



Universidad del Azuay

Facultad de Ciencia y Tecnología

Escuela de Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones

”Diseño de puente con elementos prefabricados, para la comunidad de Chiquintad del cantón Cuenca de la provincia del Azuay”.

**Trabajo de Graduación Previo a la Obtención del
Título de Ingeniero Civil con mención en gerencia de construcciones**

Autores:

Edwin Patricio Lazo Aguirre

Manuel Alejandro Molina Robles

Director:

Vladimir Eugenio Carrasco Castro

Cuenca- Ecuador

2018

DEDICATORIA

“No es la especie más fuerte la que sobrevive, ni la más inteligente, si no la que responde mejor al cambio”

Charles Darwin

Este logro va dedicado a mis padres, quienes siempre me motivaron para seguir adelante a pesar de todas las dificultades que hubo en el camino, y a mi nueva familia que me dio la fuerza para nunca darme por vencido y seguir adelante con la gracia de Dios.

Edwin Lazo

El presente trabajo de tesis lo dedico a mi familia principalmente a mis padres ya que ellos me han apoyado incondicionalmente durante toda mi carrera universitaria y sin duda nada

de esto se logra sin la ayuda de Dios

Manuel Molina

AGRADECIMIENTOS

De una manera muy especial agradecemos a nuestro Director de tesis, Ing. Vladimir Carrasco Castro, quien nos motivó y apoyó durante el desarrollo de nuestro trabajo de titulación.

A los representantes del GAD de Chiquintad, Ab: Manuel Quito y al señor Cesar Viñanzaca por darnos la apertura para poder realizar el convenio de nuestro trabajo de titulación.

A los pobladores de la parroquia Chiquintad, quienes nos dieron la apertura para socializar conjuntamente la presente propuesta.

Contenido

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN	iv
ABSTRACT	v
Índice de Figuras:.....	ix
Índice de Tablas:	xi
Índice de Anexos:	xii
Introducción	1
Antecedentes	3
Objetivos.....	4
Objetivo general.	4
Objetivo específico.....	4
Marco teórico	5
Capítulo 1.....	6
Determinación de la luz del puente y altura del gálibo.....	6
1.1. Estado del proyecto.	6
1.2. Problemática.....	6
1.3. Luz del puente.	6
1.4. Gálibo del puente.	7
1.5. Conclusiones.....	8
Capítulo 2.....	9
Diseño de la superestructura	9
2.1. Diseño del tablero del puente.	9
2.2 Tipos de cargas.....	9
2.2.1 Cargas Permanentes.	9
2.2.2 Sobrecargas Vivas.....	9
2.2.2.1 Camión de diseño.....	10
2.2.2.2 Tándem de diseño.	10
2.2.2.3 Carga de carril de diseño.....	11
2.3 Incremento por Carga Dinámica.	12
2.4 Carga sobre veredas y barandas.	12
2.4.1 Fuerzas sobre Barandas.....	12
2.5 Cálculo de Cortante y el momento último.	13

**DISEÑO DE PUENTE CON ELEMENTOS PREFABRICADOS, PARA LA
COMUNIDAD DE CHIQUINTAD DEL CANTÓN CUENCA DE LA PROVINCIA
DEL AZUAY**

RESUMEN

El presente "Diseño de puente con elementos prefabricados, para la comunidad de Chiquintad del cantón Cuenca de la provincia del Azuay", tiene la finalidad de apoyar la comunicación y el desarrollo de los moradores de los sectores de Jesús del Gran Poder y el Salado, perteneciente a la parroquia de Chiquintad, provincia del Azuay. El estudio da cuenta del diseño del puente para su posterior construcción. En el lugar donde se emplazará el puente, solo existe en la actualidad una trocha delimitada por los moradores de las viviendas y terrenos aledaños. Las consideraciones para los diseños fueron acordadas con el GAD de la parroquia Chiquintad, respetando los retiros exigidos por la ordenanza y las normas vigentes.



José Vázquez

Coordinador de Escuela



Edwin Lazo

Autores



Vladimir Carraseo

Director de Tesis

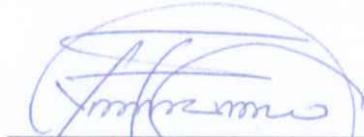


Manuel Molina

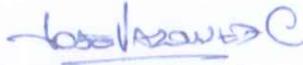
**BRIDGE DESIGN WITH PREFABRICATED ELEMENTS FOR THE COMMUNITY
OF CHIQUINTAD IN CUENCA-AZUAY**

ABSTRACT

The present bridge design with prefabricated elements for the community of Chiquintad from Cuenca, had the purpose of supporting the communication and the development of the residents of "Jesus del Gran Poder" and "El Salado" sectors. The study gave an account of the design of the bridge for its later construction. In the place where the bridge would be located, there is a path delimited by the residents of the houses and adjacent lands. The considerations for the designs were agreed with the GAD of the Chiquintad parish, respecting the withdrawals required by the ordinance and the current norms.



Vladimir Carrasco
Thesis Director



José Vázquez
Faculty Director



Edwin Lazo



Manuel Molina

Authors



Translated by

Ing. Paul Arpi

2.5.1 Cargas Permanentes.....	13
2.5.2 Sobrecargas Vivas.....	15
2.5.2.1 Momento máximo por sobrecarga.	15
Teorema de Barré. (9).....	16
2.7 Distribución de las sobrecargas por carril para cortante en viga interior.....	23
2.8 Factores de carga y combinaciones de carga.	23
2.8.1 Estados límites.	23
2.9 Diseño de elementos de hormigón pretensado- losa doble T.....	26
2.9.1 Dimensiones de la viga doble T.....	26
2.9.2 Propiedades geométricas.....	26
2.10 Materiales.....	27
2.10.1 Hormigón.	27
2.10.2 Acero de presfuerzo.	27
2.10.3 Acero de refuerzo (corrugado tradicional).....	27
2.10 Diseño de doble T.....	28
2.10.1 Acero de pre-esfuerzo.	28
2.10.2 Diseño de destensado.....	28
2.10.2.1 Extremos del elemento.....	28
2.10.2.2 Centro del elemento.	29
2.11 Diseño ultima resistencia a flexión.....	30
2.12 Diseño ultima resistencia a corte.	30
2.14 Conclusiones.....	31
Capítulo 3.....	32
Diseño de los estribos del puente	32
3.1 Definición de estribo del puente.	32
3.2 Definición de empujes.....	33
3.2.1 Empuje activo (Ea).-	33
3.2.2 Empuje pasivo (Ep).-	34
3.2.3 Empujes por presión hidrostática.....	35
3.2.3.1 Suelo totalmente sumergido.....	35
3.2.3.2 Suelo parcialmente sumergido.....	35
3.3 Definición de criterios de estabilidad.....	36
3.3.1 Estabilidad al volcamiento.	36
3.3.2 Estabilidad al deslizamiento:.....	37

3.3.3 Estabilidad presiones de contacto.	37
3.4 Pre dimensionamiento de estribo en hormigón armado.	38
3.5 Diseño de los estribos del puente.	38
3.5.1 Determinación de empujes.	39
3.5.2 Determinación de momentos de volcamiento.	41
3.5.3 Determinación de fuerzas estabilizantes.	45
3.5.4 Determinación de momentos estabilizantes.	48
3.6 Comprobación de factores de estabilidad.	48
3.7 Diseño de la base.	50
3.8 Diseño a cortante de la base.	59
3.9 Diseño a flexión de la base.	60
3.10 Verificación del espesor de la losa por zona sísmica.	61
3.11 Diseño de la pantalla.	62
3.12 Verificación del espesor de la pantalla por zona sísmica.	64
3.13 Conclusiones.	64
Capítulo 4.	66
Desarrollo de detalles constructivos y memoria de cálculo.	66
Conclusiones.	67
Conclusión general.	67
Conclusiones específicas.	67
Recomendaciones.	68
Anexos.	69
Resumen del estudio hidrológico – hidráulico.	69
Estudio hidrológico.	69
Estudio hidráulico.	71
Resumen del estudio geotécnico y fuentes de materiales.	72
Trabajos de campo y laboratorio.	72
Diseños geotécnicos.	73
Bibliografía:	74

Índice de Figuras:

Figura 1. Puente San Bernardo, España.....	4
Figura 2. Perfil del río Quintul.....	7
Figura 3. Camión de diseño HL-93.....	10
Figura 4. Tándem de diseño HL-93.	10
Figura 5. Carril de diseño.....	11
Figura 6. Detalle sección de viga doble "T".	13
Figura 7. Camión de diseño HL-93.....	16
Figura 8. Distribución de fuerzas HL-93 para aplicar Teorema de Barré.....	16
Figura 9. Momento más desfavorable.....	17
Figura 10. Tándem de diseño.....	17
Figura 11. Tándem de diseño en la viga del puente.....	18
Figura 12. Carga de carril.	18
Figura 13. Carga de carril en la viga del puente.	18
Figura 14. Cortante máximo por sobrecarga.....	20
Figura 15. Tándem de diseño al extremo de la viga.	20
Figura 16. Carga de carril en la viga del puente.	21
Figura 17. Dimensiones viga doble T.	26
Figura 18. Diseño de destensado.....	28
Figura 19. Esfuerzos al extremo del elemento.....	28
Figura 20. Esfuerzos al centro del elemento.....	29
Figura 21. Diseño ultima resistencia a flexión.....	30
Figura 22. Diseño ultima resistencia a corte.....	31
Figura 23. Tipos de estribos.....	32
Figura 24. Empuje activo.....	33
Figura 25. Empuje pasivo.....	34
Figura 26. Suelo totalmente sumergido.....	35
Figura 27. Suelo parcialmente sumergido.....	35
Figura 28. Estabilidad al volcamiento.....	36
Figura 30. Empujes existentes en los estribos hipótesis (empujes + cargas).....	39
Figura 31. Valores de los empujes existentes.....	41

Figura 32. Gráfico de distribución de empuje del suelo seco.	42
Figura 33. Gráfico de distribución del empuje del suelo saturado.....	43
Figura 34. Gráfico de distribución del empuje hidrostático.....	44
Figura 35. Momentos de volcamiento.....	44
Figura 36. Perfil de estribo.....	45
Figura 37. Diseño de estribo.	47
Figura 38. Esfuerzos generados en la base de la estructura de contención.....	50
Figura 39. Distribución de esfuerzos en la base.....	54
Figura 40. Diagrama de reacciones en la punta.	55
Figura 41. Diagrama de reacciones en el talón.	57

Índice de Tablas:

Tabla 1. Factor de presencia múltiple.	11
Tabla 2. Incremento por carga Dinámica.	12
Tabla 3. Incremento de carga dinámica.	19
Tabla 4. Incremento por carga dinámica.	21
Tabla 5. Distribución de sobrecargas para momento.	22
Tabla 6. Distribución de sobrecarga para momento.	23
Tabla 7. Factores de carga y combinaciones.	24
Tabla 8. Factores de cargas permanentes.	25
Tabla 9. Propiedades geométricas de la doble T.	26
Tabla 10. Características del hormigón.	27
Tabla 11. Características del acero de presfuerzo.	27
Tabla 12. Características del acero de refuerzo.	27
Tabla 13. Determinación de los momentos por peso propio.	46
Tabla 14. Momentos estabilizantes.	48
Tabla 15. Esfuerzos obtenidos en la punta y en el talón.	51
Tabla 16. Cantidad de acero en la base debido a flexión.	61
Tabla 17. Cantidad de acero por contracción y temperatura.	61
Tabla 18. Tabla de los cortantes y momentos flectores según la altura de la pantalla.	63
Tabla 19. Aceros que cumplen con los momentos flectores.	63
Tabla 20. Cantidad de acero por contracción y temperatura.	63
Tabla 21. Características de la cuenca de aporte.	69
Tabla 22. Análisis Gumbel para precipitaciones máximas en 24 horas (mm).	70
Tabla 23. Parámetros calculados del método de SCS.	70
Tabla 24. Caudales máximos de diseño para el puente (Método SCS)	70
Tabla 25. Parámetros hidráulicos en el puente de estudio	71

Índice de Anexos:

Anexo 1. Estudio hidrológico.	69
Anexo 2. Estudio de Suelos	72
Anexo 3. Detalles constructivos (planos)	73

Introducción

Este trabajo tiene como motivación ayudar en la movilidad a los moradores de los sectores aledaños a la parroquia Chiquintad, contribuyendo así en la mejora de su calidad de vida, y por otro lado es un trabajo que permitirá aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera estudiantil de los autores de esta tesis. El trabajo se verá reflejado en la propuesta del diseño de un puente para el sector de Jesús del Gran Poder y El Salado, utilizando elementos prefabricados.

Remontándonos a la historia el hombre como descubridor, inventor y filántropo está en una constante búsqueda para mejorar su calidad de vida, tanto individual como colectiva. Para ello ha tenido que especializarse en áreas como la pesca, la caza, la agricultura y la construcción (de caminos, hogares, obras de arte). Dando inicio a una revolución global a su estilo de vida. En la actualidad, el hombre mediante su desarrollo del conocimiento, ha podido generar ciencias que han aportado al crecimiento colectivo de la población.

Gracias a los métodos de construcción modernos se puede escoger distintos elementos para la elaboración de la estructura, si bien en la antigüedad la construcción era rústica por la carencia de materiales, pues se limitaba al lodo, barro y cal para la construcción en general; en el siglo XIX se realizó el descubrimiento del hormigón, el mismo que revolucionaría a la construcción, pues tiene características como la dureza, la durabilidad y rigidez que solamente el cemento puede brindar.

El cemento desde su descubrimiento ha sido utilizado en diferentes obras, el hormigón que es resultado de una reacción química al mezclar el agua, cemento y áridos (Arena, ripio). Se sabe que el hormigón puede adquirir la forma del recipiente que lo contenga, ya que al estar en forma líquida ocupa todo el recipiente y mediante un proceso de evaporación respecto a su característica Tiempo/Agua, le permite llegar a un estado sólido.

La limitación de espacio, rendimientos del personal, accesibilidad, control de calidad, plazos de entregas de obras, etc.; exigen una alternativa que permita mejorar todos estos

aspectos de una forma eficaz, por lo que una solución ha sido el empleo de elementos prefabricados.

Los prefabricados se dan gracias a los problemas existentes en obra ya que no siempre es posible llevar un estricto control de calidad al conformar un elemento estructural con características específicas muy rigurosas, lo cual ha generado los elementos prefabricados en Planta/Fabrica, que nos han permitido reducir los tiempos de construcción y la vez nos permiten que los elementos tengan las mismas características entre ellos, así facilitando su elaboración y su colocación en obra.

Basados en los prefabricados, como elemento óptimo para la construcción se plantea el diseño de un puente, el cual no solo beneficiara a la comunidad de Chiquintad si no a los turistas que visiten la parroquia y a sus moradores.

Antecedentes

Chiquintad es un parroquia de la provincia del Azuay, del cantón Cuenca al sureste de la república del Ecuador, y fue fundada en 1577 (Gutierrez, 2016), su nombre viene de la traducción quechua que quiere decir RUINAS DE FUEGO, tiene una superficie total de 93,58 km².

Chiquintad está compuesta por 14 sectores. Su estructura económica está basada principalmente en la elaboración de manufactura tal como sombreros de paja toquilla, sopladores y canastas propias de su cultura, siendo esta su principal actividad económica.

Esta parroquia en el año 2010 se sabe que contaba con 4826 habitantes (INEC, 2010) debido a la migración de personas que vivían en ciudades aledañas, se estima que la población de Chiquintad incrementó a 5021 habitantes, hecho que se regulo en el año 2016 (Gutierrez, 2016), debido a esta migración, áreas en Chiquintad que eran inaccesibles y lejanas se han vuelto áreas pobladas, esto ocasiona que el GAD de la parroquia tenga que brindar servicios como alcantarillado, luz eléctrica, agua potable y diferentes medios de acceso.

