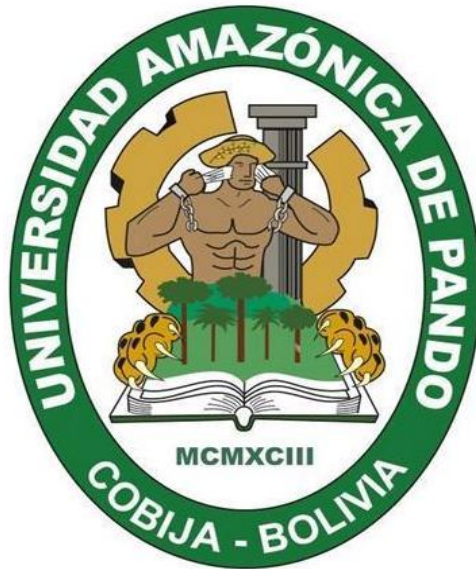


UNIVERSIDAD AMAZÓNICA DE PANDO
ÁREA DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO DE GRADO

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR DE TRAMOS CONTINUOS SOBRE EL RIO ACRE (BOLPEBRA – ASSIS BRASIL)”

PROYECTO DE GRADO PRESENTADO PARA OBTENER EL TÍTULO ACADÉMICO DE LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

Postulante: Univ. Grover Wilder Choque Mendoza
Tutor: Ing. Fabricio Ocampo Vedia
Asesor: Ing. Vladimir Freddy Bellot Mallea

Cobija – Pando – Bolivia

2025

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por su amor incondicional, su constante apoyo y por ser ejemplo de esfuerzo, perseverancia y dedicación. Gracias por creer siempre en mí.

A la Universidad y a la carrera de Ingeniería Civil, por haberme proporcionado una formación integral, tanto académica como humana.

A mis docentes, quienes con vocación y compromiso sembraron en mí los conocimientos y principios que hoy me guían como futuro profesional.

Mi más sincero agradecimiento al Ing. Fabricio Ocampo Vedia, tutor de este proyecto de grado, por su valiosa orientación, confianza y guía técnica a lo largo del desarrollo del mismo. Su experiencia y dedicación fueron fundamentales en cada etapa del trabajo.

Al Ing. Vladimir Freddy Bellot Mallea, asesor de este proyecto, por sus aportes, observaciones y constante disposición para colaborar y fortalecer el contenido técnico del trabajo.

A los miembros del tribunal, Ing. Jhon Karold Perez Cerezo e Ing. Jaime Neil Flores Zambrana, por su tiempo, criterios profesionales y sugerencias que contribuyeron significativamente al enriquecimiento y mejora de este proyecto.

A mis compañeros y amigos, con quienes compartí aprendizajes, desafíos y experiencias inolvidables a lo largo de toda la carrera de igual modo de una u otra manera a todas las personas que fueron parte de este proceso.

DEDICATORIA

A ese universitario que comenzó esta
carrera con sueños, temores e ilusiones.
Por nunca rendirse, por seguir adelante
cuando parecía más fácil detenerse, este
logro es para él.

RESUMEN

El presente proyecto de grado se enfoca en el diseño estructural de un puente vehicular de tramos continuos, ubicado sobre el río Acre, en el tramo que conecta Bolpebra (Bolivia) con Assis Brasil (Brasil). El diseño fue desarrollado conforme a los requerimientos de la norma AASHTO LRFD 2004, integrando de forma rigurosa múltiples disciplinas de la ingeniería civil.

Se realizaron trabajos de levantamiento topográfico, acompañados de estudios hidrológicos e hidráulicos para caracterizar el comportamiento del cauce y definir parámetros de diseño para eventos extremos. Asimismo, se llevaron a cabo estudios geotécnicos mediante perforaciones, ensayos de campo y laboratorio, permitiendo definir las condiciones del subsuelo y el tipo de cimentación más adecuado.

El eje central del proyecto fue el cálculo estructural de vigas postensadas, diseñadas para resistir esfuerzos combinados de flexión y cortante, optimizando el uso de materiales y mejorando el desempeño del sistema ante cargas de servicio durante su vida útil. El diseño contempla el análisis de momentos isostáticos, las pérdidas de pretensado, las fases constructivas y los efectos del postensado en el comportamiento del puente.

El resultado es una solución estructural eficiente, segura y adaptada a las condiciones locales, cumpliendo con los estándares técnicos internacionales y los criterios de durabilidad y servicio exigidos en obras de infraestructura vial.

PALABRA CLAVE: Integración, desarrollo, tecnología, precisión, eficiencia, superestructura.

ABSTRACT

This graduate project focuses on the structural design of a continuous span vehicular bridge located over the Acre River, on the stretch connecting Bolpebra (Bolivia) with Assis Brasil (Brazil). The design was developed in accordance with the requirements of the AASHTO LRFD 2004 standard, rigorously integrating multiple disciplines of civil engineering. Topographic surveys were conducted, accompanied by hydrological and hydraulic studies to characterize the behavior of the riverbed and define design parameters for extreme events. Additionally, geotechnical studies were carried out through drilling, field tests, and laboratory tests, allowing for the definition of subsurface conditions and the most suitable type of foundation.

The central axis of the project was the structural calculation of post-tensioned beams, designed to withstand combined bending and shear stresses, optimizing the use of materials and improving the system's performance under service loads during its useful life. The design includes the analysis of hyperstatic moments, loss of prestress, constructive phases, and the effects of post-tensioning on the behavior of the bridge.

The result is an efficient, safe structural solution adapted to local conditions, complying with international technical standards and the durability and service criteria required for road infrastructure works.

KEY WORD: Integration, development, technology, precision, efficiency, superstructure.

INDICE GENERAL

1	INTRODUCCION DEL PROYECTO	1
1.1	Introduccion	1
1.2	Antecedentes	1
1.2.1	Ubicación del proyecto	3
1.3	Planteamiento del problema	4
1.4	Objetivos	5
1.4.1	Objetivo general	5
1.4.2	Objetivos específicos	5
1.5	Justificación	6
1.5.1	Justificación técnica	6
1.5.1	Justificación social	7
1.6	Metodología y herramientas utilizadas	8
1.6.1	Recolección de datos topográficos	8
1.6.2	Recolección de datos hidráulicos e hidrológicos	8
1.6.3	Recolección de datos geotécnicos	8
1.6.4	Calculo y diseño estructural	9
1.6.5	Elaboración de planos constructivos	9
1.7	Alcances	10
2	MARCO TEORICO DEL PROYECTO	12
2.1	Hormigón preesforzado	12
2.2	Hormigón postensado	12
2.3	Partes o componentes de un puente	13
2.4	Superestructura	13
2.5	Infraestructura	14
2.5.1.1	Fundaciones profundas	15
2.6	Factores modificadores de carga	15
2.6.1	Factor de modificación de carga (η)	15
2.6.2	Factor relacionado con la ductilidad (ηD)	15
2.6.3	Factores relacionados con la Redundancia (ηR)	16
2.6.4	Factores relacionados con la Importancia Operativa (ηI)	16
2.7	Combinaciones de carga	17

2.8	Cargas.....	18
2.8.1	Cargas permanentes.....	18
2.8.2	Cargas Transitorias	19
2.8.2.1	Camión de diseño (HL- 93)	20
2.8.2.2	Tándem de diseño	21
2.8.2.3	Carga de carril de diseño	21
2.8.2.4	Fuerzas de frenado	21
2.9	Incremento por carga dinámica.....	21
2.10	Factor de presencia múltiple	22
3	MARCO METODOLOGICO DEL PROYECTO	23
3.1	ENFOQUE CUANTITATIVO	23
3.2	ESTUDIO TOPOGRAFICO	23
3.2.1	Topografía.....	23
3.2.2	Equipos de topografía	25
3.2.3	Coordenadas geográficas de partida	26
3.2.4	Metodología del levantamiento topográfico	27
3.2.5	Trabajo de campo y gabinete	28
3.3	ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA	30
3.3.1	Estudio hidrológico.....	30
3.3.2	Características morfológicas de la cuenca	30
3.3.3	Obtención de los datos hidrológicos	32
3.3.4	Determinación de las curvas PDF	33
3.3.5	Determinación de las curvas IDF	34
3.3.6	Periodo de retorno de diseño.....	35
3.3.7	Tiempo de concentración.....	36
3.3.8	Caudal de diseño	37
3.4	ESTUDIO HIDRAULICO DEL FLUJO	38
3.4.1	Estudio hidráulico.....	38
3.4.2	Numero de Manning	38
3.4.3	Metodología aplicada para el diseño hidráulico	39
3.4.4	Niveles máximos de agua	40
3.4.5	Socavación.....	40
3.4.5.1	Socavación por contraccion	40

3.4.5.2	Socavación local en pilas	41
3.4.5.3	Socavación local en estribos	43
3.4.5.4	Socavación de diseño adoptadas	44
3.5	ESTUDIO GEOTECNICO DEL SUELO	45
3.5.1	Estudio geotécnico	45
3.5.2	Ubicación y descripción del lugar de ensayo geotécnico	45
3.5.3	Ensayos de suelos	46
3.5.4	Ensayos en laboratorio	48
3.5.5	Alcances del trabajo	49
3.5.6	Resultados de los ensayos	50
3.5.7	Estudios de sondeo eléctrico verticales	51
3.5.8	Resultados	52
3.5.9	Conclusiones generalaes	53

4 DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA..... 54

4.1	DISEÑO DEL TABLERO	54
4.1.1	Ancho de calzada	54
4.1.2	Determinación del número y espaciamiento de las vigas	54
4.1.3	Fracción de cargas	54
4.1.4	Número de carriles Art. 3.6.1.1.1	55
4.1.5	Espesor mínimo de tablero para tramos continuos Art. 9.7.1.1	55
4.1.6	Diseño de losa del tablero	56
4.1.6.1	Momentos flectores generados por las cargas permanentes y el asfalto	56
4.1.6.2	Momentos flectores generados por la carga viva vehicular Art 4.6.2.1.3	58
4.1.6.3	Cargas críticas del camión de diseño Art 3.6.1.2.2	58
4.1.6.4	Momento negativo por carga peatonal Art. 3.6.1.6.....	61
4.1.6.5	Resumen de las solicitudes en el tablero	62
4.1.6.6	Análisis de combinaciones de cargas Art. 1.3	62
4.1.7	Momentos flectores de diseño mediante el programa csi bridge v23	63
4.1.8	Calculo de las armaduras positivas del tablero	64
4.1.8.1	Armadura mínima positiva	65
4.1.8.2	Armadura de distribución	66
4.1.9	Calculo de armaduras negativas del tablero	66

4.1.9.1	Armadura mínima negativa	67
4.1.9.2	Armadura por retracción y temperatura	67
4.1.10	Diseño de las armaduras en el volado	68
4.1.10.1	Armadura mínima en el volado	69
4.1.10.2	Armadura por retracción y temperatura en el volado	69
4.1.11	Esquema de armado del tablero	69
4.2	DISEÑO DE LA VIGA POSTENSADA.....	70
4.2.1	Condiciones de diseño	70
4.2.2	Materiales	70
4.2.3	Acero de refuerzo.....	70
4.2.4	Selección de número de carriles Art. 3.6.1.1.1	70
4.2.5	Predimensionamiento geométrico de la sección transversal de la viga postensada	71
4.2.6	Espesores mínimos de la viga Art. 5.14.1.2.2	72
4.2.7	Espesor de tablero Art 9.7.1.1	72
4.2.8	Profundidad mínima de la viga más el tablero Art 2.5.2.6.3-1	72
4.2.8.1	Parámetros de rigidez longitudinal Art. 4.6.2.2.1-1	72
4.2.8.2	Factores de distribución para momentos Art. 4.6.2.2.1-1	73
4.2.8.3	Cálculo de los momentos debido a la carga viva, carga de carril más impacto	75
4.2.9	Utilizando los factores de distribución	76
4.2.10	Cálculo de momentos debido a la carga muerta – viga exterior.....	76
4.2.11	Propiedades de la sección compuesta.....	77
4.2.12	Determinación de preesfuerzo final	79
4.2.13	Verificación previa de resistencia	81
4.2.14	Evaluación de las pérdidas de pretensado art 5.9.5	81
4.2.15	Pérdidas dependientes del tiempo art 5.9.5.3 (Retracción, fluencia y relajación del acero)	82
4.2.16	Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón Art. 5.9.5.2.3b	82
4.2.17	Pérdidas por fricción Art 5.9.5.2.2b.....	83
4.2.18	Pérdida por acualamiento y anclaje	84
4.2.19	Resumen de las pérdidas instantáneas y a largo plazo	85
4.2.20	Cálculo de preefuerzo inicial	85
4.2.21	Verificación de las tensiones en el hormigón	85
4.2.22	Verificación al estado límite de resistencia de las tensiones en el acero de preesforzado	86

4.2.22.1	Tensión del acero de pretensado a la resistencia nominal con tendones adherentes ...	87
4.2.22.2	Límite para las armaduras Art 5.7.3.3.....	87
4.2.22.3	Armadura mínima de pretensado Art. 5.7.3.3.2.....	88
4.3	ANÁLISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTO	89
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	91
6	BIBLIOGRAFÍAS.....	96
7	ANEXOS	97

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Combinaciones de Carga	17
Tabla 2.2	Factores de carga para cargas permanentes γ_P	18
Tabla 2.3	Densidades de los materiales.....	19
Tabla 2.4	Incremento por la carga dinámica (IM).....	22
Tabla 2.5	Factor de presencia múltiple (m).....	22
Tabla 3.1	Coordenadas geográficas	26
Tabla 3.2	Datos de la cuenca	31
Tabla 3.3	Datos hidrológicos de precipitaciones máximas históricos	33
Tabla 3.4	Periodos de retorno de diseño.....	35
Tabla 3.5	Coeficiente de rugosidad de Manning.....	38
Tabla 3.6	N.A.M.E.....	40
Tabla 3.7	Coeficiente de transporte de material.....	41
Tabla 3.8	Factor de corrección de forma de pila	42
Tabla 3.9	Factor de corrección para ángulo de ataque.....	42
Tabla 3.10	Coeficiente de forma del estribo	44
Tabla 3.11	Resultados de Sondeo SEV	53
Tabla 4.1	Fajas equivalentes.....	61
Tabla 4.2	Resumen de resultados más críticos, LL+IM afectado por las fajas equivalentes	62
Tabla 4.3	Factores de modificación	62
Tabla 4.4	Datos de diseño para el momento positivo	64
Tabla 4.5	Datos de diseño para el momento negativo	66
Tabla 4.6	Datos de diseño para el momento negativo	68
Tabla 4.7	Modificadores de carga	71
Tabla 4.8	Dimensiones de la viga postensada	71
Tabla 4.9	Resumen de solicitaciones en la viga	78
Tabla 4.10	Resumen de iteraciones	83
Tabla 4.11	Valores de K para tendones adherentes.....	86

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	Ubicación del proyecto	3
Figura 1.2	Rio Acre en época de estiaje	5

