



EN LA UAP
TÚ ERES PARTE
DEL CAMBIO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“CREACIÓN DEL PUENTE PEATONAL Y VEHICULAR
ENTRE JR. SINCHI ROCA Y MALECON SANTA ROSA DEL
DISTRITO DE HUANCVELICA - PROVINCIA Y
DEPARTAMENTO DE HUANCVELICA”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. KERALY KHEY VILLANUEVA ZUÑIGA

ASESOR

MTR. DAVID RAMOS PIÑA
(0000-0001-8187-3724) _ORCID

**HUANCVELICA – PERÚ,
2022**

DEDICATORIA

Este trabajo anhelado primeramente se lo dedico a Dios, por ser el inspirador y darnos fuerzas para continuar en este desarrollo para obtener esta meta deseada.

A mis padres Maribel Zúñiga y Eber Villanueva, por el apoyo y amor incondicional que me dan, por el esfuerzo que hicieron en todos estos años y poder cumplir un sueño más, por enseñarme afrontar todos los momentos malos y no rendirme hasta lograr la meta.

De igual manera quiero dedicar a nuestra casa de estudio Universidad Alas Peruanas y a nuestros docentes, por guiarnos y poder terminar satisfactoriamente la carrera de Ingeniería Civil.

“el éxito es ese viejo trio: habilidad, oportunidad y valentía”.

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradezco a Dios por darme vida, por ser la fortaleza en tiempos de adversidad y debilidad.

Agradezco a mis padres por ser mis principales defensores para perseguir mis objetivos, por tener fe y apoyar mis expectativas, por cada consejo, valor y principios que me han inculcado y poder cumplir.

Mi profundo agradecimiento a los docentes de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Alas Peruanas que nos pudieron compartir sus conocimientos en estos 5 años de preparación y poder crecer día a día como profesional.

RESUMEN

Este trabajo tiene como prioridad realizar la creación del puente peatonal y vehicular entre Jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, provincia y departamento de Huancavelica, ya que en la actualidad la localidad del Barrio de San Cristóbal y la parte central de la ciudad de Huancavelica, se encuentra unida por dos puentes vehiculares distanciados a 1.00 km y dos puentes peatonales distanciados a 350.00 ml. Los cuales retrasan los tiempos de traslados de los peatones y vehículos. Dicho problema ha conllevado a que los pobladores de la zona levanten su voz de protesta a las autoridades locales para que puedan priorizar los estudios y la ejecución de un nuevo puente vehicular y peatonal entre el jr. Sinchi Rica y Malecón Santa Rosa, que permita reducir los tiempos de traslado.

El presente trabajo se desarrolla como una investigación del tipo aplicado porque aborda un tema concreto, concentrándose en la recopilación y aplicación de conocimientos para la mejora del avance cultural y científico.

Entonces este trabajo de suficiencia profesional de la creación del puente vehicular y peatonal podemos ver que en su estudio topográfico se estima que tendrá una pendiente para no generar impacto, en el estudio geológico se encontró un estrato grava de baja compacidad, entonces la superestructura se ha moldeado con 3 coordenadas dinámica, los elementos tipo losa con Shell y la subestructura fue realizando tomando como base la norma de AASHTO LRFD 2017.

Palabras claves: *puente peatonal, puente vehicular, compacidad, superestructura, subestructura, losa con Shell.*

ABSTRACT

This work has as a priority to create the pedestrian and vehicular bridge between jr. Sinchi roca and Santa Rosa boardwalk of the district of Huancavelica, province and department of Huancavelica, since currently the town of Barrio de San Cristóbal and the central part of the city of Huancavelica, is linked by two vehicular bridges spaced 1.00 km and two pedestrian bridges spaced at 350.00 ml. Which delay the travel times of pedestrians and vehicles. This problem has led the residents of the area to raise their voices of protest to the local authorities so that they can prioritize the studies and the execution of a new vehicular and pedestrian bridge between the jr. Sinchi Rica and Malecón Santa Rosa, which allows reducing transfer times.

The present work is developed as an applied research because it aims applied type because it addresses a particular issue, concentrating on the gathering and application of knowledge for the improvement of cultural and scientific advancement.

So in this work of professional proficiency of the creation of the vehicular and pedestrian bridge we can see that in its topographical study it is estimated that it will have a slope so as not to generate an impact, in the geological study a gravel layer of low compactness was found, then the superstructure is It has been molded with 3 dynamic coordinates, the slab-type elements with Shell and the substructure was made based on the AASHTO LRFD 2017 standard.

Keywords: *pedestrian bridge, vehicular bridge, compactness, superstructure, substructure, shell slab.*

INTRODUCCIÓN

El proyecto titulado: “Creación del puente peatonal y vehicular entre jr. Sinchi Roca y Malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica - provincia y departamento de Huancavelica”, tiene como objetivo promover el desarrollo integral de los pobladores del barrio de San Cristóbal, ejecutando obras de infraestructura vial económica y social. La Municipalidad Provincial de Huancavelica, consideraron la necesidad primordial para la creación del puente peatonal vehicular entre el jr. Sinchi Rica y Malecón Santa Rosa, el proyecto beneficiará a los pobladores del Barrio de San Cristóbal y la Parte Central de la Ciudad de Huancavelica, proporcionar mejores condiciones de vivienda y sanidad. Por ello en este trabajo de suficiencia veremos paso a paso el desarrollo de la creación del puente peatonal y vehicular.

En el capítulo I, incluye información sobre la historia de la empresa, su perfil, sus actividades actuales y su estructura organizativa, se tratan las generalidades del proyecto.

La caracterización del problema y los objetivos del proyecto se describen en el capítulo II, que corresponde a la realidad problemática.

El desarrollo del proyecto a nivel piloto se analiza en el capítulo III.

En el capítulo IV se describen la metodología y el tipo de investigación utilizados en el estudio. En el capítulo también se extraen las conclusiones y consejos necesarios a partir de los resultados.

La bibliografía, tanto impresa como electrónica, que se utilizó para desarrollar el proyecto de investigación se publica en el capítulo V.

En el capítulo VI se incluyen glosarios de términos para ayudar al lector a comprender la terminología más reciente utilizada en este campo.

En el capítulo VII figura un índice del material de investigación, con gráficos, imágenes, tablas, direcciones web, etc.

Por último, los Anexos N°1 y N°2 se analizan en el Capítulo VIII.

TABLA DE CONTENIDO

CARATULA.....	2
DEDICATORIA.....	3
AGRADECIMIENTOS.....	4
RESUMEN.....	5
ABSTRACT.....	6
INTRODUCCION.....	7
TABLA DE CONTENIDO.....	9

CAPITULO I: GENERALIDADES DE LA EMPRESA
.....11

1.1	Antecedentes de la empresa.....				11
1.2	Perfil de la empresa.....				11
1.3	Actividades de la empresa.....				12
1.3.1	Misión.....				12
1.3.2	Visión.....				12
1.3.3	Proyectos similares.....				12

CAPITULO II: REALIDAD PROBLEMÁTICA
.....13

2.1	Descripción de la realidad problemática.....				13
2.2	Formulación del problema.....				14
2.2.1	Problema general.....				14
2.2.2	Problemas específicos.....				14
2.3	Objetivos del proyecto.....				15
2.3.1	Objetivo general.....				15

	2.3.2	Objetivos	
específicos.....	15		
2.4 Justificación.....			15
2.5 Limitantes de la investigación			16
CAPITULO III: DESARROLLO DEL PROYECTO			17
3.1 Descripción y diseño del proceso desarrollado.....			17
3.1.1 Requerimientos.....			17
3.1.2 Cálculos.....			18
3.1.3 Dimensionamiento.....			74
3.1.4 Equipos utilizados.....			75
3.1.5 Conceptos básicos para el diseño del piloto.....			76
3.1.6 Estructura.....			78
3.1.7 Elementos y funciones.....			78
3.1.8 Planificación del proyecto.....			79
3.1.9 Servicios y aplicaciones.....			81
CAPITULO IV: DISEÑO METODOLOGICO.....			103
4.1 Tipo y diseño de investigación.....			103
4.2 Método de investigación.....			103
4.3 Población y muestra.....			104
4.4 Lugar de estudio.....			104
4.5 Técnica e instrumentos para la recolección de la información.....			106

4.6	Análisis	y	procesamiento	de	
datos.....					107

CAPITULO V: CONCLUSION Y RECOMENDACIONES.....108

5.1	Conclusiones.....	108
5.2	Recomendaciones.....	110

CAPITULO VI: GLOSARIO DE TERMINOS Y REFERENCIAS111

6.1	Glosario de términos.....	111
6.2	Libros.....	115
6.3	Electrónica.....	115

CAPITULO VII: INDICES117

7.1	Índice de gráficos.....	117
7.2	índice de tablas.....	118
7.3	índice de fotos.....	118
7.4	índice de dirección web.....	119

CAPITULO VIII:

ANEXOS.....120

ANEXO	1	costo	total	de	la	investigación	
.....							121

ANEXO			2			panel	
fotográfico.....							122

CAPITULO I

GENREALIDADES DE LA EMPRESA

1.1. Antecedentes de la empresa.

La Municipalidad de Huancavelica ha desarrollado una serie de actividades para concretar la elaboración del Expediente Técnico partiendo de las necesidades y requerimientos de los beneficiarios, los cuales permitirá a los pobladores los accesos a los distintos servicios, como carreteras y aceras, deben ser económicamente viables para mejorar la transitabilidad tanto de los vehículos como de las personas.

1.2. Perfil de la empresa.

De acuerdo con el artículo 194 de la Constitución Política del Estado, modificado por la Ley de Reforma Constitucional N° 28607, y en concordancia con el artículo II del Título Preliminar de la Ley Orgánica de Municipalidades N° 27972, la Municipalidad Provincial de Huancavelica es una entidad de gobierno local con autonomía económica, política y administrativa en los asuntos de su competencia.

1.1. Actividades de la empresa.

1.1.1. Misión.

Gestionamos eficientemente el desarrollo, con participación de la población organizada, a través de los espacios mecanismos de participación

1.1.2. Visión.

Como base para el avance de las capacidades de los huancavelicanos, reconocemos la necesidad de la justicia social, de un modo de vida saludable y de la creación económica productiva.

1.1.3. Proyectos Similares

Ítem	Código INFOBRAS	Entidad	Descripción de la obra	Modalidad de ejecución	Estado de la obra	Monto de inversión
1	2769	MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAMELICA	¿MEJORAMIENTO A NIVEL DE PAVIMENTO PROLONGACION FRANCISCO DE ANGULO - HUANCAMELICA¿	Adm. Directa	Finalizada	S/. 2,578,081.90
2	2772	MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAMELICA	Mejoramiento de Vías en la urbanización de Chanquilcocha Distrito de Huancavelica, Provincia de Huancavelica ¿ Huancavelica	Adm. Directa	Finalizada	
3	2776	MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAMELICA	¿CONSTRUCCION ACCESO PEATONAL URBANIZACION VILLA AGRARIA HACIA LA UNIVERSIDAD DE HUANCAMELICA ¿ PROVINCIA DE HUANCAMELICA-HUANCAMELICA¿	Adm. Directa	Finalizada	S/. 504,398.00
4	6270	MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAMELICA	MEJORAMIENTO DE VIAS DE LA URBANIZACION PUYHUAN CHICO DEL BARRIO DE SAN CRISTOBAL DE CIUDAD DE HUANCAMELICA - HUANCAMELICA	Adm. Directa	Finalizada	S/. 1,853,371.69
5	6271	MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAMELICA	MEJORAMIENTO DE LAS VIAS DE LA URBANIZACION SORDOPAMPA DEL BARRIO DE YANANACO DEL DISTRITO DE HUANCAMELICA, PROVINCIA DE HUANCAMELICA - HUANCAMELICA	Adm. Directa	Finalizada	S/. 1,927,063.24

Grafico 1.1: Proyectos similares ejecutados por la empresa.

Fuente: (municipalidad provincial de Huancavelica, 2022)

CAPÍTULO II

REALIDAD PROBLEMÁTICA

2.1. Descripción de la Realidad Problemática

En la actualidad la localidad del Barrio de San Cristóbal y la parte central de la ciudad de Huancavelica, se encuentra unida por dos puentes vehiculares distanciados a 1.00 km y dos puentes peatonales distanciados a 350.00 ml. Los cuales retrasan los tiempos de traslados de los peatones y vehículos. Dicho problema ha conllevado a que los pobladores de la zona levanten su voz de protesta a las autoridades locales para que puedan priorizar los estudios y la ejecución de un nuevo puente vehicular y peatonal entre el jr. Sinchi Rica y Malecón Santa Rosa, que permita reducir los tiempos de traslado.

Asimismo, la realización del proyecto ayudará al crecimiento y a la integración de esta vía de acceso con otras redes viales de Huancavelica, facilitando el tráfico y la circulación peatonal en la ciudad.

La Municipalidad Provincial de Huancavelica, tiene como objetivo promover el desarrollo integral de los pobladores del barrio de San Cristóbal, ejecutando obras de infraestructura vial económica y social, lo cual ha planeado la elaboración del plan de trabajo denominado: “creación del puente peatonal y vehicular entre jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, provincia y departamento de Huancavelica”. La Municipalidad de Huancavelica, consideraron la

necesidad primordial para la creación del puente peatonal vehicular entre el jr. Sinchi Roca y Malecón Santa Rosa, el proyecto beneficiará a los pobladores del Barrio San Cristóbal y la Parte Central de la Ciudad de Huancavelica para ofrecer mejores condiciones de salud y de vida.

2.2. Formulación del Problema

2.2.1 Problema General

- a) ¿Cómo crear el puente peatonal y vehicular entre el jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, Provincia y Departamento de Huancavelica?

2.2.2 Problemas Específicos

- a) ¿Cómo recopilar datos para la creación del puente peatonal y vehicular entre el jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, Provincia y Departamento de Huancavelica?
- b) ¿Cómo analizar los respectivos estudios técnicos para la creación del puente peatonal y vehicular entre el jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, Provincia y Departamento de Huancavelica?
- c) ¿Cómo desarrollar el cálculo estructural para la creación del puente peatonal y vehicular entre el jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, Provincia y Departamento de Huancavelica?

2.3 Objetivos del Proyecto

2.3.1 Objetivo General

- a) El objetivo central es crear el puente peatonal y vehicular entre el jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, Provincia y Departamento de Huancavelica.

2.3.2 Objetivos Específicos

- a) Recopilar datos para la creación del puente peatonal y vehicular entre el jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, provincia y departamento de Huancavelica.
- b) Analizar los respectivos estudios técnicos para la creación del puente peatonal y vehicular entre el jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, provincia y departamento de Huancavelica.
- c) Desarrollar el cálculo estructural para la creación del puente peatonal y vehicular entre el jr. Sinchi Roca y malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, provincia y departamento de Huancavelica.

2.4 Justificación

El haber realizado prácticas en la municipalidad Provincial de Huancavelica en el área de elaboración y ejecución de proyectos durante el año 2022, actualmente en la Municipalidad provincial de Huancavelica en el área de ejecución de proyectos; donde me ha permitido adquirir experiencia en trabajo de campo, específicamente en la evaluación de carreteras y puentes, de esta forma he podido contrastar la teoría impartida en aulas universitarias con el estado real en obras.

2.5 Limitantes de la investigación

En el desarrollo del presente trabajo no se encontraron limitaciones importantes.

CAPITULO III

DESARROLLO DEL PROYECTO

3.1. Descripción y Diseño del Proceso Desarrollado

3.1.1 Requerimientos

En el proceso de desarrollo de este proyecto de este proyecto de suficiencia profesional es necesario añadir las siguientes normas y especificaciones:

Tabla 3.1: Normatividad

NORMATIVA	DESCRIPCION
AASHTO LFRD 2012	Es un factor de distribución de cargas aplicadas a las solicitaciones de corte y de momento.
Manual de Puentes MTC 2018	Para determinar los requisitos principales para la realización del proyecto y las cargas que soportarán las estructuras.
AASHTO LRFD 2017	Calculo con el peso total del vehículo, empleando cargas totales de ejes,

Fuente: Normas Aplicadas

3.1.2 Cálculos

Cálculos de la superestructura

Según los manuales de puentes MTC 2018 y AAHSTO LRFD 2017, para el cálculo de los elementos estructurales se han tenido en cuenta las siguientes acciones:

- **CARGAS PERMANENTES:**

Peso Propio de los Elementos Estructurales (DC):

Utilizando la geometría (sección transversal) y un valor de densidad de 2,5 (hormigón armado) T/m³, se ha calculado el peso propio.

La carga permanente debida a las barandas se ha tomado como 1 KN/m por baranda.

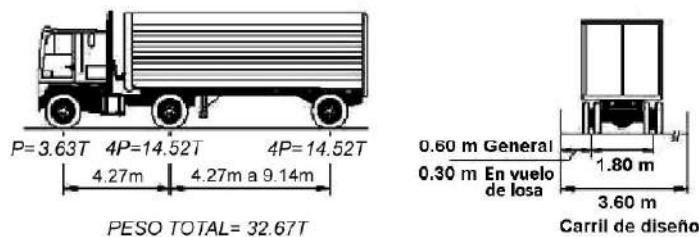
Cargas vivas

La carga HL93 es un modelo teórico expresado por:

- SOBRECARGA VEHICULAR

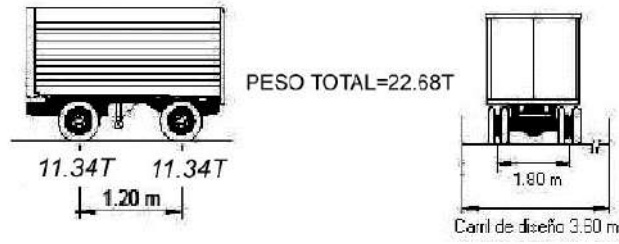
Carga HL-93:

1.-Camión de diseño:



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.

2.-Tandem de diseño:



3.-Carga de carril de diseño:



Grafico 3.1: Carga Vehicular
Fuente: Expediente Técnico

Presencia múltiple de sobrecarga:

TABLA 3. 2: Presencia Múltiple de sobrecarga

Número de Carriles cargados	Factor de presencia múltiple
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Expediente Técnico

Para la condición de fatiga, para la que se utiliza la carga independientemente del número de carriles, no es aplicable. Excepto cuando se aplica el método estático, hay que dividir los factores de la tabla 3.2 por 1.20.

Un carril cargado puede incluir cargas de peatones.

Incremento por carga dinámica: IM

Los efectos estáticos del camión o el tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de freno, se deberán mejorar en los siguientes porcentajes:

Tabla 3.G.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%

Nota: Tanto las cargas ferroviarias de diseño como las cargas peatonales están exentas de ello. Tanto los muros de carga no exigidos por las reacciones verticales de la superestructura como los elementos de cimentación completamente por debajo del suelo no deben interpretarse como:

$$IM = 33 (1.00 - 0.41De) > 0\%$$

Siendo DE= Profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura.

Para la construcción de la sección compuesta se ha utilizado el enfoque de la tensión aceptable. Se utiliza acero estructural A-50 ($f_y=3.500 \text{ Kg/cm}^2$). La losa de hormigón pesa $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

- Sobrecarga de veredas barandas y sardineles

En todos los casos en que los vehículos puedan subir a la acera, debe aplicarse una carga peatonal de 366 kg/m^2 . Esta carga debe tenerse en cuenta al mismo tiempo que la sobrecarga vehicular de diseño. Las cargas peatonales pueden considerarse como un carril cargado si la condición de carga incluye también uno o más carriles con sobrecarga vehicular.

El diseño de los puentes para el tráfico peatonal y ciclista exige una carga viva de 420 kg/m². Sin embargo, también es importante tener en cuenta cualquier posible circulación de vehículos de emergencia o de mantenimiento que no aumente por efectos dinámicos ni se combine con la carga viva de diseño.

Carga de viento: WL x WS

WL= Viento sobre la sobrecarga.

WS= Viento sobre la estructura.

Presión horizontal del viento: Se supone que la carga del viento se distribuye uniformemente en toda el área expuesta. En los puentes situados a más de 9,15 metros sobre el nivel del mar o del suelo, la velocidad del viento de diseño debe ajustarse mediante:

$$V_{Dz} = 2.5V_0 \left(\frac{V_9}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.8.1.1-1)$$

Donde:

VDz = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h)

V0 = velocidad friccional (km/h)

V9 = velocidad del viento a 9.15m sobre el nivel del terreno o agua de diseño (km/h). En ausencia de datos V9 = VB =160 km/h

VB = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 9.15m

Z0 = longitud de fricción que trae el viento aguas arriba (m)

Z = altura de la estructura > 9.15m

Valores de Vo y Zo,

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_o (km/h)	13.2	17.5	19.3
Z_o (m)	0.07	1.00	2.50

Efectos sísmicos

El coeficiente de respuesta elástica, C_{sm} , y el peso equivalente de la superestructura, ajustado por el factor de modificación de la respuesta, R , se utilizan para calcular los esfuerzos horizontales asociados a las cargas sísmicas.

ESPECTRO DE RESPUESTA (AASHTO - LRFD 2017)	
DESCRIPCIÓN:	ESPECTRO DE RESPUESTA
REALIZADO:	REVISADO:
<p>Clase de suelo: Site Class = 'C'</p> <p>Coefficiente de Aceleración sísmica: $A_s = F_{pga} \cdot PGA$</p> <p>Coefficiente de aceleración pico del suelo en roca para un periodo de retorno de 1000 años (clase de suelo B): $PGA = 0.44$</p> <p>Coefficiente de sitio (tabla 3.10.3.2-1): $F_{pga} = 1.00$</p> <p>$A_s = F_{pga} \cdot PGA$</p> <p>$A_s = 0.44$</p> <p>Coefficiente de respuesta sísmica elástica:</p> <p>Para: $T \leq T_0$</p> $C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T}{T_0} \right)$ <p>$S_{DS} = F_a \cdot S_s$</p> <p>Coefficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal, para un periodo de 0.2s en roca (clase B) Investigación geotécnica: $S_s = 1.08$</p> <p>Coefficiente de sitio (tabla 3.10.3.2-2): $F_a = 1.00$</p> <p>$S_{DS} = F_a \cdot S_s$</p> <p>$S_{DS} = 1.08$</p> <p>Periodo de referencia usado a definir la forma espectral: $T_0 = 0.2 \cdot T_s$</p> <hr/> <p>Coefficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal, para un periodo de 1s en roca (clase B) Investigación geotécnica: $S_1 = 0.46$</p> <p>Coefficiente de sitio (tabla 3.10.3.2-3): $F_v = 1.40$</p> <p>$S_{D1} = F_v \cdot S_1$</p>	

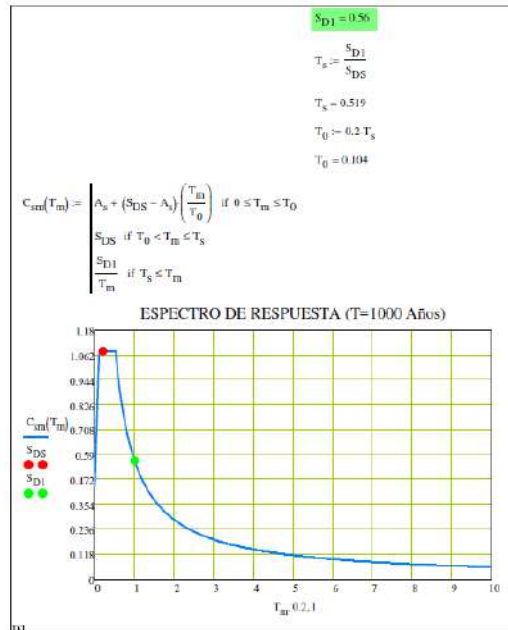


Gráfico 3.2: Espectro de Respuesta
Fuente: expediente técnico

Características de los materiales:

Los materiales utilizados para el diseño del puente son los siguientes:

Concreto

- Vigas del puente pretensada/segmentada $f'c= 50$ MPa
- Losa de tablero $f'c= 28$ MPa
- Losas de transición $f'c= 28$ MPa
- Estribos $f'c= 28$ MPa
- Concretos de limpieza $f'c= 14$ MPa
- Mortero de nivelación $f'c= 21$ MPa

Refuerzo

- Refuerzo concreto armado ASTM A-605; $f_y= 420$ MPa; $f_u= 630$ MPa
- Perfiles Metálicos para Barandas y Barandillas- ASTM A36
- Acero de pre esfuerzo: ASTM-416--G270 Baja Relación; $f_y= 1674$ MPa; $f_u= 1860$ MPa

Pérdida máxima relajación 3.5% en 1000 hr.

Agregados

- Para los elementos prefabricados se empleará áridos de tamaño máximo, $t_{m\acute{a}x} = 20 \text{ mm}$.