Se sabe que el concreto pretensado ha sido utilizado desde 1886 (ARQHYS, 2012), dando paso a la elaboración de obras que han perdurado hasta la actualidad y siendo iconos en las ciudades que fueron construidas, como ejemplo: el puente de San Bernardo en Sevilla, España, que fue elaborado por el ingeniero José Luis Casso Romero y que hasta la actualidad se lo sigue utilizando, tal como se muestra en la figura:



Figura 1. Puente San Bernardo, España

Fuente: (ARQHYS, 2012)

El pretensado como técnica fue patentado por Eugéne Freyssinet en 1920 (ARQHYS, 2012). Debido a las propiedades naturales del hormigón, este presenta debilidad ante esfuerzos de tracción, para lo cual se utiliza la técnica de pretensado para que el elemento solo trabaje en compresión, con esto se busca que con el acero los elementos aumenten su resistencia a la tracción (ARQHYS, 2012).

Objetivos

Objetivo general.

Realizar el diseño del puente con elementos prefabricados, para la comunidad de Chiquintad del cantón Cuenca de la provincia del Azuay, con el propósito de así ayudar a mejorar la calidad de vida de sus pobladores.

Objetivo específico.

- Diseñar la súper estructura del puente.
- Diseñar los estribos del puente.
- Realizar los planos del puente.

Marco teórico

Para el desarrollo del diseño del puente es necesario tener en cuenta normas que nos permitan tener referencias, dado que la NEC (Norma Ecuatoriana de la construcción) no hace referencia a prefabricados, sin embargo, AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials), hace referencia a diseños de puentes carrozables con elementos prefabricados, por lo que dicha norma se tomará en cuenta para el desarrollo de la presente propuesta.

El estudio hidrológico ya realizado en el río Quintul nos proporciona la información necesaria del puente, proporcionando los caudales máximos generados en distintos periodos de retorno de 1 a 100 años, con los que se realizara el diseño para el período más desfavorable.

Para el cálculo y diseño estructural del puente, el punto de partida son los siguientes estudios:

- Estudio de suelos.
- Estudio topográfico.
- Estudio hidrológico.

Realizados por el GAD parroquial de Chiquintad y a la vez que se encuentran en los anexos de esta tesis.

Una vez recopilada toda la información de los estudios mencionados anteriormente, se procederá a realizar un análisis de cargas, para de esta forma determinar la combinación más desfavorable, lo que nos permite proceder a calcular los esfuerzos a los que van a estar sometidos, los distintos componentes del puente.

Una vez determinados los esfuerzos a los que va a estar sometido los distintos componentes del puente, se procederá a realizar el diseño de la superestructura y los estribos del puente que satisfagan dichas solicitaciones, tomando en cuenta la norma AASHTO LRFD.

Continuando con la elaboración de los planos y la memoria de cálculo.

Capítulo 1

Determinación de la luz del puente y altura del gálibo.

1.1. Estado del proyecto.

En la actualidad, en el lugar del proyecto propuesto, existe solamente una trocha delimitada por el GAD de la parroquia Chiquintad que exige se cumpla con los retiros exigidos por las ordenanzas ya establecidas en el cantón Cuenca. Mismas que son acogidas por los propietarios de terrenos del sector de Jesús del gran poder y El Salado, lugar donde se implantará el proyecto.

1.2. Problemática.

La falta de un puente en el sector genera inconvenientes, puesto que, para movilizarse de un sector a otro, los moradores deben utilizar rutas alternas lo que complica la movilidad y comercio de los habitantes de la zona; además de ocasionar un desperdicio de recursos como tiempo, combustible y dinero.

Por estas razones el GAD parroquial de Chiquintad ha solicitado la elaboración del diseño de un puente que permita facilitar la movilidad entre los sectores, a sus moradores.

1.3. Luz del puente.

Mediante la topografía del terreno se ha propuesto emplazar la estructura del puente, en la zona ubicada en las siguientes coordenadas UTM (17M 723654m S ,9687452m E), este lugar fue escogido debido a la vía existente en esta zona, por lo que la luz del puente está determinada en 11 metros, procurando evitar afectaciones al cauce natural del río Quintul, para ello se tomó algunas pautas como:

Carácter de la vía. - Se analizó la importancia de la vía en la ubicación del puente en planta y altura determinando el gálibo y la luz libre del puente.

Topografía de la zona del emplazamiento. - Para escoger la ubicación de la estructura, se tomó en cuenta algunas condiciones:

La utilidad de la vía.

La seguridad de la estructura a diseñar.

Localización de estribos.- Los estribos serán emplazados, donde se aproveche el terraplén, sin afectar el cauce normal del río Quintul.

Taludes de los estribos.- La topografía del cauce es decisiva en el emplazamiento de los estribos, ya que en los márgenes se implantaran los estribos.

1.4. Gálibo del puente.

Es necesario establecer un espacio libre vertical entre la parte baja de la superestructura del puente y el nivel de máxima crecida del agua bajo el puente, al mismo que lo denominamos "gálibo".

En puentes sobre cursos de agua se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 metros sobre el nivel de máxima crecida del caudal. (Rodriguez, 2016).

Ver anexo 1.

Para este caso en particular el caudal crítico para 50 años es de $34,39\text{m}^3/\text{s}$ con un área de $2,60\text{m}^2$. Como se observa en la imagen.

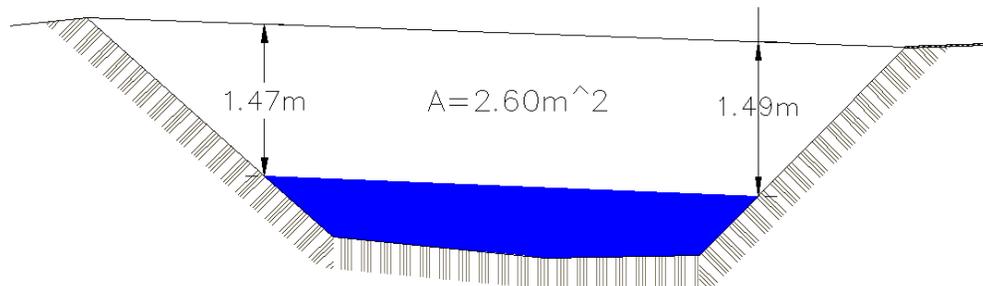


Figura 2. Perfil del río Quintul.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina, 2017.

1.5. Conclusiones.

En este capítulo se determinó la luz del puente en 11 metros y un gálibo mínimo de 1.5 metros lo que nos permite determinar que el lugar de implantación es el adecuado, ya que cumple con todos los requerimientos, el emplazamiento consideró no afectar el cauce normal del río Quintul, procediendo al diseño de la superestructura.

Cabe recalcar que para determinar la luz del puente se tomaron las siguientes pautas: carácter de la vía, topografía de la zona del emplazamiento, localización de los estribos y taludes necesarios.

En la determinación del gálibo se hizo referencia al libro del Ing. Arturo Rodríguez que recomienda que la altura mínima del gálibo, para puentes que tengan cursos de agua, sea de 1.5 metros; mientras que en el diseño propuesto mediante la topografía y el caudal de máxima crecida en un periodo de retorno de 50 años, se obtuvo un gálibo de 1,5 metros, permitiendo establecer que el lugar de implantación del puente es el correcto para la elaboración de la superestructura y los estribos del puente.

Capítulo 2

Diseño de la superestructura

2.1. Diseño del tablero del puente.

En este capítulo se propone el presente diseño del tablero, para ello se tomó en cuenta la solicitud del GAD de la parroquia Chiquintad de que se mantenga el ancho del puente, acorde al ancho de la vía existente en la zona, que según la topografía proporcionada por el GAD es de 6m de ancho, y tomando en cuenta que el proyecto estará emplazado en una zona de baja intensidad de tráfico, se propuso que el puente sea de un solo carril.

Esta propuesta fue aceptada por el GAD parroquial de Chiquintad, debido a que se ajusta a su presupuesto.

Dicho diseño se deja plasmado en planos físicos que se visualizarán en el capítulo 4, cabe recalcar que la metodología que se utilizará será AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials) (AASHTO, 2014) puesto que, se fundamenta en la teoría de Westergaard adaptando los incrementos debido a la carga en un mismo elemento o en elementos paralelos de acuerdo con las dimensiones de sus camiones, especificadas por la misma.

2.2 Tipos de cargas.

Para el presente diseño se tendrá en cuenta las diferentes acciones de tipos de cargas que actuarán sobre la estructura del puente.

2.2.1 Cargas Permanentes.

D_c = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales. (Rodríguez, 2016).

D_w = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. (Rodríguez, 2016).

2.2.2 Sobrecargas Vivas.

LL = sobrecarga vehicular. (Rodríguez, 2016).

PL = sobrecarga peatonal. (Rodríguez, 2016).

Carga HL-93. (Rodríguez, 2016).

Se ha determinado el camión de diseño a la carga HL-93, puesto que la misma es utilizada para el cálculo en la norma AASHTO LRFD, dado que representa una condición más desfavorable en tramos menores a 12m, en comparación a la carga HS 20-44. (Hida, 2000).

2.2.2.1 Camión de diseño.

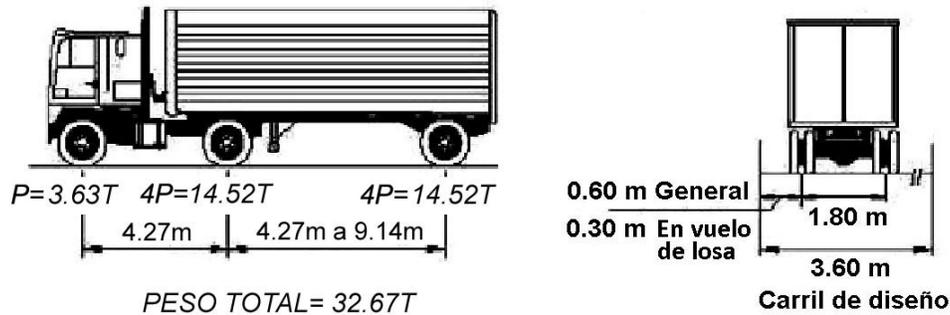


Figura 3. Camión de diseño HL-93.

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

La distancia entre los dos ejes más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 4.27m y 9.14m, resulta en los mayores efectos. (Rodríguez, 2016).

2.2.2.2 Tándem de diseño.



Figura 4. Tándem de diseño HL-93.

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

2.2.2.3 Carga de carril de diseño.

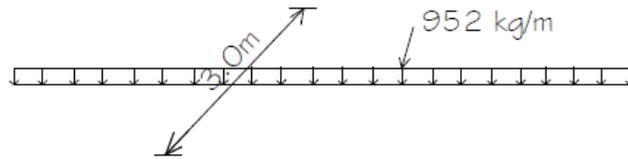


Figura 5. Carril de diseño.

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

Carga de Fatiga (Art. 3.6.1.4).

Para el chequeo por fatiga se utiliza un camión similar al del diseño pero con los ejes posteriores separados 9.14m. (Rodríguez, 2016).

Presencia de Múltiples Sobrecargas (Art. 3.6.1.1.2).

La solicitación extrema correspondiente a sobrecargas que se determinó considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga. (Rodríguez, 2016).

Tabla 1. Factor de presencia múltiple.

Tabla 3.6.1.1.2-1 Factor de Presencia Múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

Para el cual se utiliza la carga de fatiga sin importar el número de carriles. Los factores de distribución de los Art. 4.6.2.2 y 4.6.2.3 (excepto cuando se utiliza el método estático) se deberán dividir por 1.20 (Rodríguez, 2016).

Las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado. (Rodríguez, 2016).

2.3 Incremento por Carga Dinámica.

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes: (Rodríguez, 2016).

Tabla 2. Incremento por carga Dinámica.

Tabla 3.6.2.1-1 Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Límites	75%
<i>Todos los demás componentes</i>	
Estado Límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

Nota. - No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño. Tampoco en muros de sostenimiento, solicitados por reacciones verticales de la superestructura ni en componentes de cimentación que estén completamente por debajo del nivel del terreno. (Rodríguez, 2016).

2.4 Carga sobre veredas y barandas.

2.4.1 Fuerzas sobre Barandas.

En este diseño mediante mutuo acuerdo entre los tesisistas y el GAD de Chiquintad, se ha tomado la decisión de utilizar tubo galvanizado de 3 pulgadas para la construcción de las barandas necesarias que se deberán colocar en el puente, y debido a la poca incidencia del peso de las mismas con respecto al peso total del camión de diseño, se ha despreciado para el cálculo del puente.

NOTA: Se debe considerar que como medida de seguridad se deben implementar los barandales a favor de los transeúntes, teniendo en cuenta el convenio anterior el GAD de Chiquintad se hace responsable de la implantación de los barandales.

2.5 Cálculo de Cortante y el momento último.

2.5.1 Cargas permanentes.

Teniendo en consideración algunos aspectos como la densidad del hormigón= 2400 kg/m³, el área total de la viga doble "T" = 2540 cm², la longitud transversal de la doble T= 2 m y con el espesor de la losa = 0,15 m.

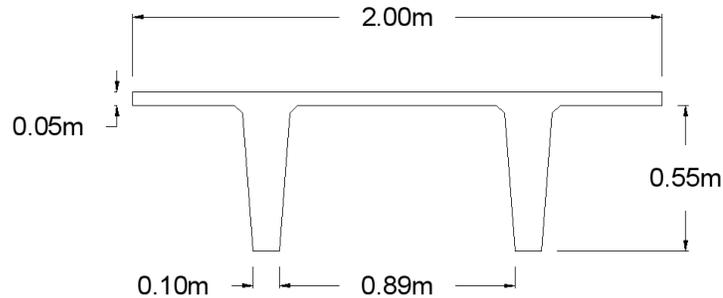


Figura 6. Detalle sección de viga doble "T".

Fuente: Rfv construcciones.

Determinación de peso propio viga doble "T" fórmula (1) y peso de la losa fórmula (2):

$$\text{Peso propio doble T} = PpDt$$

$$PpDt = \gamma hg * \text{area} \quad (1)$$

$$\text{área} = \text{Área de viga doble "T"}$$

Reemplazando en (1)

$$PpDt = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,2540\text{m}^2$$

$$PpDt = 609,6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso propio de la losa} = Pplosa$$

$$Pplosa = \gamma hg * b * e \quad (2)$$

Reemplazando en (2)

$$Pplosa = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 2\text{m} * 0,15\text{m}$$

$$Pplosa = 720 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Determinación del peso propio de los componentes estructurales:

Dc= Peso propio de los componentes estructurales.

$$Dc = Pplosa + PpDt \quad (3)$$

Reemplazando en (3)

$$Dc = 1329,6 \frac{kg}{m}$$

La luz del puente será de 11 metros.

Determinación del momento y cortante por peso propio:

MDc= Momento de peso propio.

$$MDc = \frac{q * (l)^2}{8} \quad (4)$$

Reemplazando en (4)

$$MDc = \frac{1329,6 \frac{Kg}{m} * (11m)^2}{8}$$

$$MDc = 20110,2Kg * m$$

VDc= Cortante de peso propio.

$$VDc = \frac{q * l}{2} \quad (5)$$

Reemplazando en (5)

$$VDc = \frac{1329,6 \frac{Kg}{m} * 11m}{2}$$

$$VDc = 7312,8Kg$$

Determinación del peso propio de la capa de rodamiento e instalaciones para servicios públicos:

Para el cálculo de Dw se tiene las siguientes consideraciones: Densidad del asfalto= 2250 Kg/m³, espesor de la capa de asfalto=0,05m y la longitud transversal de la doble T= 2m.

Dw= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. (Rodriguez, 2016).

