mathbf{L_r}: \quad 14890.89 \quad \text{mm}$$

$$\mathbf{F_{cr}}: \quad 1241.68 \quad \text{kp/cm}^2$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad del acero	E : 2038735.98	kp/cm ²
F_y: Límite elástico mínimo especificado	F_y : 2548.42	kp/cm ²
J: Momento de inercia a torsión uniforme	J : 5786.67	cm ⁴
h_o: Distancia entre los baricentros de las alas	h_o : 1200.00	mm
C_b: Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:	C_b : 1.00	
	r_{ts} : 101.91	mm

Dónde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y	I_y : 53946.67	cm ⁴
C_w: Constante de alabeo de la sección	C_w : 194208000.00	cm ⁶

Para c:

i) para una
sección
doblemente
simétrica en
doble T:

$$c : 1.00$$

$$S_x : 31164.67 \text{ cm}^3$$

Dónde:

I_x : Momento de inercia

respecto al eje X

$$I_x : 1947791.67 \text{ cm}^4$$

y : Distancia a la fibra extrema
en flexión

$$y : 625.00 \text{ mm}$$

$$M_p : 948.649 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Dónde:

Z_x : Módulo resistente plástico

respecto al eje X

$$Z_x : 37225.00 \text{ cm}^3$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$h_v : 0.109 \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo B8, para la combinación de hipótesis $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 1.6\cdot Qa$.

Dónde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : 83.122 \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : 764.526 \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Dónde:

En la Sección G2.1 a:

$$j_v: \text{Factor de resistencia a cortante} \quad j_v : 1.00$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

Para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n : 764.526 \text{ t}$$

Dónde:

$$F_y: \text{Límite elástico mínimo especificado} \quad F_y : 2548.42 \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : 500.00 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$d: \text{Canto total} \quad d : 1250.00 \text{ mm}$$

$$t_w: \text{Espesor del alma} \quad t_w : 40.00 \text{ mm}$$

4.4.2.1 Resistencia nominal a cortante.

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

C_v : Coeficiente de cortante del alma	C_v : 1.00
Dónde:	
h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo	h : 1150.00 mm
E : Módulo de elasticidad del acero	E : 2038735.98 kp/cm ²

4.4.2.2 Comprobación de rigidizadores transversales.

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Dónde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo	h : 1150.00 mm
t_w : Espesor del alma	t_w : 40.00 mm
E : Módulo de elasticidad del acero	E : 2038735.98 kp/cm ²
F_y : Límite elástico mínimo especificado	F_y : 2548.42 kp/cm ²

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$h : 0.432 \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo B6, para la combinación de acciones

$$1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa.$$

Dónde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$h : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$h : \underline{0.432} \quad \checkmark$$

$$h : \underline{0.040} \quad \checkmark$$

$$h : \underline{0.188} \quad \checkmark$$

4.4.3 Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r : Resistencia a torsión requerida

$$T_r : 0.040 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_c : 15.927 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Dónde:

j_T : Factor de resistencia para torsión

$$j_T : 0.90$$

T_n : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n : 17.696 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Dónde:

C: Módulo resistente a torsión

$$C : 1157.33 \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n : 1529.05 \text{ kp/cm}^2$$

Dónde:

F_y : Límite elástico mínimo

especificado del acero de las barras

$$F_y : 2548.42 \text{ kp/cm}^2$$

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_a : Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a : 0.00 \text{ kp/cm}^2$$

Dónde:

P_r : Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$P_r : 0.000 \text{ t}$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : 860.00 \text{ cm}^2$$

f_{bx} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} : -990.72 \text{ kp/cm}^2$$

Dónde:

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : 308.755 \text{ t}\cdot\text{m}$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : 1947791.67 \text{ cm}^4$$

y : Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : 625.00 \text{ mm}$$

f_{by} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} : 0.00 \text{ kp/cm}^2$$

Dónde:

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : 53946.67 \text{ cm}^4$$

x: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$\underline{\underline{x : 0.00 \text{ mm}}}$$

f_{v_x}: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$\underline{\underline{f_{v_x} : 0.00 \text{ kp/cm}^2}}$$

Dónde:

V_x: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$\underline{\underline{V_x : 0.000 \text{ t}}}$$

Q_y: Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$\underline{\underline{Q_y : 1000.00 \text{ cm}^3}}$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$\underline{\underline{I_y : 53946.67 \text{ cm}^4}}$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$\underline{\underline{b : 50.00 \text{ mm}}}$$

f_{v_y}: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

$$\underline{\underline{f_{v_y} : 49.47 \text{ kp/cm}^2}}$$

Dónde:

V_y: Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$\underline{\underline{V_y : 83.106 \text{ t}}}$$

Q_x: Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$\underline{\underline{Q_x : -6000.00 \text{ cm}^3}}$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$\underline{\underline{I_x : 1947791.67 \text{ cm}^4}}$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$\underline{\underline{b : 50.00 \text{ mm}}}$$

f_T: Tensión tangencial debida a torsión.

$$f_T : \quad 3.36 \quad \text{kp/cm}^2$$

Dónde:

T_r : Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$T_r : \quad 0.040 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

J : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \quad 5786.67 \quad \text{cm}^4$$

b : Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \quad 50.00 \quad \text{mm}$$

F_a : Resistencia a tracción de la sección.

$$F_a : \quad 2293.58 \quad \text{kp/cm}^2$$

Dónde:

j_t : Factor de seguridad para tracción.

$$j_t : \quad 0.90$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \quad 2548.42 \quad \text{kp/cm}^2$$

F_{bx} , F_{by} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$$F_{bx} : \quad 2293.58 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{by} : \quad 2293.58 \quad \text{kp/cm}^2$$

Dónde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \quad 0.90$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \quad 2548.42 \quad \text{kp/cm}^2$$

F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$F_{vx} : \quad 1324.20 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{vy} : \quad 1324.20 \quad \text{kp/cm}^2$$

Dónde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \quad 0.90$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado del
acero de las barras

$$F_y : 2548.42 \text{ kp/cm}^2$$

F_T : Resistencia a torsión de la sección.