Los diferentes estados de carga se consideran en el cálculo de las tensiones de la sección compuesta. Se ha considerado un espesor de losa de 0.15m, un espesor de superficie de rodadura de 4cm aprox (concreto).

Combinación de carga y coeficiente de seguridad:

De acuerdo con los estados límite de análisis, el requisito de diseño para los elementos estructurales es garantizar que la capacidad resistente del elemento no sea superada por el aumento de la tensión. La sollicitación mayorada se determina empleando los siguientes factores de amplificación de carga:

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	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 0	-	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 0	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 0	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 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.4.1-2 — Factores para cargas permanentes, γ_p

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Componentes y Accesorios	1.25	0.90	
DC: Sólo Resistencia IV	1.50	0.90	
DD: Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura e instalaciones	1.50	0.65	
EH: Presión horizontal de suelo	• Activa	1.50	0.90
	• En reposo	1.35	0.90
	• AEP para muros anclados	1.35	N/A
	EL: Tensiones residuales de Construcción	1.00	1.00
EV: Presión vertical de suelo	• Estabilidad general	1.00	N/A
	• Muros de Contención y Estribos	1.35	1.00
	• Estructuras Rígidas Enterradas	1.30	0.90
	• Marcos Rígidos	1.35	0.90
	• Estructuras Flexibles Enterradas		
	o Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas	1.5	0.9
	o Alcantarillas Termoplásticas	1.3	0.9
	o Todas las demás	1.95	0.9
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75	

Grafico 3.3: Factores para cargas permanentes
Fuente: Expediente técnico

Coefficiente de seguridad para la resistencia

Los coeficientes de seguridad para la resistencia que se han adoptado de acuerdo con los artículos del Manual de Puentes y la AASHTO LRFD se enumeran a continuación.

secciones de hormigón armado controladas por tracción. $\phi = 0.90$

Secciones de concreto pretensado y postensado controladas por tracción. $\phi = 1.00$

Torsión y corte en el hormigón de densidad ordinaria. $\phi = 0.90$

Secciones de hormigón armado y pretensado con compresión controlada. $\phi = 0.75$

Flexión en columnas con estribos cerrados.. $\phi = 0.90$

El hormigón proporciona soporte. $\phi = 0.70$

Compresión en modelos de tirantes y bielas. $\phi = 0.70$

Compresión para hormigón de densidad normal en zonas de anclaje. $\phi = 0.80$

Tensión del acero en zonas de anclaje. $\phi = 1.00$

Coeficientes de seguridad para las cargas:

Según la sección del Manual MTC y AASTHO LRFD, se ha elegido el valor 1,00 para el factor η_i porque se trata de un puente con ductilidad normal ($\eta_d = 1,00$), niveles de redundancia resistentes normales ($n_r = 1,00$) e importancia de funcionamiento normal ($\eta_l = 1,00$).

Identificación del sistema de resistencia sísmica:

Como el sistema estructural de puente es simplemente apoyado. Se considera que el tablero se moverá de forma lateral frente a las cargas laterales sísmicas. Se construirán los topes sísmicos correspondientes que permitan restringir el movimiento lateral, cuando la capacidad de deformación de los apoyos neoprenos se supere. A través de los topes sísmicos se trasladará la carga sísmica a la infraestructura. En el diafragma central se une a la losa y al capitel, de esta forma se logra unir la superestructura al pilar central.

Verificación de anchos de sillares en pilares, estribos y llaves de cortante

Los estribos deben cumplir los requisitos de anchura mínima de los sillares de la norma AASHTO LRFD. Además, de acuerdo con el manual de puentes del MTC, las llaves de corte o los topes sísmicos situados en los estribos deben cumplir la norma AASHTO LRFD.

Diseño sísmico de elementos

Según la clasificación por desempeño sísmico según el capítulo 3.10.6 del AASHTO LRFD Y EL MANUAL DE PUENTES MTC, corresponde una Zona de Desempeño Sísmico de 3 por lo que se aplica lo prescrito en 5.10.11.4 en el diseño de los pilares y columnas.

Tanto la categoría operativa como la tipología estructural afectan al factor de modificación de la respuesta R . Para el caso estudiado se eligió $R=2$, que corresponde a columnas aisladas con categorías operativas cruciales.

Tabla 3.10.7.1-1 — Factores de Modificación de Respuesta — Subestructuras

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de concreto reforzado			
• Pilas verticales únicamente	1.5	2.0	3.0
• Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto			
• Pilas verticales únicamente	1.5	3.5	5.0
• Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

Grafico 3.4: Factores de Modificación de respuesta R para sub-estructuras
Fuente: Expediente Técnico

Calculo de la infraestructura

Diseño a flexión y cortante de vigas pretensadas:

Límites tensionales en elementos pretensados

Según lo establecido en la normativa, la fuerza de pretensado final se determina realizando comprobaciones tensionales para el Estado Limite de Servicio I, y Servicio III.

- Esfuerzos temporales antes de las pérdidas;

Como el efecto es postensado, se considera que las vigas tienen una resistencia mínima de 40 Mpa en la transferencia del esfuerzo de postensado. Se deberá cumplir:

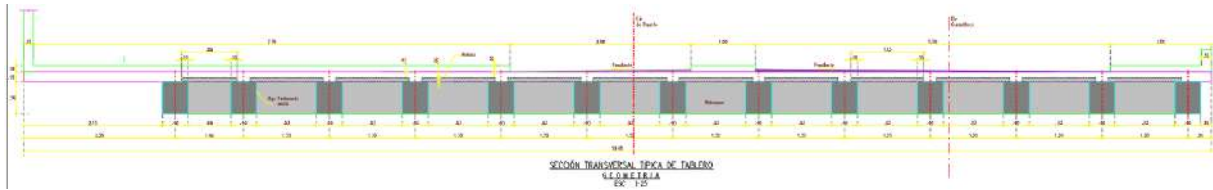
- Una vez cortados los alambres de pretensado, los esfuerzos máximos de compresión en la viga pretensada deben ser inferiores a $0,60 \cdot f'_{ci}$, o 24 Mpa.
- Los esfuerzos máximos en tracción en la viga pretensado inmediatamente después del corte de los cables deberán ser inferiores a $0.63 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$, equivalente a 3.98 Mpa.
- Esfuerzos después de las pérdidas

Considerando que el concreto de la viga alcanza una resistencia a la compresión $f'_{c} = 50$ Mpa, se deberá cumplir:

- Los esfuerzos máximos en compresión debido al presfuerzo efectivo y a las cargas permanentes deberán ser inferiores a $0.45 \cdot f'_{c}$ equivalente a 22.5 Mpa en la viga.
- Los esfuerzos máximos en tracción deberán ser inferiores a $0.5 \cdot \sqrt{f'_{c}}$ equivalente a 3.54 Mpa.
- El esfuerzo máximo de tracción en la junta deberá ser nulo.

Análisis y Diseño

Fue necesario reunir datos de los estudios fundamentales de topografía, geotecnia e hidrología para realizar el análisis y el diseño.



Sección transversal del puente.

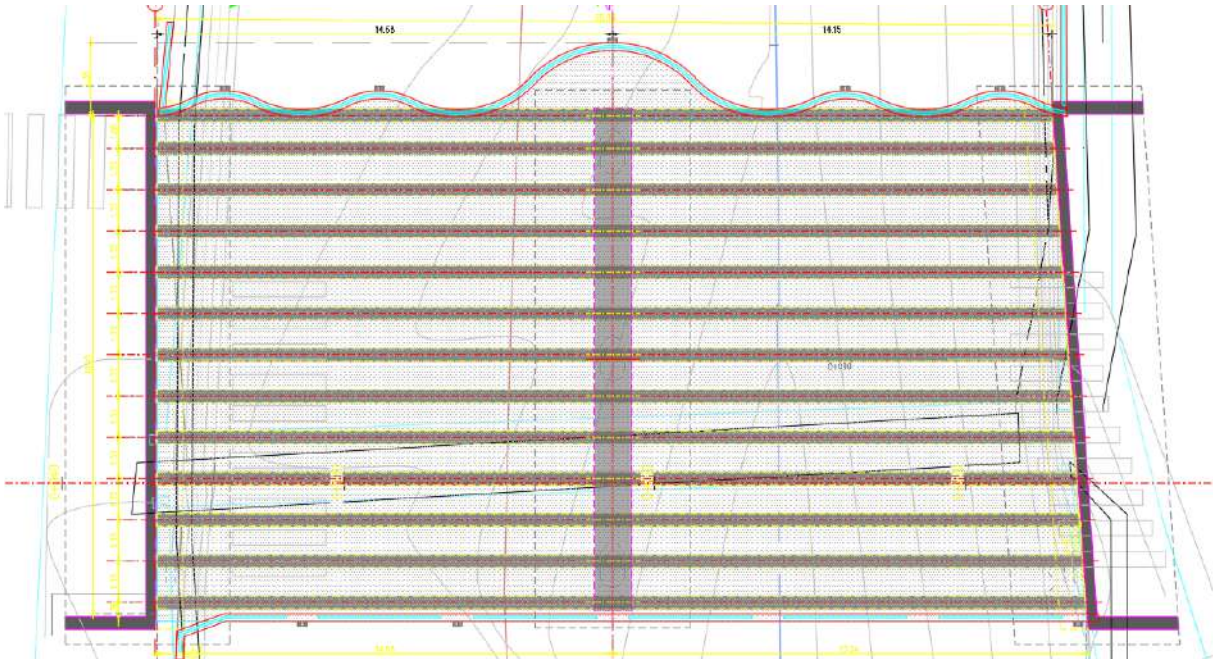


Grafico 3.5: Planta del Proyecto.
Fuente: Expediente técnico

Notas de calculo

Superestructura

Modelo de puente:

Modelo en SCI Bridge:

Se ha modelado el puente con 3 coordenadas dinámicas. Los elementos como vigas, se diseñan como shell, los elementos tipo losa se diseñan tipo shell.

Los apoyos, debido a la configuración del puente permiten el desplazamiento horizontal en ambas direcciones.

Cargas en el puente:

Cargas de veredas: Espesor de veredas: 0.10m, y sobrecarga 0.50 tn/m².

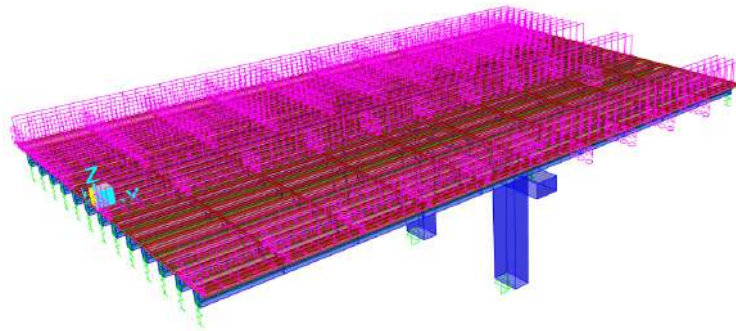


Gráfico 3.6: cargas de veredas
Fuente: Expediente Técnico

Barandas: 0.3 tn/mm

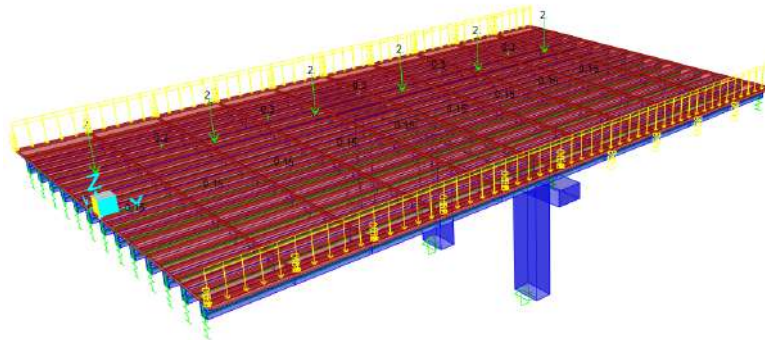


Gráfico 3.7: barandas
Fuente: Expediente Técnico

Carga de superficie de rodadura: 0.072 tn/m

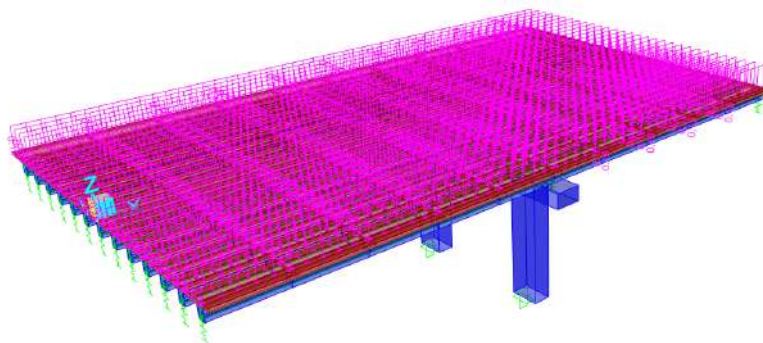


Grafico 3.8: carga de superficie de rodadura
Fuente: Expediente Técnico

Sobrecarga vehicular AASHTO LRFD-2017, dos carriles de diseño.

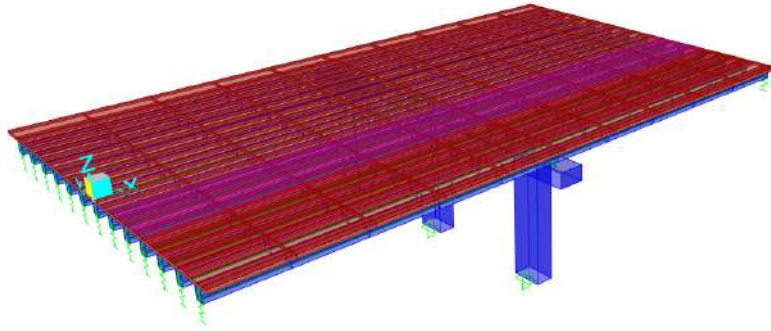


Grafico 3.9: sobrecarga vehicular
Fuente: Expediente Técnico

Lectura de resultados:

Nomenclatura de vigas:

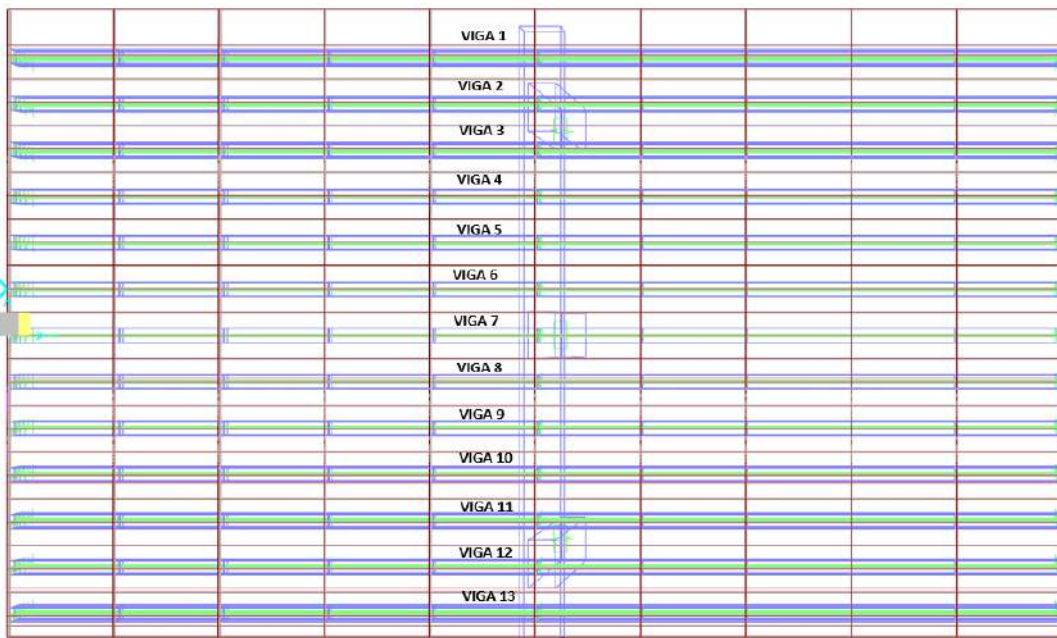


Grafico 3.10: nomenclatura de vigas
Fuente: Expediente Técnico

Como las vigas más cargadas son:

Viga exterior 13, viga interior 12. Esto debido a que los carriles de diseño se ubican al borde del puente.

Máxima sollicitación de momentos y fuerzas cortantes:

Combinación de Servicio I:

a) Viga exterior 13

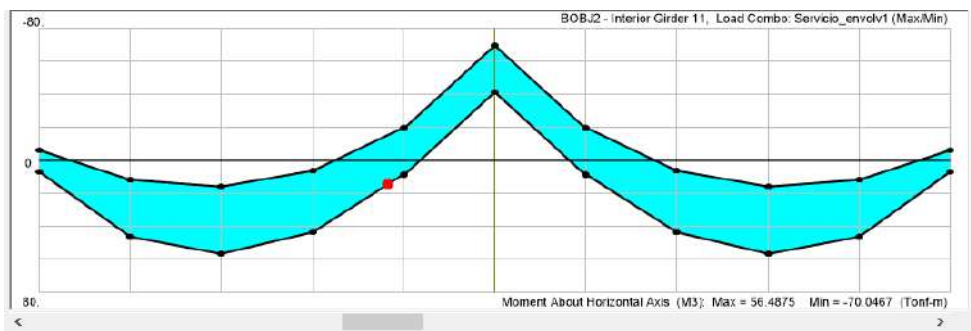


Diagrama de momentos

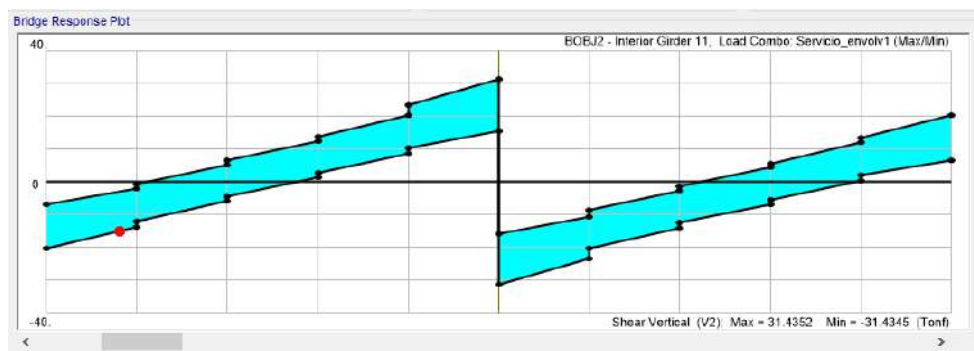


Diagrama de fuerzas cortantes

b) Viga 12

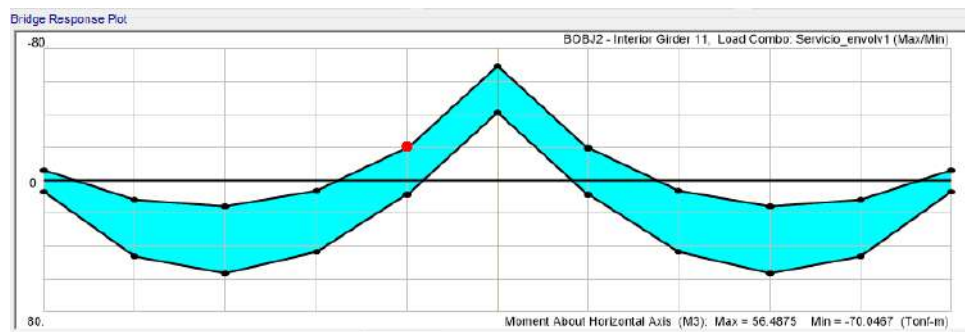


Diagrama de momentos

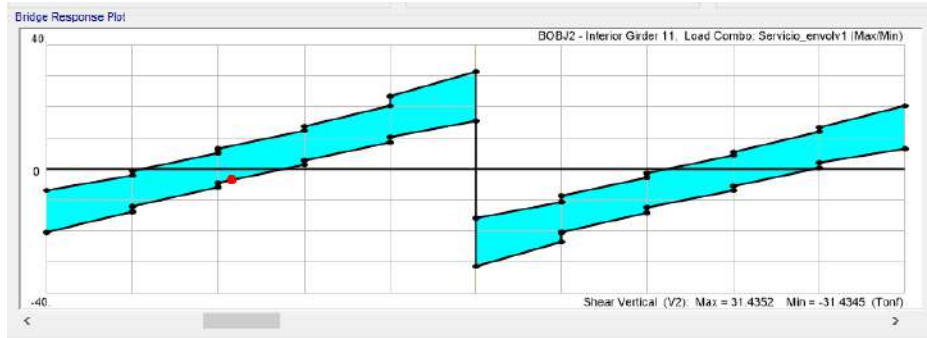


Diagrama de fuerzas cortantes

c) Viga exterior 11

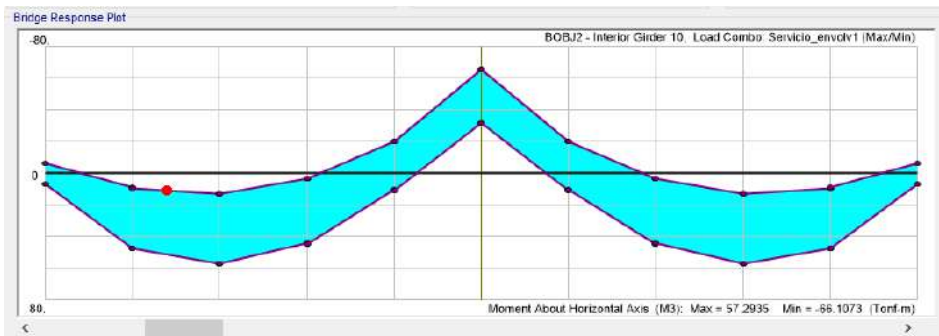


Diagrama de momentos

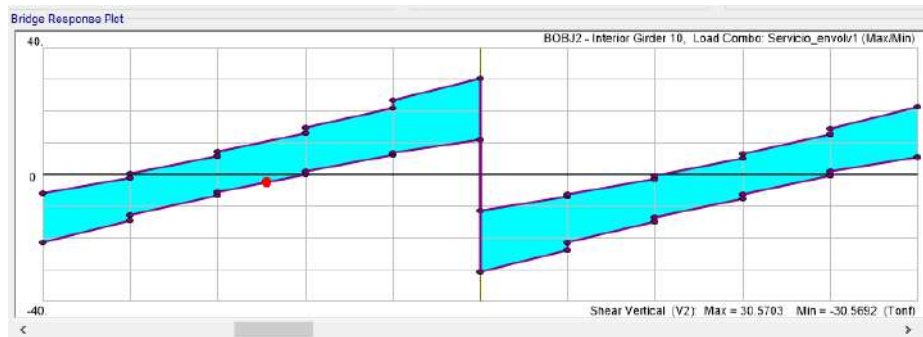


Diagrama de fuerzas cortantes
 Grafico 3.11: Combinación de servicio II
 Fuente: Expediente técnico