Peso del asfalto = Pasf

$$Pasf = \gamma_{asf} * e * b. \quad (6)$$

Reemplazando en (6)

$$Pasf = 2250 \frac{kg}{m^3} * 0,05m * 2m$$

$$Pasf = 225 \frac{Kg}{m}$$

Determinación de momento y cortante por peso propio de la rodadura:

MDw= Momento de peso propio de la rodadura.

$$MDw = \frac{q * (l)^2}{8} \quad (7)$$

Reemplazando en (7)

$$MDw = \frac{225 \frac{Kg}{m} * (11m)^2}{8}$$

$$MDw = 3403,13Kg * m$$

VDw= Determinación de cortante de peso propio de la rodadura.

$$VDw = \frac{q * l}{2} \quad (8)$$

Reemplazando en (8)

$$VDw = \frac{225 \frac{Kg}{m} * 11m}{2}$$

$$VDw = 1237,50Kg$$

2.5.2 Sobrecargas Vivas.

2.5.2.1 Momento máximo por sobrecarga.

Para la determinación del momento máximo por sobrecarga, se utilizó el TEOREMA DE BARRÉ (C., 2013); el cual determina que:

“Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella; por un eje que pasa por el centro de la luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada, se encuentra siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada”. (Rodriguez, 2016).

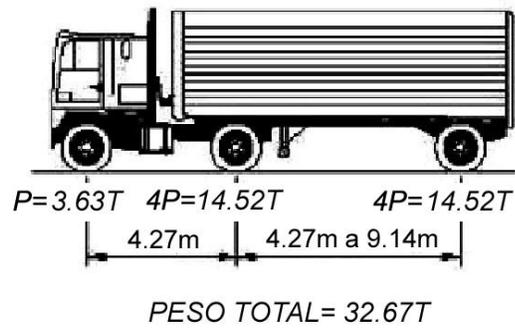


Figura 7. Camión de diseño HL-93

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

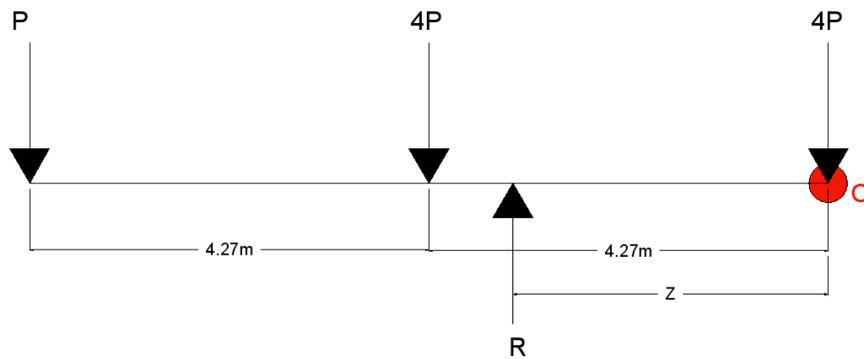


Figura 8. Distribución de fuerzas HL-93 para aplicar Teorema de Barré.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Teorema de Barré. (9)

$$R = 9P$$

$$\sum Mc = P * (8,54m) + 4P * (4,27m) - R * (z). \quad (9)$$

$$P * (8,54m) + 4P * (4,27m) = R * (z)$$

$$z = 2,85m$$

$$4,27m - 2,85m = 1,42m$$

$$\frac{1,42m}{2} = 0,71m$$

El momento máximo por sobrecarga va a estar desplazado a 0.71m del centro de la luz puesto que ahí será el momento más desfavorable según el Teorema de Barré.

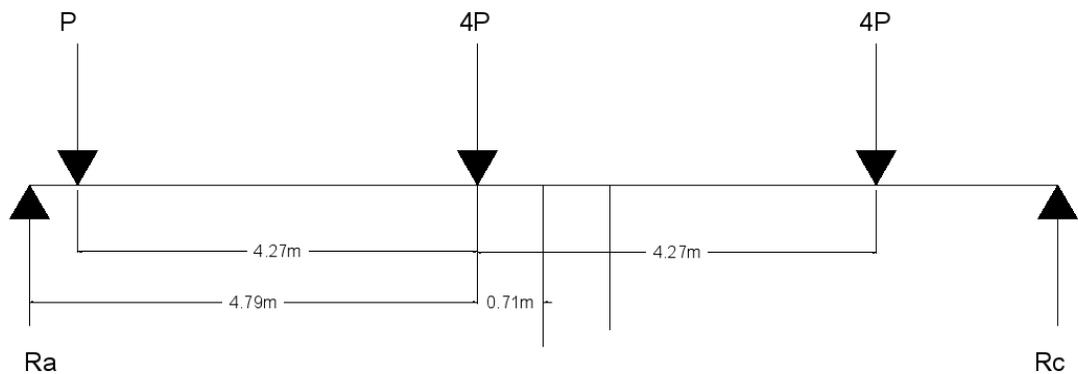


Figura 9. Momento más desfavorable

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Cálculo del momento último por sobrecarga en fórmula (10):

$$Ra = \left(\frac{4,79}{11} \right) * 9P = 3,92P = 14,22 \text{ Ton}$$

$$M_{maxcarga} = 14,22 * (4,79) - 3,63 * (4,27) = 52,66 \text{ Ton} * m \text{ (10)}$$

Tándem de diseño.

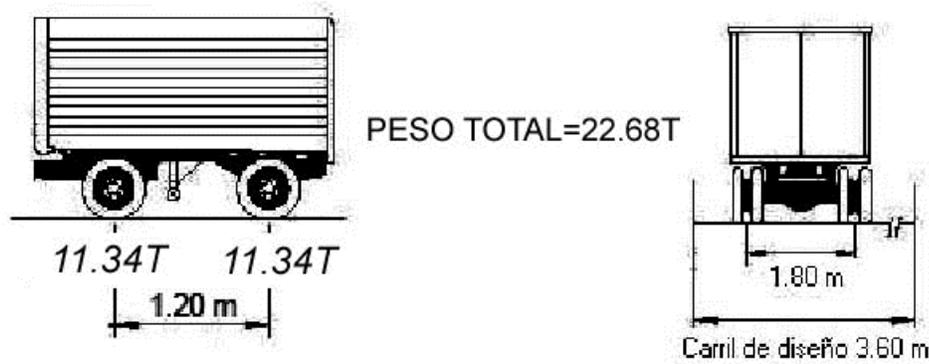


Figura 10. Tándem de diseño

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

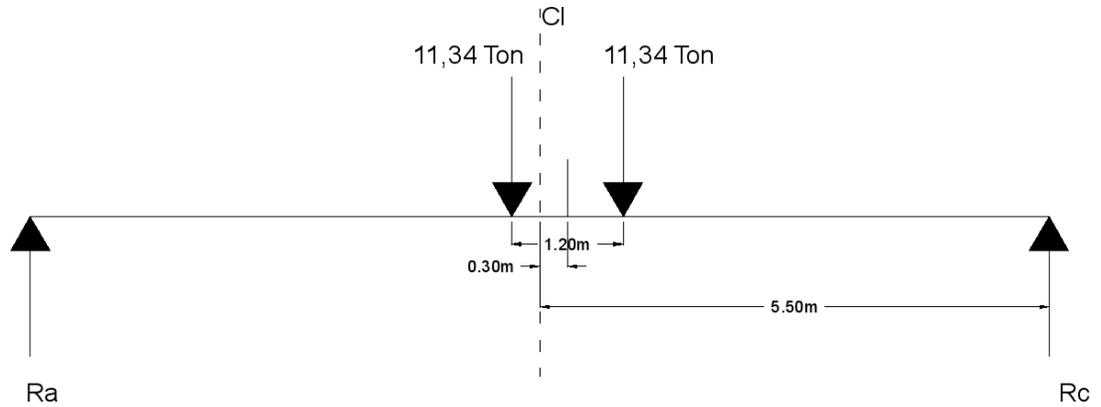


Figura 11. Tándem de diseño en la viga del puente.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Cálculo del momento tándem en fórmula (11):

$$R_a = 22 \text{ Ton} * \left(\frac{5,2\text{m}}{11\text{m}} \right) = 10,4 \text{ Ton}$$

$$M_{max\text{tan}} = 10,4 \text{ Ton} * (5,2\text{m}) = 54,08 \text{ Ton} * \text{m} \text{ (11)}$$

Carga de carril.

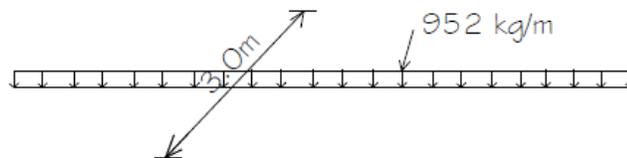


Figura 12. Carga de carril.

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

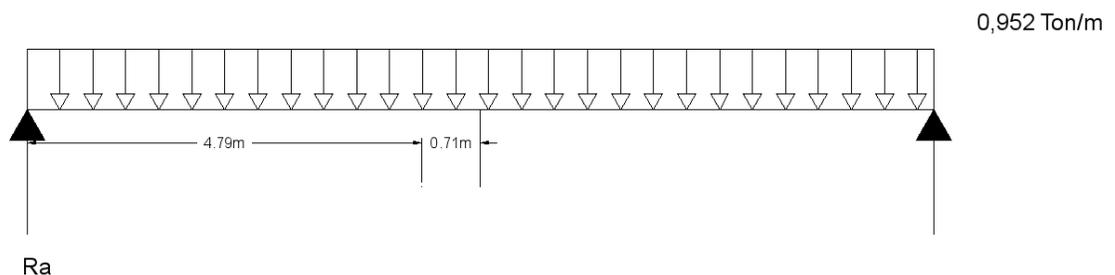


Figura 13. Carga de carril en la viga del puente.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Cálculo del momento de carril en fórmula (12):

$$Ra = \frac{0,952 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 11\text{m}}{2} = 5,236\text{Ton}$$

$$M_{maxcar} = \frac{0,95 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * (11\text{m})^2}{8} = 14,36 \text{ Ton} * \text{m} \quad (12)$$

$$M_{maxcarga} = 52,66 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{maxtan} = 54,08 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{maxcar} = 14,36 \text{ Ton} * \text{m}$$

Al momento que sea mayor entre el momento de sobrecarga o el de carril se lo deberá mayorar.

Tabla 3. Incremento de carga dinámica.

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

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

Determinación del momento de sobrecarga vehicular más impacto en la fórmula. (13)

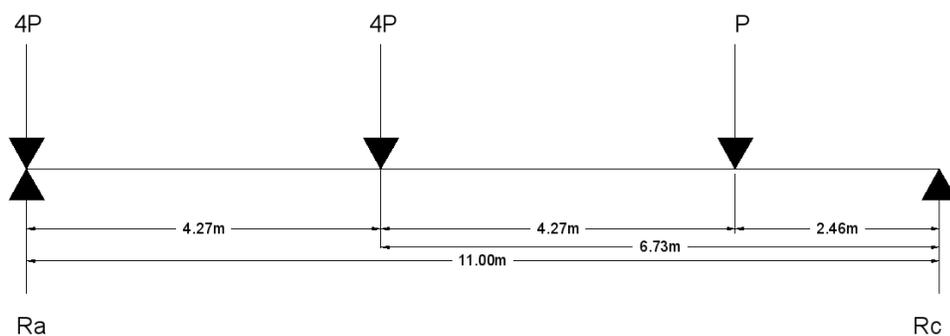
$MLL+IM$ = Momento de sobrecarga vehicular más impacto (13).

$$MLL + IM = M_{maxtan} * 1,33 + M_{maxcar}$$

$$MLL + IM = (54,08\text{Ton} * \text{m}) * (1,33) + (14,36\text{Ton} * \text{m}) = 86,28\text{Ton} * \text{m}$$

$$MLL + IM = 86,28\text{Ton} * \text{m} = 86286,64 \text{ Kg} * \text{m}$$

2.5.2.2 Cortante máximo por sobrecarga.



$$P = 3,63\text{Ton}$$

Figura 14. Cortante máximo por sobrecarga.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Determinación de la reacción de sobrecarga en la fórmula. (14)

$$\sum Mc = \text{Rasobrecarga} * (11\text{m}) - 4P * (11\text{m}) - 4P * (6,73\text{m}) - P * (2,46\text{m}) \quad (14)$$

$$\text{Rasobrecarga} = 24,22\text{Ton}$$

Tándem de diseño.

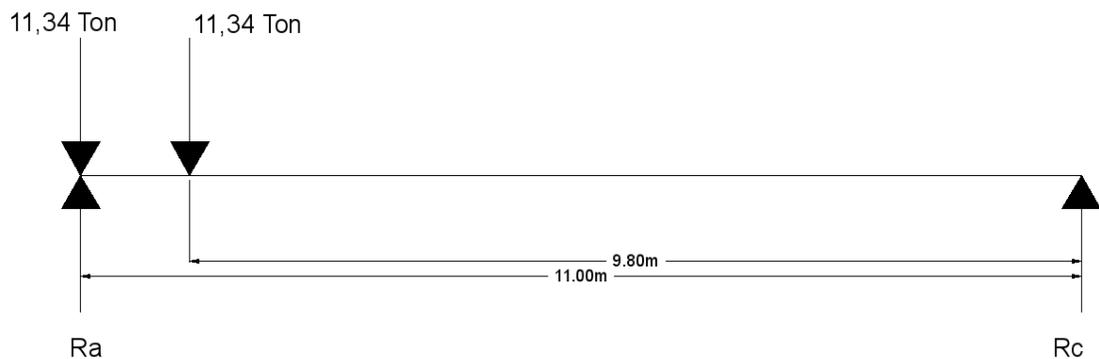


Figura 15. Tándem de diseño al extremo de la viga.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Determinación de la reacción de tándem en la fórmula. (15)

$$\sum Mc = \text{Ratam} * (11\text{m}) - 11,34\text{Ton} * (11\text{m}) - 11,34\text{Ton} * (9,80\text{m}) \quad (15)$$

$$\text{Ratam} = 20,80\text{Ton}$$

Carga de carril.

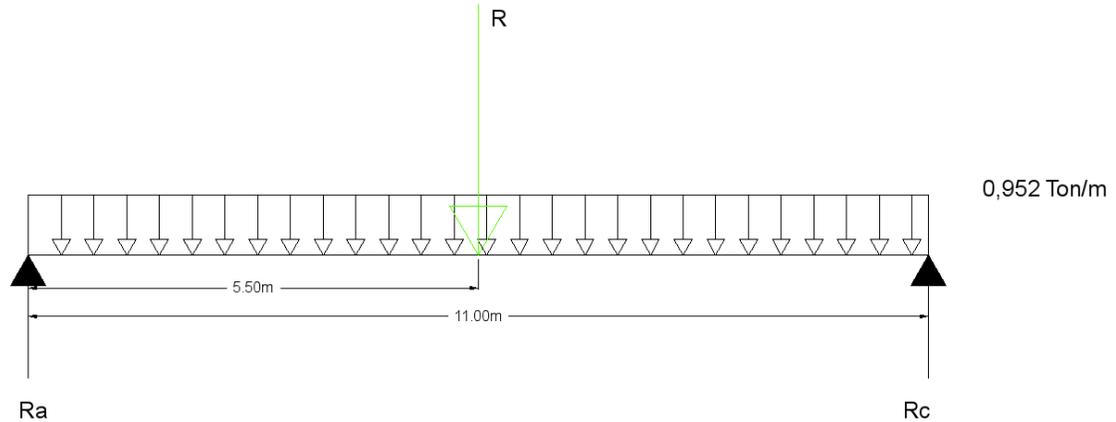


Figura 16. Carga de carril en la viga del puente.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Determinación de la reacción de tándem en la fórmula. (16)

$$R_{\text{carril}} = \frac{0,95 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 11\text{m}}{2} = 5,225\text{Ton} \quad (16)$$

$$R_{\text{sobrecarga}} = 24,22\text{Ton}$$

$$R_{\text{atam}} = 20,80\text{Ton}$$

$$R_{\text{carril}} = 5,225 \text{ Ton}$$

Al cortante que sea mayor entre el cortante de sobrecarga o el de carril se lo deberá mayorar.