Figura 2.1 Hormigón postensado	12
Figura 2.2 Componentes del puente	13
Figura 2.3 Características del camión de diseño.....	20
Figura 2.4 Característica de la carga de carril	21
Figura 3.1 Topografía en la zona de proyecto.....	24
Figura 3.2 Área de recolección de datos topográficos	25
Figura 3.3 Estación total GEOMAX	26
Figura 3.4 Vista del área del levantamiento topográfico	27
Figura 3.5 Trabajo en campo.....	28
Figura 3.6 Trabajo en gabinete.....	28
Figura 3.7 Características físicas de la cuenca	30
Figura 3.8 Cuenca de estudio delimitada	31
Figura 3.9 Ubicación de la estación Cobija	32
Figura 3.10 Curvas PDF	34
Figura 3.11 Curvas IDF	34
Figura 3.12 Vista 3D del Rio Acre en el punto del proyecto	39
Figura 3.13 Vista 3D del rio Acre con el puente vehicular.....	40
Figura 3.14 Socavación por contracción de puentes.....	41
Figura 3.15 Estribos que se prolongan hasta el cauce principal	43
Figura 3.16 Ubicación de la zona de estudio (Google Earth)	46
Figura 3.17 Ensayo de suelos in situ	46
Figura 3.18 Toma de muestras inalteradas	47
Figura 3.19 Análisis de suelos en laboratorio	49
Figura 3.20 Instalación de equipo de sondeo eléctrico vertical (S.E.V.)	51
Figura 3.21 Sondeo eléctrico vertical.....	52
Figura 4.1 Factores de distribución de cargas	54
Figura 4.2 Sección transversal del tablero	55
Figura 4.3 Cargas del barandado	56
Figura 4.4 Momentos flectores generados por la baranda.....	56
Figura 4.5 Cargas de la acera y bordillo	57
Figura 4.6 Momentos flectores generados por la acera y bordillo	57
Figura 4.7 Cargas del peso propio de losa	57
Figura 4.8 Momento flectores producidos por la losa	57
Figura 4.9 Cargas de la capa de rodadura.....	58
Figura 4.10 Momentos flectores de la capa de rodadura	58
Figura 4.11 Camión de diseño	58
Figura 4.12 Carga viva en vuelo	59
Figura 4.13 Carga viva en el vuelo.....	59
Figura 4.14 Momentos flectores negativos debido a la carga viva en vuelo	59
Figura 4.15 Cargas vivas solicitando los máximos momentos positivos en el tablero interior	60
Figura 4.16 Momentos flectores máximos positivos	60
Figura 4.17 Cargas vivas solicitando los máximos momentos negativos en el tablero interior	60
Figura 4.18 Momentos flectores máximos negativos	60
Figura 4.19 Cargas debido a la carga peatonal	61

Figura 4.20 Momentos flectores debido a la carga peatonal	62
Figura 4.21 Comportamiento elástico del tablero debido a los momentos negativos en el vuelo	63
Figura 4.22 Comportamiento elástico del tablero debido a los momentos negativos en el interior	63
Figura 4.23 Comportamiento elástico del tablero debido a los momentos positivos.....	64
Figura 4.24 Detalle del esquema de armado del tablero.....	69
Figura 4.25 Distancia entre centros de gravedad (viga – losa)	73
Figura 4.26 Ley de momentos	74
Figura 4.27 Teorema de barre	75
Figura 4.28 Carga peatonal en la acera	75
Figura 4.29 Carga peatonal en la acera	76
Figura 4.30 Cargas del diafragma	77
Figura 4.31 Sección compuesta (Viga – Losa).....	78
Figura 4.32 Modelado de los tendones	79
Figura 4.33 Modelo de la Superestructura	79
Figura 4.34 Momento máximo de servicio I	80
Figura 4.35 Excentricidad	80
Figura 4.36 Disposición de los tendones	83
Figura 4.37 Tendón equivalente	84

CAPITULO 1

1 INTRODUCCION DEL PROYECTO

1.1 Introduccion

El desarrollo de infraestructura vial en la región amazónica ha sido históricamente limitado debido a las condiciones geográficas y ambientales adversas. Sin embargo, la creciente demanda de conectividad y la necesidad de integrar a las comunidades locales con los mercados regionales e internacionales han impulsado la construcción de puentes y carreteras que faciliten el tránsito vehicular y comercial. En este contexto, el área trinacional de Bolpebra, que abarca las fronteras de Bolivia, Perú y Brasil, ha sido identificada como una zona estratégica para el desarrollo de proyectos de infraestructura que promuevan la integración regional.

El Río Acre, forma parte de la cuenca amazónica, representa una barrera natural significativa en esta región. A lo largo de los años, se han realizado varios estudios y propuestas para la construcción de un puente vehicular que conecte las localidades de Bolpebra en Bolivia y Assis Brasil en Brasil, sin obtener resultados que den curso al dicho proyecto.

En este sentido, el presente proyecto de grado, se enmarca dentro de los esfuerzos por materializar esta importante obra de infraestructura, aportando un análisis detallado y un diseño estructural que asegure la viabilidad técnica y económica del puente vehicular sobre el Río Acre, y así dar un acceso ilimitado de nuestro país con el resto de los países vecinos en la zona.

1.2 Antecedentes.

El diseño y construcción de puentes vehiculares de tramos continuos ha sido ampliamente abordados en el ámbito de la ingeniería civil como solución eficiente para cruces de autopistas, viaductos, cuerpos de agua, cañones, etc. Estos puentes se caracterizan por su capacidad de

distribuir de manera más uniforme las cargas a lo largo de varios apoyos mejorando la estabilidad estructural y reduciendo los costos de mantenimiento a largo plazo.

Dentro del estudio previo más relevante, se destaca la implementación de vigas postensadas como una técnica que permite soportar grandes cargas y cubrir mayores luces sin comprometer la estructura, debido a que incluye cables pretensados lo que mejora aún más su resistencia y la estabilidad de la estructura durante la etapa de servicio, demostrado así la eficacia de este tipo de estructuras para mejorar la conectividad.

Dentro del contexto en el que surge el presente proyecto tiene características particulares. El punto fronterizo entre Bolivia y Brasil, específicamente entre la comunidad de Bolpebra en el lado Boliviano y Assis Brasil en el lado Brasileño, han evidenciado durante años la necesidad de una conexión vial permanente y segura. Actualmente, las alternativas de cruce sobre el río Acre son limitadas o ineficientes, especialmente durante épocas de lluvias intensas o crecidas del río, lo cual afecta negativamente a la movilidad, el comercio y el acceso a servicios básicos.

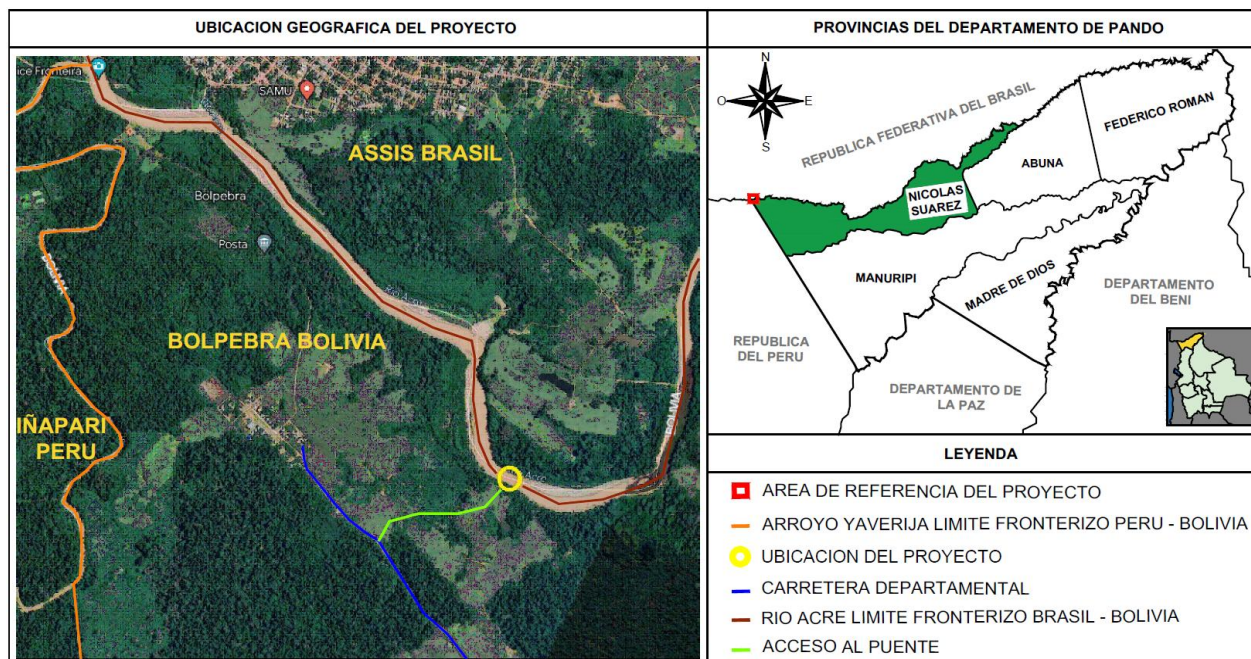
El área de estudio se encuentra en una zona estratégica del corredor interoceánico que conecta Brasil, Bolivia y Perú, con potencial significativo para mejorar el intercambio regional. Sin embargo, la falta de infraestructura adecuada en el cruce del río Acre representa un obstáculo para su aprovechamiento pleno. Esta problemática ha sido señalada en diversos planes de desarrollo regional y estudios de integración fronteriza como una necesidad prioritaria para impulsar el desarrollo económico sostenible, mejorar la conectividad fronteriza y fortalecer la cooperación tripartita.

Por lo tanto, el diseño y construcción de un puente vehicular de tramos continuos sobre el río Acre no solo responde a un desafío técnico, sino que se inserta en un contexto de desarrollo regional

más amplio, en el que la infraestructura vial cumple un rol clave para la integración y el progreso de las comunidades fronterizas del municipio del Bolpebra.

1.2.1 Ubicación del proyecto

Figura 1.1. Ubicación del proyecto



Nota: Google earth

El puente estará ubicado en el Sur de América cerca a la intersección de los países, Bolivia, Brasil y Perú aproximadamente en las coordenadas $10^{\circ}56'45.7''S$ $69^{\circ}34'04.3''W$ y a 230 m.s.n.m. Entre el Municipio Brasileiro de Assis Brasil en el estado de Acre y la comunidad Boliviana de Bolpebra en la Provincia Nicolas Suarez del Departamento de Pando.

Limita al norte con la República Federativa del Brasil, al sur con el municipio de Filadelfia, al este con el Municipio de Cobija y Porvenir, y al oeste con la República del Perú.

1.3 Planteamiento del problema

La región de Bolpebra, ubicada en la intersección de las fronteras de Bolivia, Perú y Brasil, enfrenta un desafío significativo en cuanto a la conectividad vial debido a la falta de infraestructura adecuada que permita la circulación continua de vehículos entre estas dos naciones. La ausencia de un puente vehicular sobre el Río Acre ha limitado el desarrollo económico y social de la región, impidiendo un flujo eficiente de bienes, servicios y personas. Esta situación ha perpetuado el aislamiento de las comunidades locales, restringiendo su acceso a mercados más amplios y dificultando la integración regional.

Las causas de este problema se encuentran en la complejidad geográfica y ambiental de la región amazónica, caracterizada por un terreno desafiante y condiciones climáticas adversas, la variabilidad estacional del caudal del Río Acre, junto con las características geotécnicas del suelo, ha planteado dificultades técnicas significativas para el diseño y la construcción de una infraestructura adecuada. Además, la falta de estudios técnicos exhaustivos y la escasa inversión en proyectos de infraestructura en esta zona remota han contribuido a la perpetuación del problema.

Los efectos de la falta de un puente vehicular en Bolpebra son múltiples y de amplio alcance. La limitada conectividad ha obstaculizado el desarrollo económico, restringiendo el comercio transfronterizo y afectando negativamente la calidad de vida de las poblaciones locales. Asimismo, la falta de una infraestructura adecuada ha incrementado los costos de transporte y ha reducido la competitividad de las comunidades en los mercados regionales. Sin una solución efectiva, esta situación continuará impidiendo el crecimiento económico y social de la región, perpetuando el aislamiento de las comunidades y limitando su potencial de desarrollo.

Figura 1.2 *Rio Acre en época de estiaje*



Nota: Elaboración propia

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Realizar el análisis y calculo estructural de un puente con vigas postensadas de tramos continuos para la conexión vial Bolivia – Brasil sobre el rio Acre.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar el levantamiento topográfico
- Recabar y analizar datos hidráulicos e hidrológicos de la estación más cercana al emplazamiento del proyecto
- Realizar estudios geotécnicos del lugar de emplazamiento del proyecto
- Realizar el diseño y calculo estructural del puente, con ayuda del software de diseño (CSI BRIDGE y SAP 2000)
- Análisis de costos y presupuesto del proyecto

1.5 Justificación

El presente proyecto de diseño y construcción de un puente vehicular de tramos sobre el río Acre, entre las localidades de Bolpebra (Bolivia) y Assis Brasil (Brasil), responde a una necesidad prioritaria de integración física y fortalecimiento de la infraestructura vial transfronteriza. Esta obra es estratégica para mejorar la conectividad entre ambos países, facilitando el flujo de personas, bienes y servicios, lo que contribuirá directamente al desarrollo económico, social y cultural de la región.

Actualmente, las limitaciones en la infraestructura de transporte dificultan la movilidad y elevan los costos logísticos, afectando principalmente a las comunidades locales y al comercio binacional. Un puente moderno, seguro y funcional no solo solucionará estas barreras, sino que también potenciará la integración en el marco de la cooperación regional, promoviendo la inclusión territorial y mejorando la calidad de vida de los habitantes.

1.4.1 Justificación técnica

Desde el punto de vista técnico, la tipología de puente de tramos continuos ha sido seleccionada debido a sus ventajas estructurales, como una mejor distribución de cargas, reducción de asentamientos diferenciales y capacidad de adaptarse a diferentes condiciones topográficas.

Esta solución estructural ha sido seleccionada por su capacidad de responder adecuadamente a las condiciones hidrológicas, hidráulicas y geotécnicas en el sitio de emplazamiento del puente, garantizando un comportamiento estructural eficiente y seguro, en marco del cumplimiento de la normativa vigente de diseño de puentes AASHTO LFRD 2004.

El empleo de vigas postensadas en el diseño del puente de tramos continuos proyectado sobre el río Acre responde a una serie de ventajas técnicas y estructurales que hacen de esta solución una de las más eficientes y apropiadas para obras de esta magnitud y características.

El sistema de postensado permite una mayor capacidad estructural debido a que se introduce una fuerza de compresión previa en el hormigón, contrarrestando las tensiones de tracción inducidas por las cargas de servicio. Esto se traduce en una mayor capacidad de resistencia de la viga, permitiendo salvar luces más largas sin necesidad de aumentar la sección transversal ni recurrir a apoyos intermedios adicionales. El hormigón al estar sometido a compresión, minimiza y reduce la aparición de fisuras por tracción, lo que mejora significativamente su comportamiento a largo plazo frente a cargas las cargas transitorias constantes, y esfuerzos térmicos, entonces este tipo de sistema protege el acero de refuerzo y preesfuerzo embebido, lo que prolonga la vida útil y da mayor durabilidad a la estructura. Esta característica es especialmente relevante en ambientes húmedos y tropicales como en la Amazonía Boliviano-Brasilero.

El sistema postensado tiene ventajas constructivas muy eficientes ya puede realizarse in situ o mediante elementos prefabricados, lo cual brinda flexibilidad constructiva. Además, permite una ejecución más rápida y controlada, reduciendo tiempos y costos de construcción.

1.5.1 Justificación social

Este puente presenta una intervención estratégica con un impacto social significativo para las poblaciones fronterizas fomentando la integración de comunidades binacionales, facilitando el intercambio cultural, educativo y social, y promoviendo la cooperación entre pueblos históricamente conectados por vínculos familiares, comerciales y culturales. El proyecto permitirá un tránsito más seguro y constante, lo cual es vital para el acceso a centros de salud, educación y mercados, particularmente para las poblaciones rurales y vulnerables.

Además, el proyecto incentivará la dinamización de la economía local y regional del Departamento de Pando, al mejorar la movilidad de personas y productos, generar empleos directos e indirectos durante la fase de construcción y operación, y fomentar el turismo regional.

De igual forma contribuirá a reducir el aislamiento geográfico, potenciando el desarrollo de zonas históricamente relegadas.