$$F_T : 1324.20 \text{ kp/cm}^2$$

Dónde:

j_T : Factor de resistencia para torsión

$$j_T : 0.90$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado del
acero de las barras

$$F_y : 2548.42 \text{ kp/cm}^2$$

4.4.4 Comprobaciones de flecha.

Sobrecarga (Característica)	Activa (Característica)	Estado
$f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/360$	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/300$	
$f_{i,Q}: 2.52 \text{ mm}$ $f_{i,Q,lim}: 45.72 \text{ mm}$	$f_{A,max}: 2.86 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 54.85 \text{ mm}$	CUMPLE

Flecha total instantánea para el conjunto de las cargas de tipo "Sobrecarga" para la combinación "Característica" de acciones

La flecha máxima se produce en la sección "9.70 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso

$$2.52 \text{ mm} \leq 45.72 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{i,Q,lim}$: límite establecido para la flecha instantánea

producida por las sobrecargas de uso

$$f_{i,Q,lim} : 45.72 \text{ mm}$$

$$f_{i,Q,lim} = L/360$$

L: longitud de referencia

$$L : 16.46 \text{ m}$$

$f_{i,Q}$: flecha instantánea producida por las sobrecargas

de uso aplicadas

$$f_{i,Q} : 2.52 \text{ mm}$$

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,Q,ma}$ _x (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	1.28	1.28	0.00
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	1.45	0.17	0.00
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	1.62	0.17	0.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	4.14	2.52	2.52

Dónde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 'i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,Q,max}$: valor máximo de la flecha instantánea debida a las sobrecargas de uso producida hasta el instante t_i

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "9.70 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso

2.86 mm £ **54.85 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$f_{A,lim}$: 54.85 mm

$$f_{A,lim} = L/300$$

L: longitud de referencia

L : 16.46 m

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

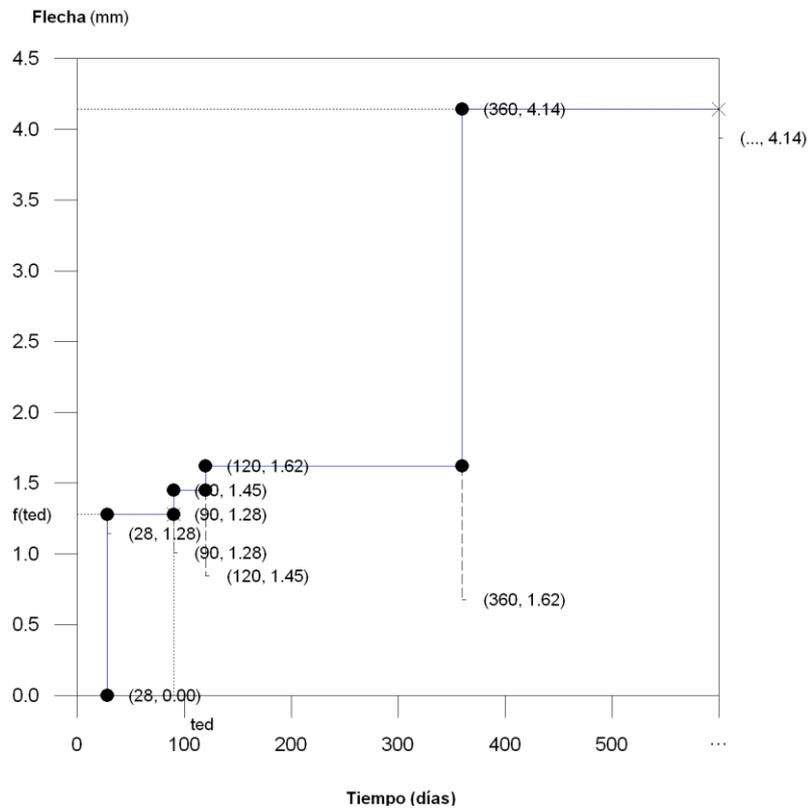
$f_{A,max}$: 2.86 mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses",
 calculada como la diferencia entre la flecha total
 máxima y la flecha producida hasta dicho instante
 ($f(t_{ed})$)

$f_{T,max}(t_{ed}, \mathbb{Y})$: flecha total máxima producida a
 partir del instante "3 meses"

$f_{T,max}(t_{ed}, \mathbb{Y})$: 4.14 mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.28	1.28	1.28
2-3	90	120	1.28	0.17	1.45	1.45
3-4	120	360	1.45	0.17	1.62	1.62

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$Df_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
4-¥	360	¥	1.62	2.52	4.14	4.14

Dónde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$Df_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	1.28	1.28	1.28
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	1.45	0.17	1.45
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	1.62	0.17	1.62

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	f_i (mm)	Df_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	4.14	2.52	4.14

Dónde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 'i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Df_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed}) : 1.28 \text{ mm}$

La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

4.5 Justificación de la acción sísmica

Norma utilizada: NEC -11

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

Capítulo 2.- Peligro sísmico y requisitos de diseño

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NEC -11, 2.7.7.6)

4.5.1 Datos generales de sismo.

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II

Región sísmica (NEC -11, 2.5.3): Sierra

Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C

Sistema estructural

R_x: Factor de reducción (X) (NEC -11, 2.7.2.3) **R_x : 6.00**

R_y: Factor de reducción (Y) (NEC -11, 2.7.2.3) **R_y : 6.00**

P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC -11, 2.6.6) **P : 0.90**

E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC -11, 2.6.7) **E : 0.90**

Geometría en altura (NEC -11, 2.7.7.8): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): II

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): II

h: Altura del edificio **h : 5.00 m**

Importancia de la obra (NEC -11, 2.6.4.2): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso	: 0.25
Factor multiplicador del espectro	: 1.00

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ninguno

Factores reductores de la inercia (NEC -11, 2.7.1.2.1)