Tabla 4. Incremento por carga dinámica.

Tabla 3.6.2.1-1 Incremento por Carga Dinámica, IM

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

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

$VLL + IM =$ Cortante de sobrecarga vehicular más impacto. (17)

$$VLL + IM = R_{\text{sobrecarga}} * 1,33 + R_{\text{carril}}$$

$$VLL + IM = (24,22\text{Ton}) * (1,33) + (5,225\text{Ton}) = 37,44\text{Ton}$$

$$VLL + IM = 37,44\text{Ton} = 37431,48 \text{ Kg}$$

2.6 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en viga interior.

En este diseño se tiene considerado un solo carril de diseño cargado por lo cual se usara la siguiente expresión, la misma que se encuentra en la tabla 4.6.2.2b.1 para vigas doble T. (Rodriguez, 2016).

Tabla 5. Distribución de sobrecargas para momento.

Tabla 4.6.2.2b-1 – 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 madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Un carril de diseño cargado: S/3700 Dos o más carriles de diseño cargados: S/3000	S ≤ 1800
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: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0,1}$	1100 ≤ S ≤ 4900 110 ≤ t ≤ 300 6000 ≤ L ≤ 73.000 N _b ≥ 4 4 × 10 ⁹ ≤ K _g ≤ 3 × 10 ¹²
		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: Ing. Arturo Rodríguez.

Determinación de distribución de sobrecarga para momento.

$$Fm = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} * \left(\frac{Kg}{Lt^3}\right)^{0,1} \quad (18)$$

S= Separación entre vigas o almas (mm)

L= Longitud de tramo de la viga (mm)

K_g = parámetro de rigidez longitudinal (mm⁴)

t = profundidad de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobre capa de hormigón estructural integral (mm)

Reemplazando en (18)

$$Fm = 0.49$$

2.7 Distribución de las sobrecargas por carril para cortante en viga interior.

Tabla 6. Distribución de sobrecarga para momento.

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – 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 madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
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	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $890 \leq d \leq 2800$ $N_c \geq 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

Determinación de distribución de sobrecarga para cortante.

$$Fv = 0.36 + \frac{S}{7600} \quad (19)$$

Reemplazando en (19)

$$Fv = 0.63$$

2.8 Factores de carga y combinaciones de carga.

Las solicitaciones mayoradas se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

n_i = modificador de cargas.

Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

γ_i = factores de carga.

2.8.1 Estados límites.

Existen diversas combinaciones de cargas, entre las principales tenemos:

Resistencia I.- combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

Fatiga. - Combinación de cargas de fatiga y fractura, que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

Tabla 7. Factores de carga y combinaciones.

Tabla 3.4.1-1 - Factores de Carga y Combinaciones

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

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

Tabla 8. Factores de cargas permanentes.

Tabla 3.4.1-2 Factores de Carga para Cargas Permanentes, γ_p

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

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

Determinación de momento último en la fórmula (20) y el cortante último (21).

$$MD_w = 3403,13Kg * m$$

$$MD_c = 20110,2Kg * m$$

$$MLL + IM = 86286,64 Kg * m$$

$$Mu = 1,75 * (MLL + IM) * fm + 1,25 * MD_c + 1,5 * MD_w \quad (20)$$

$$Mu = 104878,5 kg * m$$

$$VD_w = 1237,50Kg$$

$$VD_c = 7312,8Kg$$

$$VLL + IM = 37431,48 Kg$$

$$Vu = 1,75 * (VLL + IM) * fv + 1,25 * VD_c + 1,5 * VD_w \quad (21)$$

$$Vu = 51817,26 kg$$

La combinación más desfavorable en este caso fue la de Resistencia 1 con los siguientes valores:

$$Mu = 104878,5 \text{ kg} * \text{m}$$

$$Vu = 51817,26 \text{ kg}$$

2.9 Diseño de elementos de hormigón pretensado- losa doble T.

Datos generales.

2.9.1 Dimensiones de la viga doble T.

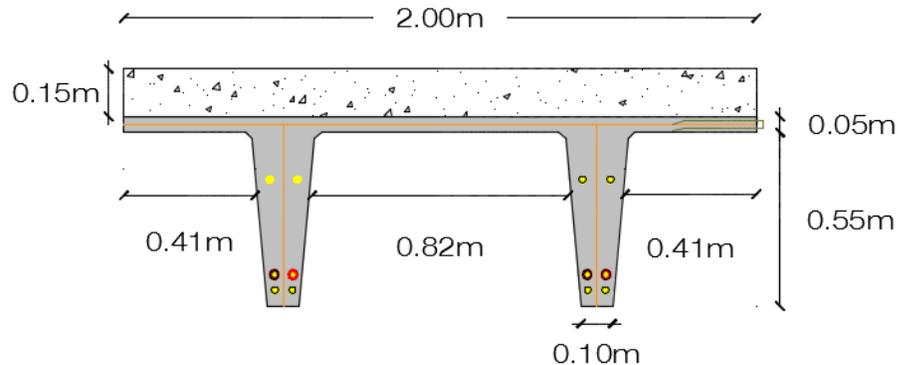


Figura 17. Dimensiones viga doble T.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

2.9.2 Propiedades geométricas.

Tabla 9. Propiedades geométricas de la doble T.

Dimensiones	Propiedades geométricas
Área (cm ²)	2540
CgInf (cm)	40,90
CgSup (cm)	19,10
I (cm ⁴)	834280,73
ZInf (cm ³)	20398,59
ZSup (cm ³)	43677,22
r ² (cm ²)	328,46
r (cm)	18,12
Peso (Kg/m)	609,60

Fuente: Rfv construcciones.

2.10 Materiales.

2.10.1 Hormigón.

Tabla 10. Características del hormigón.

F'_c (Kg/cm ²)	400
F'_c tablero (Kg/cm ²)	280
E_c (Kg/cm ²)	302000,00
E_c tablero (Kg/cm ²)	252671,33

Fuente: Rfv construcciones.

2.10.2 Acero de presfuerzo.

Tabla 11. Características del acero de presfuerzo.

F_{pu} (Kg/cm ²)	19000
F_{py} (Kg/cm ²)	17000
F_{pi} (Kg/cm ²)	14250
Perdidas	23%
F_{pe} (Kg/cm ²)	10972.5
E_p (Kg/cm ²)	2000000

Fuente: Rfv construcciones.

2.10.3 Acero de refuerzo (corrugado tradicional).

Tabla 12. Características del acero de refuerzo.

F_y (Kg/cm ²)	4200
F_{yv} (Kg/cm ²)	4200
F_{yf} (Kg/cm ²)	5000
E_s (Kg/cm ²)	2000000

Fuente: Rfv construcciones.

2.10 Diseño de doble T.

2.10.1 Acero de pre-esfuerzo.

Acero de pre-esfuerzo				
Api (cm ²)	0,9871	0,749	0,5484	
fi	1/2''	7/16''	3/8''	um Ap (cm ²)
40,00	4,00			3,95
35,00				0,00
30,00				0,00
15,00				0,00
10,00	4,00			3,95
5,00	4,00			3,95
#	12,00	0,00	0,00	12,00
Ap (cm ²)	11,85			
# forros	4,00			
Pi (kg)	168794,10			
Pe (kg)	129971,46			
e (cm)	22,57			

Figura 18. Diseño de destensado.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

2.10.2 Diseño de destensado.

F'ci = Resistencia inicial del destensado.

$$F'ci \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 350$$

2.10.2.1 Extremos del elemento.

$$f_{Inf} = -\frac{Pi}{A} * \left(1 + \frac{e * C_{Inf}}{r^2}\right) \quad (22)$$

$$f_{Sup} = -\frac{Pi}{A} * \left(1 - \frac{e * C_{Sup}}{r^2}\right) \quad (23)$$

Pi	112717,50
A	2540,00
e	18,40
Cinf	40,90
r2	328,46
Ctop	19,10

finf	-146,052	kg/cm ²
fsup	3,104	kg/cm ²

Figura 19. Esfuerzos al extremo del elemento.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Según la norma:

$$f_{InfMax} = -0,7 * f'ci \quad (24)$$

$$f_{InfMax} = -245$$

$$f_{supMax} = 1,6 * \sqrt{f'ci} \quad (25)$$

$$f_{supMax} = 29,93$$

Por lo tanto:

Reemplazando en (22) y (23) Reemplazando en (24) y (25)

f_{inf} (Kg/cm²)= -146,05 f_{infMax} (Kg/cm²)= -245 **CUMPLE**

f_{sup} (Kg/cm²)= 3,10 f_{supMax} (Kg/cm²)= 29,93 **CUMPLE**

2.10.2.2 Centro del elemento.

$$f_{Inf} = -\frac{Pi}{A} * \left(1 + \frac{e * C_{Inf}}{r^2}\right) + \frac{Mo}{Z_{Inf}} \quad (26)$$

$$f_{Sup} = -\frac{Pi}{A} * \left(1 - \frac{e * C_{Sup}}{r^2}\right) - \frac{Mo}{Z_{Sup}} \quad (27)$$

Esfuerzos ene l centro del elemento			
Pi	168794,1		
a	2540		
e	22,57	f _{inf}	-253,219
c _{inf}	40,9	f _{sup}	20,763
r ²	328,46		
C _{top}	19,1		

Mo/Z _{inf}	45,20	inf	-208,019
Mo/Z _{sup}	21,11	sup	-0,346

Figura 20. Esfuerzos al centro del elemento.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Según la norma:

$$f_{InfMax} = -0,6 * f'ci \quad (28)$$

$$f_{InfMax} = -210$$

$$f_{supMax} = 0,8 * \sqrt{f'ci} \quad (29)$$

$$f_{supMax} = 14,97$$

Por lo tanto:

Reemplazando en (26) y (27) Reemplazando en (28) y (29)

$F_{inf} (Kg/cm^2) = -208,02$ $F_{infMax} (Kg/cm^2) = -210$ **CUMPLE**

$F_{sup}(Kg/cm^2) = -0,36$ $F_{supMax} (Kg/cm^2) = 14,97$ **CUMPLE**

2.11 Diseño ultima resistencia a flexión.

Diseño ultima resistencia a flexion				
Mu (kg*m)	104152,850	As´	0,00	
B1	0,764	As (cm2)	4,02	
dp(cm)	56,670	fi Mn (kg*m)	110583,15	
d(cm)	70,000	Mcr (kg*m)	47926,22	
factor	0,240	1,2*Mcr (kg*m)	57511,47	cumple hierro minimo
fps (kg/cm2)	17315,160			
a(cm)	4,660			
c(cm)	6,100			

#	fi (mm)	di viga sola (cm)	di comp (cm)	As o Ap (cm2)	esi (mm/mm)	fs o fps (kg/cm2)	Fs o Fsp (kg)	brazo (cm)	Mn (kgm)
2,00	16,00	55,00	70,00	4,02	0,03	4200,00	16889,20	67,67	11428,61
			15,00	0,00	0,00	4200,00	0,00	12,67	0,00
			15,00	0,00	0,00	4200,00	0,00	12,67	0,00
			15,00	0,00	0,00	4200,00	0,00	12,67	0,00
			15,00	0,00	0,00	4200,00	0,00	12,67	0,00
			15,00	0,00	0,00	4200,00	0,00	12,67	0,00
			15,00	0,00	0,00	4200,00	0,00	12,67	0,00
			15,00	0,00	0,00	4200,00	0,00	12,67	0,00
			15,00	0,00	0,00	4200,00	0,00	12,67	0,00
		20,00	35,00	3,95	0,01	17135,00	68367,17	32,67	22334,30
		25,00	40,00	0,00	0,02	17135,00	0,00	37,67	0,00
		30,00	45,00	0,00	0,02	17135,00	0,00	42,67	0,00
		45,00	60,00	0,00	0,03	17135,00	0,00	57,67	0,00
		50,00	65,00	3,95	0,03	17135,00	68367,17	62,67	42844,45
		55,00	70,00	3,95	0,03	17135,00	68367,17	67,67	46262,81
						Cc (kg)	-221990,7	fi Mn (kg*m)	110583,15
						suma = 0	0		cumple

Figura 21. Diseño ultima resistencia a flexión.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

2.12 Diseño ultima resistencia a corte.

Diseño ultima resistencia corte									
Vu (kg)	51256,95								
	x diseño (m)	12366,67		9275					
Vc (kg)	0	31033,33	21700	23275	16275				
		31033,33		23275					
Vs (kg)	46642,6								
Vs mx (kg)	51333,33								
			fi Vc (kg)	16275					
			0,5*fi Vc (kg)	8137,5					Necesita refuerzo para cortante
	long (m)	Vu (kg)	Vc (kg)	Vs (kg)	As (cm2)	s (cm)	Ramas (2)	fi (mm)	fi Vs (kg)
1	0	51256,95	21700	46642,6	1	7,5	2	12	52778,76
2	1,83	24825,88	15319,53	17781,65	0,51	10	2	12	39584,07
3	3,67	19425,6	12366,67	13534,13	0,58	15	2	10	18325,96
		Ramas (1)	As (cm2)		Vu (kg)	fi Vc (kg)	0,5 fi Vc (kg)		Conclusion
	0,2	1	0,2	1	51526,95	16275	8137,5		Colocar acero de refuerzo
	0,18	1	0,2	2	24825,88	11489,64	5744,82		Colocar acero de refuerzo
Av min (cm2)	0,15	1	0,2	3	19425,6	9275	4637,5		Colocar acero de refuerzo

Figura 22. Diseño ultima resistencia a corte.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

2.13 Tablero del puente.

El tablero del puente será formado por 3 vigas dobles T simplemente apoyadas, debido a que estas son las condiciones con las que se llevó a cabo el diseño de la superestructura generando así un carril para el paso vehicular.

Para la implantación del tablero sobre el estribo se usará neopreno en planta de 30 cm x 30 cm con un espesor de 2 cm por recomendaciones del fabricante.

Viga simplemente apoyada. - son elementos estructurales que se colocan horizontalmente, cuyos apoyos son: un fijo que no permite el movimiento en ninguna dirección, y un apoyo móvil que permitirá el movimiento del elemento estructural en una sola dirección.

2.14 Conclusiones.

En este capítulo se determinaron las solicitaciones a las que estará sometida la estructura (momento y cortante ultimo), dando como resultado la acero de ½” para que cumpla el destensado, la utilización de acero longitudinal de 16mm para soportar la flexión las dobles T y acero de 12 mm para soportar el cortante en el tablero del puente tomando en cuenta que será de un solo carril.

Se determinó usar 3 dobles T simplemente apoyadas que cumplan con los requerimientos que son de 6 metros de ancho y 11 metros de luz.

Capítulo 3

Diseño de los estribos del puente

3.1 Definición de estribo del puente.

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierras. (Latina, 2017).

Los estribos son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes, etc). (Rodríguez, 2016).

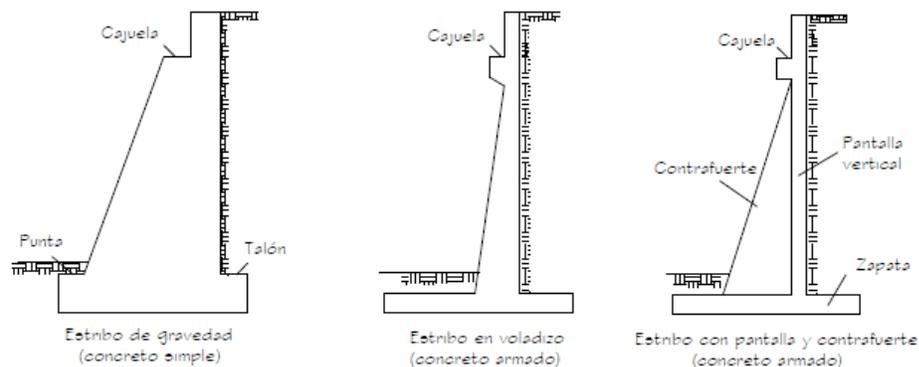


Figura 23. Tipos de estribos.