Combinación de Servicio III:

a) Viga exterior 13



Diagrama de momentos

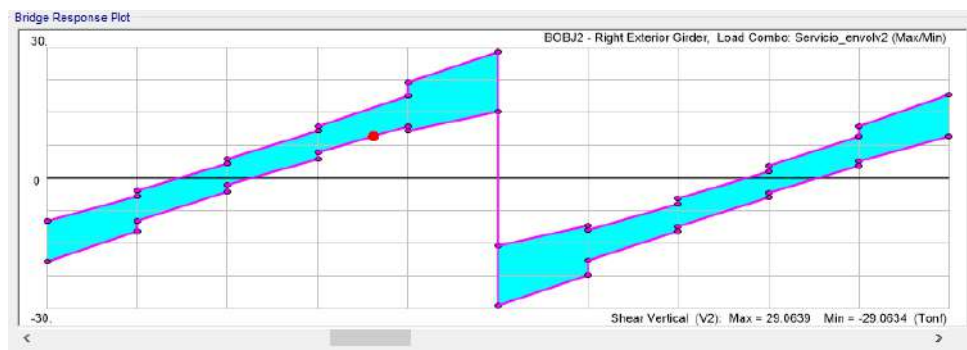


Diagrama de fuerzas cortantes

b) Viga interior 12

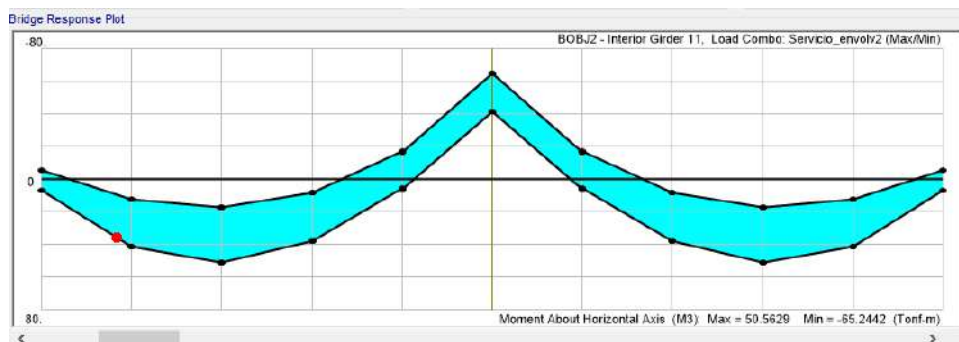


Diagrama de momentos

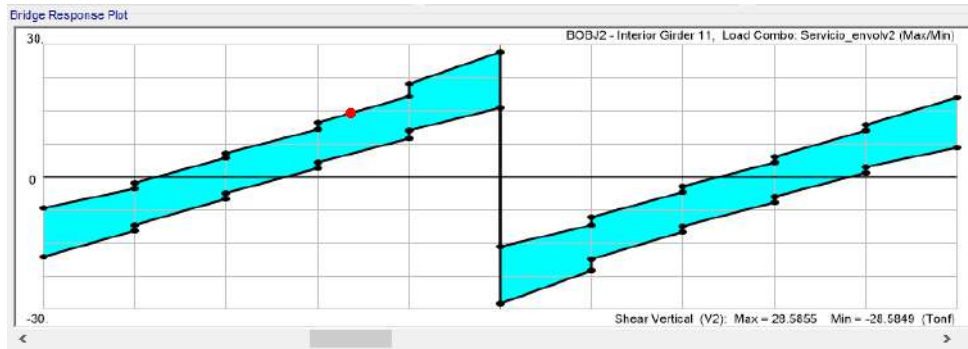


Diagrama de fuerzas cortantes

c) Viga interior 11

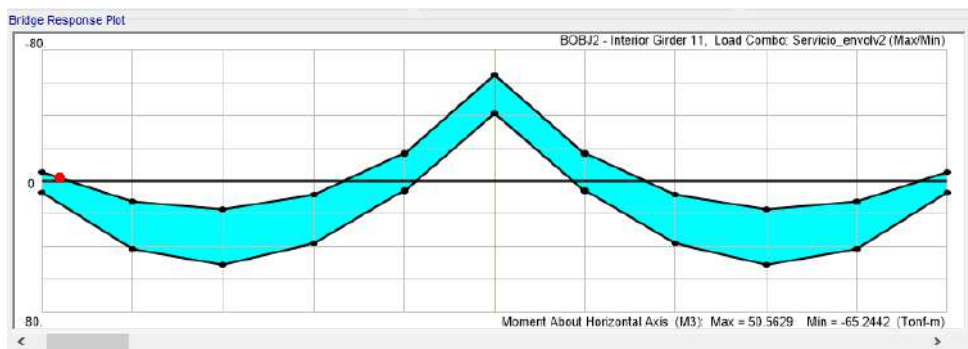


Diagrama de momentos flectores

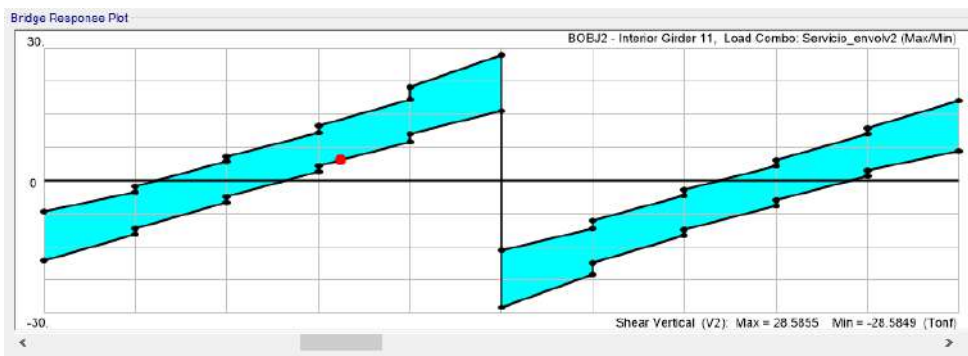


Diagrama de fuerzas cortantes

d) Viga interior 3

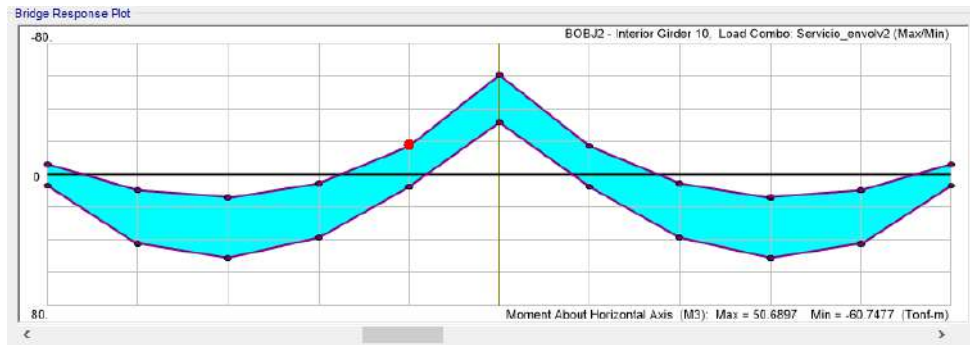


Diagrama de momentos flectores.

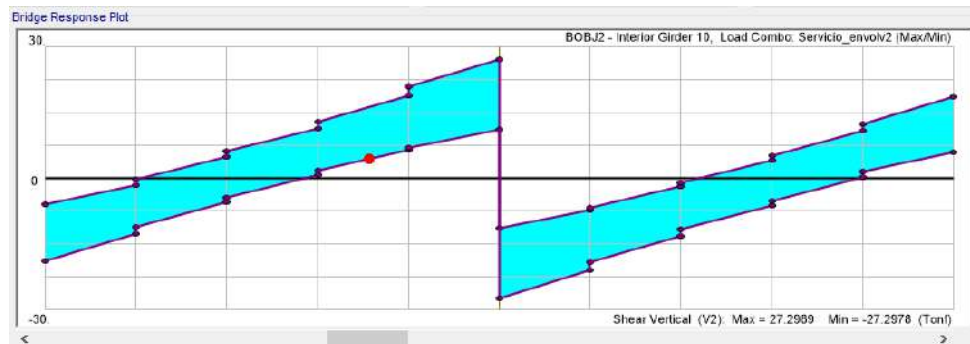


Diagrama de fuerzas cortantes.

Grafico 3.12: combinación de resistencia II
Fuente: Expediente técnico

Combinación de Resistencia I:

a) Viga exterior 13

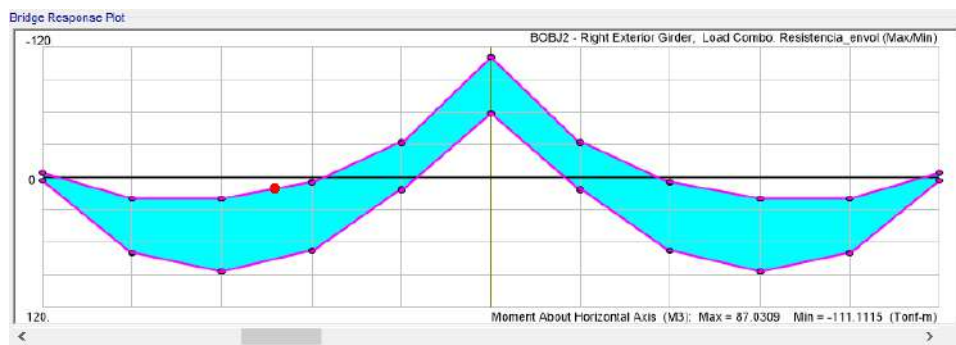


Diagrama de momentos flectores.

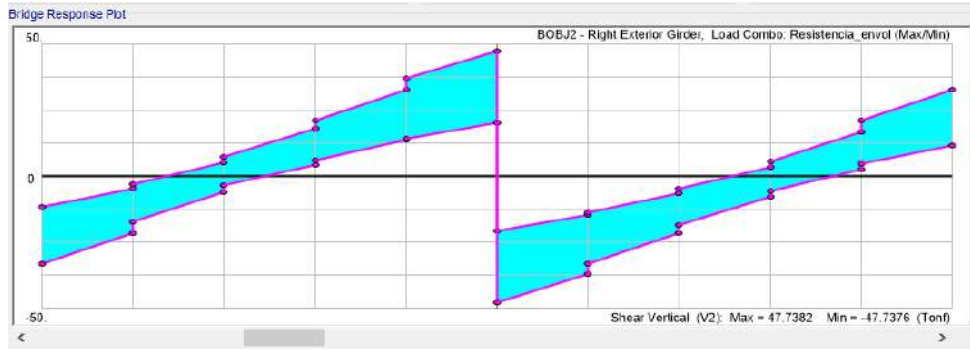


Diagrama de fuerzas cortantes.

b) Viga interior 12

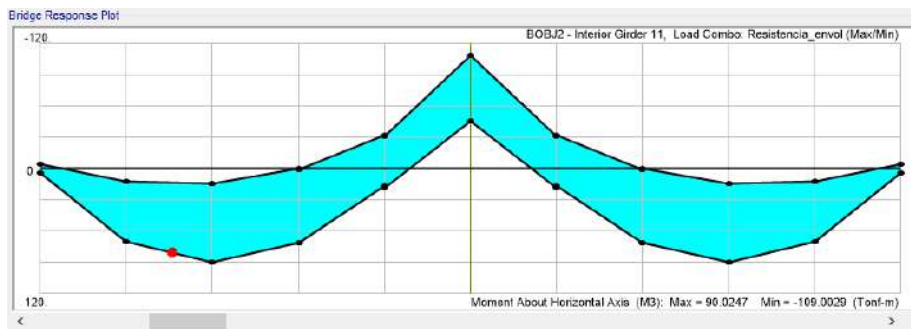


Diagrama de momentos flectores

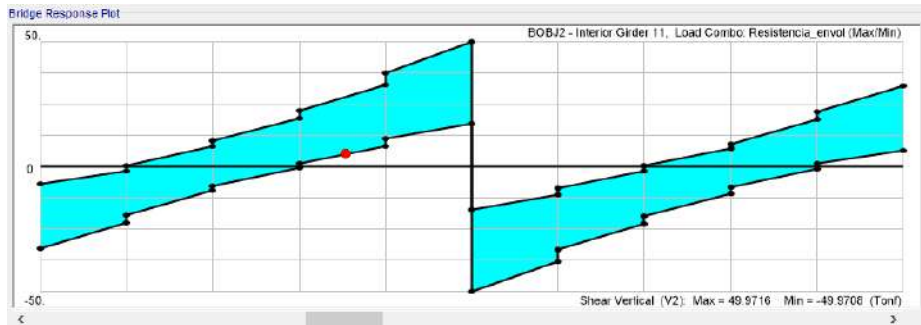


Diagrama de fuerzas cortantes

c) Viga interior 11

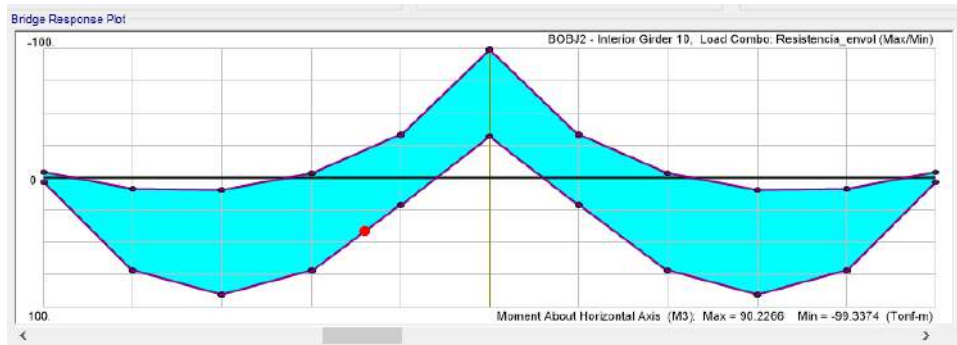


Diagrama de momentos flectores.

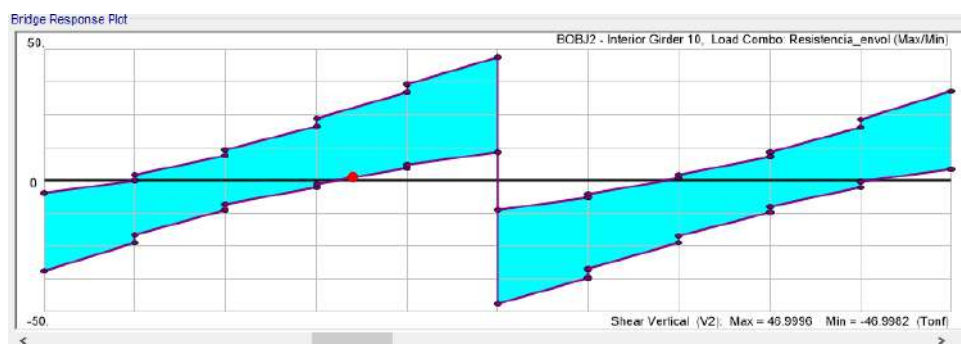


Diagrama de fuerzas cortantes.

Grafico 3.13: combinación de resistencia I

Fuente: Expediente técnico

Máxima sollicitación:

De acuerdo a lo observado en los diagramas, se puede concluir que la máxima sollicitación es:

Momento positivo:

TABLA 3.3: Momento positivo

Estado Límite	Máximo Momento (KN.m)	Máxima Cortante (KN)
Servicio I	573.0	314.3
Servicio III	506.8	286.0
Resistencia I	902.2	499

Fuente: expediente técnico

Momento negativo:

TABLA 3.4: Momento negativo

Estado Límite	Máximo Momento (KN.m)
Servicio I	-700.40
Servicio III	-652.40
Resistencia I	-1111.0

Fuente: expediente técnico

Pérdidas en el pre esfuerzo:

AASHTO LOSSES

Elastic Shortening ** 117.71 MPa (Eq 5.9.5.2.3a-1)

	Elastic Gains	Gains	Adjustment
due to Precast Loads		-24.22 MPa	0.00 MPa
due to Composite Loads		-7.24 MPa	0.00 MPa
due to Live Loads		-36.21 MPa	0.00 MPa

Time Dependent Losses (Approximate Method (Art.5.9.5.3))

	Initial	Final	
Steel relaxation	0.00 MPa	16.55 MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
Concrete shrinkage	0.00 MPa	47.63 MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
Concrete creep	0.00 MPa	98.62 MPa	(Eq 5.9.5.3-1)
			(fcgp=22.091 MPa)
Sub-total	117.71 MPa (8.44 %)	95.12 MPa (6.82 %)	
Total Prestress Losses		212.83 MPa (15.26 %)	

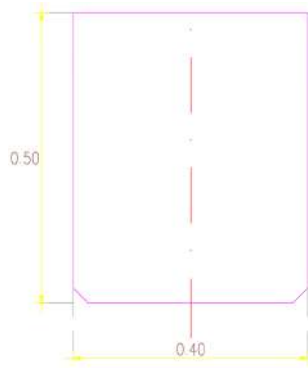
Grafico 3.14: pérdidas en el pre esfuerzo

Fuente: Expediente técnico

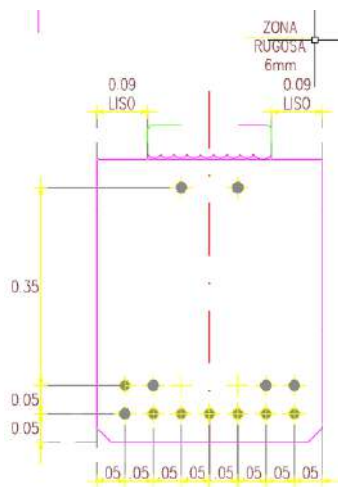
Se observa que las pérdidas iniciales están en el orden de 8.44%, y las pérdidas finales alrededor de 15.26%.

Verificación de esfuerzos

Sección de viga:



Distribución de cables de 0.6".



a) Propiedades de la sección simple y compuesta:

SECTION PROPERTIES:

	PRECAST	COMPOSITE	
Area	2e+05 mm ²	3.5222e+05 mm ²	#
Total Height	500.00 mm	650.00 mm	
Mom. of Inertia (I _{xx})	4.1667e+09 mm ⁴	1.3582e+10 mm ⁴	#
Ht. of c.g.	250.00 mm	390.46 mm	#
Density	2500.00 kg/m ³	2403.00 kg/m ³	
Self-weight	4.9 kN/m	9.6 kN/m	
Mom. of Inertia (I _{yy})	2.6667e+09 mm ⁴		
Poisson's Ratio	0.2		
Thermal Coeff.	0.000010800 1/°C		

(#) Of Total Section using $E_c/E_c = 0.7630$

NOTE: Poisson's ratio may be assumed as 0.2 for lightweight concrete with specified compressive strengths up to 68.9 MPa and for normal weight concrete with specified compressive strengths up to 103.4 MPa.

Use transformed strand and rebar: No

b) Límites de esfuerzo:

- Antes de las pérdidas:

Resistencia del concreto: 40Mpa

Máximo esfuerzo a compresión = 24 Mpa.

Máxima tensión = -1.38 Mpa

- Después de las pérdidas:

Resistencia del concreto: 50 Mpa

Losa: 28 Mpa

Estado límite de servicio I:

Etapa I: (P/S+DL+LL)

Máxima compresión en viga = 30 Mpa

Máxima compresión en losa = 16.80 Mpa

Etapa II: (P/S+DL)

Máxima compresión en viga = 22.50 Mpa

Máxima compresión en losa = 12.60 Mpa

Estado límite de servicio III:

Máxima tracción = -3.53 Mpa

c) Verificación de esfuerzos antes y después de las pérdidas en extremos de viga.

- Antes de las pérdidas:

Distribución de cables:

7 cables de 0.6" a 5.0 cm

4 cables de 0.6" a 10.0 cm

2 cables de 0.6" a 45cm

Cg. De cables= 126.92 mm

Verificación a cortante

El refuerzo vertical propuesto es el siguiente:

TABLA 3.5: Refuerzo vertical

Nro de Ramas	Refuerzo	Área (mm ²)	Espaciamiento (mm)	Posición I. (m)	Posición F. (m)
2	3/8"	142.00	50	0	1
2	3/8"	142.00	150	1	14
2	5/8"	142.00	50	14	15

Fuente: expediente técnico

Diseño de losa

DISEÑO DE LOSA (AASHTO LRFD 2017 Art 4.6.2)

t= 0.15 m Momento total:

F'c= 28 Mpa

Servicio	Resistencia
21.49	37.25
10.36	17.77

Momento positivo

Momento negativo

Se propone:

Refuerzo transversal

1/2"	@15cm	Superior
1/2"	@10cm	Inferior

Refuerzo longitudinal

1/2"	@15cm	Superior
1/2"	@15cm	Inferior

- Diseño de refuerzo transversal

Diseño a flexión:

a) Momento negativo:

Refuerzo superior

Area proporcionada	860.21 mm ² /m
Espaciamiento de refuerzo	150 mm
MuNeg (resistencia I)	17.77 kN.m/m
Phi (Eq. 5.5.4.2.1-2)	0.9
fy	413.69 MPa
d_top	100 mm
b	304.8 mm
a	2.17 mm
beta1 (Art. 5.7.2.2)	0.85
c	2.55 mm
PhiMn	31.68 kN.m/m
Min(1.2Mcr; 1.33MuNeg)	15.01 kN.m/m
PhiMn > Min(1.2Mcr; 1.33MuNeg)	2.11 OK

a) Momento positivo:

Refuerzo inferior

Area proporcionada	1290.32 mm ² /m
Espaciamiento de refuerzo	100 mm
MuPos (resistencia I)	37.25 kN.m/m
Phi (Eq. 5.5.4.2.1-2)	0.9
fy	413.69 MPa
d_top	90 mm
b	304.8 mm
a	3.25 mm
beta1 (Art. 5.7.2.2)	0.85
c	3.83 mm
PhiMn	42.46 kN.m/m
Min(1.2Mcr; 1.33MuNeg)	15.01 kN.m/m
PhiMn > Min(1.2Mcr; 1.33MuNeg)	2.83 OK

Control de fisuración (Art 5.7.3.4)

- Diseño de refuerzo longitudinal

Refuerzo por temperatura y retracción (Art. 5.10.8)

Barra longitudinal superior

Área proporcionada	860.21 mm ² /m
Espaciamiento (s_prov)	150 mm
As_reqd (Eq. 5.10.8-1,2)	232.83 mm ² /m
s_max	450 mm
s_prop < s_max	OK

- Refuerzo Longitudinal (Art 9.7.3.2)

Refuerzo longitudinal inferior

Área proporcionada	860.21 mm ² /m
Espaciamiento proporcionado	15 mm
Le	0.96 m
% Refuerzo	67 %
Área requerida	864.31 mm ² /m
Área proporcionada > Área requerida	1.01 OK

Grafico 3.15: diseño de losa
Fuente: Expediente Técnico

Diseño de neopreno

AASHTO LRFD 14.7.5 MÉTODO B

1) Datos, sollicitaciones y desplazamientos por cada placa apoyo

Apoyo con desplazamiento libre o fijo:	libre	
As :	0.4	(Coef. Aceleración pico de suelo modif por factor sitio)
Zona de desempeño sísmico :	3	(según 3.10.6)
Longitud tramo tablero entre juntas:	15	(m)
Altura media de las columnas:	6.3	(m) (Columnas que soportan el tablero entre juntas)
Angulo esvíaje :	0	(grados)
P, min, ELS :	27.16	(T) (Reacción vertical min ELS)
P, Max, ELS :	35.10	(T) (Reacción vertical max ELS)
Carga Peatonal:	7.94	(T)
Pu, Max, ELR :	47.85	(T)
Pu, min, ELEE :	26.43	(T)
Pu, Max, ELEE :	35.94	(T)
Δ_s :	3.05	(mm) (fluencia+retracción+ T ² ; 14.7.5.3.2)
Δ_{sn} :	4.20	(mm) (desplzmtó máx. ELS; 14.7.5.3.2)
$\Delta_{s,SC}$:	0.10	(mm) (desplzmtó máx. por SC)
Fh _{sis,L} :	18.00	(T) (Reacción horiz. sísmica long. Con R=0,9)
Fh _{sis,TR} :	11.66	(T) (Reacción horiz. sísmica transv. Con R=0,9)
$\theta_{s,L}$:	0.0010044	(rad) (Giro por la SC)
$\theta_{s,D}$:	0.0028758	(rad) (Giro estático ELS sin SC)

2) Dimensiones Neopreno

L =	35.0	(cm)	Paralela eje viga
W =	50.0	(cm)	Perpend. eje viga
hrt =	2.90	(cm)	total capas neopreno
hri =	0.70	(cm)	capa interna neopreno
ni =	3		n° de capas internas
hre =	0.4	(cm)	capa externa neopreno
hs =	0.30	(cm)	capa acero refuerzo
H =	4.1	(cm)	altura total placa
d =	0	(cm)	diámetro perforación interior
Area =	1750.00	(cm ²)	Area

3) Características Neopreno



Especificación: Dureza 60° Shore A

G =	10	kg/cm ²
G sísmo =	12	kg/cm ²

Factor de forma: (S)

$$S = (L \cdot W^{-1/4} \cdot d^2) / (hri \cdot (2L + 2W + \pi d)) = 14.71 \quad \text{Factor de forma capa interna (14.7.5.1)}$$

$\beta =$	1.0	Para capas internas
	1.4	Para capas externas

4) Condición de no deslizamiento en combinación sísmica (14.6.3.1)

$H_{bu} = \mu P_v$ Esfuerzo de corte máximo por rozamiento

$\mu = 0.1 + 6/\sigma_s = 0.50$

$H_{bu} (T) =$	18.00	desliza, >	13.14	SE PRECISA DE TOPE SISMICO
----------------	-------	------------	-------	----------------------------

5) Deformaciones por Corte (tangencial):

Condición a verificar: $hrt > 2 \cdot \Delta_{sn}$ (Condición normal) (14.7.5.3.2 ; 14.7.6.3.4)

$hrt > 1 \cdot \Delta_{sis}$ (Condición eventual)

$\Delta_{sn} = 4.20$ mm

kneopreno = G·A/hrt =	7241	(kg/cm)	Rigidez al desplazamiento sísmico
G = G _{sism} =	12	kg/cm ²	
hrt =	2.90	(cm)	

$\Delta_{sis,L} = Fh_{sis,L}/kneopreno =$	24.86	(mm) (desp. Sísmico long)
$\Delta_{sis,TR} = Fh_{sis,TR}/kneopreno =$	16.10	(mm) (desp. Sísmico tr)

Luego:	hrt= 29 >	8.4	(mm)	OK
	hrt= 29 >	24.9	(mm)	OK

6) Verificación de esfuerzo de corte por carga axial estática (14.7.5.3.3-2)

$\gamma_{a,st} < 3$ $\gamma_{a,st} = 1.40 \sigma_s / G/S$

$\sigma_s =$	15.52	kg/cm ²	Esfuerzo de compresión medio en ELS
$\gamma_{a,st} =$	0.15		OK

7) Verificación de esfuerzo de cortante por carga combinada (14.7.5.3.3-1)

$$\gamma_{a,st} + Y_{r,st} + Y_{s,st} + 1,75 (\gamma_{a,cy} + Y_{r,cy} + Y_{s,cy}) < 5$$

$$\begin{aligned} Y_{r,st} &= 1.198 \\ Y_{s,st} &= 0.105 \\ \gamma_{a,cy} &= 0.043 \\ Y_{r,cy} &= 0.418 \\ Y_{s,cy} &= 0.003 \end{aligned}$$

$\gamma_{a,st} + Y_{r,st} + Y_{s,st} + 1,75 (\gamma_{a,cy} + Y_{r,cy} + Y_{s,cy}) =$	2.27	OK
--	------	----

8) Verificación Estabilidad (14.7.5.3.4)

$$\text{Ec. 14.7.5.3.4-1: } 2 \times A < B$$

$$\begin{aligned} A &= 0.10 \\ B &= 0.14 \end{aligned}$$

$2 \times A =$	0.21	no satisface 14.7.5.3.4-1, verificamos Ec. 14.7.5.3.4-4	OK
$\sigma_s = 20.1$	$GS/(2A-B) =$	2120.3	

9) Refuerzo (Zunchado) (14.7.5.3.5 y 14.7.6.3.7)

$$h_s \geq 1,5 \text{ mm}; \quad h_s = 3 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

El espesor de acero debe satisfacer 14.7.5.3.5-1 y 14.7.5.3.5-2:

$h_s \geq 3 \cdot h_{tr} \cdot \sigma_s / F_y =$	0.2	OK
$h_s \geq 2 \cdot h_{tr} \cdot \sigma_L / \Delta F_{III} =$	0.2	OK

10) Determinación de la longitud de mesa de apoyo (4,7,4,4)

$$\begin{aligned} \text{Longitud empírica apoyo:} & \quad (\quad) \\ \text{Porcentaje de N:} & \quad 150 \quad \% \end{aligned}$$

Longitud de soporte mínima =	40.2	(cm)
------------------------------	------	------

LUEGO LA PLACA: 350x500x41 ES SATISFACTORIA

Grafico 3.16: diseño de neopreno
Fuente: expediente técnico

Contraflecha de vigas

Estado límite de Servicio I:

De la tabla anterior, se puede concluir:

Contraflecha a la transferencia de fuerzas: $54.34\text{mm} - 24.576 = 29.76 \text{ mm}$

Contraflecha a la transferencia al montaje de losa: $97.18\text{mm} - 45.46\text{mm} = 51.75 \text{ mm}$

Contraflecha a tiempo infinito considerando todas las cargas: $119.54\text{mm} - 58.98\text{mm} - 44.159\text{mm} - 3.789\text{mm} - 3.53\text{mm} = 9.0 \text{ mm}$

Por lo tanto, se observa que la contra flecha a tiempo infinito será igual a 0.90cm aproximadamente.