Vigas: 0.5

Losas: 0.5

Columnas: 0.8

Tabiques: 0.6

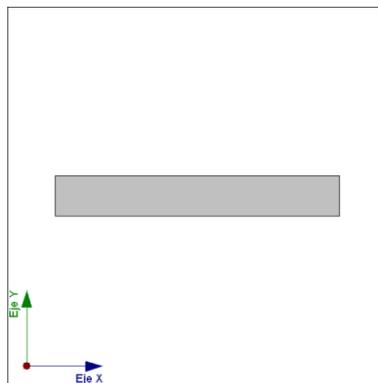
Muros: 0.6

Muros de mampostería: 0.5

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

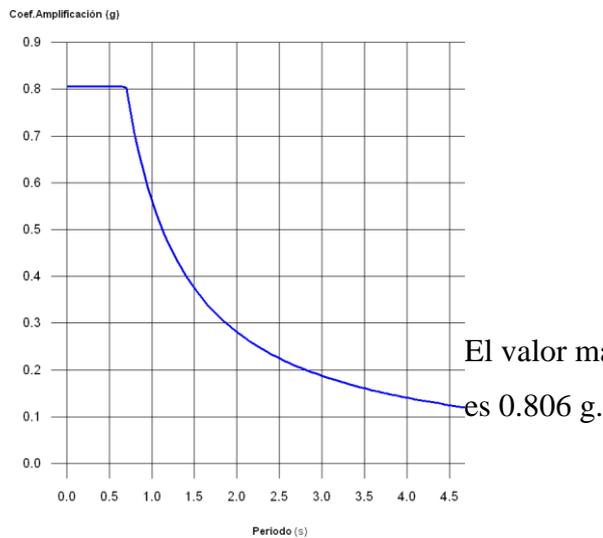


Proyección en planta de la obra

4.5.2 Espectro de cálculo.

Espectro elástico de aceleraciones

Coef. Amplificación:



NEC -11 (2.5.5.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (NEC -11, Tabla 2.1)	Z : 0.25
Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II	
□: Relación de amplificación espectral (NEC -11, 2.5.5.1)	□ : 2.48
Región sísmica (NEC -11, 2.5.3): Sierra	
F_a: Factor de sitio (NEC -11, Tabla 2.5)	F_a : 1.30
F_d: Factor de sitio (NEC -11, Tabla 2.6)	F_d : 1.50
F_s: Factor de sitio (NEC -11, Tabla 2.7)	F_s : 1.10
Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C	
Zona sísmica (NEC -11, 2.5.2.1): II	
I: Factor de importancia (NEC -11, Tabla 2.9)	I : 1.00
Importancia de la obra (NEC -11, 2.6.4.2): Otras estructuras	

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC -11, 2.5.5.1) **r :** 1.00

Tipo de suelo (NEC -11, 2.5.4.5): C

T_C: Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC -11, 2.5.5.1) **T_C :** 0.70 s

Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente ($R \cdot \square_P \cdot \square_E$) correspondiente a cada dirección de análisis.

Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

R_X: Factor de reducción (X) (NEC -11, 2.7.2.3) **R_X :** 6.00

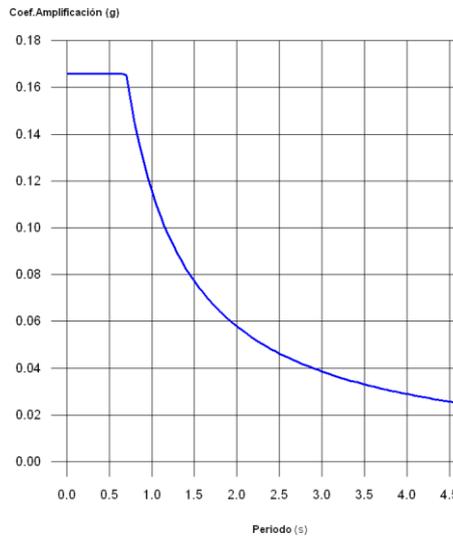
R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC -11, 2.7.2.3) **R_Y :** 6.00

\square_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC -11, 2.6.6) \square_P : 0.90

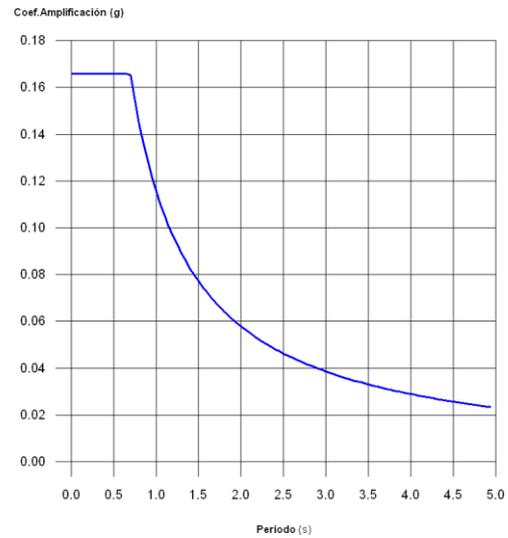
\square_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC -11, 2.6.7) \square_E : 0.90

NEC -11 (2.7.2.1)

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



4.5.3 Coeficientes de participación

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.279	1	0	0.0004	100 %	0 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 3.19894 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 3.19894 mm
Modo 2	0.037	0	0.7127	0.7015	0 %	99.7 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 0.05668 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 0.05668 mm
Modo 3	0.030	0.0013	0.0078	1	0 %	0.3 %	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 0.03695 mm	R = 4.86 A = 1.627 m/s ² D = 0.03695 mm
Total					100 %	100 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

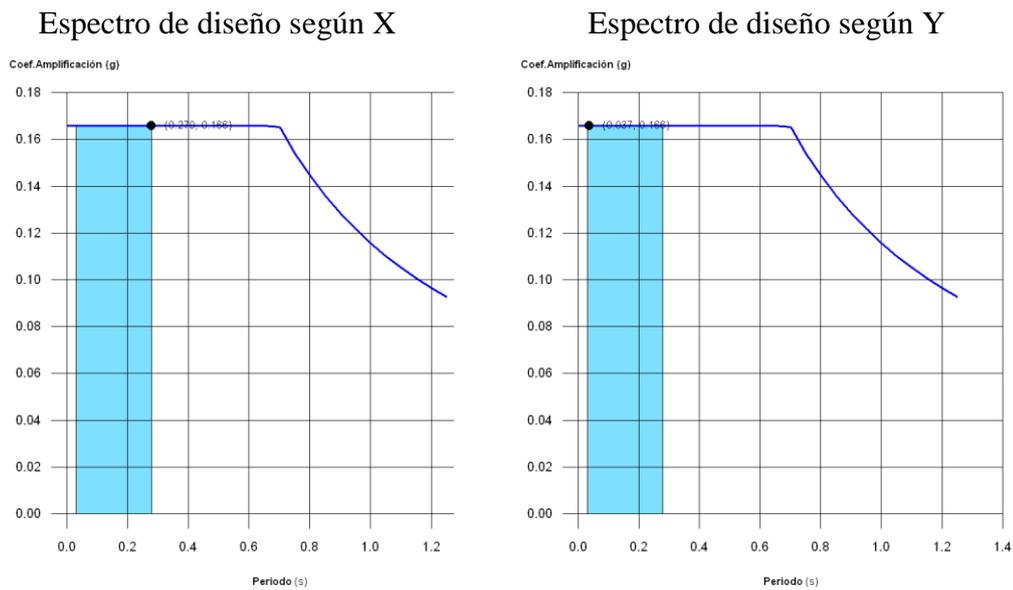
M_x, M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R : Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A : Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D : Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.279	0.166