En términos de seguridad ciudadana y bienestar, la presencia de un puente moderno mejorará la capacidad de respuesta ante emergencias y desastres naturales, y reforzará la presencia institucional del Estado en zonas de frontera, promoviendo una mayor cohesión territorial.

1.6 Metodología y herramientas utilizadas

Para el desarrollo del presente proyecto de diseño y construcción de un puente vehicular sobre el río Acre, se ha adoptado una metodología con enfoque de tipo cuantitativo, la cual se estructura en etapas secuenciales que permiten alcanzar el objetivo general y los objetivos específicos planteados.

1.6.1 Recolección de datos topográficos

Se realizará el levantamiento topográfico del área del proyecto y la batimetría en el agua, de igual forma para determinar los perfiles y curvas de nivel de la zona de estudio y determinar los puntos del acceso al puente.

1.6.2 Recolección de datos hidráulicos e hidrológicos

Para la realización de los estudios hidrológicos e hidráulicos, se recurrió a fuentes de información oficiales, como el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Los datos obtenidos serán procesados y analizados con el objetivo de determinar los caudales de diseño, así como el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.).

1.6.3 Recolección de datos geotécnicos

La recolección de datos geotécnicos fue una etapa fundamental en el desarrollo del proyecto del puente vehicular sobre el río Acre, ya que proporciona la información necesaria para el diseño adecuado de las cimentaciones. Este proceso incluyó la ejecución de estudios de campo como

sondeos SPT, y sondeos eléctricos verticales complementados con ensayos de laboratorio para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

1.6.4 Cálculo y diseño estructural

Una vez obtenidos todos los datos necesarios se realiza el cálculo estructural del puente con base en la normativa AASHTO LFRD 2004, utilizando los softwares de diseño que existen en el mercado.

1.6.5 Elaboración de planos constructivos

A partir del modelo estructural, se generaron los planos de construcción, permitiendo visualizar con precisión cada parte del proyecto, respondiendo al objetivo: “Generar documentación técnica precisa para la ejecución de la obra”.

Herramientas utilizadas

Durante el desarrollo del proyecto se emplearon diversas herramientas técnicas, computacionales y de análisis, orientadas a la obtención de productos parciales específicos:

- CSI BRIDGE. este software se utilizó para el modelamiento y cálculo estructural del puente.
- CSI COL. Programa especializado para el diseño de columnas estructurales
- EXCEL. Brinda un apoyo para realizar las memorias de cálculos
- SAP2000. Brinda un apoyo en el cálculo estructural del puente
- AUTOCAD CIVIL 3D. Programa especializado para determinar las curvas de nivel del área del proyecto y los accesos.
- HEC RAS. Programa especializado para determinar el caudal máximo del área, todo referente a la hidrología.
- AUTOCAD. Programa especializado para a determinar los planos en construcción

- PROJECT. Programa especializado en desarrollar planillas de avance y cronogramas
- REVIT. Con este programa se detalló los planos, planilla de aceros, volúmenes, etc.

La elección de estas herramientas se fundamenta en su reconocimiento profesional, precisión técnica y compatibilidad con los estándares internacionales de diseño de puentes. Su uso contribuyó directamente a la generación de los productos establecidos en cada uno de los objetivos específicos del proyecto.

1.7 Alcances

Con toda la información primaria y secundaria se procederá a diseñar estructural y técnicamente el puente vehicular de tramos continuos que conecte las localidades de Bolpebra (Bolivia) y Assis Brasil (Brasil), atravesando el río Acre, garantizando la funcionalidad, seguridad estructural y viabilidad constructiva de la obra.

- Revisión de los antecedentes que llevan a plantear el diseño estructural del puente vehicular, en función de los cuales se plantea el objetivo general del proyecto, los objetivos específicos y la ubicación.
- Obtención de los datos necesarios de ingeniería para la realización de los estudios preliminares como, estudio de suelos, levantamiento topográfico, análisis hidrológico e hidráulico y un estudio geológico básico, los que darán las características principales del subsuelo.
- Se dimensionará de manera detallada cada uno de los elementos constituyentes de la estructura estudiada, de manera que quedaron plasmados en planos que contienen todos los detalles necesarios para su ejecución.

El proyecto no contempla los siguientes elementos:

- Diseños arquitectónicos, paisajismo ni estético del puente.

- Tramitación legal, binacional o permisos para su ejecución.
- Presupuesto detallado de construcción, cronograma de obra.
- Evaluación financiera.
- Ejecución física de la obra.

El proyecto de grado será considerado satisfactorio si:

- Cumple con requisitos normativos estructurales según su diseño.
- Demuestra mediante cálculos y simulaciones, la seguridad y estabilidad del puente bajo las cargas previstas.
- Responder a la demanda creciente de conectividad internacional en la zona fronteriza.
- Se presenta planos, detalles y memorias técnicas suficientes para una futura ejecución de la obra.

CAPITULO 2

2 MARCO TEORICO DEL PROYECTO

2.1 Hormigón preesforzado

Una técnica de construcción es el hormigón preesforzado; Eugene Freyssinet define lo siguiente “preesforzar una estructura es crear esfuerzos artificialmente en ella, antes de la aplicación de las cargas externas o simultáneamente con ellas, un estado de tensiones permanentes que se tesan antes de verter el hormigón, luego se vierte el hormigón, una vez endurecido se liberan las tensiones totales. En todos los puntos de la estructura y para todas las hipótesis de carga, y con ello permanezcan dentro de las tensiones admisibles de compresión y de tracción que puedan soportar definitivamente el material de la estructura, (hormigón)”.

2.2 Hormigón postensado

Se denomina hormigón postensado a la tecnología de construcción de elementos estructurales de hormigón sometidos intencionadamente a esfuerzos de compresión previos a su puesta en servicio, dichos esfuerzos se consiguen mediante barras, alambres o cables de alambre de acero que son tensado y anclados al hormigón, previo a que el elemento debería alcanzar su resistencia máxima a compresión a los 28 días.

Figura 2.1 *Hormigón postensado*



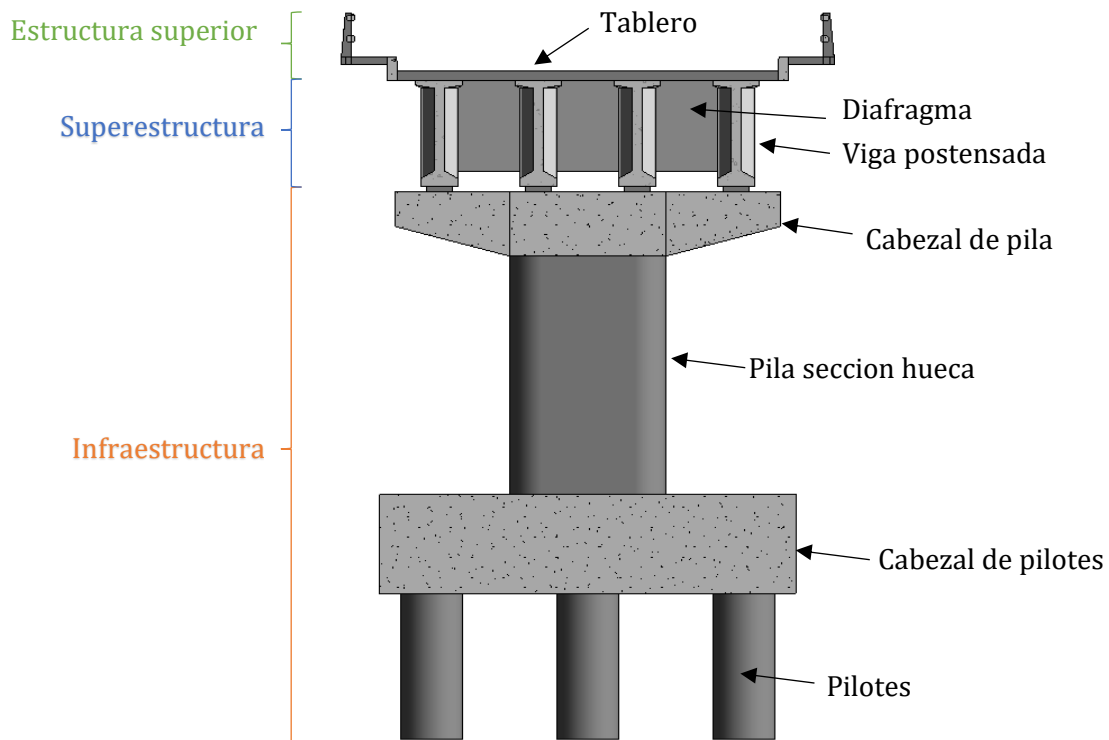
Nota: Elaboración propia (viga postensada puente karamanu)

2.3 Partes o componentes de un puente

Los componentes principales de un puente son:

- Estructura superior
- Superestructura
- Infraestructura

Figura 2.2 Componentes del puente



Nota: Elaboración propia

2.4 Superestructura

La superestructura consta de un tablero, dovelas, diafragma, vigas postensadas, de estos elementos el encargado de transmitir las cargas transitorias es el tablero, también podemos nombrar como superestructura a técnica de construcción por volados sucesivos en puentes. con volados sucesivos, vigas, cables, armaduras, arcos, etc.

2.5 Infraestructura

Son los componentes estructurales de un puente que soportan un determinado tramo horizontal, los componentes más importantes para nuestro proyecto son los siguientes:

- Pilares

Los pilares son los apoyos intermedios de la superestructura del puente son los encargados de transmitir las solicitaciones tanto propias como de la superestructura hacia las fundaciones. Además, tal como los estribos, estas estructuras deben soportar el empuje de los rellenos, la presión del agua, y las fuerzas del viento.

Los pilares pueden ser de una sección constante o variable eso dependerá de la altura del puente y solicitaciones requeridas.

- Estribos

Son estructuras que soporta los extremos del puente y proporcionan apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente.

Los estribos están elaborados con doble propósito, con el de transferir las cargas de un tramo de la superestructura al terreno, y el de soportar el empuje lateral del terraplén situado en la parte superior. Los estribos son, por lo tanto, una combinación de pila y muro de contención.

- Fundaciones

Se encuentran bajo el subsuelo, son encargados de transmitir toda la carga de la superestructura e infraestructura, es la base de la construcción la cual que debe tener la capacidad de soportar el las solicitaciones y trasmitirlo al suelo a las profundidades requeridas.

Para nuestro caso el puente se diseñó sobre fundaciones profundas pilotes vaciados en SITU.

2.5.1.1 Fundaciones profundas

Se realiza este tipo de fundaciones cuando la capacidad portante de los suelos, son muy bajas o inestables a poca profundidad, para el caso del puente se presentaron capacidades portantes mínimas, motivo por el cual se implementó pilotes perforados con capacidades de carga determinados mediante los cálculos.

2.6 Factores modificadores de carga

Las solicitaciones que se generan en el análisis estructural, son multiplicadas por los factores de cargas modificadores dados por la norma ASSHTO LFRD 2004, que se muestran a continuación.

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

2.6.1 Factor de modificación de carga (η)

Se encuentra relacionado con la ductilidad, Redundancia e importancia operativa, donde el valor máximo apropiado es:

$$\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95$$

Para valores mínimos

$$\eta = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1.00$$

2.6.2 Factor relacionado con la ductilidad (η_D)

La ductilidad es la respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil o por un comportamiento dúctil.

Para el Estado Limite de Resistencia

$$\eta_D \geq 1.05 \quad \text{Para elementos y conexiones no dúctiles}$$

$$\eta_D \geq 1.00 \quad \text{Para diseños y detalles convencionales que cumplan con estas especificaciones}$$

$\eta_D \geq 0.95$ Para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad

$\eta_D = 1.00$ Para los demás Estados Limites

2.6.3 Factores relacionados con la Redundancia (η_R)

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocara el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocara el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el Estado Limite de Resistencia

$\eta_R \geq 1.05$ Para elementos no redundantes

$\eta_R \geq 1.00$ Para niveles convencionales de redundancia

$\eta_R \geq 0.95$ Para niveles excepcionales de redundancia

$\eta_R = 1.00$ Para los demás Estados Limites

2.6.4 Factores relacionados con la Importancia Operativa (η_I)

El propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo es de importancia operativa.

$\eta_I \geq 1.05$ Para puentes importantes

$\eta_I \geq 1.00$ Para puentes típicos

$\eta_I \geq 0.95$ Para elementos de relativamente poca importancia

$\eta_I = 1.00$ Para los demás Estados Limites

2.7 Combinaciones de carga

Los componentes y conexiones de los puentes se deben diseñar satisfaciendo las combinaciones de carga propuestas según las especificaciones y solicitaciones extremas mayoradas para cada una de las solicitaciones.

Tabla 2.1 *Combinaciones de Carga*

Combinacion de carga	DC									Usar solo uno por vez			
	DD	LL											
Estado Limite	DW	IM											
	EH	CE					TU						
	EV	BR					CR						
	ES	PL						T					
	EL	LS	WA	WS	WL	FR	SH	G	SE	EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV- solo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	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
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-
FATIGA-Solo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nota: AAHSTO LFRD

Tabla 2.2 Factores de carga para cargas permanentes γ_P

TIPO DE CARGA	FACTORES DE CARGA	
	MAXIMO	MINIMO
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (Down drag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> ● Activo ● En reposo 	1,50	0,90
	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> ● Estabilidad Global ● Muros de sostenimiento y estribos ● Estructura rígida enterrada ● Marcos rígidos ● Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares ● Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1,00	N/A
	1,35	1,00
	1,30	0,90
	1,35	0,90
	1,95	0,90
	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Nota: AAHSTO LFRD

2.8 Cargas

La estructura de un puente puede estar expuesta a diferentes cargas simultáneamente, como también puede estar expuesta solo a la carga de su peso propio, según las especificaciones de la norma AASHTO LFRD y para fines de análisis de la estructura, se considera las siguientes cargas con las correspondientes denominaciones adoptadas por la normativa.

- Cargas permanentes
- Cargas transitorias

2.8.1 Cargas permanentes

Son todas aquellas cargas que durante toda la vida útil del puente estarán presentes sin sufrir muchos cambios relevantes.

A continuación, indicamos la denominación de las cargas:

DC = Peso propio de los elementos estructurales y accesorios no estructurales.

DW = Peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

EH = Presión horizontal del peso propio del suelo de relleno

Tabla 2.3 Densidades de los materiales

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

Nota: AASHTO LFRD

2.8.2 Cargas Transitorias

De entre todas las cargas transitorias que se desarrollan en un puente, la carga viva vehicular es la más frecuente, el camión de diseño es el que causa más efecto crítico, en comparación a los efectos de los vehículos livianos y las cargas peatonales.

BR = Fuerza de frenado

LL = Carga viva vehicular

LS = Sobrecarga viva vehicular

IM = Efecto dinámico de la carga viva vehicular

PL = Carga viva peatonal

SE = Asentamientos

WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua

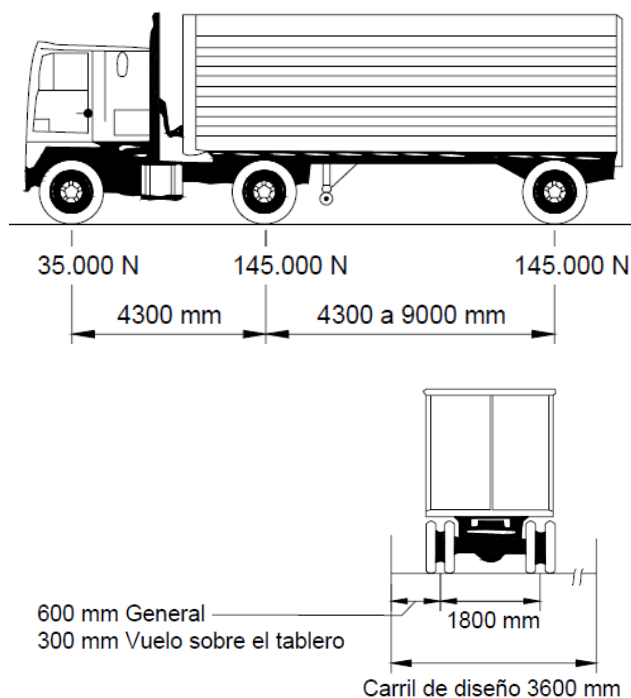
WL = Viento sobre cargas vivas

WS = Viento sobre la estructura

2.8.2.1 Camión de diseño (HL- 93)

Los pesos y los espaciamientos entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la fig. 2.2 de igual forma se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

Figura 2.3 Características del camión de diseño



Nota: AAHSTO LFRD

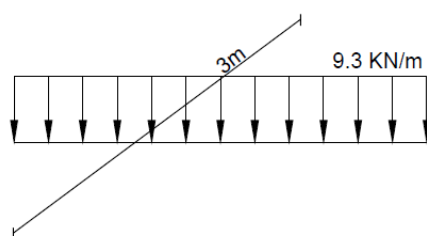
2.8.2.2 Tándem de diseño

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110.0 KN de carga con una separación de 1200 mm, la separación transversal de las ruedas es de 1800 mm, según las especificaciones de la AASHTO LFRD 2004.