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez.

Las estructuras de contención son infraestructuras que tienen como finalidad resistir las presiones laterales y empujes producidos por el material retenido detrás de ellas. (Hurtado, 2011).

La estabilidad de las estructuras de contención están dadas por su peso propio, material relleno depositado sobre el talud y las cargas que soporte la estructura. (Hurtado, 2011)

La inestabilidad de las estructuras de contención puede darse por la presencia de estos agentes como excesivas cargas y presión lateral (empujes). (Hurtado, 2011).

Empujes.- Son las acciones ejercidas por los materiales retenidos por el muro, sobre todo cuando carece de cohesión. (Hurtado, 2011).

Los tipos de empujes de empujes que se desarrollan sobre las estructuras de contención dependen de las condiciones de deformación del muro. (Hurtado, 2011).

Deformación nula= rígido

Deformación máxima = flexible

Cohesión.- Es la atracción entre las partículas de suelo y las películas de agua, que permiten conservar una forma definida, la cohesión varía según el contenido de humedad de contenga el suelo (por la recomendación de varios autores no se usara la cohesión propia del suelo para calcular los empujes). (Hurtado, 2011).

Presión lateral del suelo (K).- Es la presión que el suelo ejerce sobre un plano horizontal, se considera que es constante en toda la masa del suelo. (Hurtado, 2011).

$$K = \frac{\gamma h}{\gamma v} = \frac{\text{Presion horizontal}}{\text{Presion vertical}}$$

3.2 Definición de empujes.

Existen varios métodos para la determinación de empujes, pero para este diseño se utilizará el método de Rankine que se fundamenta en el equilibrio plástico y en el campo tensional. (Hurtado, 2011).

3.2.1 Empuje activo (Ea).- Es la acción que ejerce el material retenido sobre la espalda de la estructura de la estructura de contención. (Hurtado, 2011).

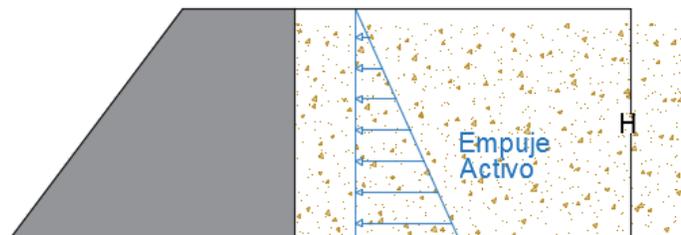


Figura 24. Empuje activo.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

$$Ea = \frac{Ka * \gamma * H^2}{2} \quad (30)$$

H= Altura de muro.

γ = Peso volumétrico.

Coefficiente activo de empuje (K_a)

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (31)$$

ϕ = Angulo de fricción del suelo.

3.2.2 Empuje pasivo (Ep).- Es la acción que ejerce la estructura de contención sobre el material retenido. (Hurtado, 2011).

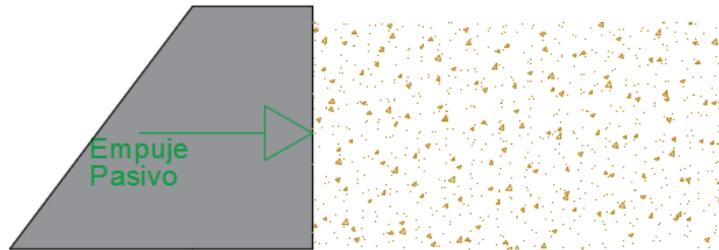


Figura 25. Empuje pasivo.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

$$E_p = \frac{K_p * \gamma * H^2}{2} \quad (32)$$

H= Altura de muro.

γ = Peso volumétrico.

Coefficiente pasivo de empuje (K_p).

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (33)$$

ϕ = Angulo de fricción del suelo.

3.2.3 Empujes por presión hidrostática.

3.2.3.1 Suelo totalmente sumergido.

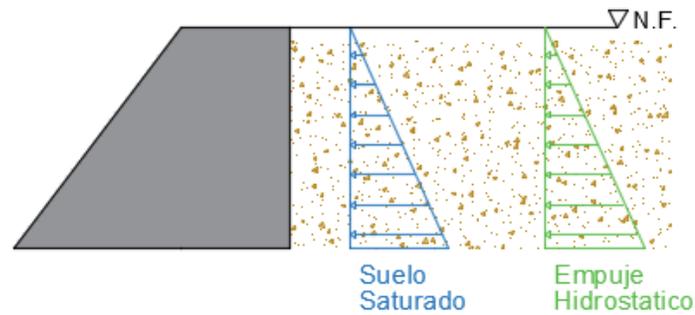


Figura 26. Suelo totalmente sumergido.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

$$E_{at} = \frac{K_a * \gamma * H^2}{2} + \frac{\gamma_{agua} * H^2}{2} \quad (34)$$

γ = Peso volumétrico suelo saturado.

γ_{agua} = Peso volumétrico del agua.

3.2.3.2 Suelo parcialmente sumergido.

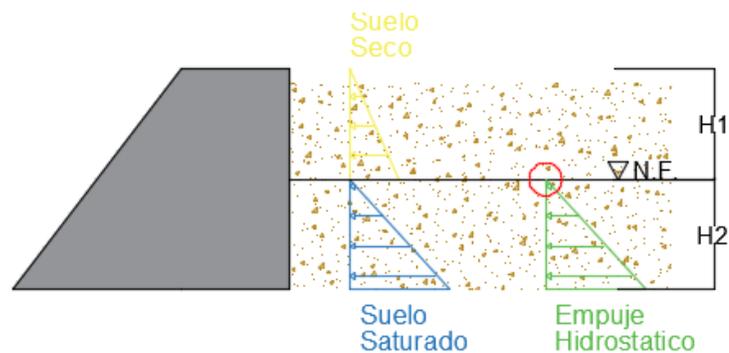


Figura 27. Suelo parcialmente sumergido.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

$$E_{at} = \frac{K_a * \gamma * H_1^2}{2} + \frac{K_a * \gamma' * H_2^2}{2} + \frac{\gamma_{agua} * H_2^2}{2} \quad (35)$$

γ = Peso volumétrico suelo seco.

γ' = Peso volumétrico suelo saturado – peso volumétrico del agua.

$$\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3.$$

3.3 Definición de criterios de estabilidad.

Una estructura de contención debe soportar al volcamiento, deslizamiento, hundimiento, presiones de contacto, y la resistencia en si a las solicitaciones de empujes, para ello se utilizará el método de estados límites de servicio.

Las estructuras de contención tienen que presentar en todas sus secciones una resistencia mayor o igual a la requerida. (Hurtado, 2011).

$$R_{adm} \leq \frac{R_n}{F.s.}$$

R_n = Resistencia nominal.

F.s. = Factor de seguridad.

$$R_s \leq R_{adm}$$

R_s = Resistencia de servicio.

R_{adm} = Resistencia admisible.

3.3.1 Estabilidad al volcamiento.

Todas las cargas horizontales que tratan de voltear a la estructura de contención, lo hacen con respecto a un punto ubicado en la arista inferior de la zona de la punta. (Hurtado, 2011).



Figura 28. Estabilidad al volcamiento.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

La estabilidad de volcamiento, debe garantizar un factor de seguridad de:

F.s. > 3 Estáticas.

F.s. > 2 Pseudo – estática.

$$F_{Sv} = \frac{\text{Momento estabilizante}}{\text{Momento volcamiento}} \quad (36)$$

Fuente: (NEC-SE-GC, 2015).

3.3.2 Estabilidad al deslizamiento.

Se tiene que garantizar que la componente horizontal de los empujes sea resistida por la fuerza de rozamiento entre el muro y el suelo de cimentación. (Hurtado, 2011)

La estabilidad de deslizamiento, debe garantizar un factor de seguridad de:

$$F.s.> 1,6 \text{ Estáticas.}$$

$$F.s.> 1,6 \text{ Sismo.}$$

$$F.s.> 1,09 \text{ Pseudo – Estática.}$$

Fuente: (NEC-SE-GC, 2015).

$$F_{s_d} = \frac{\tan(\phi) * F_v}{E_h} \quad (37)$$

f= Factor rozamiento.

Rv= Resultante de fuerzas verticales.

Ev= Componente vertical de los empujes.

C'= Cohesión base.

B= Base del muro.

Ep= Empuje pasivo garantizado.

Eh= Componente horizontal.

3.3.3 Estabilidad presiones de contacto.

El suelo solo trabaja a compresión, por lo tanto se tiene que garantizar que toda el área de suelo de cimentación y el muro estén en régimen.

La capacidad admisible del suelo, tiene que ser mayor o igual al máximo esfuerzo que transmite la estructura de contención al suelo. (Hurtado, 2011).

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{q_u}{F.s.}$$

qu= Capacidad ultima portante del suelo.

F.s. = Factor de seguridad.

La estabilidad de presión de contacto, debe garantizar un factor de seguridad de:

$$F.s.> 3 \text{ Estáticas.}$$

$$F.s.> 2 \text{ Dinámico.}$$

Fuente: (NEC-SE-GC, 2015).

Suelo a compresión:

$$e_{max} = \frac{B}{6} \quad (38)$$

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr \right) \quad (39)$$

B= Base del muro.

$$Xr = \frac{\text{momento estabilizante} - \text{momento de volcamiento}}{Fv} \quad (40)$$

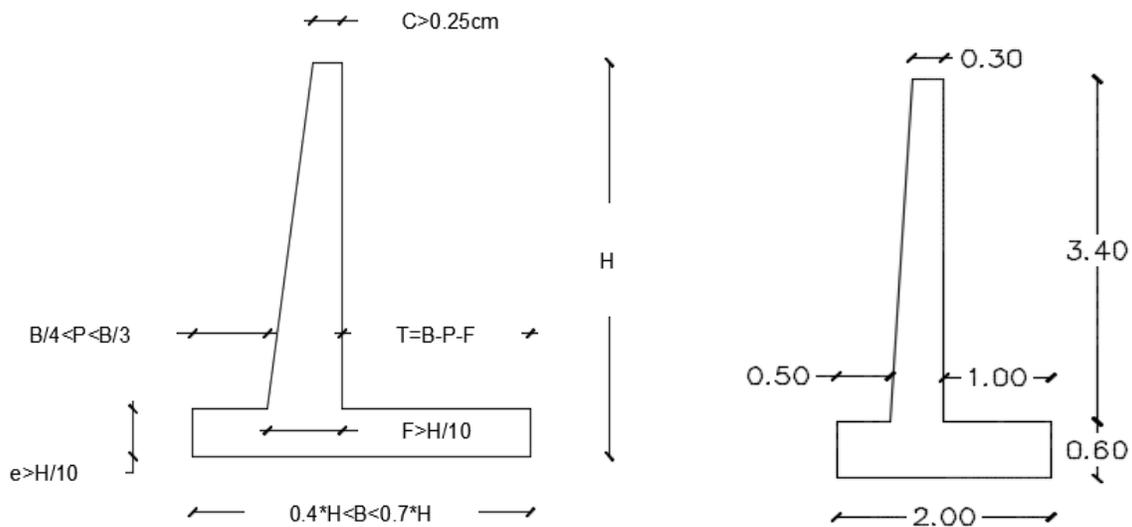
Fv= Resultante de fuerzas verticales.

$$\sigma_{max} = \frac{Fv}{B * 1} * \left(1 + \frac{6 * |e_x|}{B} \right) \quad (41)$$

$$\sigma_{min} = \frac{Fv}{B * 1} * \left(1 - \frac{6 * |e_x|}{B} \right) \quad (42)$$

3.4 Pre dimensionamiento de estribo en hormigón armado.

Son económicos cuando su altura esta entre 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos. (Bustamante, 2013)



Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.5 Diseño de los estribos del puente.

Del estudio de suelos se obtiene los siguientes datos:

Datos del estudio de suelos.

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{suelo saturado}} = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{agua}} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma' = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 45^\circ$$

$$q_{\text{ultimo}} = 22000 \text{kg/m}^2$$

Fuente: Estudio de suelos entregados por el GAD parroquial de Chiquintad

Determinación de empujes existentes:

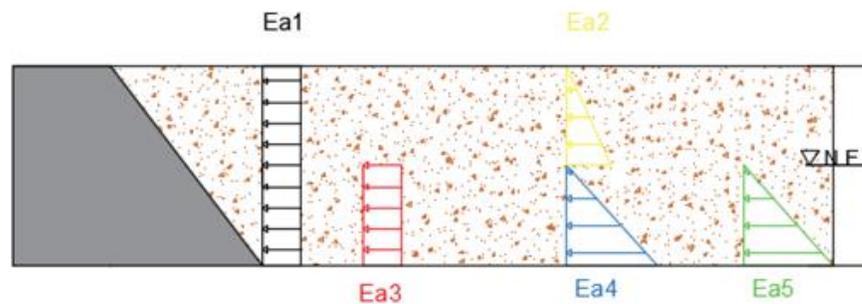


Figura 29. Empujes existentes en los estribos hipótesis (empujes + cargas).

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina

Ea1= Empujes de carretera.

Ea2= Empuje de suelo seco.

Ea3= Empuje carretera sobre suelo saturado.

Ea4= Empuje de suelo saturado.

Ea5= Empuje hidrostático.

3.5.1 Determinación de empujes.**3.5.1.1 Empuje de carretera.**

Reemplazando en (30) y (31)

$$Ea1 = ka * q * hT$$

$$Ea1 = 0.172 * 1100 * 4$$

$$Ea1 = 754.92kg$$

$$ka = Tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$ka = Tg^2 \left(45 - \frac{45}{2}\right)$$

$$ka = 0.172$$

3.5.1.2 Empuje suelo seco.

Altura h1 = altura suelo seco

$$Ea2 = \frac{ka * \gamma_{suelo\ seco} * h1^2}{2} \quad (43)$$

Reemplazando en (43)

$$Ea2 = \frac{0.172 * 1900 * 2^2}{2}$$

$$Ea2 = 651.98 kg$$

3.5.1.3 Empuje carretera sobre suelo seco.

Altura h1 = altura suelo seco.

Altura h2 = altura suelo saturado.

$$Ea3 = \frac{ka * \gamma_{suelo\ seco} * h1 * h2}{2} \quad (44)$$

Reemplazando en (44)

$$Ea3 = \frac{0.172 * 1900 * 2 * 2}{2}$$

$$Ea3 = 651.98 kg$$

3.5.1.4 Empuje de suelo saturado.

$$\gamma' = \gamma_{suelo\ saturado} - \gamma_{agua}$$

$$\gamma' = 2000 - 1000$$

$$\gamma' = 2000 - 1000$$

$$\gamma' = 1000kg/m^3$$

$$Ea4 = \frac{ka * \gamma' * h2^2}{2} \quad (45)$$

Reemplazando en (45)

$$Ea4 = \frac{0.172 * 1000 * 2^2}{2}$$

$$Ea4 = 343.15 \text{ kg}$$

3.5.1.5 Empuje hidrostático.

$$Ea5 = \frac{\gamma_{agua} * h^2}{2} \quad (46)$$

Reemplazando en (46)

$$Ea5 = \frac{1000 * 2^2}{2}$$

$$Ea5 = 2000 \text{ kg}$$

Empujes activos		
Ea1	754,92	kg
Ea2	651,98	kg
Ea3	651,98	kg
Ea4	343,15	kg
Ea5	2000,00	kg

Figura 30. Valores de los empujes existentes.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.5.2 Determinación de momentos de volcamiento.

3.5.2.1 Determinación de momentos de volcamiento del empuje Ea1 (Empuje de carretera).

La distribución de este empuje es rectangular, en la altura de toda la estructura de contención; y la línea de acción de este empuje estará ubicada en el centro de gravedad del mismo.

Es decir, a $h/2$, medido desde la base de la estructura de contención.

Altura de la estructura de contención $h = 4\text{m}$.