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.037	0.166

4.5.4 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
TABLERO	(21.68, -0.76)	(21.31, -0.77)	0.36	0.01

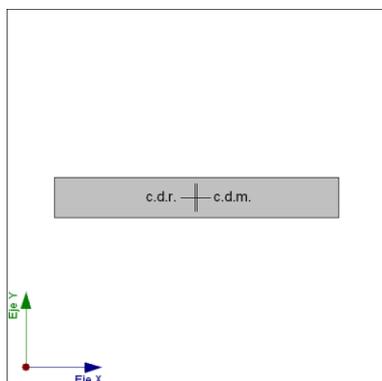
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y).

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y).

e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X).

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y).

Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



TABLERO

4.5.5 Corrección por cortante basal

Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_x (t)	$V_{d,x}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	152.02	
	Modo 2	0.00	152.02
	Modo 3	0.00	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_y (t)	$V_{d,y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	0.00	
	Modo 2	159.92	160.14
	Modo 3	1.23	

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica.

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica.

Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$$V_{s,x}: \text{Cortante sísmico en la base (X) (NEC -11, 2.7.2.1)} \quad V_{s,x} : 149.637 \text{ t}$$

$$S_{d,x}(T_a): \text{Aceleración espectral horizontal de diseño (X)} \quad S_{d,x}(T_a) : 0.17 \text{ g}$$

$$T_{a,x}: \text{Periodo fundamental aproximado (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1)} \quad T_{a,x} : 0.24 \text{ s}$$

Sistema estructural (X) (NEC -11, 2.7.2.2.1): II

$$h: \text{Altura del edificio} \quad h : 5.00 \text{ m}$$

$$V_{s,y}: \text{Cortante sísmico en la base (Y) (NEC -11, 2.7.2.1)} \quad V_{s,y} : 149.637 \text{ t}$$

$$S_{d,y}(T_a): \text{Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)} \quad S_{d,y}(T_a) : 0.17 \text{ g}$$

$$T_{a,y}: \text{Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1)} \quad T_{a,y} : 0.24 \text{ s}$$

Sistema estructural (Y) (NEC -11, 2.7.2.2.1): II

$$h: \text{Altura del edificio} \quad h : 5.00 \text{ m}$$

$$W: \text{Peso sísmico total de la estructura} \quad W : 902.28 \text{ t}$$

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

w_i : Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Planta	w_i (t)
TABLERO	902.28
$W = \sum w_i$	902.28

Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s / V_d$.

Geometría en altura (NEC -11, 2.7.7.8): Regular

NEC -11 (2.7.7.8)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \leq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 152.015 t \leq 119.710 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \leq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 160.139 t \leq 119.710 t	N.P.

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica.

$V_{s,x}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica.

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica.

$V_{s,y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica.

N.P.: No procede.

4.5.6 Cortante sísmico combinado por planta.

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1.

Planta	Q _X (t)	F _{eq,X} (t)	Q _Y (t)	F _{eq,Y} (t)
TABLERO	152.02	152.02	0.20	0.20

Hipótesis sísmica: Sismo Y1.

Planta	Q _X (t)	F _{eq,X} (t)	Q _Y (t)	F _{eq,Y} (t)
TABLERO	0.00	0.00	160.14	160.14

Con estos resultados tenemos las dimensiones exactas de las vigas que vamos a utilizar y el armado de la losa.

4.6 Dimensione de las vigas y armado de la losa

Las dimensiones y especificaciones que van a tomar las vigas la losa y el armado de la losa son las siguientes:

Vigas

Datos de las vigas	
	Geometría
	Referencia del perfil : IA 1250x40_400x50
	Materiales
	Acero : A36

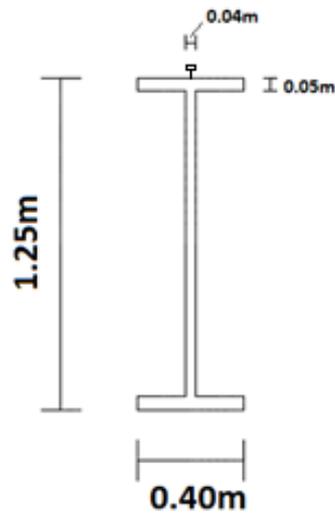


Figura #4.25: Dimensiones de la Viga.

Fuente: Autor.

Las vigas tendrán un conector de 1 pulgada cada 20cm

Losa

Datos de la losa	
	Geometría
	Referencia del perfil : Espesor de 20cm
	Materiales
	Hormigón : F'c 280 kg/cm ² .

La superestructura tiene 3 losas similares las cuales van a tener el siguiente armado.

Para el armado longitudinal inferior tenemos:

- 1Ø16c/10cm en los extremos de cada losa.
- 2Ø16c/10cm en el centro de cada losa.

Para mayor especificación revisar los planos adjuntos en el archivo digital.

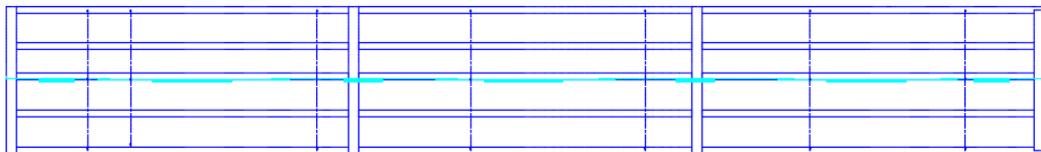


Figura #4.26: Armado longitudinal superior.