2.8.2.3 Carga de carril de diseño

La carga de carril de diseño constituirá en una carga de 9.3 KN/m uniformemente distribuida en dirección longitudinal, de forma transversal la carga de carril se supondrá uniformemente distribuido en un ancho de 3 metros, estas sollicitaciones no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Figura 2.4 Característica de la carga de carril



Nota: AASHTO LFRD 2004

2.8.2.4 Fuerzas de frenado

Las fuerzas de frenado (BR) se deben tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño
- 5 % del camión de diseño más la carga de carril o 5 % del tándem de diseño mas larga de carril.

2.9 Incremento por carga dinámica

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a expresión de las fuerzas centrífugas y de frenado, se mejoran aplicando los porcentajes en la siguiente tabla.

Tabla 2.4 *Incremento por la carga dinámica (IM)*

Componentes	IM
Juntas del Tablero- Todos los Estados Limites	75%
Todos los demás componentes	
Estados límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás estados limites	33%

Nota: AASHTO LFRD

2.10 Factor de presencia múltiple

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicado por un factor de presencia múltiple.

Este factor no es aplicable al estado límite de fatiga.

Las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Tabla 2.5 *Factor de presencia múltiple (m)*

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

Nota: AASHTO LFRD

CAPITULO 3

3 MARCO METODOLOGICO DEL PROYECTO

3.1 ENFOQUE CUANTITATIVO

El enfoque cuantitativo es una metodología de investigación basada en la recolección y análisis de datos numéricos y medibles, con el propósito de establecer patrones, relaciones y proyecciones objetivas. En el contexto del diseño y construcción del puente vehicular de tramos continuos sobre el río Acre, este enfoque permite sustentar las decisiones técnicas mediante el uso de métodos estadísticos, modelos matemáticos, análisis estructurales y simulaciones computacionales.

A través del enfoque cuantitativo, se evalúan aspectos como:

- Carga máxima de diseño según normas internacionales y locales.
- Distribución de esfuerzos en los elementos estructurales del puente.
- Modelación y simulación estructural mediante software de análisis (por ejemplo, SAP2000, Midas, CSI Bridge).
- Cálculo hidráulico del río Acre para dimensionar la altura libre y pilas.
- Estimaciones económicas y cronogramas de ejecución con base en datos reales y proyecciones numéricas.

Este enfoque garantiza que las decisiones técnicas estén fundamentadas en datos verificables, lo cual es esencial para la seguridad, funcionalidad y viabilidad del proyecto.

3.2 ESTUDIO TOPOGRAFICO

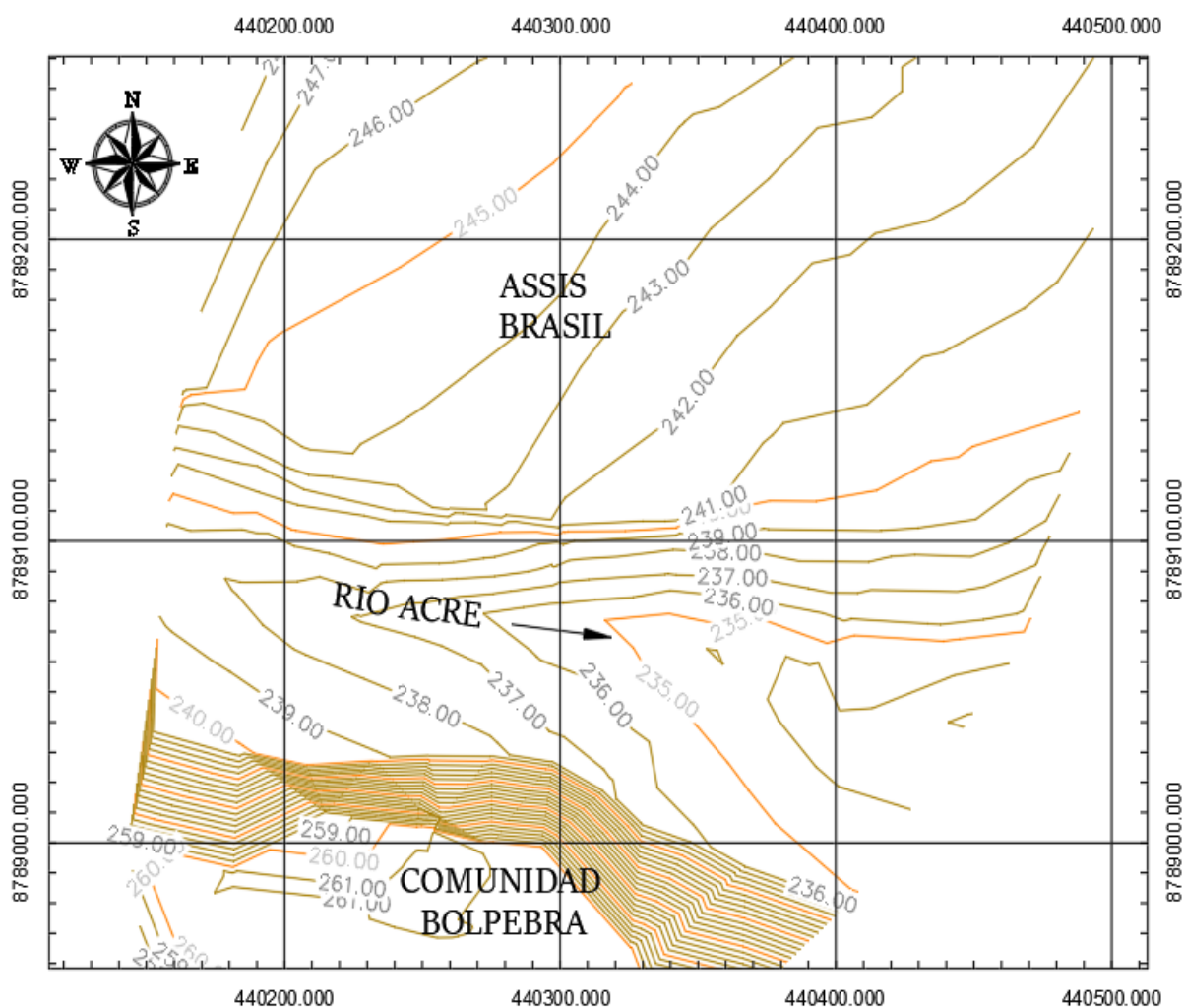
3.2.1 Topografía

Un levantamiento topográfico es una representación gráfica que cumple con todos los requerimientos que necesita un constructor para ubicar un proyecto y materializar una obra en

terreno, ya este da una representación completa, tanto del terreno en su relieve como en las obras existenciales.

El Gobierno Autónomo Municipal de Bolpebra, anteriormente no contaba con un levantamiento topográfico en las riberas del río Acre principalmente en el lugar de emplazamiento del proyecto, y para este propósito se recorrió a los equipos topográficos que cuenta el Servicio Departamental de Caminos SEDCAM PANDO, para el respectivo levantamiento topográfico se realizó con el personal técnico y mi persona in situ.

Figura 3.1 Topografía en la zona de proyecto



Nota: Elaboración propia

Se levanto la topografía un área de 173896 m² y una longitud de 850 metros lineales, que inicia en el punto del acceso hasta la parte final del puente en el lado Brasileiro, donde a partir de ello se pueden realizar el diseño geométrico del acceso y determinar la altura del puente según la altimetría del terreno en el lugar del proyecto, previa a estudios de hidrología, hidráulica y socavación.

Durante el trazado y levantamiento topografía in situ, se pudo observar que el terreno del acceso presenta una superficie ondulada según categorizado por la norma de Diseño Geométrico de Carreteras de la ABC, y la superficie en las orillas y en la trayectoria del río presenta un terreno accidentado relativamente.

Figura 3.2 Área de recolección de datos topográficos



Nota: Elaboración propia

3.2.2 Equipos de topografía

Para tal efecto se utilizó la estación total GEOMAX modelo ZIP10 cuya precisión es de 2" angular y de 2mm en distancia

Figura 3.3 Estación total GEOMAX



Nota: Elaboración propia

Las características de esta estación total se deben a su presión de 2" y demás de un rango de medición sin prisma de 350 metros, con el fin de facilitar el trabajo in situ, incorpora un software intuitivo que se ejecuta en ambas pantallas de la estación total, además de ello la pantalla es retroiluminado, de igual forma presenta una plomada laser y una memoria interna de 20.000 puntos de almacenamiento.

3.2.3 Coordenadas geográficas de partida

Las coordenadas fueron proporcionadas por el Gobierno Autónomo Municipal de Bolpebra.

Tabla 3.1 *Coordenadas geográficas*

REFERENCIA	COORDENADA X	COORDENADA Y	ELEVACION
BOL P41016	437770.342	8789788.624	251.335
BP3	438946.109	8788826.217	252.498
BP4	438843.62	8788766.205	252.084

Nota: Gobierno Autónomo Municipal de Bolpebra

3.1.2. Descripción del levantamiento topográfico in situ

Figura 3.4 *Vista del área del levantamiento topográfico*



Nota: Elaboración propia

El levantamiento topográfico comprende del sitio del emplazamiento del puente vehicular, es decir sobre el río Acre aguas arriba y aguas abajo, y el camino de acceso al puente mismo.

El presente lugar del proyecto presenta una topografía relativamente plana, se encuentra muy por encima de las áreas bajas cercanas al río Acre, lo cual es un punto muy estratégico para implementar en presente proyecto a emplearse.

3.2.4 Metodología del levantamiento topográfico

A continuación, se muestran los aspectos más relevantes que se desarrollaron para la elaboración del levantamiento topográfico.

- Reconocimiento del lugar del área para el estudio.
- Coordinación de trabajo con el personal técnico del SEDCAM y personal de apoyo.
- Señalización visual estacado y marcado de los puntos, todo esto correspondiente a puntos auxiliares para un levantamiento topográfico más cómodo.
- Desmonte de los lugares poco accesibles con herramientas de mano, como el machete.
- Verificación y lecturas realizadas en el terreno.

- Identificación de los puntos con sus características y particularidades (Alturas y coordenadas)
- Presentación final del levantamiento topográfico en curvas de nivel del área de estudio.

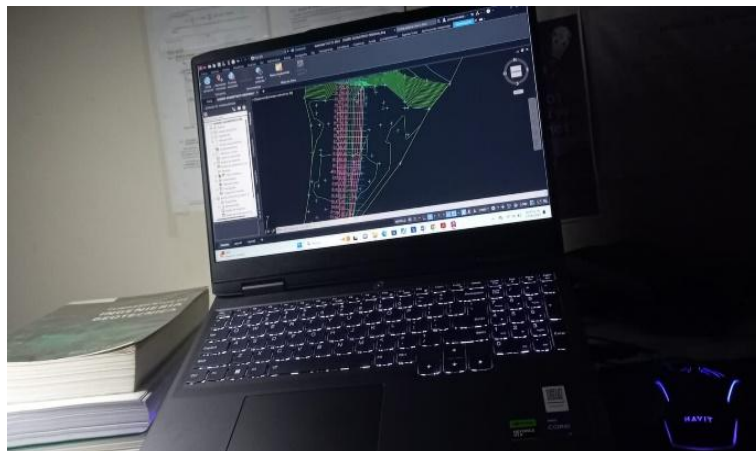
3.2.5 Trabajo de campo y gabinete

Figura 3.5 *Trabajo en campo*



Nota: Elaboración propia

Figura 3.6 *Trabajo en gabinete*



Nota: Elaboración propia

El trabajo se ha encaminado a la elaboración de un modelo de la morfología del terreno que permita apreciar el relieve natural y sus respectivos detalles, donde todos los elementos relevantes que se vieron en el área han sido medidos.

Con el apoyo del personal de apoyo se pudo desmontar algunos lugares del terreno de poco acceso. Para la lectura de los puntos, el área del proyecto presenta una zona de extensa sabana en su mayoría de fácil acceso tanto para la visualización de los puntos entre la estación total y el prisma como para el topógrafo, alarifes, y mi persona.

La información almacenada en la estación total se transfirió a una computadora a través de los datos crudos, para luego llevar las coordenadas al Excel e importar al programa Civil 3D, para su respectivo procesamiento de datos.

3.3 ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA

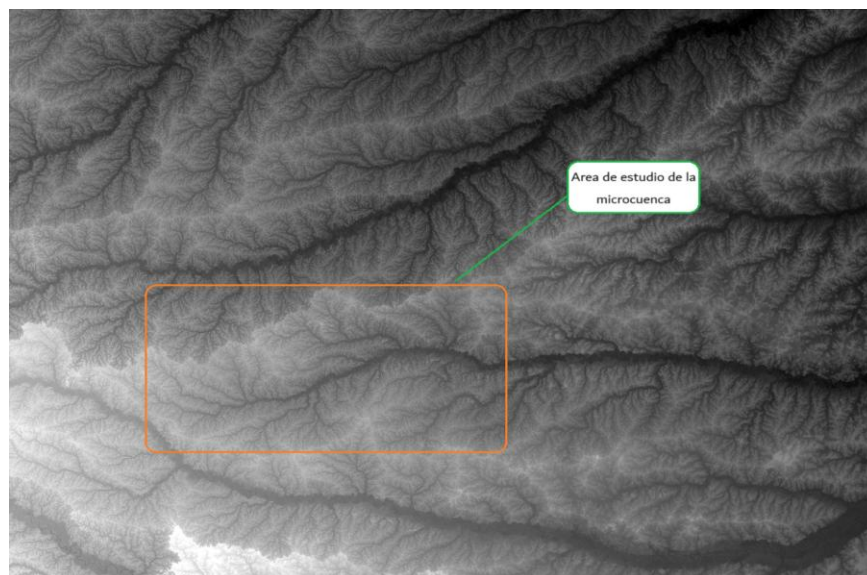
3.3.1 Estudio hidrológico

El presente estudio hidrológico para el río Acre está basado en parámetros de precipitación pluvial, escurrimiento superficial, relieve. Para establecer de esta manera los parámetros de escurrimiento de aguas superficiales, los mismos que servirán de base para la determinación de la sección hidráulica en el sitio del puente a proyectarse.

El objetivo del presente estudio hidrológico es determinar caudales extremos para periodos de retorno de 50 y 100 años, el respectivo caudal será dato a ser usado para el dimensionamiento de la infraestructura del puente, previo a un estudio hidráulico y posteriormente determinar la altura del nivel de agua máximas extraordinarias (N.A.M.E.) para el periodo de retorno ultimo.