Infraestructura

Espectro de aceleraciones

ESPECTRO DE RESPUESTA (AASHTO - LRFD 2017)	
DESCRIPCIÓN: ESPECTRO DE RESPUESTA	PAGE 01 OF 02
REALIZADO:	REVISADO:
<p>A</p> <p>Clase de suelo: Site_Class = "C"</p> <p>Coefficiente de Aceleración sísmica: $A_s = F_{pga} \cdot PGA$</p> <p>Coefficiente de aceleración pico del suelo en roca para un periodo de retorno de 1000 años (clase de suelo B): $PGA := 0.44$</p> <p>Coefficiente de sitio (tabla 3.10.3.2-1): $F_{pga} := 1.00$</p> <p style="text-align: right;">$A_s := F_{pga} \cdot PGA$</p> <p style="text-align: right;">$A_s = 0.44$</p> <p>Coefficiente de respuesta sísmica elástica:</p> <p>Para: $T \leq T_0$</p> $C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \cdot \left(\frac{T_m}{T_0} \right)$ <p>$S_{DS} = F_a \cdot S_s$</p> <p>Coefficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal, para un periodo de 0.2s en roca (clase B) Investigación geotécnica: $S_s := 1.08$</p> <p>Coefficiente de sitio (tabla 3.10.3.2-2): $F_a := 1.00$</p> <p style="text-align: right;">$S_{DS} := F_a \cdot S_s$</p> <p style="text-align: right;">$S_{DS} = 1.08$</p> <p>Periodo de referencia usado a definir la forma espectral: $T_0 = 0.2 \cdot T_s$</p>	
<p>B</p> <p>Coefficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal, para un periodo de 1s en roca (clase B) Investigación geotécnica: $S_1 := 0.40$</p> <p>Coefficiente de sitio (tabla 3.10.3.2-3): $F_v := 1.40$</p> <p style="text-align: right;">$S_{D1} := F_v \cdot S_1$</p>	

$$S_{D1} = 0.56$$

$$T_s := \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = 0.519$$

$$T_0 := 0.2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0.104$$

$$C_{sm}(T_m) := \begin{cases} A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) & \text{if } 0 \leq T_m \leq T_0 \\ S_{DS} & \text{if } T_0 < T_m \leq T_s \\ \frac{S_{D1}}{T_m} & \text{if } T_s \leq T_m \end{cases}$$

ESPECTRO DE RESPUESTA (T= 1000 Años)

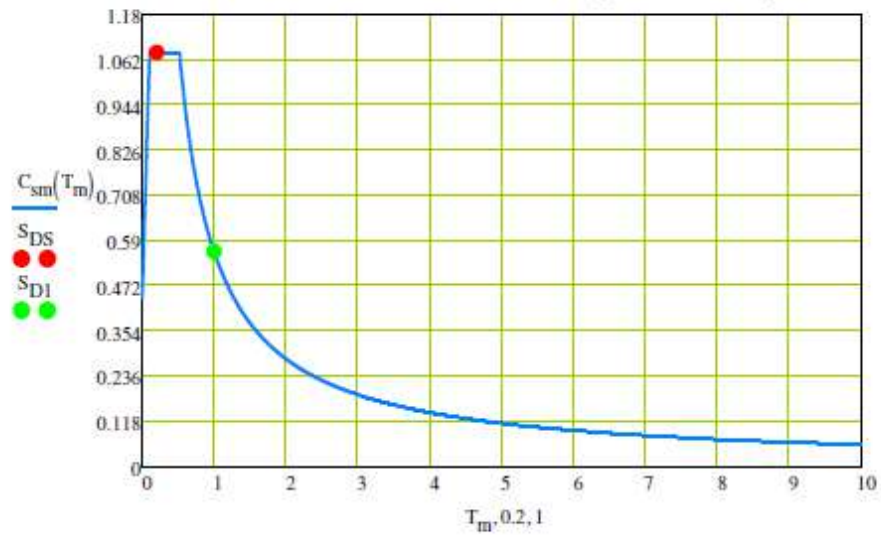
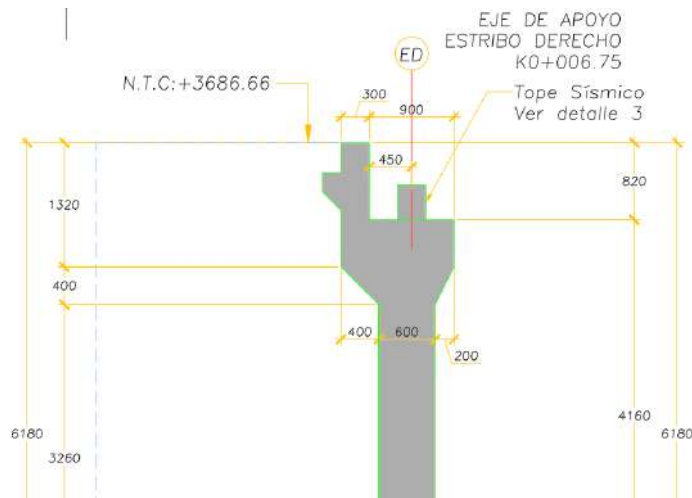


Grafico 3.17: espectro de respuesta
Fuente: expediente tecnico

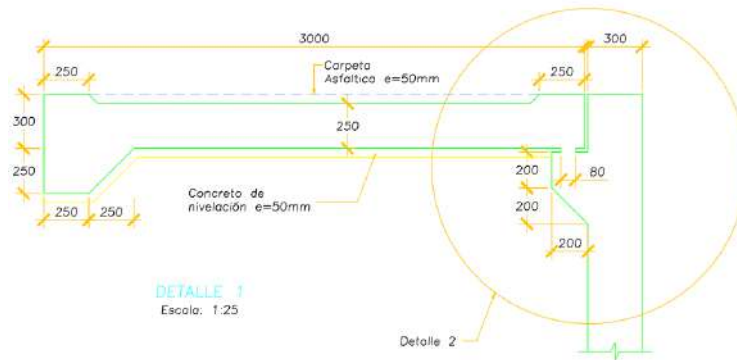
Longitud mínima de apoyo



LONGITUD MINIMA DE APOYO PARA PUENTES (AASHTO - LRFD 2017)	
DESCRIPCIÓN:	LONGITUD MINIMA DE APOYO
REALIZADO:	REVISADO:
Longitud del puente:	$L_p := 15.0\text{m}$
Ángulo de esviamiento:	$\theta := 0^\circ$
Altura promedio de pilares, para estribos la altura será 0:	$H_p := 0\text{m}$
Criterios sísmicos para el diseño de puentes en Chile.	
Ancho mínimo de apoyo basado en la norma Japonesa:	$N_1 := 0.7\text{m} + 0.005 \cdot L_p$ $N_1 = 0.775\text{m}$
Ancho mínimo de apoyo "CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA APRIL 2013" 7.8.3:	$N_2 := 30\text{in}$ $N_2 = 0.762\text{m}$
Ancho mínimo de apoyo "LRFD Seismic Bridge Design 2011" 4.12.2-1:	$N_3 := \left(8 + 0.02 \frac{L_p}{\text{ft}} + 0.08 \frac{H_p}{\text{ft}} \right) \cdot \text{in} \cdot \left[1 + 0.000125 \left(\frac{\theta}{\text{deg}} \right)^2 \right]$ $N_3 = 0.228\text{m}$
Porcentaje de incremento por criterio de diseño sísmico:	$\gamma := 1.50$ $N_{3s} := \gamma \cdot N_3$ $N_3 = 0.342\text{m}$
Ancho mínimo de Apoyo:	$N_{\min} := \max(N_1, N_2, N_3)$ $N_{\min} = 0.775\text{m}$
Ancho mínimo de apoyo a usar:	$N_{\text{apoyo}} := 0.90\text{m}$

Grafico 3.18: longitud mínima de apoyo
Fuente: expediente técnico

Losa de aproximación



LOSA DE APROXIMACIÓN (AASHTO - LRFD 2017)	
DESCRIPCIÓN:	LOSA DE APROXIMACIÓN
REALIZADO:	REVISADO:
<p>1. Geometría de la sección</p> <p>Altura de la losa: $H_v := 0.25\text{m}$</p> <p>Ancho del patin superior: $b_t := 1.0\text{m}$</p> <p>Espesor del patin superior: $t_t := 0\text{m}$</p> <p>Ancho del patin inferior: $b_b := 1.0\text{m}$</p> <p>Espesor del patin inferior: $t_b := 0\text{m}$</p> <p>Espesor del alma de la viga: $t_w := 1\text{m}$</p> <p>Area de acero en tracción: $A_{s_t} := \frac{1.98}{0.20} \text{cm}^2$</p> <p>Peralte del acero en tracción: $d_t := H_v - 5.0\text{cm}$</p> <p>$d_t = 0.2\text{m}$</p>	
<p>Sección Transversal</p>	
<p>$A_v = 0.25 \text{m}^2$</p> <p>$I_{x_v} = 1.302 \times 10^{-3} \text{m}^4$</p> <p>$y_{b_v} = 0.125\text{m}$</p> <p>$S_{b_v} = 0.01 \text{m}^3$</p>	
<p>2. Materiales</p> <p>Resistencia del concreto a la compresión: $f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$</p>	

Modulo de Elasticidad del Concreto:	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Deformación última del concreto:	$\epsilon_{cu} := -0.003$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Modulo de Elasticidad del Acero:	$E_s := 2.039 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

3. Diseño por Flexión

Variación de β para cálculo del bloque de compresión:

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f'_c \leq 4\text{ksi} \\ 0.65 & \text{if } f'_c \geq 8\text{ksi} \\ 0.85 - 0.05 \cdot \left[\frac{(f'_c - 4\text{ksi})}{\text{ksi}} \right] & \text{if } 8\text{ksi} > f'_c > 4\text{ksi} \end{cases}$$

$\beta_1 = 0.85$

Variación de ϕ para elementos no pre-esforzados: 5.5.4.2AASHTO - LRFD

$$\phi(\epsilon) := \begin{cases} 0.75 & \text{if } \epsilon < |\epsilon_{cu}| \\ \left(0.65 + 0.15 \cdot \frac{\epsilon}{|\epsilon_{cu}|} \right) & \text{if } 1 \cdot |\epsilon_{cu}| \leq \epsilon < 1.667 \cdot |\epsilon_{cu}| \\ 0.9 & \text{if } 1.667 \cdot |\epsilon_{cu}| \leq \epsilon \end{cases}$$

Momento :=

Positivo

Negativo

Factor de reducción por flexión:	$\phi_f := \phi(\epsilon_s)$
	$\phi_f = 0.9$
Profundidad del peralte efectivo (de):	$d_e := d_t$
	$d_e = 0.2 \text{ m}$
Profundidad del eje neutro (c):	$c = 0.021 \text{ m}$
Límite por ductilidad del refuerzo	$c \leq 0.42 \cdot d$

$\text{if } \left(\frac{c}{d_e} < 0.42, \text{"Ok"}, \text{"Ng"} \right) = \text{"Ok"}$

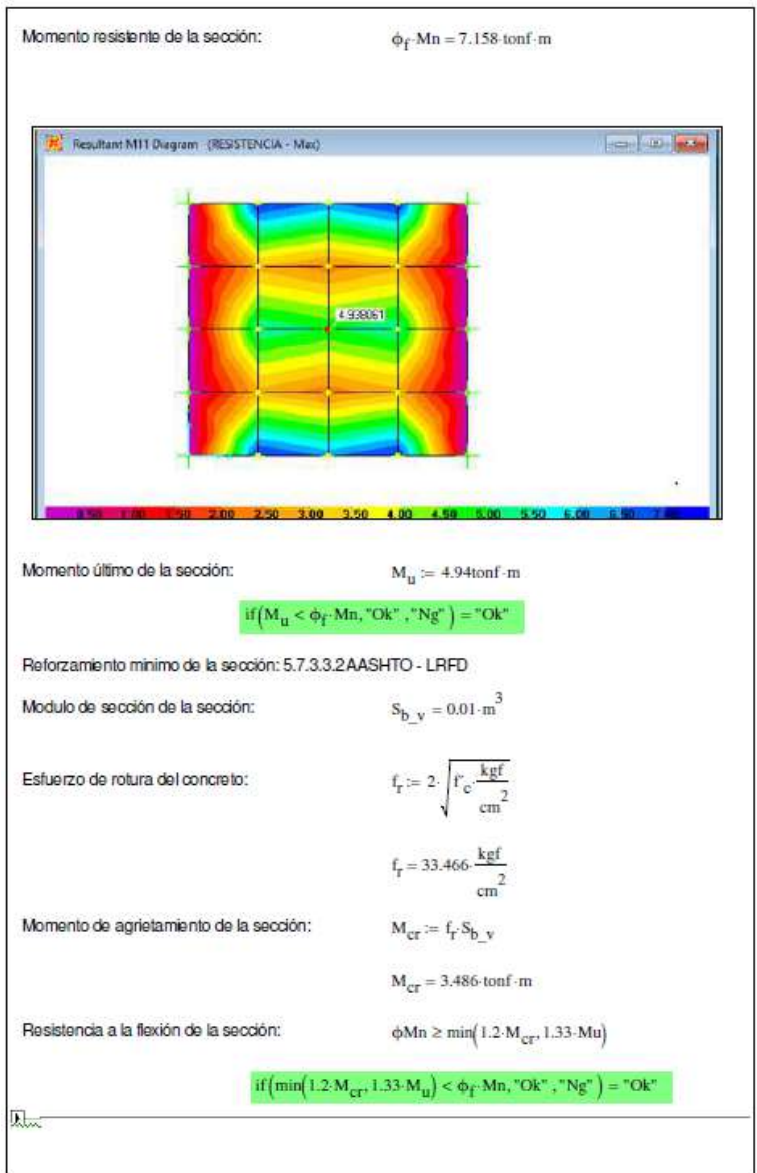
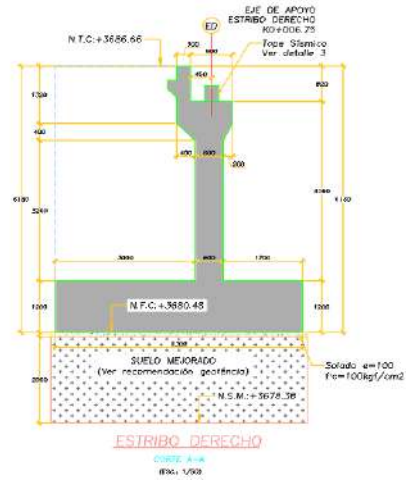
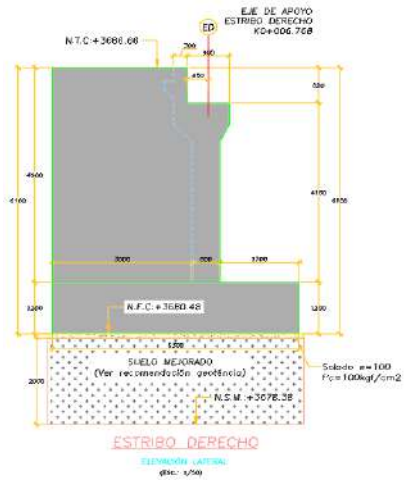


Grafico 3.19: losa de aproximación
Fuente: expediente técnico

Diseño de estribo derecho



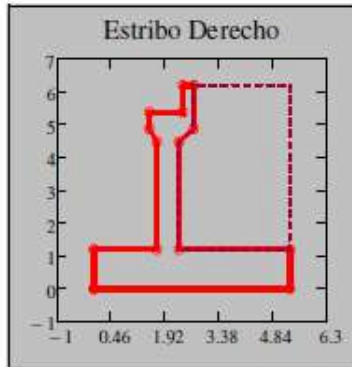
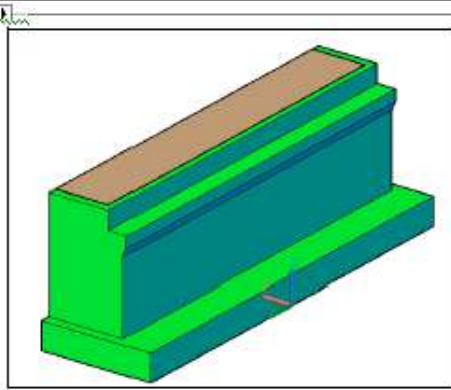
ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRIBOS DE CºAº
(AASHTO - LRFD 2017)

DESCRIPCIÓN: DISEÑO DE ESTRIDO DERECHO PAGE 01 OF 21

REALIZADO: REVISADO:

1. Geometría de Estribo:

Longitud del estribo:	$B_e := 18.90\text{m}$
Longitud de relleno:	$L_{rell} := 17.10\text{m}$
Longitud de apoyo	$N_a := 0.90\text{m}$
Ancho del parapeto	$b_p := 0.30\text{m}$
Altura del parapeto	$h_p := 0.82\text{m}$
Altura de la base de apoyo	$h_b := 0.50\text{m}$
Altura de apoyo delantero	$h_{ad} := 0.40\text{m}$
Ancho del apoyo delantero	$b_{ad} := 0.20\text{m}$
Altura de apoyo trasero	$h_{at} := 0.40\text{m}$
Ancho de apoyo trasero	$b_{at} := 0.40\text{m}$
Altura de la pantalla:	$h := 5.00\text{m}$
Ancho de zapata:	$B_z := 1.00\text{m}$
Altura de la zapata = H/10	$h_z := 1.20\text{m}$
Longitud de la zapata = 0.6H	$B := 5.3\text{m}$
Longitud de la punta de la zapata = B/3	Punta := 1.70m
	$P_h := 0.00\text{m}$
Longitud de talón de la zapata	Talon := 3.00m
	$T_h := 0.00\text{m}$
Garganta inferior = h/12 - h/10	$\Delta_i := B - (Punta + Talon + P_h + T_h)$
	$g_i := \Delta_i + P_h + T_h$
	$g_i = 0.6\text{m}$
Altura del estribo:	$H_{est} := h + h_z$
	$H_{est} = 6.2\text{m}$



2. Materiales:

Capacidad portante del terreno

$$\sigma_t := 2.46 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Capacidad del terreno último:

$$\sigma_u := 7.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso del concreto

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso del relleno

$$\gamma_s := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Resistencia del concreto de la pantalla

$$f_{c_p} := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto en la zapata

$$f_{c_z} := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de fluencia del acero

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Factor de reducción por flexión:

$$\phi_f := 0.90$$

Ángulo de fricción interna del relleno:

$$\phi := 35^\circ$$

Ángulo de fricción interna del suelo de fundación:

$$\phi_s := 25.0^\circ$$

Coefficiente de fricción "Tabla 3.11.5.3.1":

$$\mu := \tan(\phi_s)$$

$$\mu = 0.466$$

Ángulo de inclinación del Estribo

$$\beta := 0^\circ$$

Ángulo de inclinación del terreno

$$\alpha := 0^\circ$$

$$\delta_1 := \frac{0\phi}{3} = 0.^\circ$$

Coefficiente de aceleración sísmica	$A_h := 0.44g$ $A_v := 0g$
Componente horizontal de la aceleración del sismo entre la aceleración de la g.	$k_h := \frac{A_h}{2g}$
Componente vertical de la aceleración del sismo entre la aceleración de la g.	$k_v := \frac{A_v}{1g}$
Coefficiente de presión de tierra activo:	$k_a := \frac{\cos(\phi)^2}{\cos(\delta_1) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_1) \sin(\phi)}{\cos(\delta_1)}} \right)^2}$ $k_a = 0.271$
Coefficiente de presión de tierra pasivo:	$k_p := \frac{\cos(\phi + \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cos(\beta - \delta_1) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_1) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\beta - \delta_1) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2}$ $k_p = 3.69$
Coefficiente en reposo:	$k_0 := 1 - \sin(\phi)$ $k_0 = 0.426$
II Coeficiente de presión de tierra Mononobe Okabe:	$k_{ae} = 0.411$
3. Metrado de cargas resistentes:	
a. Estribo	
Volumen del Estribo:	$V_{est} := 188.27 \text{ m}^3$
Peso propio del Estribo:	$P_p := \gamma_c \cdot V_{est}$ $P_p = 451.848 \text{ tonf}$
Ubicación del centro de gravedad:	$x_{pv} := 2.55 \text{ m}$ $x_{pp} := 1.72 \text{ m}$
Momento por pantalla:	$M_p := P_p \cdot x_p$ $M_p = 1152.212 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
c. Relleno	
Volumen del relleno:	$V_{rell} := 245.08 \text{ m}^3$
Peso propio de la relleno:	$P_r := \gamma_s \cdot V_{rell}$