Fuente: Autor.

Para el armado transversal inferior tenemos:

- 3Ø20c/15cm en cada losa.

Para mayor especificación revisar los planos adjuntos en el archivo digital.

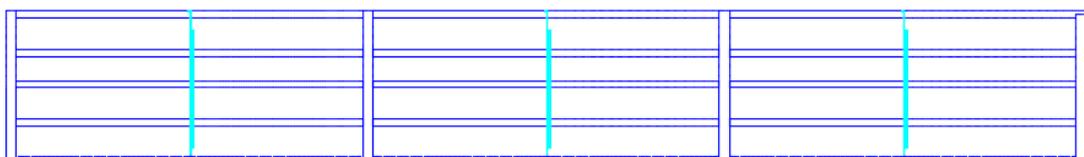


Figura #4.27: Armado transversal inferior.

Fuente: Autor.

Para el armado longitudinal superior tenemos:

- 1Ø16c/10cm en los extremos de cada losa.
- 2Ø16c/10cm en el centro de cada losa.

Para mayor especificación revisar los planos adjuntos en el archivo digital.

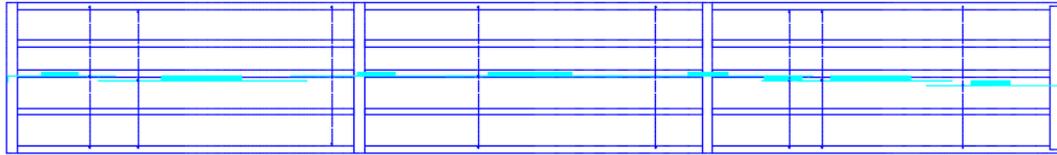


Figura #4.28: Armado longitudinal superior.

Fuente: Autor.

Para el armado transversal superior tenemos:

- 3Ø20c/15cm en cada losa.

Para mayor especificación revisar los planos adjuntos en el archivo digital.

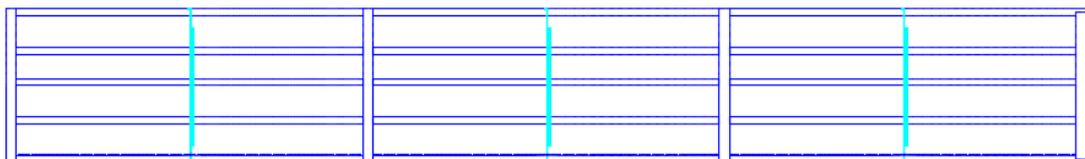


Figura #4.29: Armado transversal inferior.

Fuente: Autor.

Barandas

Datos de las barandas	
	Geometría
	Referencia del perfil : Observar los planos
	Materiales
Material : Acero inoxidable.	

Las barandas van a estar conformada por tubos y placas de acero inoxidable. Para tener una mejor idea revisar los planos de las barandas.

La altura de las barandas va a ser de 0,90m y en las siguientes imágenes vamos a tener una mejor idea de esta estructura de seguridad.

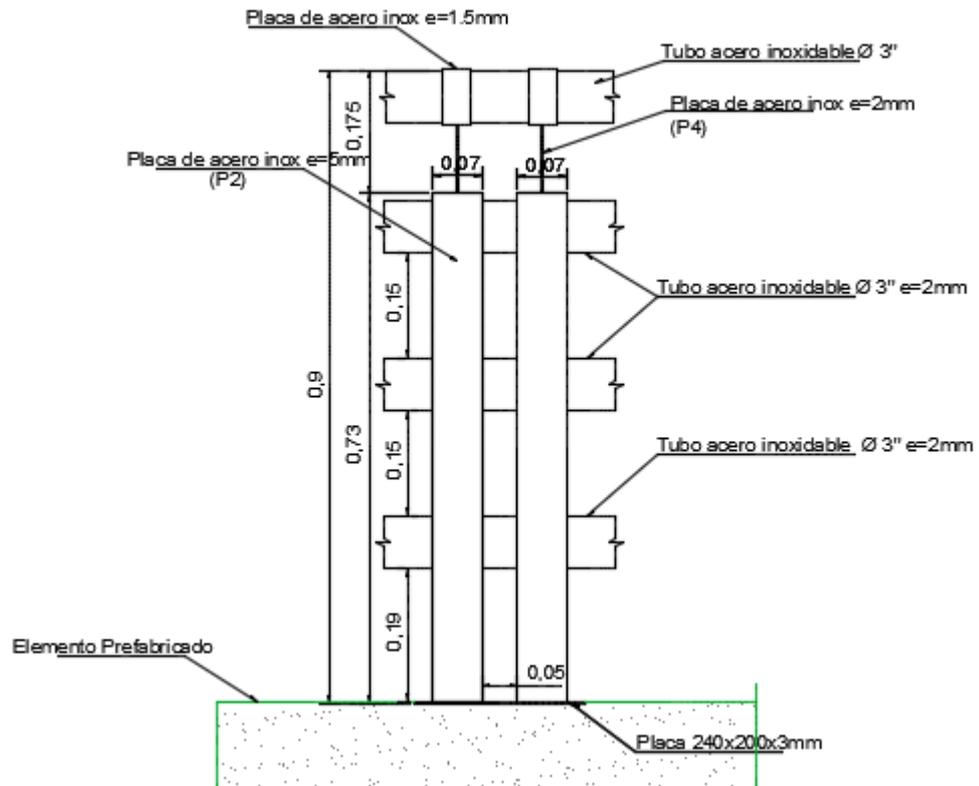


Figura #4.30: Vista de la elevación frontal del pasamano.

Fuente: Autor.