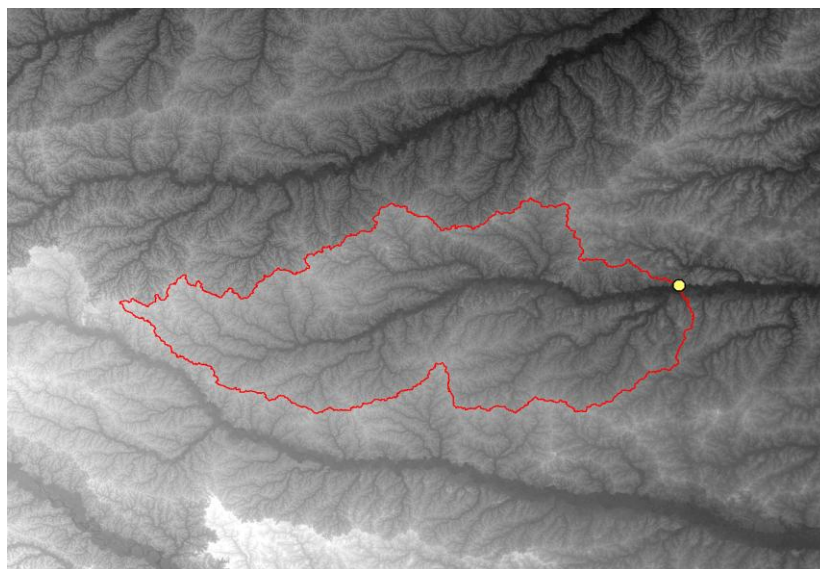
3.3.2 Características morfológicas de la cuenca

Figura 3.7 *Características físicas de la cuenca*



Nota: Elaboración propia (Argis)

Figura 3.8 *Cuenca de estudio delimitada*



Nota: Elaboración propia (Argis)

El curso principal de río Acre nace en Perú en las cuencas de los ríos Yaco y Tahuamanu y forma fronteras, primero con Brasil y luego con Bolivia, con una longitud de 1190 kilómetros de longitud que desemboca en el río Purús.

Para el cálculo del área de influencia, la longitud del cauce y la pendiente del río Acre se recurrió al programa ARGIS, donde se presenta la divisoria de aguas, el área, y el perímetro de la cuenca del río Acre.

Los valores determinados por el programa a continuación.

Tabla 3.2 *Datos de la cuenca*

DESCRIPCION	Longitud de cauce principal (km)	Área Cuenca (Km ²)	Pendiente cauce m/m
Cuenca del Proyecto	129	3757	0.15

Nota: Elaboración propia

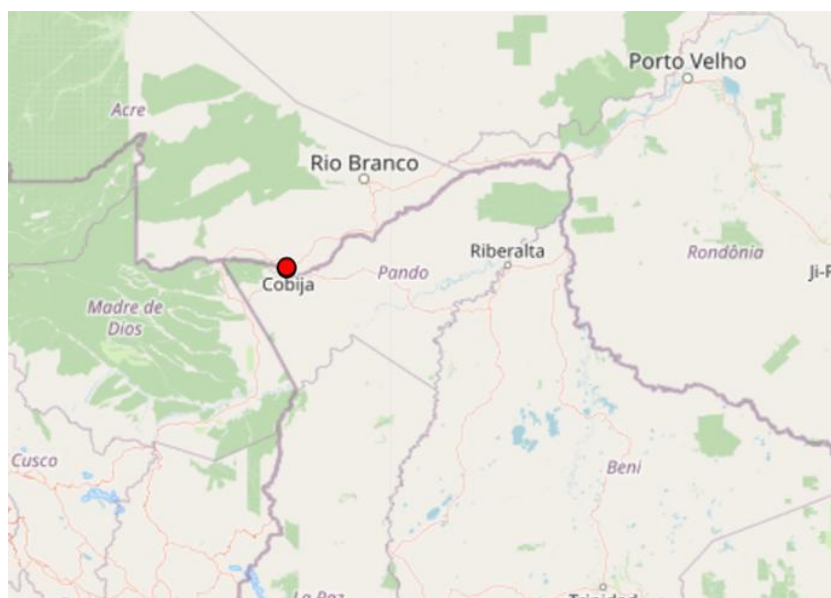
3.3.3 Obtención de los datos hidrológicos

Esta información es necesaria para poder representar la precipitación en la zona de estudio y poder obtener valores a futuros a partir de las mediciones históricas. Debido a la falta de estaciones pluviométricas en zonas cercanas al área del proyecto (Bolpebra) se determinó utilizar los datos pluviométricos más cercanas al lugar del proyecto.

Los datos hidrológicos fueron obtenidos del servicio nacional de meteorología e hidrología (SENAMHI), la cual cuenta con una estación pluviométrica en la ciudad de Cobija por las inmediaciones del aeropuerto internacional Capitán Anibal Arab, la cual está a una distancia de 110 kilómetros del punto de ubicación del puente.

Para nuestro proyecto de grado se trabajó con las precipitaciones máximas diaria anuales durante el periodo de 1960 al 2022.

Figura 3.9 *Ubicación de la estación Cobija*



Nota: SENHAMI

Resumen de los datos hidrológicos

Tabla 3.3 Datos hidrológicos de precipitaciones máximas históricos

Año	Precipitación Max(mm)	Año	Precipitación Max(mm)	Año	Precipitación Max(mm)
1960	107.80	1981	79.00	2002	94.40
1961	109.50	1982	90.00	2003	100.60
1962	93.00	1983	103.00	2004	117.00
1963	103.00	1984	99.00	2005	82.10
1964	104.00	1985	92.00	2006	133.90
1965	131.50	1986	92.00	2007	87.50
1966	146.00	1987	98.00	2008	104.20
1967	76.00	1988	105.00	2009	138.80
1968	99.50	1989	65.00	2010	138.90
1969	105.20	1990	77.00	2011	95.00
1970	69.10	1991	87.00	2012	73.60
1971	102.00	1992	107.00	2013	87.40
1972	140.00	1993	50.10	2014	85.20
1973	120.00	1994	63.20	2015	110.00
1974	103.00	1995	62.20	2016	91.80
1975	85.00	1996	85.80	2017	66.10
1976	88.00	1997	107.90	2018	96.80
1977	127.80	1998	110.60	2019	91.50
1978	119.10	1999	97.20	2020	83.30
1979	123.20	2000	176.70	2021	95.30
1980	110.00	2001	111.70	2022	101.80

Nota: Elaboración propia

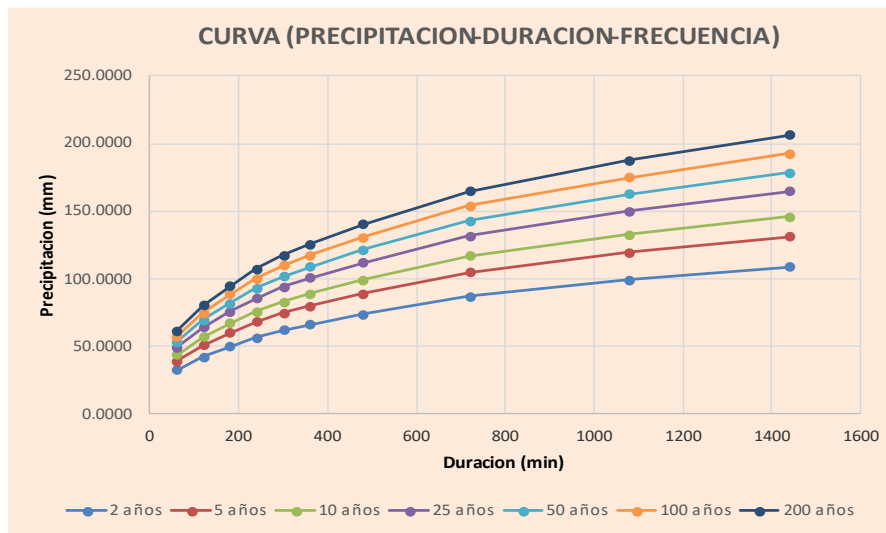
3.3.4 Determinación de las curvas PDF

Son el resultado de un análisis estadístico con la aplicación de factores de ajuste como los coeficientes de segregación.

Para el cálculo de las curvas PDF fue elegida la distribución Gumbel, que se utiliza para el cálculo de los valores extremos de variables de precipitaciones y caudales máximos y es el método más empleado para el estudio de las precipitaciones máximas en 24 horas.

Los cálculos y resultados de la curva PDF se puede observar en el anexo B.

Figura 3.10 *Curvas PDF*



Nota: Elaboración propia

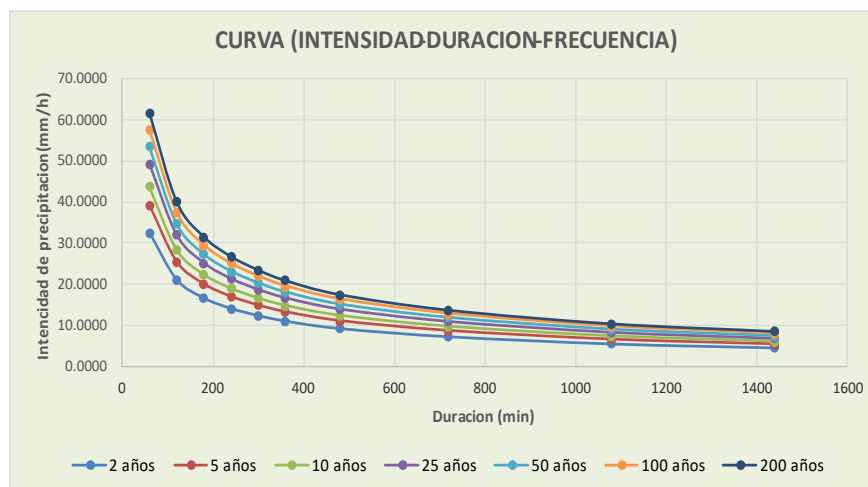
3.3.5 Determinación de las curvas IDF

Las curvas I-D-F se grafican en un plano cartesiano en la cual se ubica la duración en el eje de las abscisas y la intensidad (mm/h) en el eje de las ordenadas.

Estas curvas representan la intensidad máxima por unidad de tiempo.

Las curvas para diferentes periodos de retorno determinan las curvas IDF.

Figura 3.11 *Curvas IDF*



Nota: Elaboración propia

3.3.6 Periodo de retorno de diseño

El periodo de retorno, se define como el tiempo o lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor magnitud dada, dicho de otra forma, es el intervalo de recurrencia promedio para un cierto evento, en este caso para nuestro análisis es de precipitación máx. 24 horas en un año hidrológico.

La norma AASHTO LFRD 2004, Art 2.6.4.4.2 nos recomienda diseñar las estructuras para un periodo de retorno de 100 años tanto como para la Socavación, sobre todo en las zonas de inundación.

De igual forma la norma de la ABC nos recomienda calcular nuestras estructuras para un periodo de retorno de 100 años.

De manera similar ahí autores que recomiendan periodos de retorno para el diseño de las estructuras que se muestran a continuación.

Tabla 3.4 *Periodos de retorno de diseño*

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
Puente sobre carretera importante	50 - 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 - 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 - 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10
Drenaje agrícola	5 - 10
Muros de encauzamiento	2 - 50 *
* Puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia	

Nota: Villon 2002, Hidrología estadística

De igual forma se puede entender el periodo de retorno como un coeficiente de seguridad que se asigna a las distintas estructuras, a raíz de la falta de información y conocimiento del comportamiento de las variables hidrológicas, siendo una medida de seguridad ante cualquier eventualidad.

3.3.7 Tiempo de concentración

Es el tiempo necesario para que toda la microcuenca contribuya eficazmente a la generación de flujo en el punto de salida que es la ubicación de nuestro proyecto. Comúnmente el tiempo de concentración se define como, el tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto más alejado de la cuenca hasta la salida.

Además, se debe tenerse claro que el tiempo de concentración de una cuenca no es constante; según Marco y Reyes (1992) aunque muy ligeramente depende, de la intensidad y la precipitación. Por tener el concepto de tiempo de concentración una cierta base física, han sido numerosos los autores que han obtenido formulaciones del mismo, a partir de características morfológicas y geométricas de la cuenca.

A continuación, se muestran algunas de esas fórmulas empíricas para determinar el tiempo de retorno que se usaron para el cálculo del dato.

- Metodo Kirpich

$$Tc = 0.06626 \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.358}$$

- Metodo Temez

$$Tc = 0.126 \left(\frac{L}{S^{0.35}} \right)^{0.75}$$

- Metodo Passini

$$Tc = 0.023 \left(\frac{A * L}{S} \right)^{0.5}$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración (hr)

L = Longitud principal del cauce (Km)

S = Pendiente del cauce principal de la cuenca (m)

A = Área de la cuenca de estudio (Km²)

El tiempo de concentración del proyecto, resulta del promedio de las tres teorías empíricas propuestas.

3.3.8 Caudal de diseño

Los modelos de precipitación – escurrimiento se pueden clasificar en métodos empíricos, métodos estadísticos y métodos de hidrograma unitario.

Para nuestro proyecto de grado se determinó el caudal de diseño mediante el método racional, uno de los métodos, más antiguos de la relación precipitación – escurrimiento, donde es muy utilizado en el diseño de drenajes.

Este dado por la siguiente formula:

$$Q = 0.278 * C * I * A \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Donde:

Q = Caudal de punta para el periodo de retorno determinado (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Máxima intensidad de lluvia para un periodo de retorno determinado (mm/h)

A = Área de la superficie estudiada

3.4 ESTUDIO HIDRAULICO DEL FLUJO

3.4.1 Estudio hidráulico

Una vez finalizado el estudio hidrológico y obtenido los caudales respectivos de diseño, se procede a realizar los cálculos hidráulicos. Para ello, se utilizó la herramienta de modelamiento HEC RAS V6.4.1.

Los parámetros hidrológicos son una parte importante de conjuntos necesarios para el diseño hidráulico.

El relieve topográfico de altimetría, tanto en la totalidad del eje del puente como la planimetría especificada levantada para el proyecto esperado, es otro de los datos principales para el diseño.

La sección crítica requerida para el transporte de las crecidas pueden ser estimadas utilizando la fórmula de Manning y la sección geométrica determinada en base al levantamiento topográfico del sitio (sección transversal y longitudinal del sitio del puente), Detallados en el anexo C.

3.4.2 Numero de Manning

Existen varios métodos para la estimación del coeficiente de Manning. Sin embargo, ante la imposibilidad de tener datos reales de campo por la gran dispersión geográfica de la cuenca se opta por utilizar la siguiente tabla recomendada.

Tabla 3.5 *Coeficiente de rugosidad de Manning*

Material del cauce	n:	Min	Med	Máx
Tierra con vegetación		0.022	0.027	0.033
Excavado en roca		0.035	0.040	0.050
Riachuelos limpios		0.025	0.030	0.033
Riachuelos con cantos		0.035	0.045	0.055
Ríos de Montaña		0.040	0.050	0.070
Llanuras de inundación				
-con hierba		0.030	0.035	0.050
-con cultivos bajos		0.030	0.040	0.050
-con árboles		0.110	0.150	0.200
Grandes ríos		0.035	0.050	0.100

Nota: (CHOW V. T.)

3.4.3 Metodología aplicada para el diseño hidráulico

Se hizo un modelamiento hidráulico del río Ace con las secciones transversales, las cuales fueron sacadas del programa AutoCAD civil 3D respecto al eje del río cada 10 metros de espaciamiento, estas secciones transversales y la modelación hidráulica se podrán observar con más detalle en el anexo C.

El programa usado para este capítulo fue el HEC RAS V6.4.1 (River análisis System), el cual es un programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos de Norte América para el análisis de parámetros hidráulico de un río.