	$P_r = 441.144 \text{ tonf}$
Ubicación del centro de gravedad:	$\lambda_{ax} := 3.86 \text{ m}$
	$y_{ax} := 3.62 \text{ m}$
Momento por relleno:	$M_r := P_r \cdot x_r$
	$M_r = 1702.816 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
d. Reacciones de la Superestructura	
d.1. Carga Muerta "DD"	
	$DD := 73.91 \text{ tonf}$
Ubicación del centro de gravedad:	$x_{DD} = 2 \text{ m}$
	$y_{DD} = 5.38 \text{ m}$
Momento por carga:	$M_{DD} := DD \cdot x_{DD}$
	$M_{DD} = 147.82 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
d.2. Carga Permanente "DC"	
	$DC := 28.38 \text{ tonf}$
Ubicación del centro de gravedad:	$x_{DC} = 2 \text{ m}$
	$y_{DC} = 5.38 \text{ m}$
Momento por carga:	$M_{DC} := DC \cdot x_{DC}$
	$M_{DC} = 56.76 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
d.3. Carga de Asfalto "DW"	
	$DW := 17.75 \text{ tonf}$
Ubicación del centro de gravedad:	$x_{DW} = 2 \text{ m}$
	$y_{DW} = 5.38 \text{ m}$
Momento por carga:	$M_{DW} := DW \cdot x_{DW}$
	$M_{DW} = 35.5 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
d.4. Carga Viva + Impacto "LL+IM"	
	$LL_IM := 88.07 \text{ tonf}$
Ubicación del centro de gravedad:	$x_{LL} = 2 \text{ m}$
	$y_{LL} = 5.38 \text{ m}$
Momento por carga:	$M_{LL} := LL_IM \cdot x_{LL}$
	$M_{LL} = 176.14 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
d.5. Fuerza de Frenado "BR"	AASHTO - LRFD 2014 - 3.6.4

Apoyo :=

Movable
 Fijo

$$BR := \begin{cases} 0\% \cdot LL_{IM} & \text{if Apoyo} = "M" \\ 5\% \cdot LL_{IM} & \text{if Apoyo} = "F" \end{cases}$$

$$BR = 0 \text{ tonf}$$

Ubicación del centro de gravedad:

$$x_{BR} = 2 \text{ m}$$

$$y_{BR} = 5.38 \text{ m}$$

Momento por carga:

$$M_{BR} := BR \cdot y_{BR}$$

$$M_{BR} = 0 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

d.7. Fuerza de Fricción "FR"

AASHTO - LRFD 2014 - 3.13

$$FR_{max} := (DD + DC + DW) \cdot 0.2$$

$$FR_{max} = 24.008 \text{ tonf}$$

Ubicación del centro de gravedad:

$$x_{FR} = 2 \text{ m}$$

$$y_{FR} = 5.38 \text{ m}$$

Momento por carga:

$$M_{FR} := FR_{max} \cdot y_{FR}$$

$$M_{FR} = 129.163 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

d.8. Fuerza Sísmica "EQ"

$$EQ := 0.00 \text{ tonf}$$

Ubicación del centro de gravedad:

$$x_{EQ} = 2 \text{ m}$$

$$y_{EQ} = 5.38 \text{ m}$$

Momento por carga:

$$M_{EQ} := EQ \cdot y_{EQ}$$

$$M_{EQ} = 0 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

e. Sobrecarga Viva uniforme "LS"

Altura equivalente Tabla 3.11.6.4-1:

$$h_{eq} := 2 \text{ ft}$$

Sobrecarga aplicada al muro:

$$q_s := h_{eq} \cdot \gamma_s$$

$$q_s = 1097.28 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga vertical de sobrecarga:

$$LS_v := L_{rell} \cdot \text{Talon} \cdot q_s$$

$$LS_v = 56.29 \text{ tonf}$$

Ubicación del centro de gravedad:	$x_s := B - \frac{\text{Talon}}{2}$
	$x_s = 3.8 \text{ m}$
4. Metrado de cargas actuantes:	
a. Estribo	
Fuerza Inercial del Estribo:	$FIP := k_h \cdot (P_p)$
	$FIP = 99.407 \text{ tonf}$
Ubicación del centro de gravedad:	$x_r = 3.86 \text{ m}$
	$y_{est} = 1.636 \text{ m}$
Momento actuante:	$M_{ip} := FIP \cdot y_{est}$
	$M_{ip} = 162.657 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
b. Presión Activa de tierra	
F Fuerza actuante:	$F_a = 160.315 \text{ tonf}$
Momento actuante:	$M_a = 331.319 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Ubicación del centro de gravedad:	$y_a = 2.067 \text{ m}$
c. Presión activa por sobrecarga uniforme	
Fuerza actuante por sobrecarga activa:	$F_{LS} = 31.525 \text{ tonf}$
Momento actuante por sobrecarga activa:	$M_{LS} = 97.728 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Ubicación del centro de gravedad:	$y_{LS} = 3.1 \text{ m}$
d. Presión en reposo de tierra	
Fuerza actuante en reposo:	$F_o = 252.269 \text{ tonf}$
Momento actuante en reposo:	$M_o = 521.355 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Ubicación del centro de gravedad:	$y_o = 2.067 \text{ m}$
e. Presión en reposo por sobrecarga uniforme	
Fuerza actuante por sobrecarga en reposo:	$F_{oLS} = 40.006 \text{ tonf}$
Momento actuante por sobrecarga en reposo:	$M_{oLS} = 153.783 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Ubicación del centro de gravedad:	$y_{oLS} = 3.1 \text{ m}$
f. Empuje Dinámico	
Fuerza actuante:	$F_{ac} := \frac{(h + h_z)^2}{2} \cdot k_{ac} \cdot \gamma_s \cdot L_{reII}$

$$F_{ac} = 243.004 \text{ tonf}$$

$$\Delta F := F_{ac} - F_a$$

$$y_{ac} := \frac{0.6(H_{cst}) \cdot \Delta F + \frac{(H_{cst})}{3} \cdot F_a}{F_{ac}}$$

$$y_{ac} = 2.629 \text{ m}$$

Ubicación del centro de gravedad:

Momento actuante:

$$M_{ac} := F_{ac} \cdot y_{ac}$$

$$M_{ac} = 638.921 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

5. Análisis de Estabilidad en condiciones de Servicio

a. Factor de Seguridad al Deslizamiento

1)

Carga Axial normal:

$$FN_s = 1013.032 \text{ tonf}$$

Fuerza Resistente:

$$FR_s := \mu \cdot FN_s$$

Fuerza Actuante:

$$FA_s = 215.849 \text{ tonf}$$

Altura del diente:

$$h_d := 0.00 \text{ m}$$

Fuerza Pasiva:

$$P_{sa} := k_p \cdot \gamma_s \cdot \frac{h_d^2}{2} \cdot 1 \text{ m}$$

$$P_{sa} = 0 \text{ tonf}$$

Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$FSD_s := \frac{FR_s}{FA_s} = 2.19$$

Verificación 2:

$$\text{Verif2} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } FSD_s \geq 1.5 \\ \text{"No cumple"} & \text{if } FSD_s < 1.5 \end{cases}$$

$$\text{Verif2} = \text{"OK"}$$

b. Factor de Seguridad al Volteo

1)

Momento Resistente:

$$MR_s = 3095.108 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento Actuante:

$$MA_s = 558.21 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Factor de Seguridad al Volteo:

$$FSV_s := \frac{MR_s}{MA_s} = 5.54$$

Verificación 1:

$$\text{Verif1} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } FSV_s \geq 1.75 \\ \text{"No cumple"} & \text{if } FSV_s < 1.75 \end{cases}$$

Verifl = "OK"

$$e_x := \frac{B}{2} - \frac{MR_s - MA_s}{FV_{V_s}} = 0.146\text{m}$$

$$e_{\max} := \frac{B}{6}$$

$$e_{\max} = 0.883\text{m}$$

if($e_x \leq e_{\max}$, "Ok", "Ng") = "Ok"

c. Verificación de Presiones

I]

Excentricidad de la carga:

$$exc_{p_s} := \frac{B}{2} - \frac{MR_{s_p} - MA_{s_p}}{FVP_{s_p}}$$

$$exc_{p_s} = 0.121\text{m}$$

Esfuerzos uniformes en zapata sobre suelo:

$$\sigma_p := \frac{FVP_{s_p}}{(B - 2 \cdot exc_{p_s}) \cdot B_c}$$

$$\sigma_p = 1.21 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if($\sigma_p \leq \sigma_t$, "Ok", "Ng") = "Ok"

6. Análisis de Estabilidad en Resistencia I:

a. Verificación al Deslizamiento

$$FN_r := 0.90 \cdot P_p + 1.0P_r + 0.90 \cdot DD + 0.90 \cdot DC + 0.65 \cdot DW + 0.0LL_{IM} + 0.0LS_v$$

$$FA_r := 1.75 \cdot BR + 1.25 \cdot FR_{\max} + 1.50F_a + 1.75F_{L,S}$$

Tabla 10.5.5.2.2-1: Factores de resistencia

Factor de resistencia para deslizamiento:

$$\varphi_T := 0.80$$

Factor de resistencia para presión pasiva de tierra:

$$\varphi_{ep} := 0.50$$

Carga Axial normal:

$$FN_r = 951.406 \cdot \text{tonf}$$

Fuerza Resistente:

$$FR_r := \mu \cdot FN_r = 443.648 \cdot \text{tonf}$$

Fuerza Actuante:

$$FA_r = 325.652 \cdot \text{tonf}$$

Resistencia al deslizamiento:

$$FA \leq R_R = \varphi R_n = \varphi_T \cdot FR_r + \varphi_{ep} \cdot P_{pas}$$

$$R_R := \varphi_T \cdot FR_r$$

$$R_R = 354.92 \cdot \text{tonf}$$

if($FA_r \leq R_R$, "Ok", "Ng") = "Ok"

b. Verificación al Volteo

$$FV_{V_r} := 0.90 \cdot P_p + 1.0P_r + 0.90 \cdot DD + 0.90 \cdot DC + 0.65 \cdot DW + 0.0LL_{IM} + 0.0LS_v$$

$$MR_{V_r} := 0.90 \cdot M_p + 1.0M_r + 0.9 \cdot M_{DD} + 0.9 \cdot M_{DC} + 0.65 \cdot M_{DW} + 0.0 \cdot M_{LL} + 0.0LS_v \cdot x_s$$

$$MA_{V_r} := 1.75M_{BR} + 1.25M_{FR} + 1.50M_a + 1.75M_{LS}$$

Momento resistente: $MR_{V_r} = 2947.004 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Momento actuante: $MA_{V_r} = 829.456 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Cargas verticales actuantes: $FV_{V_r} = 951.406 \text{ tonf}$

Excentricidad de la carga: $exc_r := \frac{B}{2} - \frac{MR_{V_r} - MA_{V_r}}{FV_{V_r}}$

$$exc_r = 0.424 \text{ m}$$

Excentricidad máxima: $e_{max_r} := \frac{B}{4}$

$$e_{max_r} = 1.325 \text{ m}$$

$if(exc_r \leq e_{max_r}, "Ok", "Ng") = "Ok"$

c. Verificación por presiones

$$FVP_{r_p} := 1.25 \cdot P_p + 1.0P_r + 1.25 \cdot DD + 1.25 \cdot DC + 1.50 \cdot DW + 1.75LL_{IM} + 1.75LS_v$$

$$MR_{r_p} := 1.25 \cdot M_p + 1.0M_r + 1.25 \cdot M_{DD} + 1.25 \cdot M_{DC} + 1.50 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{LL} + 1.75LS_v \cdot x_s$$

$$MA_{r_p} := 1.75M_{BR} + 1.25M_{FR} + 1.50M_a + 1.75M_{LS}$$

Momento resistente: $MR_{r_p} = 4134.633 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Momento actuante: $MA_{r_p} = 829.456 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Cargas verticales actuantes: $FVP_{r_p} = 1413.072 \text{ tonf}$

Excentricidad de la carga: $exc_{p_r} := \frac{B}{2} - \frac{MR_{r_p} - MA_{r_p}}{FVP_{r_p}}$

$$exc_{p_r} = 0.311 \text{ m}$$

Esfuerzos uniformes en zapata sobre suelo: $\sigma_{p_r} := \frac{FVP_{r_p}}{(B - 2 \cdot exc_{p_r}) \cdot B_c}$

$$\sigma_{p_r} = 1.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 10.5.5.2.2-1: Factores de resistencia

Factor de resistencia para presiones:

$$\varphi_b := 0.45$$

Resistencia a presiones:

$$\sigma_{\max} \leq R_R = \varphi R_n = \varphi_b \cdot FR_r$$

$$R_{R_r} := \varphi_b \cdot \sigma_{\text{tu}}$$

$$R_{R_r} = 3.32 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{if}(\sigma_{p_r} \leq R_{R_r}, \text{"Ok"}, \text{"Ng"}) = \text{"Ok"}$$

7. Análisis de Estabilidad por Evento Extremo I

a. Verificación al Volteo

$$MRV_{eq} := 1.0 M_p + 1.0 M_r + 1.0 M_{DD} + 1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW}$$

$$FV_{eq} := 1.0 P_p + 1.0 P_r + 1.0 DD + 1.0 DC + 1.0 DW$$

$$MAV_{eq} := 1.0 M_{EQ} + 1.0 M_{ip} + 1.0 M_{ae}$$

Momento resistente:

$$MRV_{eq} = 3095.108 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento actuante:

$$MAV_{eq} = 801.577 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Cargas verticales actuantes:

$$FV_{eq} = 1013.032 \text{ tonf}$$

Excentricidad de la carga:

$$exc_{eq} := \frac{B}{2} - \frac{MRV_{eq} - MAV_{eq}}{FV_{eq}}$$

$$exc_{eq} = 0.39 \text{ m}$$

Excentricidad máxima:

$$e_{\max_{eq}} := \frac{B}{3}$$

$$e_{\max_{eq}} = 1.77 \text{ m}$$

$$\text{if}(exc_{eq} \leq e_{\max_{eq}}, \text{"Ok"}, \text{"Ng"}) = \text{"Ok"}$$

b. Verificación a presiones

$$MRP_{eq} := 1.0 M_p + 1.0 M_r + 1.0 M_{DD} + 1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW}$$

$$FVP_{eq} := 1.0 P_p + 1.0 P_r + 1.0 DD + 1.0 DC + 1.0 DW$$

$$MAP_{eq} := 1.0 M_{EQ} + 1.0 M_{ip} + 1.0 M_{ae}$$

Momento resistente:

$$MRP_{eq} = 3095.108 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento actuante:

$$MAP_{eq} = 801.577 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Cargas verticales actuantes:

$$FVP_{eq} = 1013.032 \text{ tonf}$$

Excentricidad de la carga:

$$exc_{peq} := \frac{B}{2} - \frac{MRP_{eq} - MAP_{eq}}{FVP_{eq}}$$

$$exc_{peq} = 0.39 \text{ m}$$

Esfuerzos uniformes en zapata sobre suelo:

$$\sigma_{p,eq} := \frac{FVP_{eq}}{(B - 2 \cdot exc_{peq}) B_e}$$

$$\sigma_{p,eq} = 1.18 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 10.5.5.2.2-1: Factores de resistencia

Factor de resistencia para presiones 11.6.5:

$$\varphi_{b,eq} := 1.0$$

Resistencia a presiones:

$$\sigma_{max} \leq R_R = \varphi R_n = \varphi_{b,eq} FR_T$$

$$R_{R,eq} := \varphi_{b,eq} \sigma_{tu}$$

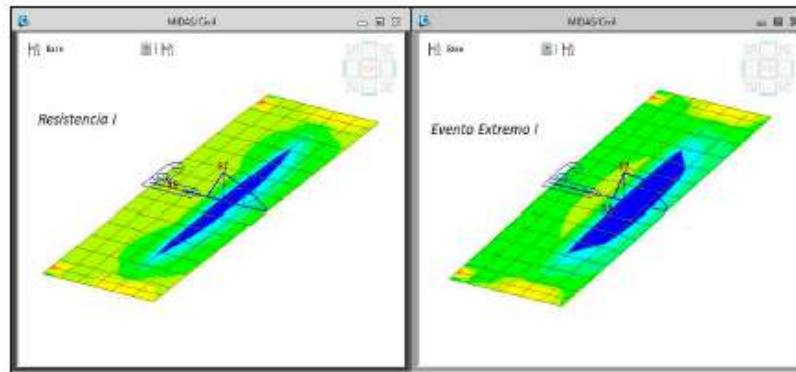
$$R_{R,eq} = 7.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if ($\sigma_{p,eq} \leq R_{R,eq}$, "Ok", "Ng") = "OK"

1

8. Diseño de Zapata:

8.1. Refuerzo Inferior Dirección "X"



Peralte del acero en tracción:

$$d_s := h_z - 7.5 \text{ cm}$$

$$d_s = 1.125 \text{ m}$$

Ancho de Diseño:

$$B_z = 1 \text{ m}$$

Momento último en Resistencia:

$$M_{R1x} := 9.7 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

Momento último en Evento Extremo:

$$M_{E1Ex} := 8.2 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

Momento máximo por ancho unitario:

$$M_{zap} := \max(M_{RIx}, M_{EEEx})$$

1

Area de acero requerido:

$$A_{s_{zap}} := A_s(d_s, M_{zap}, B_z)$$

$$A_{s_{zap}} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Area de acero mínimo:

$$A_{s_{min1}} := \frac{2 \cdot 0.0018}{3} \cdot B_z \cdot h_z$$

$$A_{s_{min1}} = 14.4 \text{ cm}^2$$

Diámetro de varilla usar:

$$\phi_{v1} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Area de la varilla:

$$A_{v1} := \pi \cdot \frac{\phi_{v1}^2}{4}$$

$$A_{v1} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de la varilla inferior:

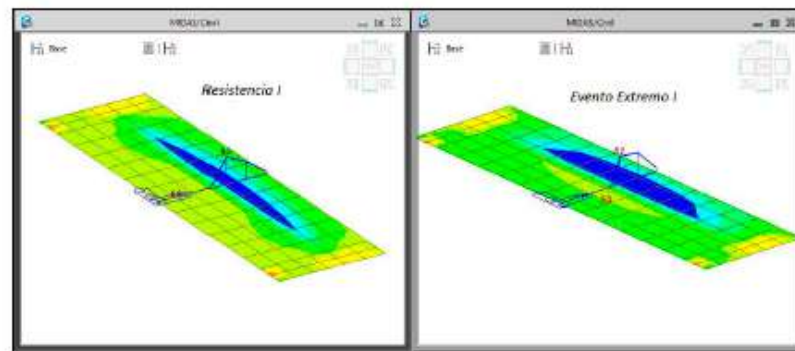
$$s_v := \frac{A_{v1}}{\max(A_{s_{zap}}, A_{s_{min1}})} \cdot m$$

$$s_v = 0.198 \text{ m}$$

Finalmente colocar: $\phi 3/4 @ 150 \text{ inf ... OK}$

1

8.2. Refuerzo Superior Dirección "X"



Momento último en Resistencia:

$$M_{RIx_sup} := 0.9 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento último en Evento Extremo:

$$M_{EEEx_sup} := 5.0 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento máximo por ancho unitario:

$$M_{zap_sup} := \max(M_{R1x_sup}, M_{EEEx_sup})$$

Area de acero requerido:

$$A_{s_zap_sup} := A_s(d_s, M_{zap_sup}, B_z)$$

$$A_{s_zap_sup} = 1.18 \cdot \text{cm}^2$$

Area de acero mínimo:

$$A_{s_min2} := \frac{1.0018}{2} \cdot B_z \cdot h_z$$

$$A_{s_min2} = 10.8 \cdot \text{cm}^2$$

Diámetro de varilla usar:

$$\phi_{v2} := \frac{3}{4} \cdot \text{in}$$

Area de la varilla:

$$A_{v2} := \pi \cdot \frac{\phi_{v2}^2}{4}$$

$$A_{v2} = 2.85 \cdot \text{cm}^2$$

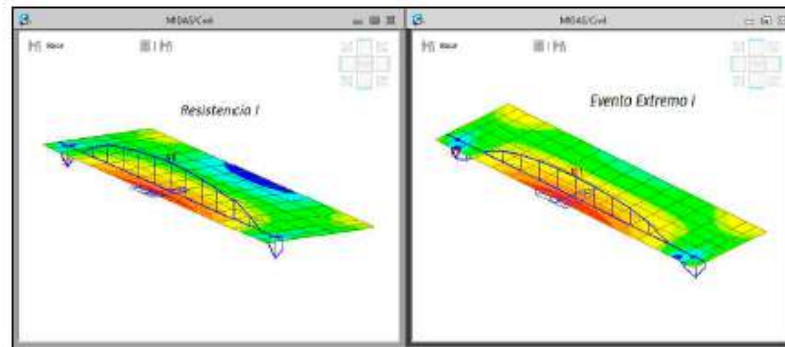
Espaciamiento de la varilla inferior:

$$s_{v_sup} := \frac{A_{v2}}{\max(A_{s_zap_sup}, A_{s_min2})} \cdot \text{m}$$

$$s_{v_sup} = 0.264 \text{ m}$$

Finalmente colocar: $\phi 3/4 @ 250$ sup ... OK

8.3. Refuerzo Interior Dirección "Y"



Momento último en Resistencia:

$$M_{R1y} := 6.8 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento último en Evento Extremo:

$$M_{EEy} := 10.1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento máximo por ancho unitario:

$$M_{zap_y} := \max(M_{R1y}, M_{EEy})$$

Area de acero en Resistencia I punta:

$$A_{s_{zap_y}} := A_s(d_s, M_{zap_y}, B_z)$$

$$A_{s_{zap_y}} = 2.381 \text{ cm}^2$$

Area de acero mínimo:

$$A_{s_{min2}} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Diámetro de varilla en punta superior:

$$\phi_{v3} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Area de la varilla en punta superior:

$$A_{v3} := \pi \frac{\phi_{v3}^2}{4}$$

$$A_{v3} = 2.85 \text{ cm}^2$$

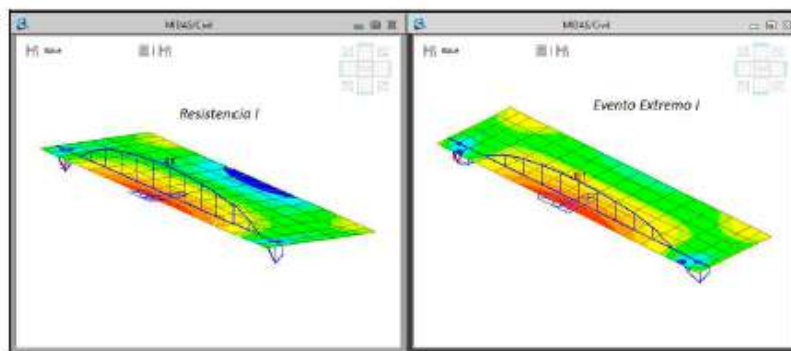
Espaciamiento de la varilla en punta superior:

$$s_{v3} := \frac{A_{v3}}{\max(A_{s_{zap_y}}, A_{s_{min2}})} \cdot m$$

$$s_{v3} = 0.264 \text{ m}$$

Finalmente colocar: $\phi 3/4 @ 250 \text{ inf ... OK}$

8.3. Refuerzo Superior Dirección "Y"



Momento último en Resistencia:

$$M_{Rly_s} := 5.1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento último en Evento Extremo:

$$M_{EEy_s} := 9.7 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento máximo por ancho unitario:

$$M_{zap_y_s} := \max(M_{Rly_s}, M_{EEy_s})$$

Area de acero en Resistencia I punta:

$$A_{s_{zap_y_s}} := A_s(d_s, M_{zap_y_s}, B_z)$$

$$A_{s_{zap_y_s}} = 2.286 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Diámetro de varilla en punta superior:

$$\phi_{v4} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Area de la varilla en punta superior:

$$A_{v4} := \pi \cdot \frac{\phi_{v4}^2}{4}$$

$$A_{v4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Espaciamento de la varilla en punta superior:

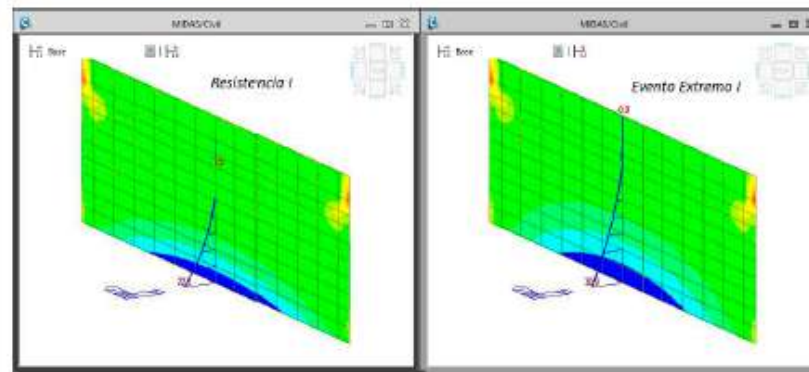
$$s_{v4} := \frac{A_{v4}}{\max(A_{s_{zap_y_s}}, A_{s_{min2}})} \cdot m$$

$$s_{v4} = 0.264 \text{ m}$$

Finalmente colocar: $\phi 3/4 @ 250 \text{ sup} \dots$ OK

9. Diseño de Pantalla:

9.1. Refuerzo Vertical "Interior"



Peralte del acero en tracción:

$$d_{sp} := g_1 - \left(5.0 \text{ cm} + 0.5 \cdot \frac{3}{4} \text{ in} \right)$$

$$d_{sp} = 0.54 \text{ m}$$

Momento último en Resistencia:

$$M_{RI_p} := 22.3 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento último en Evento Extremo:	$M_{EE_p} := 30.9 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Momento máximo por ancho unitario:	$M_{pant} := \max(M_{RI_p}, M_{EE_p})$
Area de acero en Resistencia I punta:	$A_{s_pant} := A_s(d_{sp}, M_{pant}, B_z)$ $A_{s_pant} = 15.66 \text{ cm}^2$
Area de acero mínimo:	$A_{s_min2} := \frac{2}{3} \cdot 0.0018 \cdot B_z \cdot g_i$ $A_{s_min2} = 7.2 \text{ cm}^2$
Diámetro de varilla en pantallar interior:	$\phi_{v5} := \frac{3}{4} \text{ in}$
Area de la varilla en pantalla interior:	$A_{v5} := \pi \frac{\phi_{v5}^2}{4}$ $A_{v5} = 2.85 \text{ cm}^2$
Espaciamento de varilla:	$s_{v5} := \frac{A_{v5}}{\max(A_{s_pant}, A_{s_min2})} \cdot \text{m}$ $s_{v5} = 0.182 \text{ m}$