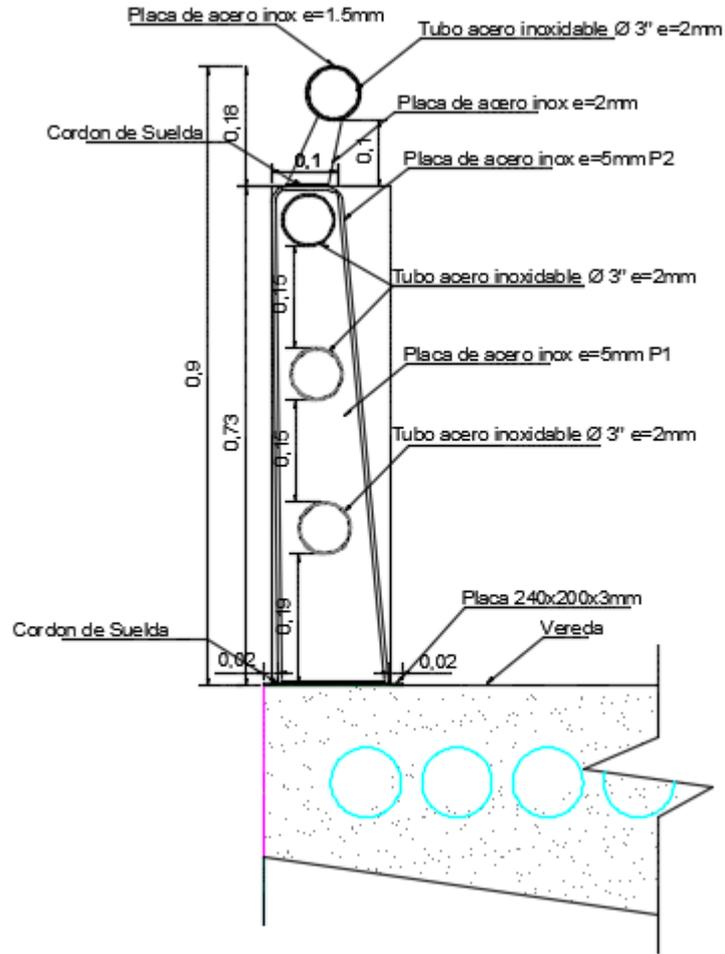


Figura #4.31: Corte transversal del pasamano.

Fuente: Autor.

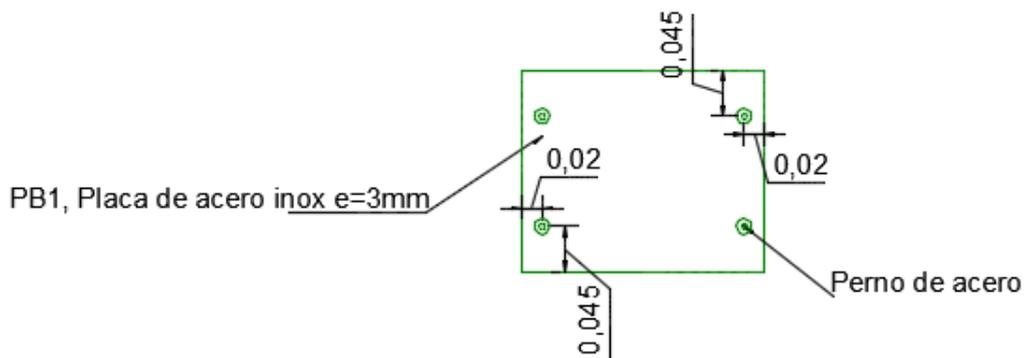


Figura #4.32: Detalle de ubicación de pernos de anclaje.

Fuente: Autor.

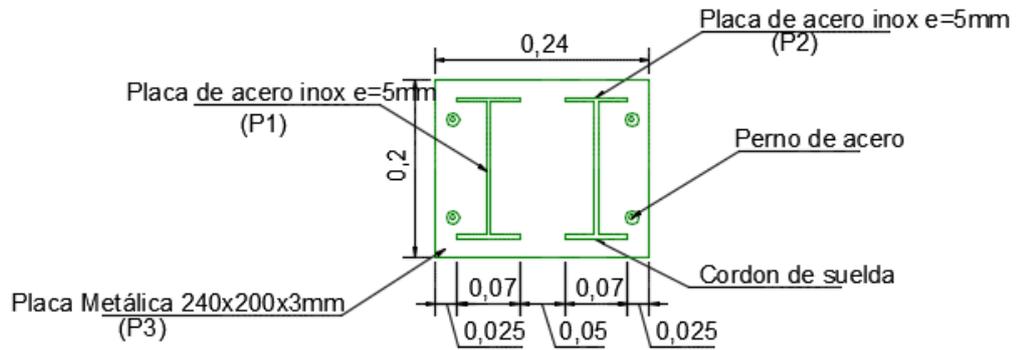


Figura #4.35: Detalle de la baranda en planta.

Fuente: Autor.

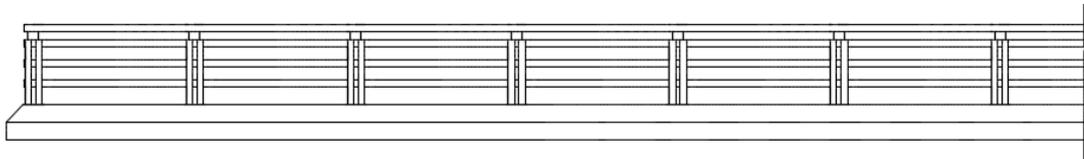


Figura #4.36: Vista lateral de la baranda en el puente.

Fuente: Autor.