Distancia de la línea de acción del empuje activo al punto de volcamiento $d1 = 2\text{m}$.

$$M1 = Ea1 * d1$$

$$M1 = 754.92 * 2$$

$$M1 = 1509.84 \text{ kg} * \text{m}$$

3.5.2.2 Determinación de momentos de volcamiento del empuje Ea2 (Empuje de suelo seco).

La distribución de este empuje es triangular, en la altura donde se ha determinado la existencia de suelo seco; y la línea de acción de este empuje estará ubicada en el centro de gravedad del mismo.

Es decir, a $h/3$, medido desde la base de la estructura de contención.

Altura de la estructura de contención $h = 4\text{m}$, altura del suelo seco $h1 = 2\text{m}$.

Distancia de la línea de acción del empuje activo al punto de volcamiento $d2 = 2.667\text{m}$.

$$M2 = Ea2 * d2$$

$$M2 = 651.98 * 2.667$$

$$M2 = 1738.61 \text{ kg} * \text{m}$$

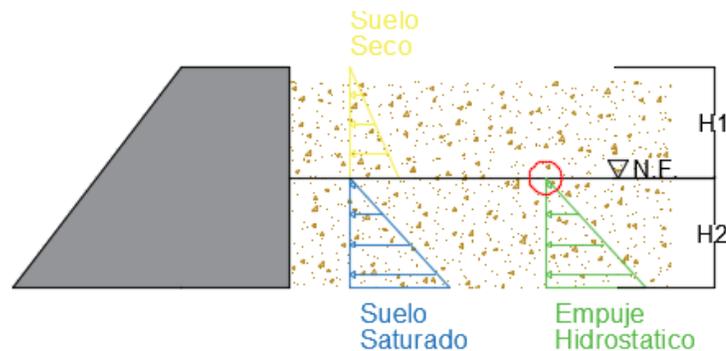


Figura 31. Gráfico de distribución de empuje del suelo seco.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.5.2.3 Determinación de momentos de volcamiento del empuje Ea3 (Empuje de carretera sobre suelo saturado).

La distribución de este empuje es rectangular, en la altura donde se ha determinado la existencia de suelo saturado; y la línea de acción de este empuje estará ubicada en el centro de gravedad del mismo.

Es decir, a $h/2$, medido desde la base de la estructura de contención.

Altura de la estructura de contención $h = 4\text{m}$, altura del suelo saturado $h_2 = 2\text{m}$.

Distancia de la línea de acción del empuje activo al punto de volcamiento $d_3 = 1.00\text{m}$.

$$M_3 = E a_3 * d_3$$

$$M_3 = 651.98 * 1.00$$

$$M_3 = 651.98 \text{ kg} * \text{m}$$

3.5.2.4 Determinación de momentos de volcamiento del empuje E_{a4} (Empuje de suelo saturado).

La distribución de este empuje es triangular, en la altura donde se ha determinado la existencia de suelo saturado; y la línea de acción de este empuje estará ubicada en el centro de gravedad del mismo.

Es decir, a $h/3$, medido desde la base de la estructura de contención.

Altura de la estructura de contención $h = 4\text{m}$, altura del suelo saturado $h_2 = 2\text{m}$

Distancia de la línea de acción del empuje activo al punto de volcamiento $d_4 = 0.667\text{m}$.

$$M_4 = E a_4 * d_4$$

$$M_4 = 343.15 * 0.667$$

$$M_4 = 228.76 \text{ kg} * \text{m}$$

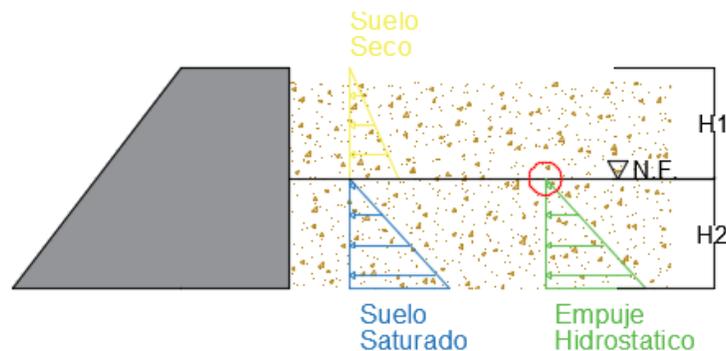


Figura 32. Gráfico de distribución del empuje del suelo saturado.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.5.2.5 Determinación de momentos de volcamiento del empuje E_{a5} (Empuje hidrostático).

La distribución de este empuje es triangular, en la altura donde se ha determinado la existencia de suelo saturado; y la línea de acción de este empuje estará ubicada en el centro de gravedad del mismo.

Es decir, a $h/3$, medido desde la base de la estructura de contención.

Altura de la estructura de contención $h = 4\text{m}$, altura del suelo saturado $h_2 = 2\text{m}$

Distancia de la línea de acción del empuje activo al punto de volcamiento $d_4 = 0.667\text{m}$.

$$M_5 = E_{a5} * d_5$$

$$M_5 = 2000 * 0.667$$

$$M_5 = 1333.33 \text{ kg} * \text{m}$$

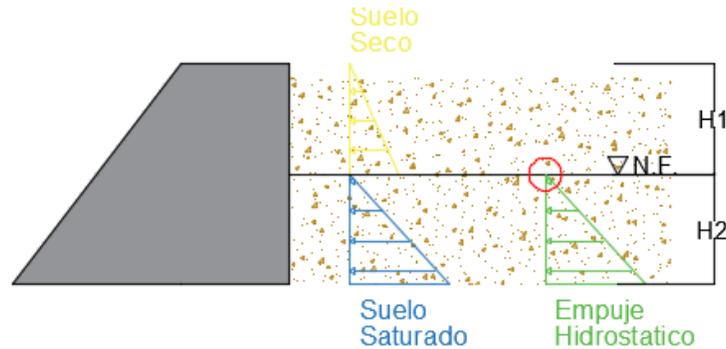


Figura 33. Gráfico de distribución del empuje hidrostático.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

	E (kg)	d (m)	M (kg*m)
Ea1	754,92	2,00	1509,84
Ea2	651,98	2,67	1738,61
Ea3	651,98	1,00	651,98
Ea4	343,15	0,67	228,76
Ea5	2000,00	0,67	1333,33
Sum.		Sum. Mom.	
Empujes	4402,02	Volc.	5462,52

Figura 34. Momentos de volcamiento.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.5.3 Determinación de fuerzas estabilizantes.

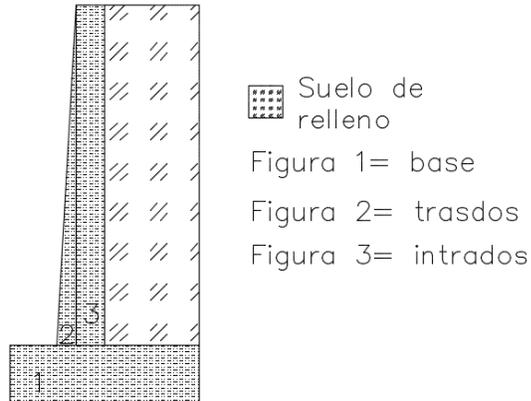


Figura 35. Perfil de estribo.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Para la determinación de los momentos estabilizantes, se procede a dividir a la estructura de contención en figuras geométricas y así poder obtener su área en corte, para luego obtener su volumen y su peso propio y finalmente obtener las distancias para los momentos estabilizantes con respecto al punto de deslizamiento.

3.5.3.1 Determinación del área de la figura 1.

La figura 1, es un rectángulo que viene determinado por las medidas del estribo:

$$e = 0.60\text{m}$$

$$\text{base} = 2\text{m}$$

$$A1 = b * h$$

$$A1 = 0.6 * 2$$

$$A1 = 1.20\text{m}^2$$

3.5.3.2 Determinación del área de la figura 2.

La figura 2, es un triángulo que viene determinado por las medidas del estribo:

$$\text{Altura} = 3.4\text{m}$$

$$b = f - c$$

$$b = 0.5 - 0.3$$

$$b = 0.2\text{m}$$

$$A2 = \frac{b * h}{2}$$

$$A2 = \frac{0.2 * 3.4}{2}$$

$$A2 = 0.34\text{m}^2$$

3.5.3.3 Determinación del área de la figura 3.

La figura 3, es un rectángulo que viene determinado por las medidas del estribo:

Altura = 3.4m.

$$c = 0.3\text{m}$$

$$A3 = b * h$$

$$A3 = 0.3 * 3.4$$

$$A3 = 1.02\text{m}^2$$

Tabla 13. Determinación de los momentos por peso propio.

Figura	Área (m2)	Volumen (m3)	Peso (kg)	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	Mom. X (kg*m)	Mom. Y (kg*m)
1	1,20	1,20	2880,00	1,00	0,30	2880,00	864,00
2	0,34	0,34	816,00	0,63	1,73	516,80	1414,40
3	1,02	1,02	2448,00	0,85	2,30	2080,80	5630,40
Total						5477,60	7908,80

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.5.3.4 Determinación del centro de gravedad de la estructura de contención.

$$X_{c.g.} = \frac{Mom(X)}{peso\ propio} \quad (47)$$

Reemplazando en (47)

$$X_{c.g.} = \frac{5477.60}{6144}$$

$$X_{c.g.} = 0.89m$$

$$Y_{c.g.} = \frac{Mom(Y)}{Peso Propio} \quad (48)$$

Reemplazando en (48)

$$Y_{c.g.} = \frac{7908.80}{6144}$$

$$Y_{c.g.} = 1.29$$

3.5.3.5 Determinación del peso de relleno.

El peso de relleno sobre la estructura de contención, viene determinado por las medidas del talón, puesto que sobre este se colocará material de relleno para la estabilidad de la estructura de contención. En este caso se rellenará con el mismo material.

Talón = 1.00m

Altura de material de relleno = 3.40m

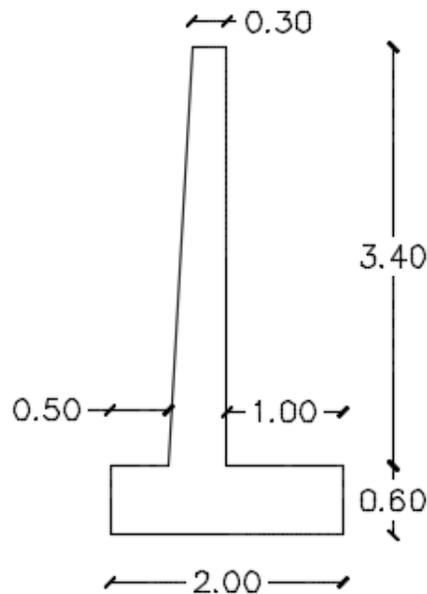


Figura 36. Diseño de estribo.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Peso de relleno

$$= \text{talon} * \text{altura de relleno} * \text{peso del suelo de relleno} \text{ (49)}$$

Reemplazando en (49)

$$\text{Peso de relleno} = 1 * 3.4 * 1900$$

$$\text{Peso de relleno} = 6460 \text{ kg}$$

3.5.4 Determinación de momentos estabilizantes.

3.5.4.1 Momentos estabilizantes por peso propio.

La acción del peso propio de la estructura de contención está ubicada en el centro de gravedad de la misma, por ende, la distancia viene dada por $X \text{ c.g.} = 0.89\text{m}$.

Tabla 14. Momentos estabilizantes.

	Peso (kg)	dist (m)	Mom (kg*m)
Peso Propio	6144	0,89	5477,6
Peso Relleno	6460	1,5	9690
P. Carretera	1100	1,5	1650
Sum. Pesos Estab.	13704	Sum. Mom. Est.	16817,6

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.6 Comprobación de factores de estabilidad.

3.6.1 Factor de seguridad al volcamiento.

Basándose en (36)

$$F_{S_v} = \frac{\text{Momento estabilizante}}{\text{Momento volcamiento}} > 3$$

$$F_{S_v} = \frac{16817.60}{5462,52}$$

$$F_{S_v} = 3.08 > 3 \text{ CUMPLE}$$

3.6.2 Factor de seguridad al deslizamiento.

Basándose en (37)

$$Fs_d = \frac{\tan(\phi) * Fv}{Eh} > 1,6$$

$$Fs_d = \frac{\tan(45) * 13704}{4402,42}$$

$$Fs_d = 3.11 > 1,6 \text{ CUMPLE}$$

3.6.3 Estabilidad presiones de contacto.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} = 20000 \text{ kg/m}^2$$

3.6.3.1 Excentricidad máxima.

Basándose en (38)

$$e_{max} = \frac{B}{6} = \frac{2}{6} = 0,33 \text{ cm}$$

3.6.3.2 Distancia de la resultante al tercio medio.

Basándose en (40)

$$Xr = \frac{\text{Momento estabilizante} - \text{momento de volcamiento}}{Fv}$$

$$Xr = \frac{16817,6 - 5462,52}{13704} = 0,83 \text{ cm}$$

3.6.3.3 Excentricidad de la resultante en el tercio medio.

Basándose en (39)

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - Xr \right)$$

$$e_x = \left(\frac{2}{2} - 0,83 \right)$$

$$e_x = 0,17$$

3.6.3.4 Esfuerzos máximos.

Basándose en (41)

$$\sigma_{max} = \frac{Fv}{B * 1} * \left(1 + \frac{6 * |e_x|}{B} \right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{13704}{2,00 * 1} * \left(1 + \frac{6 * |0,17|}{2,00} \right)$$

$$\sigma_{max} = 10375,38 \text{ kg/m}^2$$

Basándose en (42)

$$\sigma_{min} = \frac{Fv}{B * 1} * \left(1 - \frac{6 * |e_x|}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{13704}{2.00 * 1} * \left(1 - \frac{6 * |0,17|}{2.00}\right)$$

$$\sigma_{max} = 3328.62 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} = 20000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 10375.38 \text{ kg/m}^2$$

$$20000 \text{ kg/m}^2 \geq 10375 \text{ kg/m}^2 \text{ CUMPLE}$$

3.7 Diseño de la base.

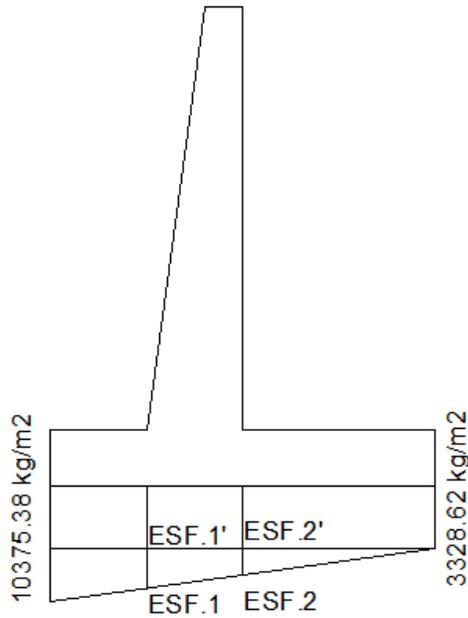


Figura 37. Esfuerzos generados en la base de la estructura de contención.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Para proceder al diseño de la base, se debe tomar en cuenta los esfuerzos máximos y mínimos determinados anteriormente para proceder, a obtener los esfuerzos en la punta y en el talón de la base, y así poder obtener la fuerza cortante y el momento al que va a estar sometida la base de la estructura de contención.

La punta se comporta como un voladizo sometido a carga vertical; hacia arriba debido a la presión del terreno y hacia abajo por el peso propio del elemento.

Los momentos flectores originan tracción en la fibra inferior, debido a que la presión del suelo es mayor con respecto al peso propio por lo que el acero de refuerzo se colocara en la fibra inferior.

El talón se comporta como un voladizo sometido a carga vertical; hacia arriba la presión del suelo y hacia abajo el peso propio y el peso de relleno.

Los momentos flectores originan tracción en la fibra superior, debido a que la presión del suelo es menor con respecto al peso propio y al peso del relleno, por lo que el acero va en la fibra superior.