Finalmente colocar: $\phi 3/4"@175$ interior ... OK

9.2. Refuerzo Vertical "Exterior"

Peralte del acero en tracción:	$d_{sp_e} := g_i - \left(5.0 \text{ cm} + 0.5 \cdot \frac{5}{8} \text{ in} \right)$ $d_{sp_e} = 0.542 \text{ m}$
Momento último en Resistencia:	$M_{RI_pe} := 1.5 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Momento último en Evento Extremo:	$M_{EE_pe} := 0.1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Momento máximo por ancho unitario:	$M_{pant_e} := \max(M_{RI_pe}, M_{EE_pe})$
Area de acero en Resistencia I punta:	$A_{s_pant_e} := A_s(d_{sp_e}, M_{pant_e}, B_z)$ $A_{s_pant_e} = 0.73 \text{ cm}^2$
Diámetro de varilla en pantallar exterior:	$\phi_{v6} := \frac{5}{8} \text{ in}$
Area de la varilla en pantalla exterior:	$A_{v6} := \pi \frac{\phi_{v6}^2}{4}$

$$A_{v6} = 1.98 \text{ cm}^2$$

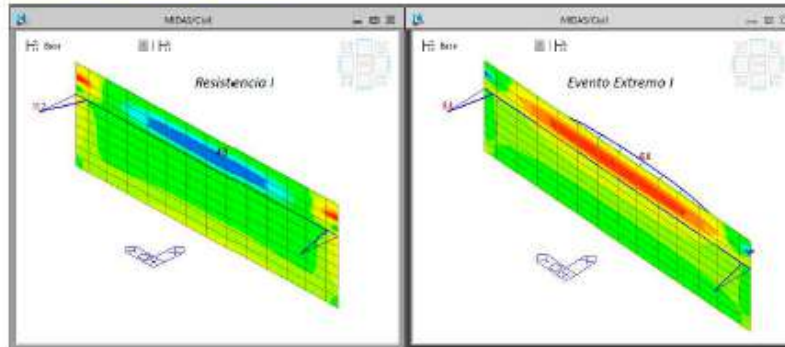
Espaciamento de varilla:

$$s_{v6} := \frac{A_{v6}}{\max(A_{s_{\text{pant_e}}}, A_{s_{\text{min2}}})} \cdot \text{m}$$

$$s_{v6} = 0.275 \text{ m}$$

Finalmente colocado: $\phi 5/8'' @ 250$ exterior ... OK

9.3. Refuerzo Horizontal "Interior"



Momento último en Resistencia:

$$M_{RI_p_h} := 4.8 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento último en Evento Extremo:

$$M_{EE_p_h} := 6.4 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento máximo por ancho unitario:

$$M_{\text{pant_h}} := \max(M_{RI_p_h}, M_{EE_p_h})$$

Area de acero en Resistencia I punta:

$$A_{s_{\text{pan_h}}} := A_s(d_{sp}, M_{\text{pant_h}}, B_z)$$

$$A_{s_{\text{pan_h}}} = 3.15 \text{ cm}^2$$

Diámetro de varilla en pantallar interior:

$$\phi_{v7} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

Area de la varilla en pantalla interior:

$$A_{v7} := \pi \cdot \frac{\phi_{v7}^2}{4}$$

$$A_{v7} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Espaciamento de varilla:

$$s_{v7} := \frac{A_{v7}}{\max(A_{s_{\text{pan_h}}}, A_{s_{\text{min2}}})} \cdot \text{m}$$

$$s_{v7} = 0.275 \text{ m}$$

Finalmente colocar: $\phi 5/8'' @ 250$ interior ... OK

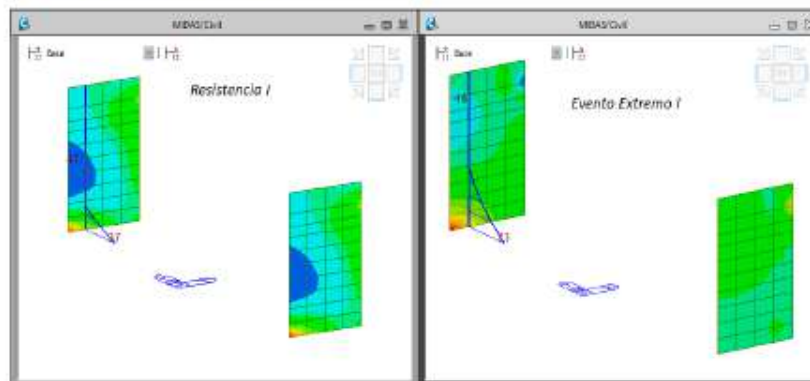
9.4. Refuerzo Horizontal "Exterior"

Momento último en Resistencia:	$M_{RI_p_he} := 11.7 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Momento último en Evento Extremo:	$M_{EE_p_he} := 8.8 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
Momento máximo por ancho unitario:	$M_{pant_he} := \max(M_{RI_p_he}, M_{EE_p_he})$
Area de acero en Resistencia l punta:	$A_{s_{pan_he}} := A_s(d_{sp}, M_{pant_he}, B_z)$ $A_{s_{pan_he}} = 5.8 \text{ cm}^2$
Diámetro de varilla en pantallar exterior:	$\phi_{v8} := \frac{5}{8} \text{ in}$
Area de la varilla en pantalla exterior:	$A_{v8} := \pi \cdot \frac{\phi_{v8}^2}{4}$ $A_{v8} = 1.98 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de varilla:	$s_{v8} := \frac{A_{v8}}{\max(A_{s_{pan_he}}, A_{s_{min2}})} \cdot \text{m}$ $s_{v8} = 0.275 \text{ m}$

Finalmente colocar: $\phi 5/8'' @ 250$ exterior ... OK

10. Diseño de Alas:

10.1. Refuerzo Vertical "Interior"



Peralte del acero en tracción:	$d_{sa} := 0.40 \text{ m} - 5.0 \text{ cm}$ $d_{sa} = 0.35 \text{ m}$
--------------------------------	--

Momento de diseño en Resistencia I:

$$M_{RI_ala} := 3.7 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño en Evento Extremo:

$$M_{EE_ala} := 7.3 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max_ala} := \max(M_{RI_ala}, M_{EE_ala})$$

$$M_{\max_ala} = 7.3 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Area de acero en pantalla:

$$A_{s_ala} := A_s(d_{sa}, M_{\max_ala}, B_z)$$

$$A_{s_ala} = 5.624 \text{ cm}^2$$

Area de acero minimo:

$$A_{s_min3} := \frac{2 \cdot 0.0018}{3} \cdot B_z \cdot 40 \text{ cm}$$

$$A_{s_min3} = 4.8 \text{ cm}^2$$

Diámetro de varilla en pantalla interior:

$$\phi_{v9} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

Area de la varilla en pantalla interior:

$$A_{v9} := \pi \cdot \frac{\phi_{v9}^2}{4}$$

$$A_{v9} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de varilla:

$$s_{v9} := \frac{A_{v9}}{\max(A_{s_ala}, A_{s_min3})} \cdot \text{m}$$

$$s_{v9} = 0.352 \text{ m}$$

Finalmente colocar: $\phi 5/8" @ 300$ interior ... OK

10.2. Refuerzo Vertical "Exterior"

Momento de diseño en Resistencia I:

$$M_{RI_ala_e} := 1.7 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño en Evento Extremo:

$$M_{EE_ala_e} := 1.6 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max_ala_e} := \max(M_{RI_ala_e}, M_{EE_ala_e})$$

$$M_{\max_ala_e} = 1.7 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Area de acero en pantalla:

$$A_{s_ala_e} := A_s(d_{sa}, M_{\max_ala_e}, B_z)$$

$$A_{s_{ala_e}} = 1.291 \cdot \text{cm}^2$$

Area de acero minimo:

$$A_{s_{min3}} = 4.8 \cdot \text{cm}^2$$

Diámetro de varilla en pantallar interior:

$$\phi_{v10} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

Area de la varilla en pantalla interior:

$$A_{v10} := \pi \cdot \frac{\phi_{v10}^2}{4}$$

$$A_{v10} = 1.98 \cdot \text{cm}^2$$

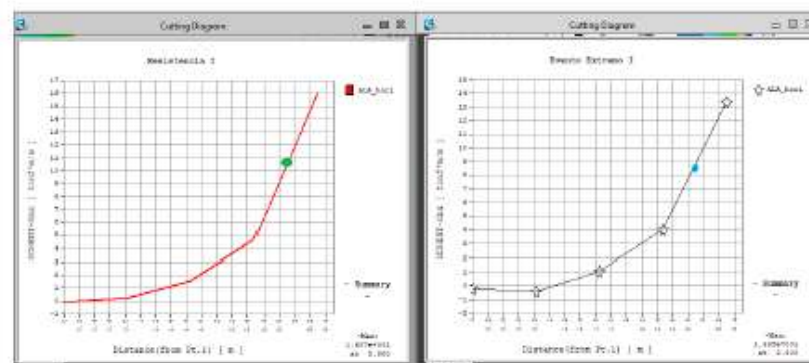
Espaciamento de varilla:

$$s_{v10} := \frac{A_{v10}}{\max(A_{s_{ala_e}}, A_{s_{min3}})} \cdot \text{m}$$

$$s_{v10} = 0.412 \text{ m}$$

Finalmente colocar: $\phi 5/8"@300$ exterior ... OK

10.2. Refuerzo Horizontal "Interior"



Momento de diseño en Resistencia I:

$$M_{RI_ala_hz} := 10.5 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño en Evento Extremo:

$$M_{EE_ala_hz} := 8.5 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max_ala_hz} := \max(M_{RI_ala_hz}, M_{EE_ala_hz})$$

$$M_{\max_ala_hz} = 10.5 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Area de acero en pantalla:

$$A_{s_{ala_hz}} := A_s(d_{sa}, M_{\max_ala_hz}, B_z)$$

$$A_{s_{ala_hz}} = 8.16 \cdot \text{cm}^2$$

Diámetro de varilla en pantallar interior: $\phi_{v11} := \frac{5}{8} \text{ in}$

Area de la varilla en pantalla interior: $A_{v11} := \pi \cdot \frac{\phi_{v11}^2}{4}$

$A_{v11} = 1.98 \text{ cm}^2$

Espaciamiento de varilla: $s_{v11} := \frac{A_{v11}}{\max(A_{s_{ala_hz}}, A_{s_{min3}})} \cdot m$

$s_{v11} = 0.243 \text{ m}$

Finalmente colocar: $\phi 5/8" @ 250$ interior ... OK

10.3. Refuerzo Horizontal "Exterior"

Momento de diseño en Resistencia I: $M_{RI_ala_hz_e} := 0.1 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Momento de diseño en Evento Extremo: $M_{EE_ala_hz_e} := 0.4 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

$M_{\max_ala_hz_e} := \max(M_{RI_ala_hz_e}, M_{EE_ala_hz_e})$

$M_{\max_ala_hz_e} = 0.4 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Area de acero en pantalla: $A_{s_ala_hz_e} := A_s(d_{sa}, M_{\max_ala_hz_e}, B_z)$

$A_{s_ala_hz_e} = 0.303 \text{ cm}^2$

Diámetro de varilla en pantallar interior: $\phi_{v12} := \frac{5}{8} \text{ in}$

Area de la varilla en pantalla interior: $A_{v12} := \pi \cdot \frac{\phi_{v12}^2}{4}$

$A_{v12} = 1.98 \text{ cm}^2$

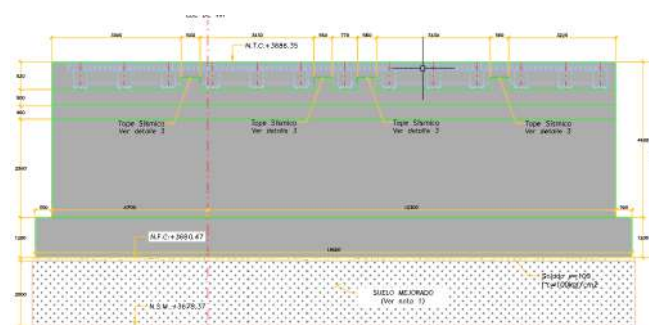
Espaciamiento de varilla: $s_{v12} := \frac{A_{v12}}{\max(A_{s_ala_hz_e}, A_{s_{min3}})} \cdot m$

$s_{v12} = 0.412 \text{ m}$

Finalmente colocar: $\phi 5/8" @ 300$ interior ... OK

Grafico 3.20: Diseño de estribo derecho
Fuente: expediente técnico

Diseño de estribo izquierdo



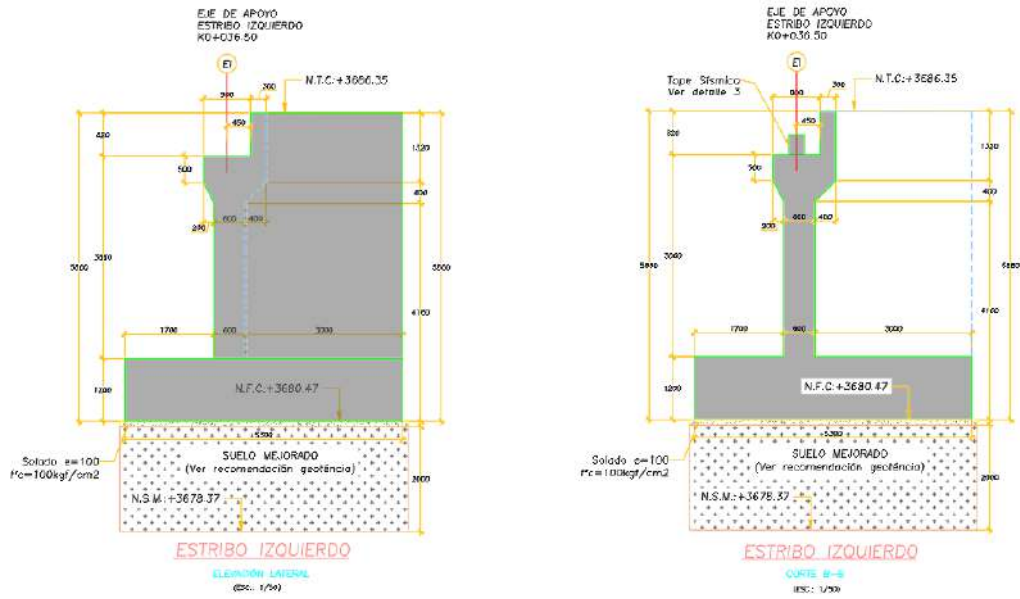


Grafico 3.21: diseño de estribo izquierdo
Fuente: expediente técnico

Diseño de pilar central

DISEÑO DE COLUMNAS

PO DE PILAR: **PILAR TIPO 1.40X0.80**

TIPO DE ARMADO: **T10**

Datos:

f'c :	28	Mpa
f _y	420	Mpa
Eacero	200000	Mpa
b	0.8	m
h	1.4	m
r(recubrimiento)	0.07	m

	CANTIDAD	DIÁMETRO	ÁREA U (cm ²)	ÁREA P (cm ²)
POS. 1	46	1"	5.08	233.68
POS. 2	0	5/8"	1.98	0
POS. 3	0	0	0	0
POS. 16	0	0	0	0
POS. 17	0	0	0	0
Total			233.68	

p, cuantía: **0.0239** Verifica < 4%

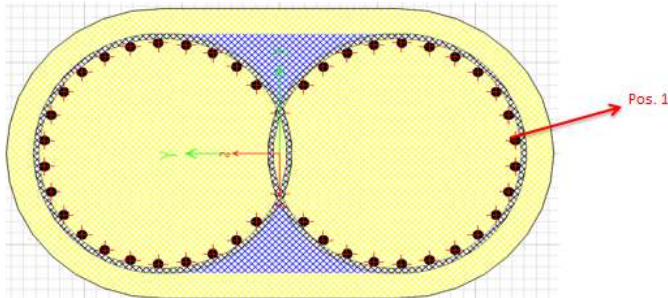


Grafico 3.22: diseño de columnas
Fuente: expediente técnico

- Verificación de la cuantía volumétrica

Lado corto

f'c	28	Mpa
fy	420	Mpa
psmín	0.008	

Asp	198	mm ²
s	100	mm
Dc	660	mm

ps	0.012
----	-------

ps mayor **OK!!!**

Lado largo

f'c	28	Mpa
fy	420	Mpa
psmín	0.008	

Asp	198	mm ²
s	75	mm
Dc	1260	mm

ps	0.0083809
	5

ps mayor **OK!!!**

Los estribos estarán distribuidos cada 7.5 cm, con un diámetro de 5/8" en la zona de confinamiento.

En el resto de la zona se utilizará cada 15cm.

3.1.3 Dimensionamiento

- Tipo de estructura: Vigas pretensadas de 0,50 m de altura con una losa de 0,15 m de espesor.
- 26 unidades de vigas pretensadas en todo el puente.
- Ancho de calzada: 6.00m
- Número de vías: 2und
- Ancho de vía: 3.00m
- Ancho de veredas: 1.20m y 6.30 m para estadía de transeúntes.
- Superficie de Rodadura: Carpeta de asfalto rígido, 6 cm máximo en pico.

- Sobrecarga de diseño: Tras interactuar con la población y llegar a la conclusión de que el puente debía utilizarse tanto para cargas pesadas como ligeras, se adoptó esta carga.
- Subestructura: Dos estribos con cimentación superficial y un pilar central.
- Acceso derecho: Pavimento Rígido de 18.00m de ancho de calzada.
- Acceso izquierdo: Pavimento Rígido de 18.00m de ancho de calzada.

3.1.4 Equipos utilizados

- Camión Volquete: Uno de los vehículos comerciales más fuertes, eficaces y populares del mercado. Sin embargo, debido a las superficies irregulares de las obras, este modelo puede ser un poco difícil de dominar.
- Excavadora sobre oruga: Su construcción puede girar al menos 360 grados, excavar, elevar, girar y descargar artículos con la ayuda de una cuchara que se fija a un conjunto formado por un brazo y una pluma sin que la estructura de soporte tenga que moverse.
- Mezcladora: Aparato que permite mezclar materiales antes del procesamiento del plástico. Utilizando el cemento, arena, piedra y agua.
- Tractor de oruga: Es una herramienta que se aplica a los vehículos de gran tamaño.

Esta herramienta permite desplazarse por terrenos difíciles en los que las pendientes y los deslizamientos obstaculizan el avance de otro tractor.
- Motoniveladora: Es una máquina de construcción que sirve para nivelar terrenos y perfeccionar taludes.
- Cargador sobre llantas: Son utilizados para cargar y mover materiales como nieve, arcilla, rocas, tierra, astillas, alimento, grava, arena y otros tipos.

- Tractor retro excavadora: Un tractor normal sirve de base al dispositivo y sostiene una cuchara excavadora en el extremo de un brazo articulado de dos partes.
- Camión Cisterna: sirve para transportar líquidos como para su mantenimiento por tiempo dimensionado según sus características.
- Motobomba: Máquina que convierte la energía mecánica en energía hidráulica, para así llevar líquidos de un punto a otro a través de mangueras arenadoras y de descarga.
- Cortadora de pavimento: Se utilizan para cortar asfalto, carreteras, hormigón, hormigón armado, pisos y para crear juntas de dilatación en las superficies.
- Estación total: Se trata de una herramienta topográfica que utiliza tecnología electroóptica y electrónica para realizar su tarea.
- Vibrador de concreto: Máquina utilizada en la construcción para eliminar las burbujas de aire de la mezcla tal y como se está utilizando.
- Martillo Demoledor: Es una herramienta eléctrica que es utilizada para demoler o también remover materiales de construcción según la necesidad y requerimiento del usuario.

3.1.5 Conceptos Básicos para el Diseño del Piloto

- Puente peatonal: Se trata de un diseño que hace posible que las personas crucen vías fluviales, calles concurridas o valles de montaña. Pueden construirse utilizando una gran variedad de materiales. tanto fijos como en movimiento
- Puente vehicular: Es una estructura que permite eliminar cualquier barrera física o geográfica, proporciona importantes beneficios sociales y realiza una amplia gama de tareas.

- Cargas vivas: el peso total soportado por el edificio, incluyendo todos los ocupantes, materiales, herramientas, muebles y otros objetos móviles.
- Cargas muertas: El peso de los materiales, equipos, tabiques y otros componentes estructurales del edificio, incluido su propio peso, que se prevé constante o sólo ligeramente variable en el tiempo.
- Acciones sísmicas (EQ): Están causados por los terremotos, que son la liberación brusca de la energía almacenada en la corteza terrestre en forma de ondas que viajan en todas direcciones.
- Superestructura: Es el proceso de construcción de un conjunto estructural sobre el suelo, que es lo contrario de la infraestructura (la parte que está bajo tierra).
- Subestructura: Para dotar al andén (subestructura y superestructura) de cualidades resistentes, hubo que alterar el terreno natural mediante las obras necesarias para la superficie de apoyo de la vía férrea.
- Losa con Shell: Permite modelar y obtener la deformación espacial de losas, muros o forjados macizos resistentes a momentos, esfuerzos cortantes y axiales. Provoca esfuerzos cortantes, axiales y de momento en sus apoyos ya que está rígidamente unida (monolítica) a las vigas de apoyo. En la figura adjunta se muestra una losa tipo Shell.

3.1.6 Estructura

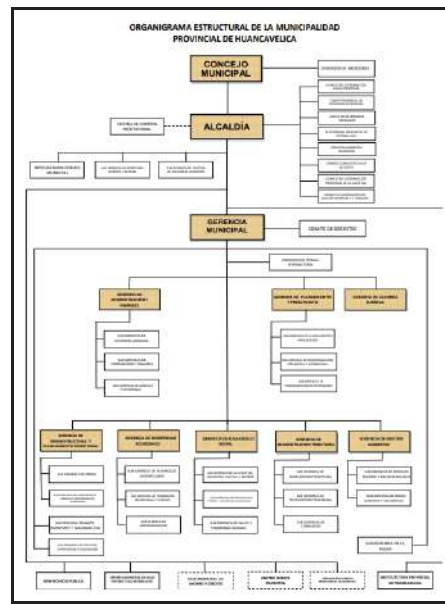


Grafico 3.23: organigrama de la municipalidad provincial de Huancavelica
Fuente: google

3.1.7 Elementos y funciones

Gerencia de infraestructura y planeamiento territorial

Además de realizar el mantenimiento de las infraestructuras públicas, planifica y ejecuta las obras de infraestructura pública previstas en el Plan de Acondicionamiento Territorial y en el Plan de Desarrollo Urbano. Está a cargo de un Gerente que depende jerárquicamente del Gerente Municipal.

Sub gerencia de obras

Ejecutar los proyectos de inversión pública en infraestructuras públicas que cuenten con una declaración de viabilidad y un expediente técnico aprobado.

Sub gerencia de planeamiento urbano y ordenamiento territorial

Emitir certificados para todos los procedimientos que competen a esta área, incluyendo zonificación, alineación, habilitación urbana, licencias de construcción y certificados de compatibilidad de uso.

3.1.9 Servicios y Aplicaciones

Procedimiento constructivo:

- **Construcción de puente peatonal y vehicular**

Puente peatonal y vehicular

Trabajos Preliminares

a) Movilización y desmovilización de maquinaria y equipos

Esta tarea incluye las actividades necesarias para la entrega segura de herramientas y equipos en la obra.

Esta especificación cubre la mano de obra y los costes asociados para la carga y descarga, el montaje y desmontaje según sea necesario, el transporte de las unidades mecánicas y las herramientas que se utilizarán en la construcción de la Obra desde el lugar de origen hasta el lugar de la Obra, y la carga y descarga de las herramientas.