Siendo así que tenemos la siguiente tabla de cuantías de obras:

TABLERO - Superficie total: 527.22 m2

Elemento	Volumen (m3)	Barras (Kg)	Laminado (Kg)	Acero inoxidable (Kg)	Unidad	Metros lineales
Losas	101.27	80136				
Conectores de 1 pulgada					1500	
Asfalto	21.6					
Vigas			196454			
Barandas				3956.34		
Veredas	18					
Encofrado						1700

CAPÍTULO 5 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y CRONOGRAMA

5.1 Precios unitarios

PROYECTO: Tesis_DM

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	506019	Hormigón premezclado f"=300 kg/cm2 mas aditivo	m3	119,27	122,64	14627,27
2	516001	Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	Kg	80136	2,05	164278,8
3	500008	Acero estructural a36	kg	196454	14,51	2850547,5
4	501003	Encofrado Recto	m	1740	11,68	20323,2
5	540797	Imprimación asfáltica con barrido mecánico	m2	432	26,48	11439,36
6	500009	Barandas de Acero Galvanizado	Kg	3956,34	32,32	127868,91
SUBTOTAL						3189085,1
IVA					12.00%	382690,2
TOTAL						3571775,3

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Tesis_DM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 1 de 6

RUBRO: Hormigón premezclado f'c=280 kg/cm2 mas aditivo

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL N					0
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Aditivo 161 HE	Lts	8	0,9	7,2	
Hormigón premezclado f'c= (280 a 300), g	m3	1	95	95	
SUBTOTAL O					102,2
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					102,2
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					20,44
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					122,64

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Tesis_DM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 2 de 6

RUBRO: Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Equipo menor	1	0,2	0,2	0,08	0,02
SUBTOTAL M					0,02
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,04	3,04	0,08	0,24
Fierrero (EOD2)	1	3,07	3,07	0,08	0,25
SUBTOTAL N					0,49
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hierro Varillas (Corrugado)	kg	1,05	1	1,05	
Alambre de Amarre Recocido No. 18	kg	0,1	1,5	0,15	
SUBTOTAL O					1,2
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,71
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0,34
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2,05

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Tesis_DM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 3 de 6

RUBRO: Acero estructural a36

UNIDAD: kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Soldadora	1	1	1	1	1
SUBTOTAL M					1
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,04	3,04	1	3,04
Maestro Mayor en ejecución de obras (EOC1)	1	3,41	3,41	1	3,41
Soldador Eléctrico o Acetileno (EOC1 Mecánico)	1	3,41	3,41	1	3,41
SUBTOTAL N					9,86
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero estructural	kg	1	0,88	0,88	
SUBTOTAL O					0,88
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Transporte de materiales	tn-km	1	0,35	0,35	
SUBTOTAL P					0,35
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					12,09
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					2,42
COSTO TOTAL DEL RUBRO					14,51

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Tesis_DM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 4 de 6

RUBRO: Encofrado Recto

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Equipo menor	1	0,2	0,2	0,6	0,12
SUBTOTAL M					0,12
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Ayudante (EOE2)	1	3,04	3,04	0,6	1,82
Carpintero (EOD2)	1	3,07	3,07	0,6	1,84
SUBTOTAL N					3,66
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Clavos de 2" a 4"	Kg	0,25	1,8	0,45	
Pingos	m	3,1	0,5	1,55	
Tiras de 4 x 5 cm	m	1,1	0,59	0,65	
Tabla de Eucalipto cepillada	u	1,1	3	3,3	
SUBTOTAL O					5,95
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9,73
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1,95
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11,68

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Tesis_DM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 5 de 6

RUBRO: Imprimación asfáltica con barrido mecánico

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Rodillo Compactador 11 HP	1	6,25	6,25	1	6,25
Rodillo Neumático	1	15	15	1	15
Tanquero distribuidor de asfalto	1	27	27	0,0025	0,07
Escoba mecánica	1	8	8	0,0025	0,02
SUBTOTAL M					21,34
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3,04	12,16	0,0025	0,03
Operador de Distribuidor de asfalto (EOC2 Grupo II)	1	3,24	3,24	0,0025	0,01
Operador de barredora autopropulsada (EOC2 Grupo II)	1	3,24	3,24	0,0025	0,01
SUBTOTAL N					0,05
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Ligante asfáltico	gal	0,34	1,5	0,51	
Diésel	gal	0,15	1,1	0,17	
SUBTOTAL O					0,68
TRANSPORTE					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					22,07
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					4,41
COSTO TOTAL DEL RUBRO					26,48

NOMBRE DEL OFERENTE:

PROYECTO: Tesis_DM

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 6 de 6

RUBRO: Barandas de Acero Galvanizado

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Soldadora	1	1	1	1	1
Amoladora	1	0,7	0,7	1	0,7
SUBTOTAL M					1,7
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3,04	3,04	1	3,04
Maestro Mayor en ejecución de obras (EOC1)	1	3,41	3,41	1	3,41
Soldador Eléctrico o Acetileno (EOC1 Mecánico)	1	3,41	3,41	1	3,41
SUBTOTAL N					9,86
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero galvanizado	kg	1	1,02	1,02	
Suelda en cordón para lamina de acero inoxidable	m	1	14	14	
SUBTOTAL O					15,02
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Transporte de materiales	tn-km	1	0,35	0,35	
SUBTOTAL P					0,35
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					26,93
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					5,39
COSTO TOTAL DEL RUBRO					32,32

CRONOGRAMA VALORADO

5.2 Cronograma

RUBRO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO : SEMANAL														
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
Tesis_DM																		
Hormigón premezclado f'c=280 kg/cm2 mas aditivo	119,27	122,6	14627,3							33%	33%	34%						
										39,359	39,3591	40,5518						
										4827	4827	4973,27						
Acero de Refuerzo (Incluye corte y doblado)	80136	2,05	164279				33%	33%	34%									
							26444,9	26444,9	27246,2									
							54212	54212	55854,8									
Acero estructural A36	196454	14,51	2850548	50%	50%													
				98227	98227													
				1425274	1425274													
Encofrado Recto	1740	11,68	20323,2				33%	33%	34%									
							574,2	574,2	591,6									
							6706,66	6706,66	6909,89									
Imprimación asfáltica con barrido mecánico	432	26,48	11439,4															100%
																		432
																		11439,4
Barandas de Acero Galvanizado	3956,3	32,32	127869									33%	33%	34%				
												1305,59	1305,592	1345,16				
												42196,7	42196,74	43475,4				
INVERSION MENSUAL				1425274	1425274	6706,66	60918,7	61121,9	55854,8	4827	4827	4973,27	42196,7	42196,74	43475,4	11439,4		
INVERSION ACUMULADA				1425274	2850547	2857254	2918172	2979294	3035149	3E+06	3044803	3049776	3091973	3134170	3177645	3189085		

CONCLUSIONES

- El diseño y la construcción de un puente de viga y losa es una de las tantas alternativas a elegir para este tipo de puentes de longitud significativa. Esta obra de fábrica realmente puede cambiar la vida de los usuarios tanto los que transitan en un vehículo como los que se transportan a pie, pero en lo que podemos concluir es que no nos debemos centrar en que esta obra puede simplemente dar continuidad a una vía o facilitar la conexión de sitios divididos por un río, sino que también puede influenciar dando grandes oportunidades para el cantón y sus parroquias en el ámbito social, económico y cultural. Una vez diseñada la superestructura y calculado las cantidades de obra llegamos a la conclusión que esta obra de fábrica tiene una cantidad de acero estructural, acero de refuerzo y hormigón considerables, ya que estamos hablando de 60m de longitud del puente siendo así que esta superestructura puede llegar a costar un total de **3.571.775,30** dólares americanos incluido un 20% de indirectos.