3.7.1 Determinación de los esfuerzos en la punta y en el talón.

Para la determinación de los esfuerzos en la punta y en el talón, se procede a obtener dichos valores mediante una relación de triángulos, basado en las dimensiones de la base de la estructura de contención y los esfuerzos máximos y mínimos obtenidos anteriormente.

Tabla 15. Esfuerzos obtenidos en la punta y en el talón.

Esfuerzos en punta y talón		
ESF.1'	5285,07	Kg/m ²
ESF.1	8613,69	Kg/m ²
ESF.2'	3523,38	kg/m ²
ESF.2	6852,00	kg/m ²

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.7.2 Determinación de los cortantes en la punta y talón.

3.7.2.1 Punta.

Para determinar la reacción del suelo (RSP) en la punta, deberemos obtener la resultante entre el esfuerzo máximo y el esfuerzo 1, mediante la geometría que se describe según la distribución de los esfuerzos (revisar ilustración 41).

$$RSP = \frac{\delta_{max} + \delta_1}{2} * punta * 1 \quad (50)$$

Reemplazando en (50)

$$RSP = \frac{10375.38 + 8613.69}{2} * 0.5 * 1$$

$$RSP = 4747.27 \text{ kg (+)}$$

Para determinar el peso propio de la punta de la estructura de contención, debemos tomar en cuenta la longitud de la punta = 0.5m, el espesor = 0.6m y el peso propio del hormigón armado que se lo considera 2400kg/m³.

$$P_{propio \text{ Punta}} = longitud \text{ punta} * espesor * peso \text{ hormigon armado} \quad (51)$$

Reemplazando en (51)

$$P_{propio \text{ punta}} = 0.5 * 0.6 * 2400$$

$$P_{propio \text{ punta}} = 720 \text{ kg (-)}$$

Para determinar el cortante en la punta, realizamos una sumatoria de fuerzas verticales en el punto de corte.

$$\varepsilon fv = RS + P_{propio \text{ punta}}$$

$$V_{1-1} = 4747.27 + (-720)$$

$$V_{1-1} = 4027.27 \text{ kg}$$

3.7.2.2 Talón.

Para determinar la reacción del suelo (RST) en el talón, deberemos obtener la resultante entre el esfuerzo 2 y el esfuerzo mínimo, mediante la geometría que se describe según la distribución de los esfuerzos (revisar ilustración 41).

$$RST = \frac{\delta 2 + \delta min}{2} * talon * 1 \quad (52)$$

Reemplazando en 52

$$RST = \frac{6852.00 + 3328.62}{2} * 1 * 1$$

$$RST = 5090.31 \text{ kg (+)}$$

Para determinar el peso propio del talón de la estructura de contención, debemos tomar en cuenta la longitud del talón = 1.00m, el espesor = 0.6m y el peso propio del hormigón armado que se lo considera 2400kg/m³. Además, en el talón se deberá considerar el peso propio del relleno sobre el talón, el peso del suelo de relleno es 1900kg/m³.

$$P_{propio\ Talon} = longitud\ talon * espesor * peso\ hormigon\ armado \quad (53)$$

Reemplazando en (53)

$$P_{propio\ talon} = 1 * 0.6 * 2400$$

$$P_{propio\ talon} = 1440\ kg\ (-)$$

Ppropio suelo relleno

$$= longitud\ talon * altura\ de\ relleno * peso\ suelo\ relleno \quad (54)$$

Reemplazando en (54)

$$P_{propio\ suelo\ relleno} = 1 * 3.40 * 1900$$

$$P_{propio\ suelo\ relleno} = 6460\ kg\ (-)$$

Para determinar el cortante en el talón, realizamos una sumatoria de fuerzas verticales en el punto de corte.

$$\varepsilon fv = RST + P_{propio\ talon} + P_{propio\ suelo\ relleno}$$

$$V_{2-2} = 5090.31 - 1440 - 6460$$

$$V_{2-2} = -2809.69\ kg$$

3.7.3 Determinación de los momentos flectores en la punta y talón.

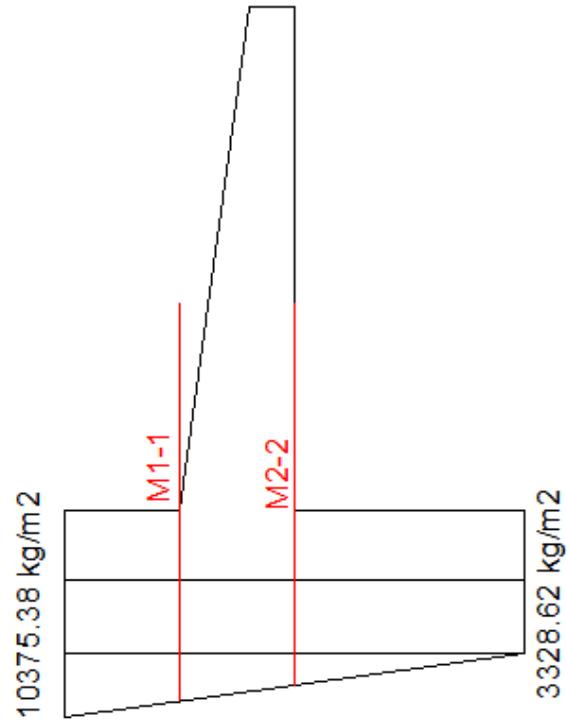


Figura 38. Distribución de esfuerzos en la base.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Para determinar los momentos flectores en la base, se deben tomar en cuenta las distancias perpendiculares a los esfuerzos, medidas desde la ubicación de la resultante hasta el corte en la punta o en el talón según corresponda.

3.7.3.1 Determinación de los momentos flectores en la punta.

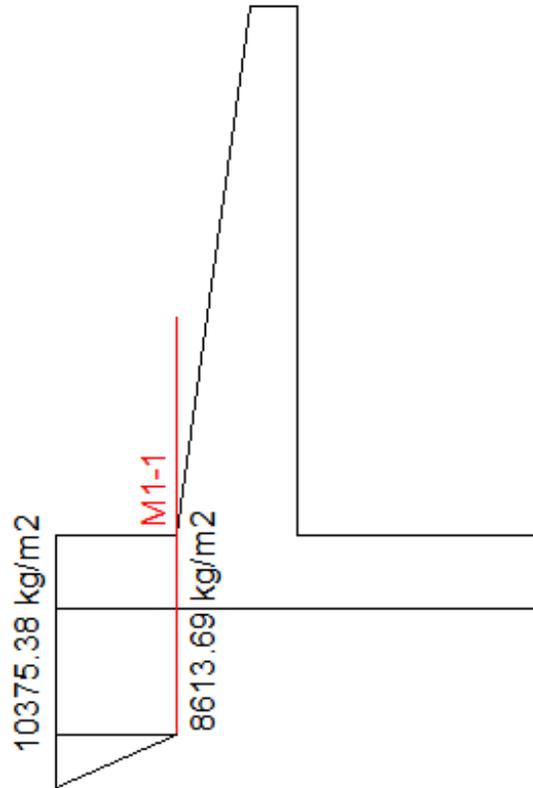


Figura 39. Diagrama de reacciones en la punta.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.7.3.1.1 Reacción triangular.

$$Rs\Delta = \frac{(\delta_{max} - \delta_1) * punta}{2}$$

$$Rs\Delta = \frac{(10375.38 - 8613.69) * 0.5}{2}$$

$$Rs\Delta = 440.42kg$$

$d\Delta =$ distancia al punto de análisis

$$d\Delta = \frac{2}{3} * punta$$

$$d\Delta = \frac{2}{3} * 0.5$$

$$d\Delta = 0.333$$

$M\Delta =$ Momento

$$M\Delta = Rs\Delta * d\Delta$$

$$M\Delta = 440.42 * 0.333$$

$$M\Delta = 146.81 \text{ kg} * \text{m} (+)$$

3.7.3.1.2 Reacción rectangular.

$$R_{s\blacksquare} = \delta 1 * \text{punta}$$

$$R_{s\blacksquare} = 8613.69 * 0.5$$

$$R_{s\blacksquare} = 4306.85 \text{ kg}$$

$d_{\blacksquare} = \text{distancia al punto de análisis}$

$$d_{\blacksquare} = \frac{1}{2} * \text{punta}$$

$$d_{\blacksquare} = \frac{1}{2} * 0.5$$

$$d_{\blacksquare} = 0.25$$

$M_{\blacksquare} = \text{momento}$

$$M_{\blacksquare} = R_{s\blacksquare} * d_{\blacksquare}$$

$$M_{\blacksquare} = 4306.85 * 0.25$$

$$M_{\blacksquare} = 1076.71 \text{ kg} * \text{m} (+)$$

3.7.3.1.2 Peso propio.

$$d \text{ peso propio} = \frac{1}{2} * \text{punta}$$

$$d \text{ peso propio} = \frac{1}{2} * 0.5$$

$$d \text{ peso propio} = 0.25$$

$$M \text{ peso propio} = P_{\text{propio}} * d \text{ peso propio}$$

$$M \text{ peso propio} = 720 * 0.25$$

$$M \text{ peso propio} = 180 \text{ kg} * \text{m} (-)$$

Para determinar el momento flector, realizamos una sumatoria de momentos en el punto de corte.

$$\varepsilon M = M\Delta + M_{\blacksquare} + M \text{ peso propio}$$

$$M_{1-1} = 146.81 + 1076.71 - 180$$

$$M_{1-1} = 1043.52 \text{ kg} * \text{m}$$

3.7.3.2 Determinación de los momentos flectores en el talón.

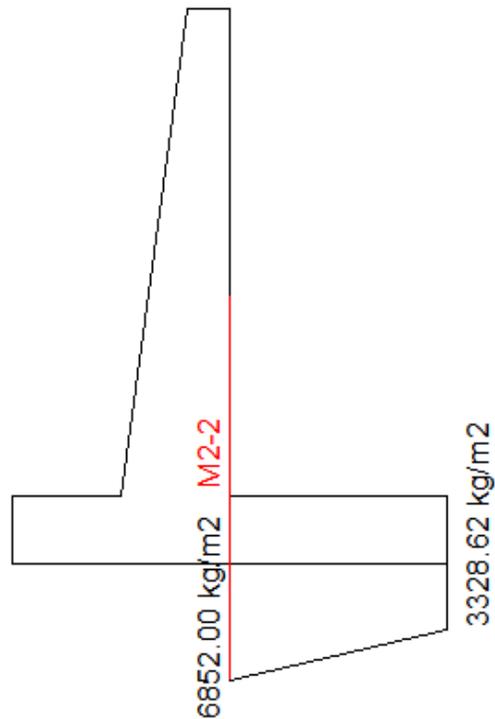


Figura 40. Diagrama de reacciones en el talón.

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.7.3.2.1 Reacción triangular.

$$R_{s\Delta} = \frac{(\delta_2 - \delta_{min}) * talón}{2}$$

$$R_{s\Delta} = \frac{(6852.00 - 3328.62) * 1}{2}$$

$$R_{s\Delta} = 1761.69kg$$

$d\Delta =$ distancia al punto de análisis

$$d\Delta = \frac{1}{3} * talon$$

$$d\Delta = \frac{1}{3} * 1.00$$

$$d\Delta = 0.333$$

$M\Delta =$ momento

$$M\Delta = R_{s\Delta} * d\Delta$$

$$M\Delta = 1761.69 * 0.333$$

$$M\Delta = 587.23 \text{ kg} * \text{m} \quad (-)$$

3.7.3.2.2 Reacción rectangular.

$$R_{s\blacksquare} = \delta_{min} * talon$$

$$R_{s\blacksquare} = 3328.62 * 1.00$$

$$R_{s\blacksquare} = 3328.62 \text{ kg}$$

$d_{\blacksquare} = \text{distancia al punto de análisis}$

$$d_{\blacksquare} = \frac{1}{2} * talon$$

$$d_{\blacksquare} = \frac{1}{2} * 1$$

$$d_{\blacksquare} = 0.50$$

$$M_{\blacksquare} = R_{s\blacksquare} * d_{\blacksquare}$$

$$M_{\blacksquare} = 3328.62 * 0.5$$

$$M_{\blacksquare} = 1664.31 \text{ kg} * \text{m} \quad (-)$$

3.7.3.2.3 Peso propio.

$$d \text{ peso propio} = \frac{1}{2} * talon$$

$$d \text{ peso propio} = \frac{1}{2} * 1.00$$

$$d \text{ peso propio} = 0.50$$

$$M \text{ peso propio} = P_{propio} * d \text{ peso propio}$$

$$M \text{ peso propio} = 1440 * 0.50$$

$$M \text{ peso propio} = 720 \text{ kg} * \text{m} \quad (+)$$

3.7.3.2.4 Peso relleno.

$$d \text{ peso relleno} = \frac{1}{2} * talón$$

$$d \text{ peso relleno} = \frac{1}{2} * 1.00$$

$$d \text{ peso relleno} = 0.50$$

$$M \text{ peso relleno} = P_{\text{relleno}} * d \text{ peso relleno}$$

$$M \text{ peso relleno} = 6440 * 0.50$$

$$M \text{ peso relleno} = 3230 \text{ kg} * m \quad (+)$$

Para determinar el momento flector, realizamos una sumatoria de momentos en el punto de corte.

$$\varepsilon M = M_{\Delta} + M_{\blacksquare} + M \text{ peso propio} + M \text{ peso relleno}$$

$$M_{2-2} = -587.23 - 1664.31 + 720 + 3230$$

$$M_{2-2} = 1698.46 \text{ kg} * m \quad (+)$$

3.8 Diseño a cortante de la base.

3.8.1 Factor de mayoración ponderado.

El factor de mayoración ponderado (FMc) para estructuras de contención se determina multiplicando a los empujes de tierra y cargas vivas por el factor 1.6 y a las cargas sísmicas por el factor 1.0.

$$F_{Mc} = \frac{\sum(E * \text{factor})}{\sum Eh}$$

Fuente: NEC 2015.

$$F_{Mc} = \frac{\sum(E1 + E2 + E3 + E4 + E5) * 1.6}{\sum E1 + E2 + E3 + E4 + E5}$$

$$F_{Mc} = \frac{\sum(754.92 + 651.98 + 651.98 + 343.15 + 2000) * 1.6}{\sum 754.92 + 651.98 + 651.98 + 343.15 + 2000}$$

$$F_{Mc} = 1.6$$

Para el diseño a cortante de la base, se debe tomar en cuenta los siguientes parámetros:

Recubrimiento mínimo de 7.5cm, cuando el hormigón se vierte directamente sobre el suelo mejorado y 5cm cuando es en replantillo de piedra y hormigón pobre. (NEC 2015).

El diseño de la base contempla un hormigón de resistencia de 240kg/cm².

La capacidad máxima de vigas a cortante viene dado por la expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (55)$$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

$$d = e - \text{recub.}$$

$$d = 60 - 7.5$$

$$d = 52.5\text{cm}$$

Basándose en (55)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{240} * 100 * 52.5$$

$$V_c = 43106.30 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c \geq V_{umax}$$

V_{umax} , se toma el mayor entre la punta y el talón.

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

$$\emptyset V_c \geq V_{umax}$$

$$0.75 * 43106.30 \geq 4027.27 * 1.6$$

$$32329.73\text{kg} \geq 6443.63\text{kg}$$

Cumple

3.9 Diseño a flexión de la base.

Debido a que la base se comporta como una losa rectangular, es necesario acero a flexión y acero por contracción y temperatura.