Se utilizarán camiones de plataforma o remolques para transportar la maquinaria pesada por tierra.

b) Topografía y georreferenciación

El Contratista iniciará el replanteo general de la obra y, según sea necesario, realizará los ajustes pertinentes a las circunstancias reales encontradas en el terreno, con base en los planos y levantamientos topográficos del Proyecto, sus referencias y BM. El Supervisor debe evaluar y aprobar el replanteo topográfico, y el Contratista es el encargado de mantener y proteger los marcadores, estacas y monumentos reales erigidos durante toda la fase de levantamiento de la obra.

El Contratista es responsable de instalar los puntos de control topográfico y establecer las coordenadas UTM de cada uno.

El Contratista deberá suministrar trabajadores calificados, las herramientas y suministros esenciales para el replanteo, el referenciación, la documentación, los cálculos y el registro de datos para el control de las actividades a fin de que los trabajos se realicen bajo esta sección.

El supervisor siempre tendrá acceso y control sobre la información relativa a estos trabajos.

Los siguientes elementos forman parte de los trabajos de trazado, topografía y replanteo:

✓ Sección Transversal

El eje de la vía del vano central y del vano de suspensión del puente debe utilizarse como punto de referencia para las secciones transversales del terreno circundante. En las porciones tangentes, la distancia entre las secciones no puede ser superior a 5 m. Los puntos de las secciones transversales deben tomarse con una extensión suficiente para permitir la entrada de taludes de corte y relleno hasta las limitaciones especificadas por el Supervisor. Las porciones también deben ser lo suficientemente largas como para demostrar la presencia de cualquier estructura, cultivo, vías férreas, canales u otras características que puedan ser impactadas por la construcción del puente al estar situadas cerca del curso de la carretera. A partir del eje de la carretera, todas las mediciones de la sección transversal deben disminuirse hasta el horizonte.

✓ Elementos estructurales

Se deben utilizar estacas para fijar los componentes estructurales al suelo. Hay que tener en cuenta lo siguiente:

- Para apreciar el terreno natural, la línea de flujo, la sección del puente y los demás componentes estructurales, se realiza un estudio del perfil del terreno a lo largo del eje de la estructura del puente.
- Aquí se encuentran los puntos de entrada y salida de los componentes de la estructura.
- Deben establecerse los puntos en los que se debe determinar la longitud y las dimensiones de los elementos estructurales.

✓ Pilotes

Las secciones transversales del terreno a lo largo del eje de la carretera deben levantarse cada 5 m para los pilotes previstos. Para posicionar los pilotes de acuerdo con los planos, hay que encontrar las referencias adecuadas y los puntos de control horizontales y verticales.

✓ Zapatas

Para fijarlas a los niveles, taludes y pilotes sobre los que se apoyarán, deben colocarse y estacarse.

✓ Pilares y Estribos

Se tendrán que colocar sobre las zapatas con la nivelación respectiva de modo que los tramos del puente que descansen conserven la horizontalidad de acuerdo a los planos.

Las secciones transversales de los estribos determinarán los cortes y rellenos para su colocación.

✓ Trabajos topográficos intermedios

Los trabajos de replanteo, las estacas referenciadas, el registro de datos y los cálculos necesarios deben llevarse a cabo de forma coherente para permitir la ejecución de los trabajos, la medición y la verificación de las cantidades de trabajo

en cualquier momento a medida que el proyecto de construcción pasa de una fase a otra.

✓ Planos de Replanteo para la Ejecución de Obras

Una vez replanteada la obra, el Contratista deberá elaborar los planos de replanteo para la ejecución del movimiento de tierras y de cada una de las estructuras proyectadas y presentarlos al Supervisor para su aprobación. Sin el consentimiento escrito del Supervisor, el Contratista no podrá iniciar la ejecución de las obras correspondientes. Los planos de replanteo de la explanación sólo podrán recibir una aprobación parcial.

Los planos del trazado estructural deben presentarse junto con las autorizaciones de obra antes de que se construyan las estructuras.

Estructuras y puentes

Los edificios y puentes existentes que deban ser sustituidos en el marco del contrato deberán ser mantenidos por el contratista hasta su completa sustitución, y también deberán ser desmontados por cuenta del contratista.

El Contratista proporcionará estructuras y puentes temporales seguros y estables para garantizar una seguridad adecuada para el tráfico público, de acuerdo con los planos y los documentos del proyecto o según las indicaciones del Supervisor, si la construcción de cualquier estructura requiere la creación de desvíos de tráfico.

Demolición de obras de concreto existentes

El estribo, el muro de contención, la señalización y los postes de alumbrado en los lugares indicados en los documentos del proyecto deben ser demolidos completamente como parte de este trabajo. Se excluye la carga, el transporte, la

descarga y la eliminación final de los materiales de demolición en los lugares especificados en el Proyecto o permitidos por el Supervisor.

Antes de comenzar los trabajos, el Contratista deberá presentar a la Supervisión un plan de trabajo para la demolición de estructuras para su revisión y aprobación.

Estructuras puente peatonal y vehicular

Estribos y pilar

Excavación p/estructuras en material común en seco

Las dimensiones y elevaciones especificadas en los planos y/o por el Supervisor deben ser respetadas al excavar para los cimientos. En el nivel de los cimientos, se debe eliminar cualquier material inadecuado.

De igual manera, se debe lograr una superficie dura, con la aprobación del Supervisor y la verificación de sus propiedades mecánicas por parte del Contratista. Es importante tener cuidado de no cambiar la consistencia del suelo base natural al excavar o nivelar cualquier tipo de suelo. Nunca se deben rellenar los puntos bajos para nivelar el fondo de la cimentación, sino que se deben rebajar los puntos altos.

Antes de ser utilizado, el material de la excavación debe ser retirado y vertido en lugares convenientes que no pongan en peligro la estabilidad de la excavación.

Con la aprobación de la Supervisión, todo el material extraído que no se utilice como relleno deberá ser utilizado en la medida de lo posible en el ensanchamiento de terraplenes, taludes, defensas o nivelación de depresiones del terreno, teniendo en cuenta la capacidad del canal, la estética de los accesos y la construcción de la obra.

Excavación p/estructuras en material común bajo agua

Las dimensiones y elevaciones especificadas en los planos y/o por el Supervisor deben ser respetadas al excavar para los cimientos. En el nivel de los cimientos, se debe eliminar cualquier material inadecuado.

De igual manera, se debe lograr una superficie dura, con la aprobación del Supervisor y la verificación de sus propiedades mecánicas por parte del Contratista. Es importante tener cuidado de no cambiar la consistencia del suelo base natural al excavar o nivelar cualquier tipo de suelo. Nunca se deben rellenar los puntos bajos para nivelar el fondo de la cimentación, sino que se deben rebajar los puntos altos.

De igual manera, se debe lograr una superficie dura, con la aprobación del Supervisor y la verificación de sus propiedades mecánicas por parte del Contratista. Es importante tener cuidado de no cambiar la consistencia del suelo base natural al excavar o nivelar cualquier tipo de suelo. Nunca se deben rellenar los puntos bajos para nivelar el fondo de la cimentación, sino que se deben rebajar los puntos altos.

Solado para zapatas $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$

Coloque las plantillas de piedra con hormigón sobre toda la zona una vez que la excavación esté terminada. Las plantillas deben ser seguras y uniformes, a la vez que deben estar niveladas con el nivel de fondo de cada estructura, tal y como se especifica en su plano individual. Cualquier imperfección que se eleve por encima de esta línea debe ser cortada; nunca se permite el relleno.

Retire cualquier residuo suelto, dañino, orgánico o de otro tipo antes de verter el hormigón. A continuación, si el terreno es rocoso, espolvoree cemento puro y fresco por toda la zona mientras lo rocía con agua para evitar que se formen charcos. El hormigón se moverá y colocará de acuerdo con los requisitos técnicos del mismo.

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El acero de refuerzo debe enviarse en fardos actuales que estén claramente marcados y etiquetados, y cada envío debe ir acompañado de informes de prueba certificados por la fábrica que deben entregarse al supervisor antes de que el material entre en la obra.

Antes y después de la calificación, las barras ASTM-615 y ASTM 706 deben guardarse en lugares diferentes.

Antes de utilizarlas, todas las barras deben estar completamente limpias, es decir, sin polvo, pintura, óxido, grasa u otras sustancias que dificulten su adherencia.

A menos que se especifique lo contrario, las barras deben doblarse en frío según la forma y las dimensiones indicadas en los planos. Los estribos y las barras de unión deben doblarse alrededor de un pivote con un diámetro no inferior al doble del diámetro de la barra, mientras que las demás barras deben doblarse alrededor de un pivote con un diámetro no inferior a seis veces el diámetro de la barra.

Si se utilizan ganchos para fijar las barras, deben tener un radio que sea al menos tres veces el diámetro de la barra y una extensión hasta el extremo libre de al menos 12 diámetros de barra, a menos que los planos especifiquen lo contrario. Para los ganchos de más de 90 grados, el radio debe ser inferior a tres veces el diámetro de la barra y una extensión hasta el extremo libre de al menos cuatro diámetros de barra.

Al rellenar y vibrar el hormigón, toda la armadura debe colocarse exactamente donde se indica en los planos y fijarse firmemente.

Cuando la distancia entre las barras es inferior a 0,30 m en cualquier dirección, deben anudarse alternativamente; en caso contrario, deben atarse en todas las uniones.

Para conseguir los solapamientos libres indicados en los planos sólo se pueden utilizar separadores de mortero o de plástico. La separación entre las barras debe conseguirse mediante el mismo proceso.

Encofrado cara no vista bajo agua

Para el encofrado del puente, el Contratista es responsable de diseñar y crear los planos y especificaciones. Antes del inicio de la construcción, estos planos, junto con quizás sus correspondientes hojas de cálculo, deben ser presentados al Supervisor para su aprobación.

El encofrado debe construirse y diseñarse para soportar plenamente tanto la carga viva durante la construcción como el empuje del hormigón durante el llenado, sin deformarse y teniendo en cuenta las correspondientes contraflexiones en cada situación.

Además del peso propio y la sobrecarga, los diseños deben tener en cuenta un coeficiente de amplificación de impacto igual al 50% del empuje del material que recibirá el encofrado. También deben estar contruidos con materiales adecuados que puedan soportar los esfuerzos solicitados y contar con la aprobación de la Supervisión.

El contratista debe recibir el consentimiento por escrito del "supervisor" antes de comenzar a construir el encofrado. El contratista sigue siendo responsable de asegurarse de que el encofrado será capaz de soportar las cargas a las que estará sometido, incluso después de que se hayan aprobado los planos del encofrado y se haya dado el visto bueno a la construcción.

Las formas angulares entrantes deben achaflanarse, y las que tienen aristas deben rellenarse.

Encofrado cara no vista en seco

Encofrado cara vista en seco

Concreto $f'c=280$ kg/cm² bajo agua

Si la estabilidad del talud lo permite, el hormigón puede verterse directamente en las zapatas sin utilizar encofrados. Cuando el terreno lo permita, es decir, cuando no se produzcan desprendimientos, no será necesario el encofrado.

El vertido no se iniciará hasta que un replanteo preciso haya confirmado la exactitud de la excavación y la solera. Estos materiales se mezclarán mecánicamente, y cada carga de estas operaciones deberá completarse durante al menos un minuto.

Utilice únicamente agua potable o agua pura de buena calidad, sin contaminantes que puedan dañar el hormigón; moje las zanjas antes de llenarlas de hormigón.

Concreto $f'c=280$ kg/cm² en seco

Relleno compactado con material de préstamo seleccionado

Incluye los esfuerzos para rellenar las depresiones del terreno utilizando la cantidad necesaria de material de préstamo para garantizar que los rellenos se realicen con la mayor eficacia posible. Si el ingeniero supervisor no ha dado previamente su aprobación, no se llevarán a cabo los rellenos de las obras de cimentación, instalaciones y otros proyectos. Se utilizará todo lo necesario para el relleno con material de préstamo, que podrá ser compactado manualmente o con equipos.

Relleno con material propio seleccionado

Deben tenerse en cuenta las mismas recomendaciones enumeradas en el apartado "Relleno de estructuras con material de cantera".

Eliminación de material excedente a DME

Consiste en retirar el material de excavación sobrante que se ha considerado inutilizable y que será trasladado, generalmente dentro de los parámetros establecidos por las normas ecológicas, prestando especial atención a que el material no obstruya las riberas de los ríos, no perjudique a las tierras de cultivo, ni suponga un riesgo para terceros. El destino final del material excedente debe seguir las directrices de los planes, el Estudio de Impacto Ambiental, y/o lo que especifique el Supervisor. Con la aprobación del Supervisor, también puede ayudar a la protección de las riberas y al encauzamiento del río.

El material sobrante se sacará, se cargará y se trasladará a los vertederos que el supervisor designe utilizando una pala cargadora y un camión volquete.

Vigas prefabricadas postensadas

Fabricación de vigas prefabricadas segmentadas

El Puente está constituido por una Superestructura por vigas prefabricadas segmentadas (vigas prefabricadas más prelosas).

Para garantizar que las vigas prefabricadas se han fabricado correctamente y de acuerdo con los requisitos técnicos de las estructuras del elemento, las vigas prefabricadas deben estar garantizadas por empresas con experiencia en su fabricación y ejecución. También se deben solicitar documentos de calidad.

Transporte de vigas prefabricadas

Todo el transporte de la estructura prefabricada de hormigón hasta la obra está cubierto por la partida de transporte, incluyendo la carga, la descarga y los seguros necesarios.

Los componentes de la estructura deben mantenerse limpios, secos y protegidos de la intemperie almacenándolos sobre soportes de madera para que no estén en contacto con el suelo.

Montaje de vigas

Los componentes de soporte se instalarán en los estribos del puente en el lugar y nivel adecuados después de que las vigas hayan sido transportadas.

Las vigas principales irán primero en los asientos de los pilares, y luego las vigas de los diafragmas irán en sus posiciones finales, como se muestra en los dibujos. Así es como se montará la estructura en la obra. El estudio se hizo teniendo en cuenta el sistema de colocación de la grúa como forma estándar de ejecución para la colocación de las vigas principales. Con la aprobación del Supervisor, el Contratista debe proporcionar el sistema o enfoque que crea más práctico para utilizar en la obra.

El coste de compensación del sistema de montaje en obra será el que determine el análisis de precios unitarios. Para el Valor Referencial se ha tenido en cuenta el lanzamiento de las vigas con una Grúa Hidráulica Autopropulsada de 127 HP, 90 Ton – 9m.

Vigas capitel

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El acero de refuerzo debe enviarse en fardos actuales que estén claramente etiquetados y rotulados, y cada envío debe ir acompañado de informes de prueba

certificados por la fábrica que deben entregarse al supervisor antes de que el material entre en la obra.

Antes y después de la calificación, las barras ASTM-615 y ASTM 706 deben guardarse en lugares diferentes.

Antes de utilizarlas, todas las barras deben estar completamente limpias, es decir, sin polvo, pintura, óxido, grasa u otras sustancias que dificulten su adherencia.

A menos que se especifique lo contrario, las barras deben doblarse en frío según la forma y las dimensiones indicadas en los planos. Los estribos y las barras de unión deben doblarse alrededor de un pivote con un diámetro no inferior al doble del diámetro de la barra, mientras que las demás barras deben doblarse alrededor de un pivote con un diámetro no inferior a seis veces el diámetro de la barra.

Si se utilizan ganchos para fijar las barras, deben tener un radio que sea al menos tres veces el diámetro de la barra y una extensión hasta el extremo libre de al menos 12 diámetros de barra, a menos que los planos especifiquen lo contrario. Para los ganchos de más de 90 grados, el radio debe ser inferior a tres veces el diámetro de la barra y una extensión hasta el extremo libre de al menos cuatro diámetros de barra.

Al rellenar y vibrar el hormigón, toda la armadura debe colocarse exactamente donde se indica en los planos y fijarse firmemente.

Encofrado cara vista en seco

Para el encofrado del puente, el Contratista es responsable de diseñar y crear diseños y especificaciones. Antes del inicio de la construcción, estos diseños, junto con quizás sus correspondientes hojas de cálculo, deben ser entregados al Supervisor para su aprobación.

El encofrado debe construirse y diseñarse para soportar plenamente tanto la carga viva durante la construcción como el empuje del hormigón durante el llenado, sin deformarse y teniendo en cuenta las correspondientes contraflexiones en cada situación.

Además del peso propio y la sobrecarga, los diseños deben tener en cuenta un coeficiente de amplificación de impacto igual al 50% del empuje del material que recibirá el encofrado. También deben estar contruidos con materiales adecuados que puedan soportar los esfuerzos solicitados y contar con la aprobación de la Supervisión.

El contratista debe recibir el consentimiento por escrito del "supervisor" antes de comenzar a construir el encofrado. El contratista sigue siendo responsable de asegurarse de que el encofrado será capaz de soportar las cargas a las que estará sometido, incluso después de que se hayan aprobado los planos del encofrado y se haya dado el visto bueno a la construcción.

Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Losas, riostras y prelosas

Encofrado cara vista

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Fabricación de prelosas

El Puente está constituido por una Superestructura por vigas prefabricadas segmentadas (vigas prefabricadas más prelosas).

Para garantizar que las preformas se fabrican correctamente y de acuerdo con los requisitos técnicos de las estructuras, su fabricación debe estar garantizada por empresas con experiencia tanto en su fabricación como en su ejecución.

Transporte de prelosas

Todo el transporte de la estructura prefabricada de hormigón hasta la obra está cubierto por la partida de transporte, incluyendo la carga, la descarga y los seguros necesarios.

Los componentes de la estructura deben mantenerse limpios, secos y protegidos de la intemperie almacenándolos sobre soportes de madera para que no estén en contacto con el suelo.

Concreto F'C = 280 kg/cm²

Junta de dilatación poliestireno expandido de 1"

Se deberá colocar en las zonas establecidas en los planos.

Obras de arte

Detalles diversos

Encofrado y desencofrado

Antes de comenzar los trabajos de relleno de hormigón, el contratista debe preparar el encofrado de acuerdo con los planos del proyecto y presentarlos al supervisor para su aprobación.

El encofrado debe construirse para resistir plenamente tanto la carga viva durante la construcción como el empuje del hormigón en el momento del llenado, sin deformarse y teniendo en cuenta los correspondientes contraflujos para cada caso.

Además del peso propio y la sobrecarga, los diseños deben tener en cuenta un coeficiente de amplificación de impacto igual al 50% del empuje del material que recibirá el encofrado. También deben construirse con materiales adecuados para soportar los esfuerzos solicitados y contar con la aprobación de la supervisión. El contratista debe tener el consentimiento por escrito del supervisor antes de comenzar a construir el encofrado. El contratista sigue siendo responsable de asegurarse de que el encofrado será capaz de soportar las cargas a las que estará sometido incluso después de que se haya aprobado el encofrado y se haya dado el visto bueno a la construcción. Los encofrados angulares entrantes deben achaflanarse y los que tienen aristas deben rellenarse.

Concreto $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Junta asfáltica $e=4 \text{ cm}$

Cada 4 metros de longitud de acera se construirán juntas de dilatación transversales. También se tendrán en cuenta las juntas de dilatación longitudinales para las aceras de más de 1,50 metros de ancho; éstas tendrán un espesor de 1/2" y una profundidad igual al espesor de la acera; se sellarán con mezcla asfáltica, según la dosificación indicada en el coste unitario, y la mezcla se compactará en la junta de dilatación a ras de la acera, no alarmándose.

Veredas en puente

Encofrado y desencofrado de veredas

Concreto $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$ para veredas

Junta asfáltica $e=4 \text{ cm}$

Varios

Junta de dilatación metálica

Los perfiles deben recibir dos capas de pintura antioxidante antes de ser instalados. No se permite la pintura en las superficies de acero destinadas a entrar en contacto con el hormigón.

Hay que comprobar que las superficies finales estén rectas y sin pliegues. Para mantener las juntas en el lugar correcto durante la colocación del hormigón, se deben utilizar medidas seguras para ubicarlas en su sitio. Antes de verter el hormigón para la losa del puente o el pretil del pilar, todas las superficies de las juntas de dilatación deben mantenerse libres de aceite, grasa, mortero seco y cualquier otro material extraño mientras se instalan las juntas. A temperatura ambiente, la luz de la abertura de la junta debe coincidir con la indicada en los planos, y se deben tomar medidas para evitar variaciones en la luz. Los tapones de las juntas deben instalarse de la manera y en el lugar indicado en los diseños.

Apoyo de neopreno

Los apoyos de elastómero de neopreno deben producirse de acuerdo con las dimensiones especificadas en los planos del proyecto.

Los soportes se construirán en fábrica con las dimensiones especificadas y se instalarán en sus estribos o pilares con sus superficies superiores permaneciendo en gran parte horizontales para que los principales componentes estructurales de la superestructura puedan colocarse directamente sobre ellos.

La construcción de los soportes puede ser totalmente de neopreno o por capas; la capa inferior y la superior serán ambas de neopreno, alternadas con acero. Las placas de neopreno deben vulcanizarse juntas en los bordes para formar una sola

unidad, por lo que las dimensiones en planta de la placa metálica deben ser 2 cm por lado más cortas que las dimensiones en planta de las placas de neopreno.

Tubos de drenaje

Este trabajo debe realizarse en paralelo al encofrado de la losa del puente por parte del contratista. Los tubos de drenaje deben instalarse en las posiciones finales indicadas en los diseños.

Para evitar el derrame de la mezcla de hormigón durante el vertido, se debe tener cuidado de rellenar los huecos que puedan existir entre los tubos de drenaje y el encofrado. El Supervisor debe autorizar el procedimiento a emplear.

Antes de verter el hormigón para la losa del puente, mientras se colocan los tubos, todas las superficies de los tubos de drenaje deben mantenerse libres de aceite, grasa, mortero seco y cualquier otro material extraño.

Prueba de carga de superestructura

De acuerdo con los planes de prueba suministrados por el Contratista y previamente aprobados por el Ingeniero Supervisor, las cargas de prueba deben ser posicionadas para producir el momento crítico de flexión en el centro del tramo del tablero.

La forma de aumentar la carga también debe seguir el informe aprobado. Todos los cálculos teóricos de las deflexiones (desplazamientos verticales) del tablero en su centro deben incluirse en el mismo informe junto con el módulo de elasticidad teórico del hormigón o del acero.

Para medir los desplazamientos verticales debe utilizarse una precisión de 0,05 mm. Con el fin de reunir información para comparar las deflexiones teóricas ya

calculadas para las mismas cargas con la capacidad de carga del puente, el Contratista y la Supervisión deberán llevar un registro de observaciones.

Arquitectura puente peatonal y vehicular

Revoques, enlucidos y molduras

Consiste en aplicar morteros o pastas en una o varias capas sobre la superficie interior o exterior de estructuras rugosas como muros, paredes, columnas y vigas para revestirlas, producir una superficie protectora o mejorar su aspecto. Las capas pueden ser lisas o texturizadas.

Deben tomarse todas las medidas de seguridad necesarias durante la construcción para evitar que se dañe el yeso terminado.

En las superficies planas, todos los enlucidos y revestimientos deben estar bien acabados y los perfiles deben coincidir con las dimensiones acabadas indicadas en los planos.

La mano de obra y los suministros necesarios deben garantizar que el enlucido se realice correctamente y de acuerdo con el proyecto arquitectónico.

Las superficies en las que se aplicará el yeso se limpiarán y humedecerán primero.

En la mezcla del mortero se debe utilizar la siguiente proporción:

El mortero de cemento y arena en una proporción de 1:5 se utiliza para el acabado y el enlucido.

Estas mezclas se realizan en bandejas de madera que se han limpiado a fondo de todos los restos anteriores.

Para evitar vacíos interiores y conseguir una capa no superior a 2,5 cm, según la uniformidad de los ladrillos, el fratasado se realizará con tiras de la misma mezcla perfectamente alineadas y aplomadas.

Solaqueado de columnas de concreto

También incluye los revoques que utilizan una sola capa de mortero pero que se aplican en dos pasos. En la primera, conocida como "pañeteo", el mortero se proyecta simplemente sobre el paramento tras completar las cintas o maestras sobre las que se pasa una regla. Una vez que el pañeteo se ha secado, se añade una segunda capa para crear una superficie plana y acabada. Después, se prepara la superficie para pintarla.

Los bordes de los derrames expuestos a los impactos deben estar adecuadamente acanalados, y las uniones de las paredes con el techo deben terminar en ángulo recto, a menos que se especifique lo contrario en los diseños. Las uniones de las paredes también deben estar correctamente contorneadas en ángulo.

Solaqueado de vigas de concreto

Solaqueado de muros de concreto

Revestimiento de terrazo pulido color blanco en bancas corridas

Para lograr los niveles mostrados en los planos, el acabado se hará con una mezcla de cemento y arena y acabado frotado, con un espesor mínimo de 1".