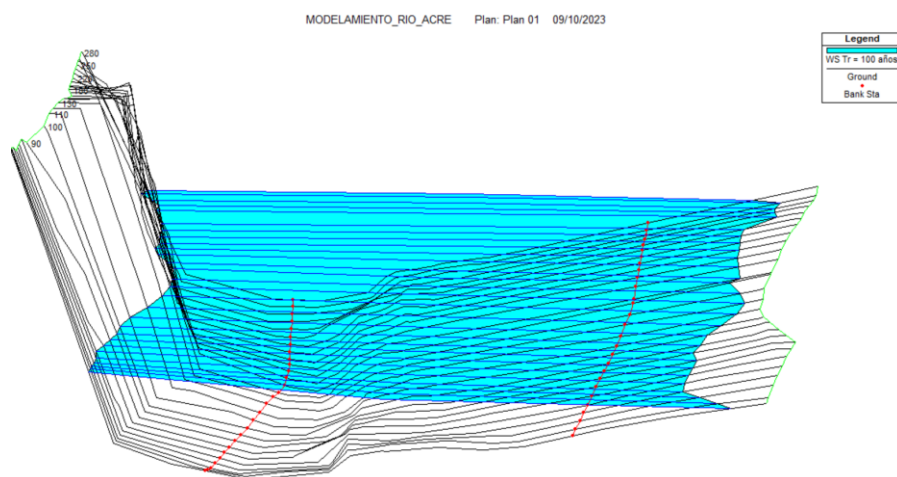
En este estudio se determinará los parámetros muy importantes de diseño en el lugar de emplazamiento del puente, que servirán en especial para determinar la longitud total del mismo, la altura total para determinar el nivel de fundación adecuado.

continuación veremos algunos datos y detalles obtenidos de la modelación

Hidráulica del río, diferentes vistas en 3 y en 2 dimensiones y las consideraciones necesarias para el diseño estructural del puente.

- Sin la estructura

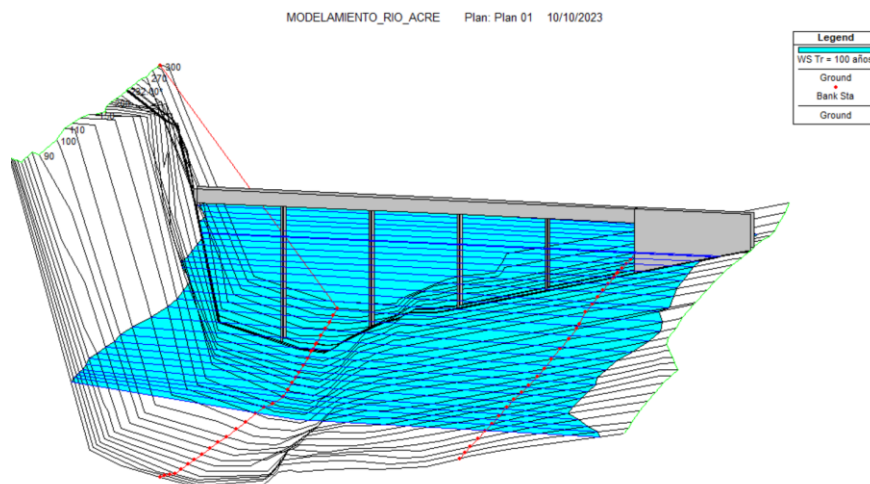
Figura 3.12 Vista 3D del Rio Acre en el punto del proyecto



Nota: Elaboración propia

- Con la estructura

Figura 3.13 Vista 3D del río Acre con el puente vehicular



Nota: Elaboración propia

3.4.4 Niveles máximos de agua

Tabla 3.6 N.A.M.E.

PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS		
DESCRIPCION	ELEVACION MINIMA (m.s.n.m)	ELEVACION MAXIMA (m.s.n.m)
Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias	245.48	245.48

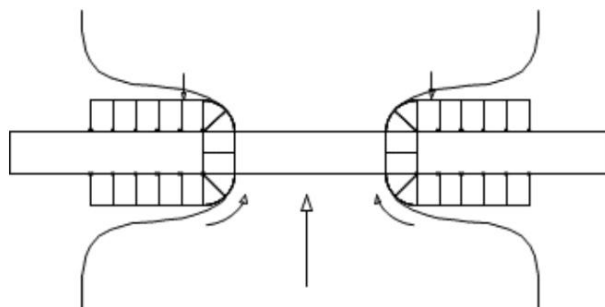
Nota: Elaboración propia

3.4.5 Socavación

La socavación es la degradación del fondo del cauce, la remoción de los materiales del fondo por la acción del flujo de agua, esta depende de las características de la corriente y de las propiedades de dichos materiales del fondo.

3.4.5.1 Socavación por contraccion

Método LAURSEN (1963)

Figura 3.14 *Socavación por contracción de puentes*

Nota: Socavación en puentes, JOSE M. CARRILLO (2021)

$$y_2 = \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{K_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0$$

y_s = Profundidad promedio de socavación por contracción (m)

y_2 = Profundidad promedio después de la socavación en sección de contracción (m)

y_1 = Profundidad promedio en la sección aguas arriba (m)

y_0 = Profundidad promedio en la sección contraída antes de la socavación (m)

W_1 = Ancho de la sección aguas arriba (m)

W_2 = Ancho de la sección de contracción, es decir ancho efectivo, ancho menos ancho de pilas (m)

K_1 = Exponente dependiendo del transporte del material del lecho (m)

Tabla 3.7 *Coficiente de transporte de material*

V^*/w	K_1
Menor que 0.50	0.59
0.50 a 2.0	0.64
Mayor que 2.0	0.69

Nota: Socavación en puentes, JOSE M. CARRILLO (2021)

3.4.5.2 Socavación local en pilas

Método LAURSEN (1963)

$$y_1 = 6.5 \text{ m}$$

$$W_1 = 175 \text{ m}$$

$$W_2 = 140 \text{ m}$$

$$y_2 = \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{k_1} = 1.25 \text{ m}$$

$$y_s = y_2 - y_0 = 0.98 \text{ m}$$

Método LARRAS (1963)

a = ancho proyectado de la pila

$K = K_f K_\theta$ de Las tablas 5.4 y 5.5

Tabla 3.8 Factor de corrección de forma de pila

en planta	Largo/ancho de la pila	K_f				
		Chatou	Iowa	Tison	Eccaude	Vanaratadi
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03		1.00		
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

Nota: Socavación en puentes, Universidad del Cauca

Tabla 3.9 Factor de corrección para ángulo de ataque

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	K_f					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
Lenticular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	2.0	0.91					1.13
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

Nota: Socavación en puentes, Universidad del Cauca

$$K = K_f K_\phi = 1.121$$

$$d_s = 1.05 * K a^{0.75} = 1.11$$

3.4.5.3 Socavación local en estribos

Método Richardson y Davis (1995)

L = Ancho del estribo (m)

V = Velocidad de aguas arriba del puente (m/s)

Y_2 = Tirante de la sección del puente (m)

F = Numero de froude evaluado en la localización del puente

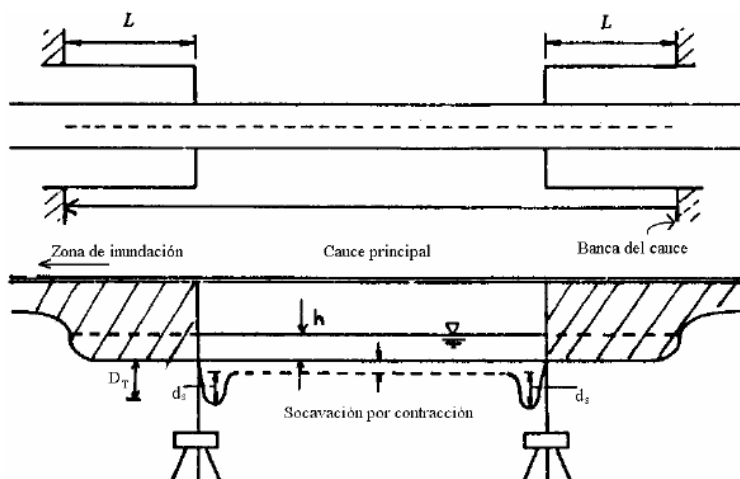
Y_{LE} = Socavación local de estribo (m)

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY_2}} = 0.393$$

$$Y_{LE} = 1.10 \left[\frac{Y_2}{L} \right]^{0.6} F^{0.33} L = 4.01 \text{ m}$$

Método DE LIU CHAN Y SKINER

Figura 3.15 Estribos que se prolongas hasta el cauce principal



Nota: Socavación en puentes, Universidad del Cauca

Fr = Numero de froude

V = Velocidad del flujo

h = Profundidad media del flujo de aguas arriba

K_f = Coeficiente de corrección por la forma del estribo (2.15 pared vertical)

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} Fr^{0.33} = 4.10 \text{ m}$$

Método de FROEHLICH

Tabla 3.10 *Coeficiente de forma del estribo*

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Nota: Socavación en puentes, Universidad del Cauca

$$K_o = 1$$

$$\frac{d_s}{h} = 2.27 K_f K_o \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} Fr^{0.61} + 1 = 3.5$$

Promedio 4.0 m

3.4.5.4 Socavación de diseño adoptadas

Socavación en pilas = 1.25 m

Socavación de estribos = 4.0 m

3.5 ESTUDIO GEOTECNICO DEL SUELO

3.5.1 Estudio geotécnico

El presente informe geotécnico reúne la información sobre las características del terreno de fundación, y debe ser correctamente interpretado para conocer el alcance y limitaciones del mismo.

Con el objetivo de proyectar la estructura de manera sólida y segura.

Para la recolección de datos del campo se aplicaron las exploraciones del subsuelo en sitios de interés del emplazamiento de la estructura proyectada mediante métodos convencionales, también mediante inspección de campo y revisión en gabinete, se ha recopilado información del área de estudio y sus alrededores.

Los trabajos de campo fueron útiles para determinar las propiedades y parámetros geotécnicos del subsuelo así mismo para establecer unidades geotécnicas.

Durante las exploraciones no se pudo encontrar suelos rocosos en las dos perforaciones que se realizó lado Bolivia y lado Brasilero, debido al tipo de suelos por sus características solo se pudo encontrar suelo arcilloso en su mayoría.

3.5.2 Ubicación y descripción del lugar de ensayo geotécnico

Los sondeos se ubicaron a unas distancias razonables en las riberas del río Acre, para compatibilizar los factores hidrológicos e hidráulicos como estructurales, de tal forma que las fundaciones que van a estar en contacto directo con las aguas y suelo, tengan a disminuir los riesgos técnicos y económicos de su implementación en lo posterior.

Figura 3.16 Ubicación de la zona de estudio (Google Earth)



Nota: Google Earth

3.5.3 Ensayos de suelos

Figura 3.17 Ensayo de suelos *in situ*



Nota: Elaboración propia

Los ensayos de penetración estándar (SPT) fueron realizados según los alineamientos del eje del puente a proyectarse, el procedimiento consiste en el hincado de la cuchara bipartida a profundidades de interés, que permitan la obtención de las muestras en los estratos representativos. Durante el proceso de ensayo se realizó una descripción visual de las muestras extraídas y su correspondiente identificación, con las muestras recolectadas de los sondeos se realizó ensayos de caracterización en laboratorio.

Los perfiles de los sondeos y los registros de laboratorio se encuentran adjuntos en el anexo D del proyecto.

Figura 3.18 Toma de muestras inalteradas



Nota: Elaboración propia

Las extracciones del subsuelo se consideran muestras inalteradas y son aquellas extraídas del terreno por los métodos que hacen posibles que se mantenga la estructura natural del suelo, en el caso del proyecto se extrajeron muestras con la cuchara bipartida durante el ensayo.

De igual manera las muestras alteradas son aquellas que una vez son extraídas del terreno pierden la condición de su estructura original. Estas muestras no se recolectan para los análisis de laboratorio ya que pueden hacer variar los datos encontrados de gran manera, posterior a ello el diseño de la estructura no estaría seguro ni garantizado.

No se recomienda trabajar con dichas muestras.

3.5.4 Ensayos en laboratorio

La caracterización y clasificación de los suelos fue posible gracias a los procedimientos efectuados por mi persona en coordinación con el ingeniero encargado del laboratorio. Con el objetivo de garantizar que los resultados en los estudios de suelos tengan la menor variabilidad posible, sean constituido normas estándares para realizar dichos ensayos ya que para el caso de mi proyecto se realizó bajo el “Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS”.

La precisión de los resultados de los ensayos de laboratorio no solamente depende del seguimiento estricto de los pasos recomendados por las normas, sino también de la calidad y buen estado de los equipos que se utilicen en el proceso, así como la preparación y la experiencia de las personas encargadas y el conocimiento que estos tengas acerca del tema, en mi caso todo fue dirigido por el encargado del laboratorio de suelos y hormigón de la Universidad Amazonica de Pando.

Una vez tomadas las muestras extraídas en su totalidad se determinaron:

- Análisis granulométrico
- Límites de Atterberg
- Limite líquidos
- Limite plásticos e índice de plasticidad

Estos datos son muy importantes para poder determinar las unidades geotécnicas que en lo posterior son los datos que utilizaremos para utilizar en el proyecto de “Análisis y diseño estructural de un puente vehicular de tramos continuos sobre el río Acre (Bolpebra – Assis Brasil)”

Procediendo luego al agrupamiento de los suelos según al sistema unificado de clasificación.

Los resultados de estos ensayos se has demostrado en cuadros y graficas presentes en el anexo D del proyecto de grado.

Figura 3.19 *Análisis de suelos en laboratorio*



Nota: Elaboración propia

3.5.5 Alcances del trabajo

El ensayo geotécnico reúne la información sobre las características del terreno de fundación, y debe ser correctamente interpretado para conocer el alcance y limitaciones del mismo, con el objetivo de proyectar la estructura del puente de manera segura, y al mismo tiempo evitar un incremento innecesario del coste de la ejecución de las fundaciones.

Los trabajos de investigación de subsuelo nos proporcionan los datos necesarios para la caracterización estratigráficas, los cuales permiten la realización del ensayo in situ y la obtención de muestras, a partir de las cuales serán tomados los diferentes parámetros geotécnicos en laboratorio para el cálculo de la capacidad portante, peso específico, etc.

Etapas de ejecución del ensayo

- Reconocimiento de la zona
- Ensayo del método de la penetración estándar (SPT)
- Descripción e identificación de las muestras extraídas

- Extracción de muestras
- Elaboración del perfil estratigráfico
- Ensayos de laboratorio

3.5.6 Resultados de los ensayos

De las muestras recolectadas del ensayo de penetración estándar P01, se indica el perfil estratigráfico encontrado, número de golpes, contenido de humedad, límite plástico, y la granulometría del mismo, de acuerdo al tipo de suelos encontrados in situ.

De acuerdo a los resultados del laboratorio, el perfil del suelo que presenta en terreno, presenta intercalaciones de suelos predominantemente compuesto por arcilla, la arena limosa se presenta de manera casi superficial.

En relación al lado Brasilerio el sondeo del P02 presenta un perfil estratigráfico de suelo similar al P01, los resultados se muestran de manera más detallada en el anexo D.

$$\text{Capacidad admisible del suelo} \quad q_{adm} = 0.76 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Peso específico del suelo} \quad \gamma_{sat} = 19.68 \frac{KN}{m^3}$$

- Obtención de datos de la cohesión y el Angulo de fricción

Una vez obtenida las muestras de campo se realizó el análisis en el laboratorio de los laboratorios del Servicio Departamental de Caminos SEDCAM.

Los datos que se utilizaron para el diseño de la estructura son:

$$\text{Cohesión del suelo} \quad c_u = 56.0 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{Angulo de fricción} \quad \phi'_f = 30.38^\circ$$

Debido a la poca resistencia del suelo, y al no encontrar roca en el lugar de los ensayos in situ, se recomendó utilizar fundaciones profundas o losas de fundación si amerita el caso, para garantizar una mayor eficiencia de la estructura en su conjunto.