Acero mínimo

$$A_{smin} = 0.0018 * b * t \quad (56)$$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

Basándose en (56)

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 60$$

$$A_{smin} = 10.80\text{cm}^2$$

Acero requerido

$$AS = n * d - \sqrt{(n * d)^2 - \frac{2 * Mu * n}{\emptyset * fy}} \quad (57)$$

$$n = \frac{0.85 * f'c * b}{fy} \quad (58)$$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

Resistencia del hormigón = 240kg/cm²

Límite de fluencia del acero = 4200 kg/cm²

d = 52.5cm

$$Mu = 271753.64 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Basándose en (58)

$$n = \frac{0.85 * f'c * b}{fy}$$

$$n = \frac{0.85 * 240 * 100}{4200}$$

$$n = 4.86$$

Basándose en (57)

$$AS = 4.86 * 52.5 - \sqrt{(4.86 * 52.5)^2 - \frac{2 * 271753.64 * 4.86}{0.9 * 4200}}$$

$$AS = 1.37 \text{ cm}^2$$

Debido a que la cantidad de acero requerido es menor a la cantidad de acero mínimo, se debe realizar el diseño con el acero mínimo.

Tabla 16. Cantidad de acero en la base debido a flexión.

Cantidad de acero a flexión				
Cantidad (u)	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	As.total (cm ²)	Espaciamiento
6	16	2,01	12,06	@17cm

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Tabla 17. Cantidad de acero por contracción y temperatura.

Cantidad de acero por contracción y temperatura				
Cantidad (u)	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	As.total (cm ²)	Espaciamiento
4	10	0,79	3,16	@25cm

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.10 Verificación del espesor de la losa por zona sísmica.

El espesor de la losa debe cumplir con la siguiente expresión:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{0.189 * \phi * f'c * b}} \quad (60)$$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

Basándose en (60)

$$d = \sqrt{\frac{271753.64}{0.189 * 0.9 * 240 * 100}}$$

$$d = 8.16cm$$

$$ecalculado = d + d'$$

$$ecalculado = 8.16 + 7.5$$

$$ecalculado = 15.66cm$$

$$ecalculado \leq ereal$$

CUMPLE

3.11 Diseño de la pantalla.

La pantalla se comporta como una viga en volado con cargas horizontales en el trasdós de la estructura de contención, que generan momentos flectores traccionando las fibras en el trasdós.

El diseño se realizará con los datos de los empujes en base a la altura medida desde la corona del muro.

Para determinar el ancho de la pantalla según la altura se define mediante la siguiente expresión:

$$Fy = (f - corona) + \left(\left(\frac{corona}{altura\ de\ pantalla} \right) * y \right) \quad (61)$$

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina

$$d = Fy - r$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{240} * 100 * d * 0.75 \quad (62)$$

$$Asmin = basado\ en\ (56)$$

$$AS = basado\ en\ (57)$$

$$n = basado\ en\ (58)$$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

Tabla 18. Tabla de los cortantes y momentos flectores según la altura de la pantalla.

Y(m)	Vu. max (kg)	Mu. max (kg*m)	Fy (cm)	d (cm)	fi*Vc	Comp Vu	Asmin (cm2)	As(cm2)
1	562,76	603,02	35,88	30,88	19017,49	Cumple	5,56	0,52
2	1647,10	1299,38	41,76	36,76	22639,87	Cumple	6,62	0,94
3	2103,95	1801,67	47,65	42,65	26262,24	Cumple	7,68	1,12
3,4	3593,93	3332,87	50,00	45,00	27711,20	Cumple	8,10	1,97

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

El diseño a cortante cumple con los requerimientos en todos los niveles de la altura total de la pantalla de la estructura de contención:

$$\phi Vc \geq Vumax$$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

Tabla 19. Aceros que cumplen con los momentos flectores.

Diseño (cm2)	Diámetro	Cantidad	Área	A. Total	Espaciamiento
5,56	12	7	1,13	7,91	@14,5cm
6,62	12	7	1,13	7,91	@14,5cm
7,68	12	8	1,13	9,04	@12,5cm
8,10	12	8	1,13	9,04	@12,5cm

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

Tabla 20. Cantidad de acero por contracción y temperatura.

Cantidad de acero por contracción y temperatura				
Cantidad (u)	Diámetro (mm)	Área (cm2)	As. total (cm2)	Espaciamiento
4	10	0,79	3,16	@25cm

Fuente: Edwin Lazo, Manuel Molina.

3.12 Verificación del espesor de la pantalla por zona sísmica.

Basándose en (60)

$$d = \sqrt{\frac{3332.87}{0.189 * 0.9 * 240 * 100}}$$

$$d = 9.04cm$$

$$ecalculado = d + d'$$

$$ecalculado = 9.04 + 5.00$$

$$ecalculado = 14.04cm$$

$$ecalculado \leq ereal$$

CUMPLE

3.13 Conclusiones.

En este capítulo se determinaron las dimensiones del estribo, necesarias para que el mismo pueda soportar todas las sollicitaciones a las que estará sometido el puente, las mismas que fueron determinadas en el capítulo anterior.

Dando como resultado del análisis del factor del volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto y resistencia ultima del hormigón armado un estribo de las siguientes dimensiones:

- Corona = 0.30m
- Punta = 0.50 m
- Talon = 1.00 m
- f = 0.50 m
- Base total = 2m
- Altura = 4 m
- e = 0.6 m
- recubrimiento = 0.05 m

Además se determinó la cantidad de acero de refuerzo para soportar los esfuerzos requeridos, dando como resultado que se debe colocar en el estribo la cantidad de acero mínimo A_{smin} , puesto que el acero calculado (requerido) es menor a la cantidad de acero mínimo, por lo que en base a la NEC 2015, se establece que se deberá colocar el

Asmin. También se determinó el acero requerido para soportar los efectos de contracción y temperatura.

NOTA: Ver capítulo # 4 detalles constructivos.

Capítulo 4

Desarrollo de detalles constructivos y memoria de cálculo.

Para los detalles constructivos del proyecto se tuvo las siguientes consideraciones:

- Los datos obtenidos en los capítulos 1, 2 y 3 que sirvieron como fundamentos.

Capítulo 1: luz de puente 11 metros.

Galibo del puente 1,50 metros.

Capítulo 2: 3 vigas doble "T" simplemente apoyadas de 2 metros de ancho y 11 metros de luz.

Capítulo 3: Muro de hormigón armado con una base $B = 2$ metros, una altura $H = 4$ metros y una corona $c = 0,3$ metros.

- Especificaciones técnicas de recubrimiento y acero mínimo, establecidas por la NEC 2015 (Norma ecuatoriana de la construcción).

Conclusiones

Conclusión general.

Para cumplir con el convenio entre la Universidad del Azuay y el GAD de Chiquintad, después de realizar el análisis de las necesidades, prioridades y recursos de la comunidad ubicada en los sectores Jesús del gran poder y el Salado, se ha hecho la propuesta del diseño de un puente con elementos prefabricados, para satisfacer y mejorar las necesidades que requieren los pobladores de estos sectores.

Conclusiones específicas.

- Mediante el análisis de los estudios topográficos, hidráulicos y de resistencia del suelo otorgados por el GAD de Chiquintad correspondientes a la zona donde se desea emplazar el proyecto, se determinó la luz y galibo del puente sobre el río Quintul, lo que nos permite proponer como solución para el diseño, la implementación de una viga doble "T" en hormigón pre-tensado para la superestructura del puente. (Revisar detalles constructivos en el capítulo # 4).
- Debido a la restricción del espacio disponible para la implementación de este proyecto, en la cimentación del puente se consideró el diseño del estribo del muro en hormigón armado, con punta y talón, para de esta forma cumplir con las solicitudes a las que estará sometida la estructura, además de tomar en cuenta el cauce del río Quintul y de esa forma no afectar el cauce normal del río. (Revisar detalles constructivos en el capítulo # 4).
- En la realización de los detalles constructivos del proyecto se tomó en cuenta las especificaciones de la Norma ecuatoriana de la construcción (NEC 2015), es por esto que los detalles constructivos constan, de vistas en planta, perfil, cortes y detalles de juntas entre los elementos estructurales para de esta forma poder entregar la información suficiente para una posible construcción del proyecto en el futuro. (Revisar detalles constructivos en el capítulo # 4).

Recomendaciones

- Para una futura implementación de la propuesta del diseño del puente objeto de este trabajo de grado, se recomienda hacer una actualización de la topografía de la zona, además de un control de aumento y disminución de los caudales del río Quintul.
- Además de una actualización de los requerimientos y prioridades de los pobladores de la zona en caso de aumento de densidad poblacional en la misma.

Anexos.**Anexo 1. Estudio Hidrológico.**

Resumen del estudio hidrológico – hidráulico

Estudio hidrológico.

Propiedades geomorfológicas, cobertura vegetal y parámetros hidrológicos básicos en la cuenca de estudio.

En la tabla 1 se indica el resultado del cálculo de los parámetros morfológicos de la cuenca aportante al río.

Tabla 21. Características de la cuenca de aporte.

Anexo 1. Estudio hidrológico.

Río	Área (km ²)	Perímetro (km)	Cota mínima (m s.n.m)	Cota Máxima (m s.n.m)	Desnivel (m)	Longitud Cauce (km)
Quintul	65.05	43.7	2683.3	4280	1592.7	20.6

Elaboración: Equipo Consultor, 2016

Calculo del caudal máximo para el periodo de retorno considerado de diseño

Se empleó el método americano del SCS para la valoración del caudal máximo de diseño para el periodo de retorno de 50 años. Para obtener los resultados con esta metodología es necesario disponer de la siguiente información:

- a) Establecimiento de precipitaciones extremas de diferente periodo de retorno

Para el cálculo de precipitaciones máximas que permitan determinar las caudales de diseño se empleó el método estadístico mediante análisis probabilístico de Gumbel (1958). Los resultados generales de este análisis se presentan en la tabla 2.

Tabla 22. Análisis Gumbel para precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

T (años)	El Labrado	Sayausí
5	37.3	50.7
25	48.6	66.2
50	53.3	72.6
75	56.0	76.3
100	57.9	78.9

Elaboración: Equipo Consultor, 2012

Realizando una ponderación de las precipitaciones máximas, se obtiene que la precipitación para el periodo de retorno de 100 años a considerar en el cálculo del caudal, es de 70 mm en 24 horas.

b) Hidrograma de diseño, SCS.

Para el hidrograma de diseño se utilizó el modelo hidrológico HEC-HMS. En la tabla 3 se presentan parámetros calculados del método de SCS.

Tabla 23. Parámetros calculados del método de SCS.

Cuenca	Pendiente Media (%)	CN	T lag (min)	S (mm)	Ia (mm)
Yanuncay	37	62	204.1	155.7	31.1

Elaboración: Equipo Consultor, 2012

Al utilizar el hidrograma de diseño, concluye que el caudal con periodo de retorno de 100 años a utilizarse en el diseño del puente en el río Quintul 39.3 m³/s. En resumen los resultados generales del análisis de caudales máximos para el diseño hidráulico del drenaje se indican en la tabla 4.

Tabla 24. Caudales máximos de diseño para el puente (Método SCS)

Cuenca	Periodo de retorno (años)	Caudal de Diseño (m ³ /s)	Volumen (1000m ³)
Quintul	50	39.33	882

Elaboración: Equipo Consultor, 2016

Estudio hidráulico.

Condiciones hidráulicas en la sección bajo el emplazamiento del puente

Para esto se realizó la determinación de calados y velocidades de flujo, con la aplicación del modelo matemático HEC RAS.

El modelo trabaja con un tramo del río Quintul de cerca de 800 m de longitud, el puente sobre este río se encuentra a cota 2683.5 m.s.n.m. Los resultados del modelo se presentan en la tabla 5.

Tabla 25. Parámetros hidráulicos en el puente de estudio

Puente	Caudal (m ³ /s)	Cota del cauce (m s.n.m)	Cota del calado máximo (m s.n.m)	Velocidad (m/s)
Río Quintul	271	2496.03	2498.63	3.66

Elaboración: Equipo Consultor, 2016

Socavación general esperada en el lecho del río

Se la realizó a partir del comportamiento hidráulico del cauce y la estimación de las características del lecho. La metodología de cálculo para determinar la socavación generalizada y aplicada generalmente a proyectos viales es mediante los métodos de Lischtvan-Levediev y Einstein.

Para definir el valor medio de socavación general en el cauce esperado en la zona del proyecto se realizó el promedio de los métodos aplicados, dando como resultado final una altura máxima de socavación en el centro de la sección de 0.25 m.

La altura entre el nivel de máxima creciente y el borde inferior de la viga de la superestructura del nuevo puente debe ser como mínimo de .80 m por cuestiones de seguridad y arrastre de materiales flotantes, por tanto, la cota mínima admitida para el galibo del puente debe ser superior a la 2687 m.s.n.m. Así mismo la cota de cimentación prevista del puente está a nivel del perfil de socavación.

Anexo 2. Estudio de Suelos.

Resumen del estudio geotécnico y fuentes de materiales

A continuación, se presentan los principales puntos considerados en el estudio geológico – geotécnico del puente se describen los trabajos de campo, laboratorio y gabinete y las conclusiones y recomendaciones constructivas obtenidas de los mismos.

Trabajos de campo y laboratorio

Se realizaron calicatas para prospección de la estratigrafía del suelo en cuatro puntos dentro del área de estudio, dos para el puente vehicular y dos para el puente peatonal, las muestras fueron enviadas al laboratorio para los ensayos de clasificación de suelos obteniéndose gravas limosas de plasticidad media en ambos casos, pero el estrato inferior de las muestras tomadas para el emplazamiento del puente vehicular indicaron ser rocas y gravas gruesas procedentes de terrazas aluviales.

Imagen 4 y 5.- Excavación de calicatas de prospección para el puente de estudio

Anexo 2. Estudio de Suelos



Elaboración: Equipo Consultor, 2016

La imagen de la izquierda corresponde a la excavación para el puente vehicular, en la cual se observa el estrato rocoso procedente de la terraza aluvial del Río Quintul, en la imagen de la derecha se observan las arcillas y gravas limosas de la excavación para el puente peatonal.

Diseños geotécnicos.

Del perfil estratigráfico geotécnico obtenido, en base a la exploración de campo realizada como constan en los planos anexos, se observa que los materiales de cimentación entre los estribos izquierdo y derecho tanto del puente vehicular como del peatonal son los mismos. Se espera que la cimentación del puente vehicular se asiente sobre los depósitos aluviales, esto es a la profundidad mínima de 3.80 m, la restricción de cota de cimentación viene dada más por criterios de asentamiento y socavación que por criterios de capacidad portante debido a la naturaleza de los materiales.

Tomando en consideración estos parámetros y un asentamiento máximo admisible de 25 mm da una capacidad de carga admisible de 22 toneladas por m².

Considerando el tipo de materiales y su compacidad relativa se recomienda asumir un ángulo de fricción interna de 45° con lo cual el empuje activo se puede asumir con un 0.17 como mínimo para el cálculo de muros de retención y estribos del puente.

Para conformar las zapatas de cimentación se recomienda nivelar la superficie mediante el uso de hormigón pobre con un espesor de 10 cm. Las excavaciones requerirán de bombas de succión durante el proceso de construcción.

Anexo 3. Detalles constructivos (planos).

Bibliografía:

- NEC-SE-GC. (2015). Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-HM. (2015). Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- AASHTO. (2014). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*. Washington, DC.
- ARQHYS. (12 de 2012). *ARQHYS.com*. Obtenido de ARQHYS.com.:
<http://www.arqhys.com/contenidos/pretensado-hormigon.html>
- Bustamante, C. (2013). *DISEÑO DE ESTRIBOS LRFD 2013*. Cuenca.
- C., E. T. (2013). *Diseño de puentes: interpretación del código AASHTO*. Quito: Editorial Universitaria Abya-Yala.
- Hida, S. E. (2000). *Highway Bridge Loads and Load Distribution*. Boca Raton: Wai-Fah Chen and Lian Duan.
- Hurtado, E. (2011). *IMPLEMENTACIÓN DE UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO DE MUROS* . Loja.
- Latina, U. (11 de Enero de 2017). Estribos de puentes , Apuntes de Tecnología de la Información. . *Estribos de puentes , Apuntes de Tecnología de la Información* . . docsity.
- Rodriguez, A. (2016). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014*. Peru.