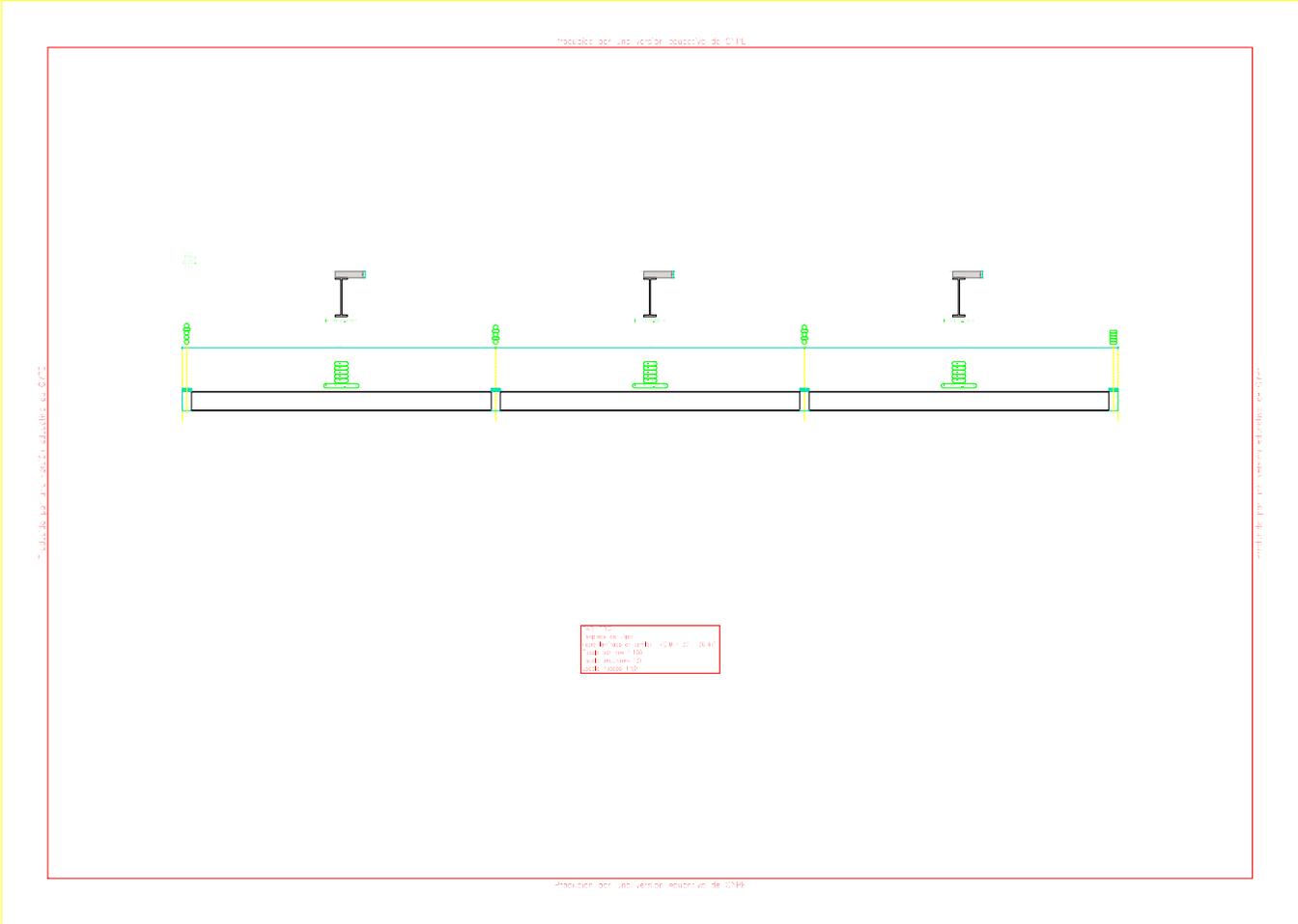
RECOMENDACIONES

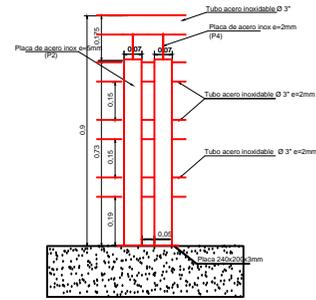
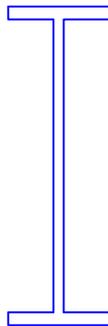
- Durante la construcción de la superestructura, se recomienda seguir con todas las especificaciones de los planos de armado, detalles y características de los materiales al pie de la letra.
- Como toda obra de fábrica esta debe dar un mantenimiento cada cierto tiempo para que la obra conserve un buen estado y para evitar su degradación para con esto obtener que el puente sea aprovechado al 100%.

BIBLIOGRAFÍA

- AMERICAN Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2004). Bridge design specifications.
- AMERICAN Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2010). L R F D Bridge Design Specifications.
- RODRIGUEZ Serquén, A. (2012). Puentes con AASHTO-LRDF 2010.

ANEXOS

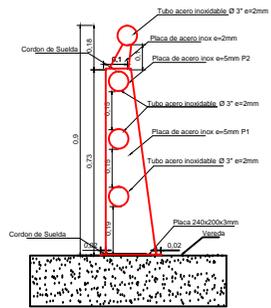




Detalle de pasamano: ELEVACION FRONTAL
Esc: 1:10



Detalle de baranda: PLANTA
Esc: 1:10



Detalle de pasamano: CORTE TRANSVERSAL
Detalle de baranda: Ubicacion pernos de anclaje