3.5.7 Estudios de sondeo eléctrico verticales

Figura 3.20 *Instalación de equipo de sondeo eléctrico vertical (S.E.V.)*



Nota: Elaboración propia

Es un método geofísico de prospección eléctrica que permite determinar la variación vertical de la resistividad eléctrica del subsuelo mediante la inyección controlada de corriente continua a través de electrodos dispuestos en superficie. La medición de la diferencia de potencial generada por la corriente permite calcular la resistividad aparente del terreno a distintas profundidades, lo que facilita la identificación de estratos geológicos, niveles freáticos, y la caracterización del terreno para fines de la geotecnia, los cuales nos ayudaron a determinar el diseño de las fundaciones profundas.

¿Cómo se realiza?

- Se colocan los electrodos en línea recta sobre la superficie del terreno.
- Se aplica una corriente entre los electrodos A y B.
- Se mide la diferencia de potencial entre M y N.
- Se calcula la resistividad aparente del terreno.

- Se repite el proceso aumentando la separación entre los electrodos, lo que permite "sondear" a mayor profundidad.

¿Qué información se obtiene?

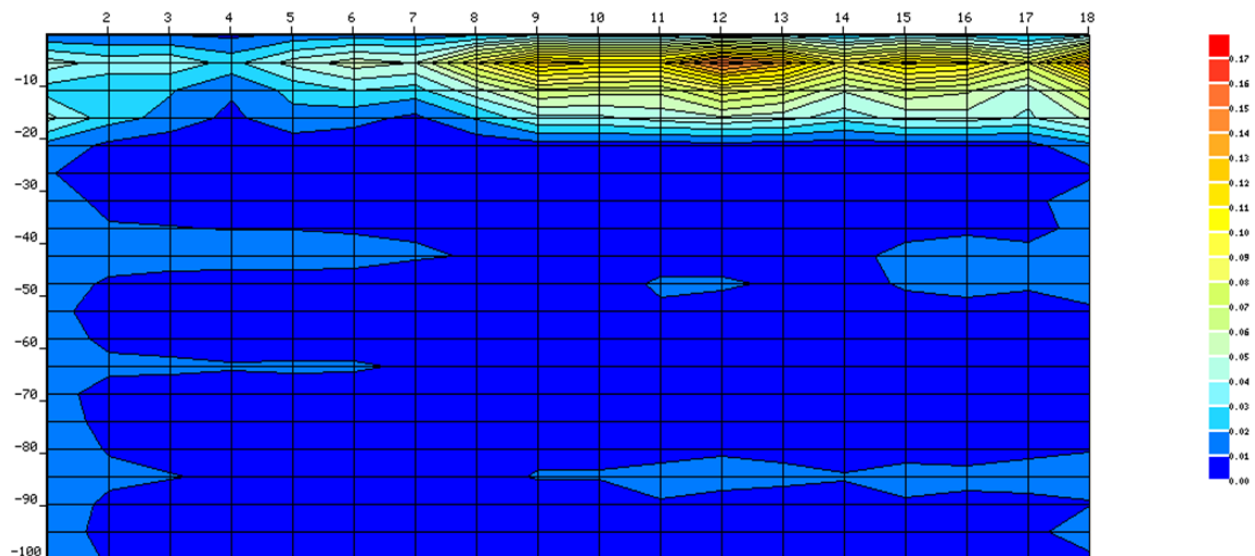
- Cambios en la resistividad del subsuelo con la profundidad.
- Identificación de estratos geológicos.
- Presencia de agua subterránea, arcillas, arenas, rocas, etc.
- Profundidad del basamento rocoso o capas compactas.

3.5.8 Resultados

Una vez finalizado los ensayos se encontró los diferentes tipos de estratos que se muestran a continuación:

(más de talles se observa en el anexo D)

Figura 3.21 *Sondeo eléctrico vertical*



Nota: Empresa de laboratorio de suelos “CONSTREMA”

Tabla 3.11 *Resultados de Sondeo SEV*

ESTRATOS LITOLÓGICOS	MATERIAL IDENTIFICADO
00.00 – 5.00 metros.	Suelos Limosos arenosos con presencia de lateríticos.
5.00 – 13.00 metros.	Suelos Saturados arcilloso con presencia de arena.
13.00 – 37.00 metros.	Suelos Arcillosos.
37.00 – 47.00 metros.	Suelos Limosos con presencia de lateríticos.
47.00 – 65.00 metros.	Suelos Saturados Areniscas Grava Arena.
65.00 – 100.00 metros.	Suelos Arcilloso.

Nota: Empresa de laboratorio de suelos “CONSTREMA”

3.5.9 Conclusiones generales

Los resultados obtenidos del Sondeo Eléctrico Vertical (SEV) y los ensayos de penetración estándar (SPT) revelan una estratigrafía consistente y bien definida en el perfil del terreno investigado, anexo D.

En el ensayo (S.E.V.) no se pudo encontrar roca firme o material de bolones que puedan facilitar una consistencia a las fundaciones a emplearse en el proyecto, pero se identifican seis principales horizontes litológicos en el punto de importancia hasta una profundidad de 100 metros, lo que permite una adecuada interpretación geotécnica del subsuelo para fines de diseño y construcción.

Las estratigrafías del ensayo SPT muestra una alternancia de suelos finos (arcillas, limos y material arenoso), con importantes profundidades de estratos compresibles.

Estas condiciones de suelos encontrados con el ensayo SPT y S.E.V. sugieren la necesidad de implementar cimentaciones profundas debido a las bajas capacidades portantes que muestran los resultados de los análisis de laboratorio,

CAPITULO 4

4 DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA

4.1 DISEÑO DEL TABLERO

4.1.1 Ancho de calzada

El ancho de la calzada es adoptado según el manual de la ABC, en la que menciona que el diseño de una calzada con dos vías de circulación como mínimo debe ser de 7.30 metros de ancho, para nuestro diseño conjuntamente con las aceras y barandas comprende de 9.30 metros de ancho total.

4.1.2 Determinación del número y espaciamiento de las vigas

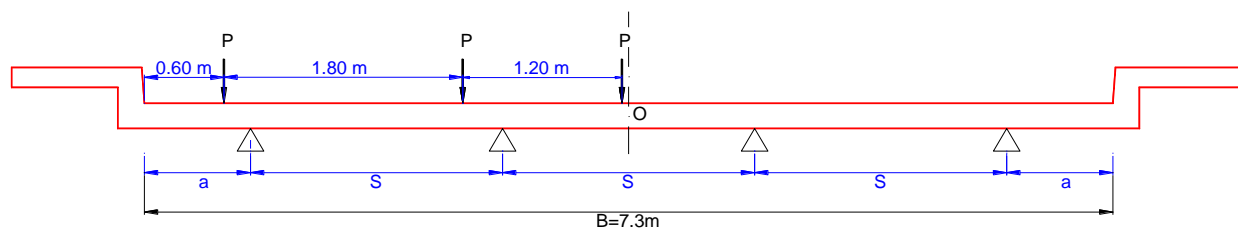
Según la norma AASHTO LFRD 2004, no especifica claramente el espaciamiento de las vigas, salvo los rangos de aplicación de los factores de distribución de momentos que involucra la geometría del puente.

Analizamos utilizando los factores de carga de la norma AASHTO ESTÁNDAR

$$f_i = f_e = 0.596 * S$$

$$3 * S + 2 * a = 7.30$$

Figura 4.1 Factores de distribución de cargas



Nota: Elaboración propia

4.1.3 Fracción de cargas

Sumatoria de momentos respecto al punto O

$$\sum M_o = 0$$

$$S^2 * 1.24 = 4.35$$

Resolviendo la ecuación se tiene:

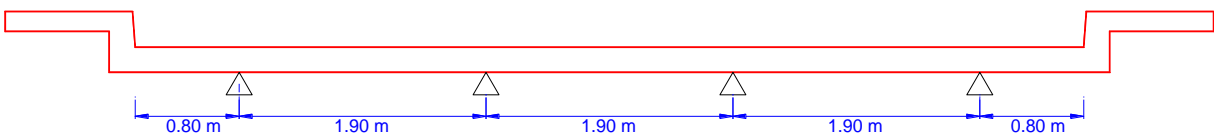
$$s = 1.90 \text{ m}$$

$$a = 0.80 \text{ m}$$

De acuerdo a la tabla 4.6.2.2D-1 de la AASHTO LFRD, que establece un rango de aplicabilidad de estos factores de distribución de momentos para vigas exteriores, representado por la siguiente restricción.

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

Figura 4.2 Sección transversal del tablero



Nota: Elaboracion propia

4.1.4 Número de carriles Art. 3.6.1.1.1

Esta determinado por la relación $w/3.6$, donde w siendo el ancho libre de la calzada entre los bordillos.

$$N_L = \frac{7300}{3600} = 2 \text{ Asumimos dos carriles de diseño}$$

4.1.5 Espesor mínimo de tablero para tramos continuos Art. 9.7.1.1

El espesor mínimo es de 165mm para tableros de hormigón armado, la profundidad mínima utilizada en losas de hormigón armado está basada en el espaciamiento de las vigas longitudinales según la norma LFRD.

$$h_{min} = \frac{s + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

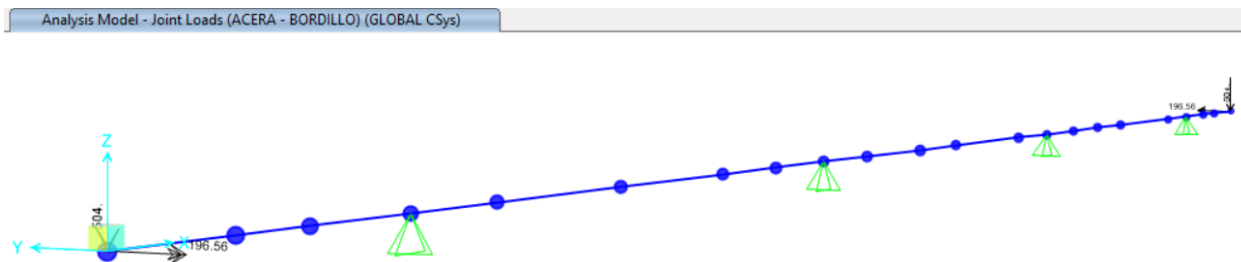
$$h_{calculado} = 163.3 \text{ mm}$$

$$h_{calculado} \leq 165 \text{ mm No cumple}$$

Asumo la profundidad del tablero

$$ts = 200 \text{ mm}$$

Figura 4.5 Cargas de la acera y bordillo



Nota: Sap2000 v22

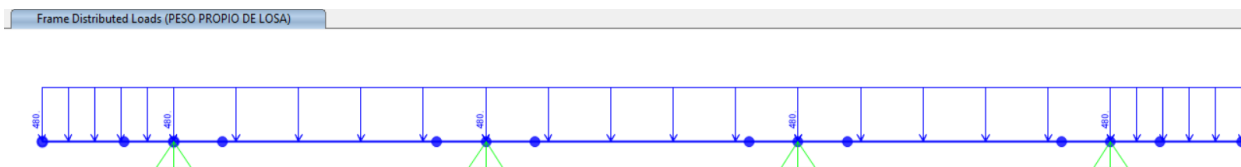
Figura 4.6 Momentos flectores generados por la acera y bordillo



Nota: Sap2000 v22

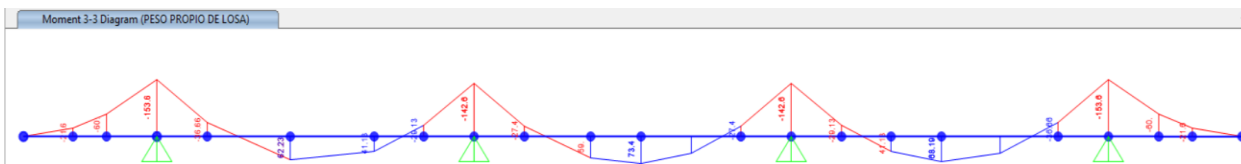
- Momentos generados por la losa

Figura 4.7 Cargas del peso propio de losa



Nota: Sap2000 v22

Figura 4.8 Momento flectores producidos por la losa

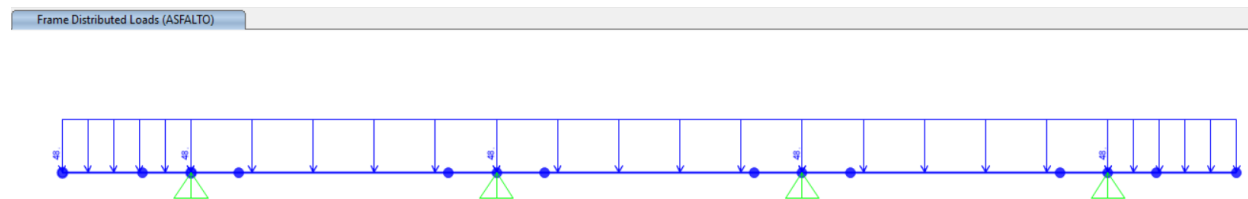


Nota: Sap2000 v22

- Momentos generados por el asfalto

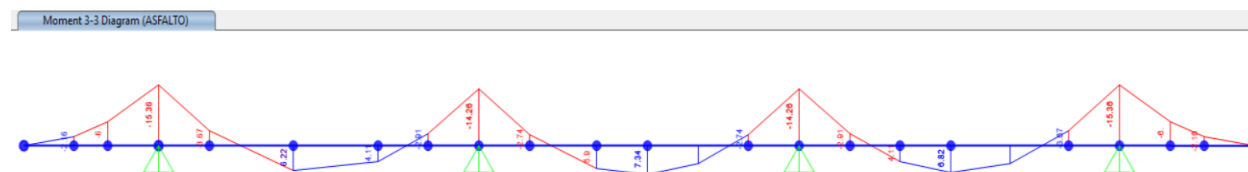
Se considera una capa de rodadura de 2 cm hormigonada monólicamente con la losa

Figura 4.9 Cargas de la capa de rodadura



Nota: Sap2000 v22

Figura 4.10 Momentos flectores de la capa de rodadura

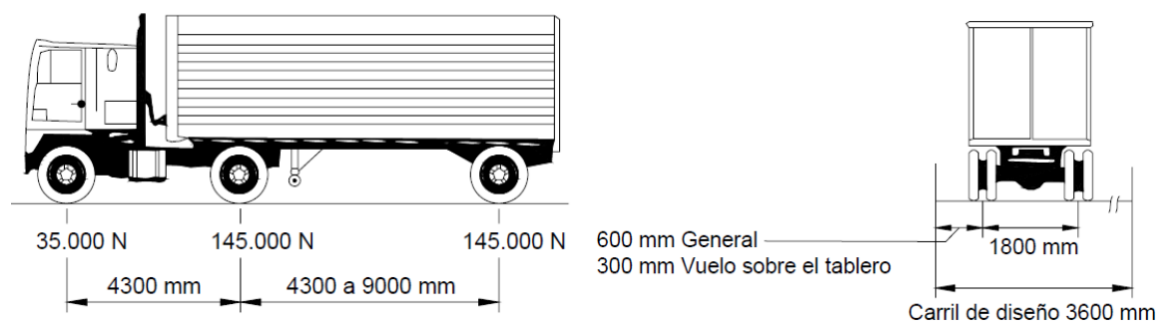


Nota: Sap2000 v22

4.1.6.2 Momentos flectores generados por la carga viva vehicular Art 4.6.2.1.3

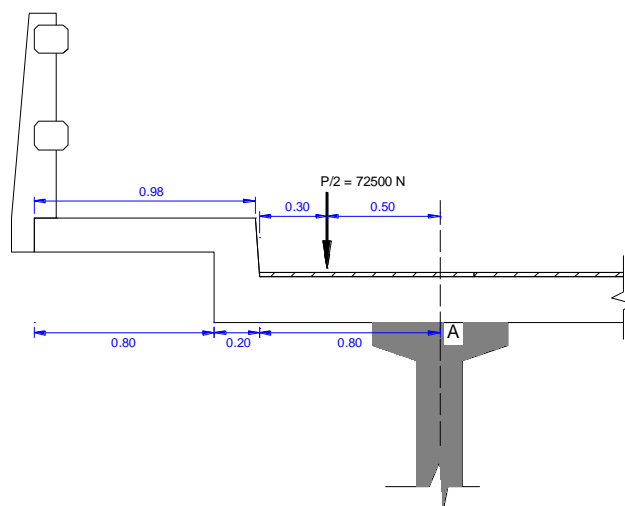
4.1.6.3 Cargas críticas del camión de diseño Art 3.6.1.2.2