Según el diseño mostrado en los planos, cada grada estará protegida por una protección de borde de aluminio antideslizante en toda su longitud.

Revestimiento de terrazo pulido color blanco en sardinel peraltado

Revestimiento de terrazo pulido color negro en sardinel peraltado

Pisos y pavimentos

Piso de terrazo color blanco

Se considerará las mismas especificaciones para la ejecución de veredas y el acabado será dado con la herramienta llamada frotacho.

Cubiertas

Suministro e instalación de cubierta de policarbonato de 8mm - color a definir

Comprende el suministro, instalación y fijación cobertura plancha de policarbonato alveolar titán de 8 mm, para tribuna.

Suministro e instalación de unión con perfil tipo H de policarbonato de 8mm

Comprende el suministro, instalación y fijación perfil H de policarbonato para protección en borde de cobertura, para tribuna.

Suministro e instalación perfil tipo C de policarbonato de 8mm

Comprende el suministro, instalación y fijación perfil C de policarbonato para protección en borde de cobertura, para tribuna.

Carpintería de madera

Tablero de madera tornillo (e=2") para asiento de banca corrida

Se especifican los mismos procedimientos indicados para puertas de madera.

El constructor deberá incluirlos en el costo global de su oferta teniendo en cuenta su ejecución en madera de caoba nacional seleccionada y seca y cerrajería mayor y menor cromada en todos aquellos ambientes donde la distribución de los equipos indique muebles permanentes, de tipo superior o mostrador. Los tableros

deberán ser producidos a partir de láminas de melamina y pre moldeados con las calidades indicadas en los planos.

Las dimensiones básicas para presupuestar serán:

Para tipo mostrador ancho 0.60 m - alto 0.95 m

Muebles altos, serán de 0.30 m de profundidad y 0.60 m de alto.

Todos los muebles tendrán fondo propio de madera caoba nacional.

Carpintería metálica

Angulo de acero galvanizado de 50 x 50 x 2.5mm

Todos los elementos metálicos que no tienen una finalidad estructural o resistiva se incluyen en el cómputo de esta partida. La carpintería metálica, que comprende puertas, ventanas y otras estructuras creadas con perfiles únicos y chapas de acero, etc., es el subconjunto más significativo de este género. También se incluye la carpintería metálica, o componentes realizados con perfiles típicos de hierro como barras cuadradas y redondas, placas, etc.

Correa de acero galvanizado prefabricado según detalle c/plancha 1/4"

Anclaje de correa galvanizada a viga de concreto

Tubo circular de 3" de acero inoxidable AISI 316 – barandas

Tubo circular de 2" de acero inoxidable AISI 316 – baranda

Tubo circular de 1" de acero inoxidable AISI 316 – barandas

Anclaje de tubo de acero inoxidable de 3"- barandas

Anclaje de tubo de acero inoxidable de 2"- barandas

Pintura

Esta partida consiste en todos los suministros y la mano de obra necesarios para completar el trabajo de pintura en la obra (paredes, techos, vigas, zócalos, revestimientos, carpintería general, etc.).

La pintura es una sustancia que, tras ser aplicada en capas finas y con diversos fines, se solidifica a partir de la combinación de uno o varios pigmentos, con o sin cargas y otros ingredientes uniformemente dispersos, y un medio. Es un método de higiene que permite conseguir superficies lisas, limpias y brillantes con propiedades asépticas, un método de ornamentación de suma importancia y un método de señalización e identificación de bienes y servicios. Es un método de protección contra los agentes corrosivos de la intemperie y el tiempo.

La pintura que se va a utilizar debe sacarse de su envase original y utilizarse sin manipulación alguna, respetando siempre las instrucciones dadas por los creadores del producto.

Pintado esmalte de tráfico color blanco en pavimento – símbolos

Pintura esmalte de tráfico color blanco en pavimento - línea peatonal

Pintura esmalte de tráfico color blanco en pavimento - línea continua

Pintura esmalte de tráfico color ladrillo en pavimento – ciclovia

Pintura esmalte de tráfico color ámbar en veredas

Pintura esmalte de tráfico color ámbar en muros

Pintura en carpintería de madera

pintura en carpintería de metálica

Pintura artística en mural de 4.00 m. x 2.50 m.

Limpieza general después de pintado.

CAPITULO IV

DISEÑO METODOLÓGICO

4.1 Tipo y diseño de Investigación

Investigación de tipo aplicada.

Según Zorrilla (1993:43) "Guarda íntima relación con la básica, pues depende de los descubrimientos y avances de la investigación básica y se enriquece con ellos, pero se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias prácticas de los conocimientos. La investigación aplicada busca el conocer para hacer, para actuar, para construir, para modificar".

Tipo de diseño descriptivo no experimental.

Según Kerlinger (1979, p. 116). "La investigación no experimental o *expost-facto* es cualquier investigación en la que resulta imposible manipular variables o asignar aleatoriamente a los sujetos o a las condiciones".

4.2 Método de Investigación

Método de investigación del trabajo de suficiencia es del método científico.

Según Tamayo (2012), "El método científico es un conjunto de procedimientos por los cuales se plantean los problemas científicos y se ponen a prueba las hipótesis y los instrumentos de trabajo investigativo" (p.30).

4.3 Población y Muestra

Población:

Para Hernández Sampieri, "una población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones" (p. 65). Lo que se estudia es el fenómeno completo, en el que cada entidad de la población comparte una característica, y esto es lo que da lugar a los datos de la investigación.

Muestra:

Para Ander – Egg (citado por Tamayo y Tamayo 1998 Pág. 115). La muestra es un conjunto de procedimientos utilizados para investigar cómo se distribuyen diversas características en la totalidad de una población, universo o colectivo, a partir de la observación de un subconjunto de la población considerada.

4.4 Lugar de Estudio

Ubicación del Proyecto

Ubicación Geográfica

ESTRIBO IZQUIERDO

- UTM Este : 503218.489 E
- UTM Norte : 8586689.646 N
- Altitud : 3686.311 msnm

ESTRIBO DERECHO

- UTM Este : 503208.888 E
- UTM Norte : 8586662.460 N
- Altitud : 3686.326 msnm

Ubicación Política

- Localidad : Huancavelica
- Distrito : Huancavelica

- Provincia : Huancavelica
- Departamento/ región : Huancavelica

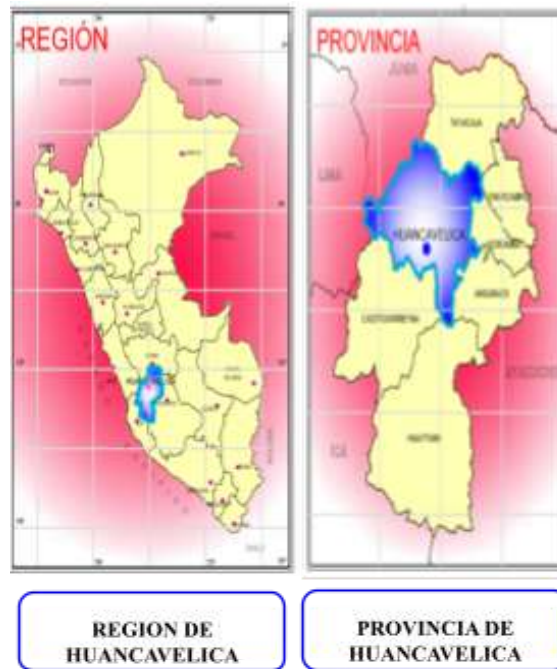


Grafico 4.1: ubicación
Fuente: Elaboración Propia



*Grafico 4.2: Vista espacial de ubicación de puente L=30.00 ml
Fuente: Elaboración Propia*

4.5 Técnica e Instrumentos para la recolección de la información

Técnica:

Según Gutiérrez F. (2002) la define como “la habilidad para hacer uso de procedimientos y recursos. Significa cómo hacer algo. Es el procedimiento que adoptan el docente y los alumnos durante el proceso de enseñanza y aprendizaje”.

Instrumentos para la recolección de la información:

De acuerdo a Hernández, Fernández y Baptista (Ob. Cit.) define el instrumento como “aquel que registra datos observables que representan verdaderamente a los conceptos o variables que el investigador tiene en mente”. En otras palabras, ofrece la mejor posibilidad de una representación fiel de las variables que se van a estudiar. Se da por supuesto que el instrumento debe familiarizar al investigador con la realidad de los sujetos.

4.6 Análisis y Procesamiento de datos

Para el trabajo de suficiencia profesional el análisis y procesamiento de datos se realizó con la recolección de información después resumirlo en gráficas y tablas, utilizando las partes más importantes para tener una fácil comprensión.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Conclusión general:

En conclusión, se creó el puente peatonal y vehicular entre jr. Sinchi Roca y Malecón Santa Rosa del distrito de Huancavelica, provincia y departamento de Huancavelica, efectuándose lo siguiente:

Conclusiones específicas:

a) La creación del puente peatonal y vehicular está ubicado en el distrito, provincia y región de Huancavelica, las coordenadas geográficas son de $74^{\circ}40'18''$ a $75^{\circ}34'38''$ de longitud oeste y de $12^{\circ}22'05''$ a $13^{\circ}11'25''$ de latitud sur, su territorio abarca desde los 2,700 m.s.n.m. hasta los 5500 m.s.n.m., el puente unirá ambos malecones de forma transversal al Rio Ichu, topografía accidentada, clima frio lluvioso, la precipitación acumulada es de 765.2 m, la temperatura promedio mensual máxima es de 13°C , , está comprendida en puente de 30.00 ml de luz con un ancho total de 16.00 ml., tiene como límites puente tipo viga losa.

b) En el estudio de suelos en base a las evaluaciones de campo el área está comprendida por dos grandes grupos, las rocas intrusivas y los depósitos sedimentarios. En las calicatas C1 y C2 se aprecia un depósito aluvial compuesto por un primer estrato de grava pobremente gradada con arena (GP), compacidad media a baja, segundo estrato al parecer compuesto por arena limosa con grava (SM), no se aprecia compacidad. Ambas con una profundidad máxima de 1.5 m y NF superficial entonces se recomienda una cimentación del tipo superficial al no reconocer un estrato firme a profundidad. En el trabajo topográfico en total se obtuvo 03 estaciones topográficas y 03 BMs. En el estudio Hidráulico la Socavación total del Estribo Izquierdo es 2.170, el Estribo Derecho 2.170 y el Pilar intermedio es 2.550. En el estudio sísmico se concluye que la aceleración máxima A_s , es 0.44. Por lo tanto, se considera al sitio una zona de alta sismicidad entonces es necesario utilizar topes sísmicos que permitan liberar la energía sísmica en elementos infinitamente rígidos como los estribos. El estudio de tráfico en base a los resultados obtenidos de IMDa, se calculó y proyectó los ejes equivalentes para una vida útil de 20 años, siendo el 2022 inicio de operaciones (año 01).

c) Para el cálculo de los elementos estructurales se ha tenido en cuenta el manual de puentes MTC 2018 y la AAHSTO LRFD 2017, lo que ha llevado a las siguientes actuaciones: Vigas pretensadas de 0,50 m de altura que soportan una losa de 0,15 m de espesor conforman el tipo de estructura. El número total de vigas pretensadas en todo el puente es de 26 und; la calzada tiene un ancho de 6,00 m; hay 2 und carriles; la vía tiene un ancho de 3,00 m; la acera tiene un ancho de 1,20 m; y hay 6,30 m para la estancia de los peatones; moqueta rígida de asfalto (hormigón) con un espesor máximo de pico de 6 cm; HL-93 es una sobrecarga de diseño. Esta carga se eligió después de interactuar con la población y determinar que el puente

debía soportar tanto cargas grandes como ligeras; Subestructura: Un pilar central y dos estribos de poca profundidad; Tanto la aproximación derecha como la izquierda tienen pavimento rígido (losas de aproximación) con un ancho de calzada de 18,00 metros.

5.2 Recomendaciones

a) Se recomienda que los datos para la estructura sean recolectados de manera precisa utilizando técnicas y métodos válidos.

b) Se recomienda hacer los estudios necesarios cumpliendo con las normas y especificaciones relativas de la estructura con el fin de garantizar el resultado y la toma de decisiones en campo para prevenir alguna falla.

c) Para el cálculo estructural se recomienda que sea llevado a cabo de manera óptima ya que su principal función es generar estabilidad en la estructura por medio del buen uso de los materiales y su diseño.

CAPÍTULO VI

GLOSARIO DE TÉRMINOS y REFERENCIAS

6.1 Glosario de Términos

A

- *Análisis Granulométrico por tamizado:* Con la ayuda de la granulometría, es posible examinar y determinar el tamaño de los sedimentos y las partículas presentes en una muestra, así como calibrar su importancia en relación con el porcentaje de suelo que componen. La granulometría permite estudiar y conocer el tamaño de las partículas y sedimentos presentes en una muestra, y medir la importancia que tendrán según la fracción de suelo que representen.

C

- *Corte Directo:* La técnica conocida como ensayo de cizallamiento directo se utiliza para determinar las propiedades de un material bajo la influencia de varias cargas, como la cohesión y el ángulo de fricción interna, con el fin de determinar las tensiones de fallo del material.

- *Compactación Proctor Modificado*: Sirve de guía para el control de calidad de la compactación en obra y se utiliza para calcular la relación entre la densidad seca y la humedad de compactación de los materiales que se utilizarán en las capas de nivelación y pavimento.
- *Cargas permanentes*: Son provocadas por el peso de los distintos componentes que conforman el puente. A efectos de la aplicación de esta instrucción, se dividen en dos categorías: peso propio y cargas muertas.
- *Contra flecha de vigas*: Una viga recibe un contra eje, que es una ligera curva convexa, para tener en cuenta cualquier deflexión que pueda producirse debido al peso de la propia viga o al uso de técnicas de pretensado o postensado.

D

- *Diseño a flexión*: Observando los diagramas de tensión-deformación de los elementos que componen la sección, las vigas de hormigón armado pueden doblarse de forma sencilla.

E

- *Ensayo triaxial*: Debido a su complejidad ningún ensayo será suficiente para determinar todos los factores cruciales el ensayo triaxial es el método más adaptable y exitoso en el estudio de las propiedades de tensión-deformación de los suelos dentro de los estudios geotécnicos.
- *Ensayo de compresión simple*: Para el ensayo de compresión directa se requiere un suelo coherente y una muestra intacta. Se trata de romper una muestra de suelo NO COHERENTE ($\phi = 0$). Los resultados son la curva tensión-deformación y la resistencia a la compresión directa.

- *Ensayo contenido de Humedad:* Este método de ensayo se aplica a la medición del contenido de humedad por masa en suelos, rocas y otros materiales similares en laboratorios en los que la pérdida de agua durante el secado da lugar a una reducción de la masa. Para determinar el contenido de agua de la muestra mediante este método de ensayo, se necesitan varias horas de secado.
- *Ensayos de sales y Sulfatos:* En este método de ensayo se crea y establece un procedimiento analítico de cristalización para conocer la cantidad de agregados pétreos utilizados en bases estabilizadas y mezclas asfálticas que contienen cloruro y sulfato solubles en agua.
- *Efecto sísmico:* Un terremoto puede provocar corrimientos de tierra, incendios, olas sísmicas y temblores de tierra, además de interrumpir los servicios esenciales y causar pánico y conmoción psicológica.
- *Estribo:* El componente estructural de un puente, el estribo, es donde se apoya el tablero en ambos extremos.

I

- *Infraestructura:* El conjunto de instalaciones, servicios y herramientas técnicas que apoyan el crecimiento de las actividades se denomina infraestructura.

L

- *Límites de Consistencia:* Los límites de consistencia se basan en la idea de que los suelos finos pueden existir en la naturaleza en una variedad de estados dependiendo de su composición y contenido de agua.

M

- *Modelos de bielas:* Un componente de la máquina que transmite el movimiento longitudinalmente entre dos elementos de un mecanismo es una biela. En ella se aplican esfuerzos de tracción y compresión.
- *Modelo en csi bridge:* Para satisfacer las necesidades de los profesionales de la ingeniería, este software totalmente independiente combina las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo.

P

- *Puente vehicular:* Se trata de un diseño que permite pasar una vía por encima de obstáculos naturales o de otro tipo, permitiendo su eliminación.
- *Puente peatonal:* Un puente peatonal es una construcción que permite a las personas atravesar cursos de agua, carreteras o valles de montaña.

S

- *Superestructura:* La parte de una construcción que está por encima del nivel del suelo se llama superestructura. Por lo tanto, es diferente de la infraestructura.
- *Sardineles:* Los sardineles son esos pequeños muros que a veces se ven en medio de las calzadas de las ciudades o junto a las aceras. Cumplen diversas funciones, como separar el tráfico entre vehículos y peatones.
- *Subestructura:* La parte del edificio que está bajo tierra se denomina subestructura. El peso del edificio se reparte entre la subestructura y el suelo que hay debajo. En consecuencia, la superestructura se construye a ras de la superficie.

6.2 Libros

- DGCF. (2003). *“Dirección general de caminos y ferrocarriles.*
- Peralta F. J. (2018). *“Diseño estructural de puentes peatonales sobre autopista Pimentel – Chiclayo”.*
- Manrique E. S. (2004). *“Guía para el diseño de puentes con vigas y losas”.*
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *“Manual de Puentes”.*
- Acevedo L. V. (2015). *“Diseño de un puente con estructura de acero”.*

6.3 Electrónica

- DGCF. (2003). *“Dirección general de caminos y ferrocarriles”.*
http://www.carreteros.org/hispana/peru/09_peru.pdf
- Peralta F. J. (2018). *“Diseño estructural de puentes peatonales sobre autopista Pimentel – Chiclayo”* (tesis de pregrado) obtenido de Universidad Señor de Sipan:
<https://repositorio.uss.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12802/4570/%20Peralta%20Peralta.pdf?sequence=1>
- Manrique E. S. (2004). *“Guía para el diseño de puentes con vigas y losas”* (Tesis pregrado) obtenido de la Universidad de Piura:
https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/1364/ICI_112.pdf
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *“Manual de Puentes”.*
https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf
- Acevedo L. V. (2015). *“Diseño de un puente con estructura de acero”* (Tesis pregrado) obtenido de la Pontificia Universidad Católica del Perú:
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6302/AC>

EVEDO_V%c3%8dCTOR_DISE%c3%91O_PUENTE_ANEXOS.pdf?sequence=2&isAllowed=y

CAPÍTULO VII

ÍNDICES

7.1 Índices de Gráficos

Grafico 1.1: Proyectos similares ejecutados por la empresa.....	12
Fuente: (municipalidad provincial de Huancavelica, 2022)	
Grafico 3.1: Vehicular.....	19
Fuente: Expediente Técnico	
Grafico 3.2: Respuesta.....	23
Fuente: expediente técnico	
Grafico 3.3: Factores para cargas permanentes.....	25
Fuente: Expediente técnico	
Grafico 3.4: Factores de Modificación de respuesta R para sub-estructuras	27
Fuente: Expediente Técnico	
Grafico 3.5: Planta del Proyecto.....	29
Fuente: Expediente técnico	
Gráfico 3.6: cargas de veredas.....	30
Fuente: Expediente Técnico	
Gráfico 3.7: barandas.....	30
Fuente: Expediente Técnico	
Grafico 3.8: carga de superficie de rodadura.....	30
Fuente: Expediente Técnico	
Grafico 3.9: sobrecarga vehicular.....	31
Fuente: Expediente Técnico	
Grafico 3.10: nomenclatura de vigas.....	31
Fuente: Expediente Técnico	

Grafico 3.11:	Combinación	de	servicio	
II.....				33
Fuente: Expediente técnico				
Grafico 3.12:	combinación	de	resistencia	
II.....				36
Fuente: Expediente técnico				
Grafico 3.13:	combinación	de	resistencia	
I.....				38
Fuente: Expediente técnico				
Grafico 3.14:	perdidas en el pre esfuerzo			39
Fuente: Expediente técnico				
Grafico 3.15:	diseño de losa			43
Fuente: Expediente Técnico				
Grafico 3.16:	diseño	de		
neopreno.....				44
Fuente: expediente técnico				
Grafico 3.17:	espectro	de		
respuesta.....				47
Fuente: expediente técnico				
Grafico 3.18:	longitud mínima de apoyo			48
Fuente: expediente técnico				
Grafico 3.19:	losa de aproximación			51
Fuente: expediente técnico				
Grafico 3.20:	Diseño	de	estribo	
derecho.....				72
Fuente: expediente técnico				
Grafico 3.21:	diseño	de	estribo	
izquierdo.....				73
Fuente: expediente técnico				
Grafico 3.22:	diseño	de		
columnas.....				73
Fuente: expediente técnico				
Grafico 3.23:	organigrama	de	la municipalidad provincial de Huancavelica	78
Fuente: google				
Grafico 3.24:	planificación	del		
proyecto.....				81
Fuente: expediente técnico				
Grafico 4.1:			ubicación	106
Fuente: Expediente Técnico				
Grafico 4.2:	Vista espacial	de	ubicación de puente L=30.00 ml	107
Fuente: Expediente técnico				

7.2 Índice de Tablas

TABLA	3.1:
Normatividad.....	17
Fuente: Normas Aplicadas	
TABLA 3. 2: Presencia Múltiple de sobrecarga.....	19
Fuente: Expediente Técnico	

TABLA 3.3: Momento positivo.....38
Fuente: expediente técnico

TABLA 3.4: Momento negativo.....39
Fuente: expediente técnico

TABLA 3.5: Refuerzo vertical.....42
Fuente: expediente técnico

7.3 Índice de Fotos

Foto 7.1: Vista Proyectada del Puente.....121
Fuente: Expediente técnico

Foto 7.2: Vista del Área del puente actual.....121
Fuente: Expediente técnico

Foto 7.3: Vista del área del proyecto.....122
Fuente: Expediente técnico

7.4 Índice de Direcciones Web

http://www.carreteros.org/hispana/peru/09_peru.pdf

<https://repositorio.uss.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12802/4570/%20Peralta%20Peralta.pdf?sequence=1>

https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/1364/ICI_112.pdf

https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf

https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6302/ACEVEDO_V%c3%8dCTOR_DISE%c3%91O_PUENTE_ANEXOS.pdf?sequence=2&isAllowed

≡

CAPÍTULO VIII

ANEXOS

ANEXO 1 – Presupuesto de obra.

RESUMEN DE PRESUPUESTO			
Proyecto:		CREACION DEL PUENTE PEATONAL Y VEHICULAR ENTRE JR. SINCHI ROCA Y MALECON SANTA ROSA DEL DISTRITO DE HUANCVELICA - PROVNCIA DE HUANCVELICA - DEPARTAMENTO DE HUANCVELICA	
DISTRITO	: HUANCVELICA	MESES DE EJECUCION	6.00
PROVINCIA	: HUANCVELICA		
FECHA	: FEBRERO -2022		
DESCRIPCION			COSTO EXPEDIENTE TECNICO
CONSTRUCCION DEL PUENTE			
01	PAVIMENTO		SI. 2,575,611.60
01.01	PUENTE PEATONAL Y VEHICULAR	SI. 2,493,231.14	
01.02	CONTROL DE CALIDAD	SI. 15,694.40	
01.03	FLETE TERRESTRE	SI. 35,416.87	
01.04	VINCULADOS DEL PROYECTO	SI. 31,269.19	
02	IMPACTO AMBIENTAL		SI. 101,899.72
02.01	IMPACTO AMBIENTAL	SI. 101,899.72	
03	CAPACITACIÓN		SI. 4,000.00
03.01	CAPACITACION PARA MANTENIMIENTO Y CONSERVACION DE PISTAS, VEREDAS Y PUENTE	SI. 4,000.00	
PRESUPUESTO COSTO DIRECTO			SI. 2,681,511.32
CD	COSTO DIRECTO		SI. 2,681,511.32
GG	GASTOS GENERALES	9.17%	SI. 245,840.44
UTI	UTILIDAD	7.00%	SI. 187,705.79
ST	SUB TOTAL DE OBRA		SI. 3,115,057.55
IGV	IGV	18.00%	SI. 560,710.36
PO	PRESUPUESTO TOTAL DE OBRA		SI. 3,675,767.91
ET	COSTO DE EXPEDIENTE TECNICO		SI. 123,542.46
S	SUPERVISION	5.26%	SI. 193,346.00
P_T	PRESUPUESTO TOTAL DEL PROYECTO		SI. 3,992,656.37
P	COSTO DE OBRA SEGÚN PERFIL TECNICO VIABLE		SI. 2,064,633.34
SS	SENSIBILIDAD		93.38%

ANEXO 2 – panel fotográfico



Foto 7.1: Vista proyectada del puente
Fuente: Expediente técnico



Foto 7.2: Vista del Área del puente actual
Fuente: Expediente técnico



Foto 7.3: Vista del área del proyecto
Fuente: Expediente técnico