Figura 4.11 Camión de diseño



Nota: AASHTO LFRD 2004

Figura 4.12 *Carga viva en vuelo*



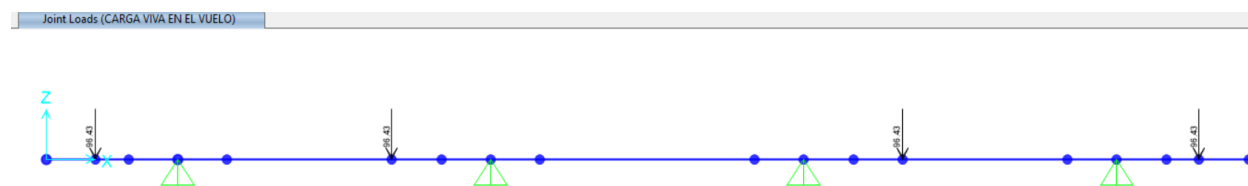
Nota: Elaboración propia

4.1.6.3.1 Momentos máximos negativos por carga viva en el vuelo

Factor de presencia múltiple $m = 1.2$

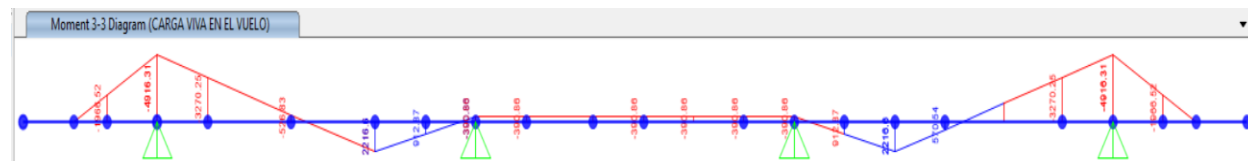
Incremento por carga dinámica $IM = 33\%$

Figura 4.13 *Carga viva en el vuelo*



Nota: Sap2000 v22

Figura 4.14 *Momentos flectores negativos debido a la carga viva en vuelo*



Nota: Sap2000 v22

4.1.6.3.2 Momento máximo positivo por carga viva

Factor de presencia múltiple $m = 1.0$

Figura 4.15 Cargas vivas solicitando los máximos momentos positivos en el tablero interior

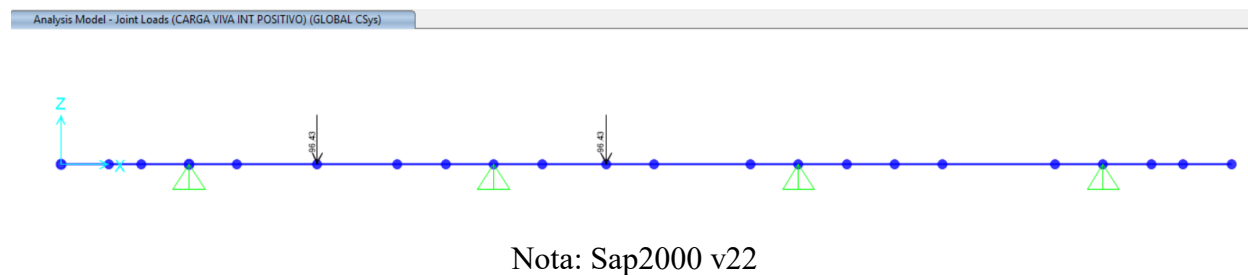
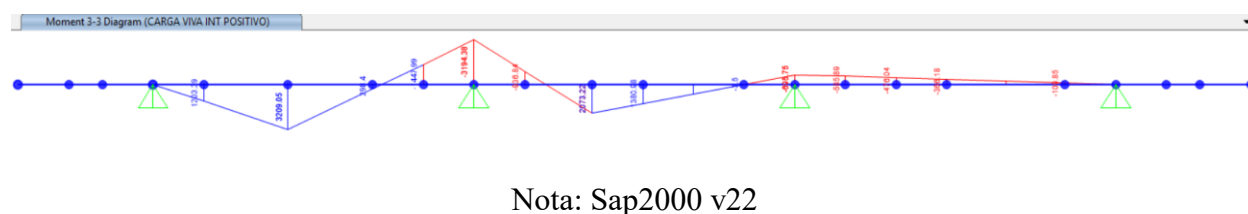


Figura 4.16 Momentos flectores máximos positivos



4.1.6.3.3 Momento máximo negativo por carga viva

Factor de presencia múltiple $m = 1.0$

Figura 4.17 Cargas vivas solicitando los máximos momentos negativos en el tablero interior

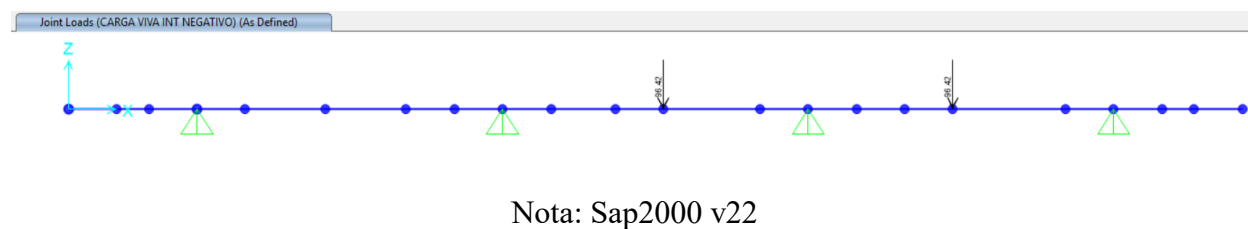
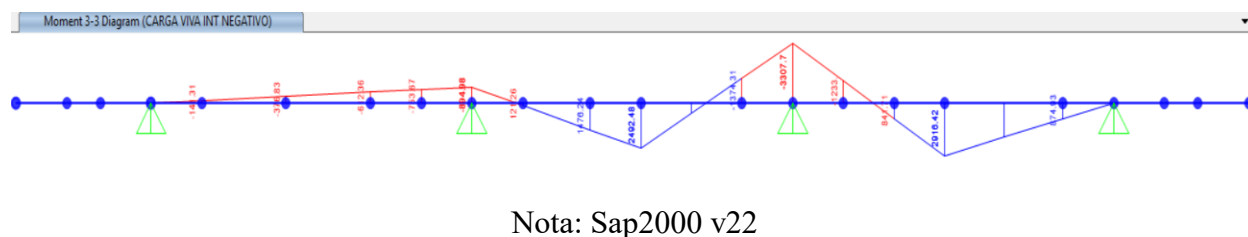


Figura 4.18 Momentos flectores máximos negativos



Ancho de fajas para losas vaciadas in situ

$$\text{Vuelo} \quad 1140 + 0.833 * X$$

$$\text{Momento positivo} \quad 660 + 0.55 * S$$

$$\text{Momento negativo} \quad 1220 + 0.25 * S$$

S = Separación de los elementos de apoyo (mm)

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

Tabla 4.1 Fajas equivalentes

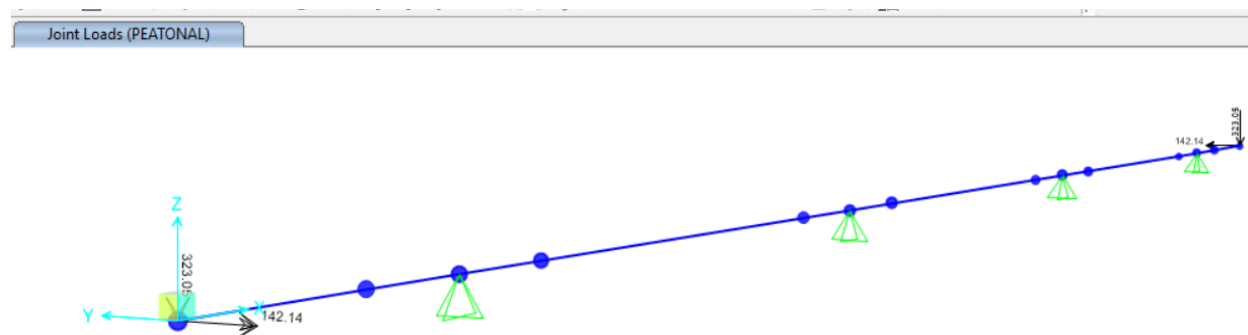
Ancho de fajas equivalentes afectados por el factor de presencia múltiple		
Momento positivo	1.71	m
Momento negativo	1.68	m
Momento en el vuelo	1.70	m

Nota: Elaboración propia

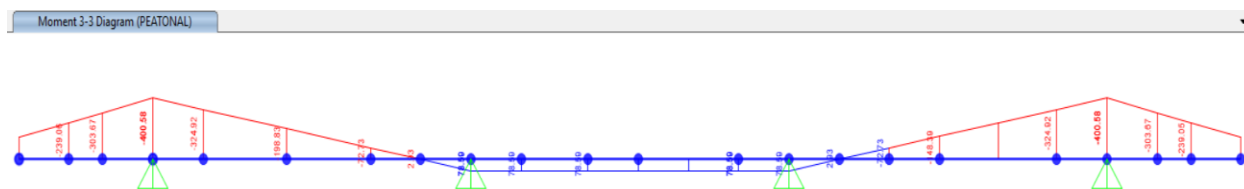
4.1.6.4 Momento negativo por carga peatonal Art. 3.6.1.6

La carga peatonal es de 3.6×10^{-3} MPa

Figura 4.19 Cargas debido a la carga peatonal



Nota: Sap2000 v22

Figura 4.20 Momentos flectores debido a la carga peatonal

Nota: Sap2000 v22

4.1.6.5 Resumen de las solicitaciones en el tablero

Tabla 4.2 Resumen de resultados más críticos, LL+IM afectado por las fajas equivalentes

Solicitaciones	Momento positivo (kg m)	Momento en el vuelo (kg m)	Momento negativo (kg m)
DC Barandado	89.44	386.00	0.00
DC Acera y bordillo	117.85	448.58	0.00
DC Losa	72.40	60.02	35.65
DW Asfalto	7.34	6.04	3.00
LL+IM	1882.44	1946.58	808.42
PL Peatonal	78.59	303.76	0.00

Nota: Elaboración propia

4.1.6.6 Análisis de combinaciones de cargas Art. 1.3

Modificadores de carga

Tabla 4.3 Factores de modificación

Descripcion	Resistencia	Servicio	Fatiga	Articulo
Ductilidad	1	1	1	1.3.3
Redundancia	1	1	1	1.3.4
Importancia	1	1	1	1.3.5
$\eta_D, \eta_R, \eta_I =$	1			

Nota: Elaboración propia

Estado límite de resistencia I Art. 3.4.1

$$M_u = n(1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM))$$

4.1.6.6.1 Para momento flector positivo a 0.4 de S

$$M_{0.4s}^+ = 1.00 (1.25 * (89.49 + 117.85 + 72.40) + 1.50 * 7.34 + 1.75(1882.44 + 78.59))$$

$$M_{0.4s}^+ = 3792.42 \text{ kg m/m}$$

4.1.6.6.2 Para momento flector negativo a $\frac{b_t}{3}$ del eje de apoyo

$$M_{300}^{-A} = 1.00 (1.25 * (35.65) + 1.5 * 3.00 + 1.75(808.42))$$

$$M_{300}^{-A} = 1463.79 \text{ kg m/m}$$

4.1.6.6.3 Para momento flector en el vuelo

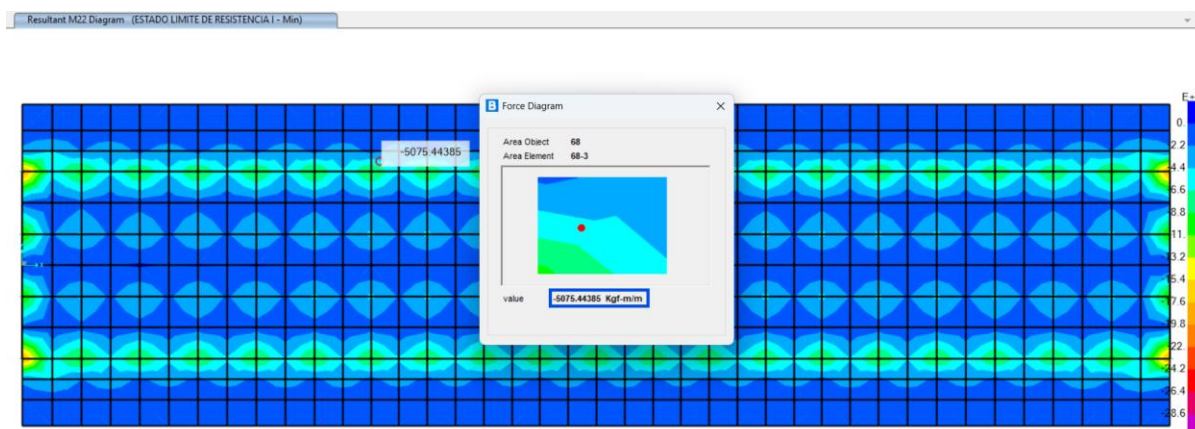
$$M_{300}^{-A} = 1.00 (1.25 * (386.00 + 448.58 + 60.02) + 1.5 * 6.04 + 1.75(1946.58 + 303.76))$$

$$M_{300}^{-A} = 5065.40 \text{ kg m/m}$$

4.1.7 Momentos flectores de diseño mediante el programa csi bridge v23

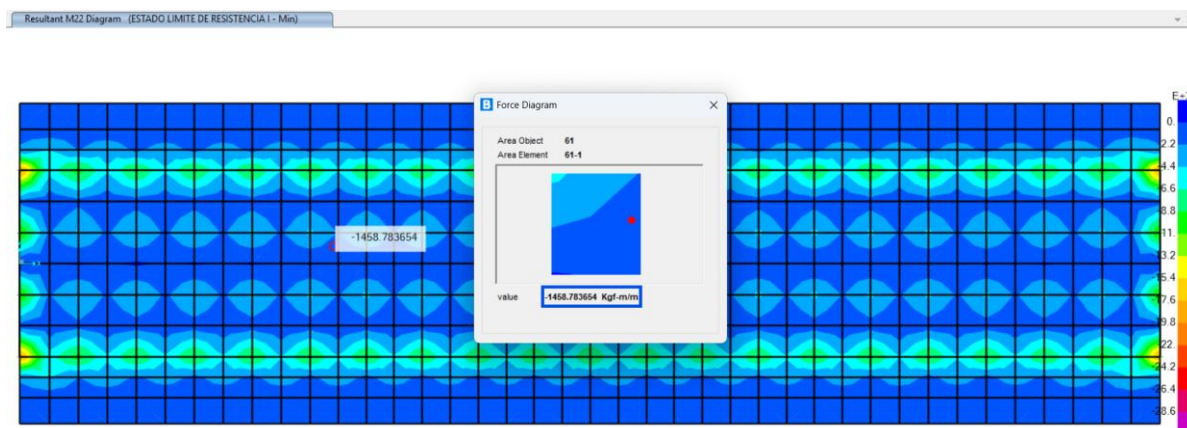
Momento flector negativo en el apoyo A (Csi bridge)

Figura 4.21 Comportamiento elástico del tablero debido a los momentos negativos en el vuelo



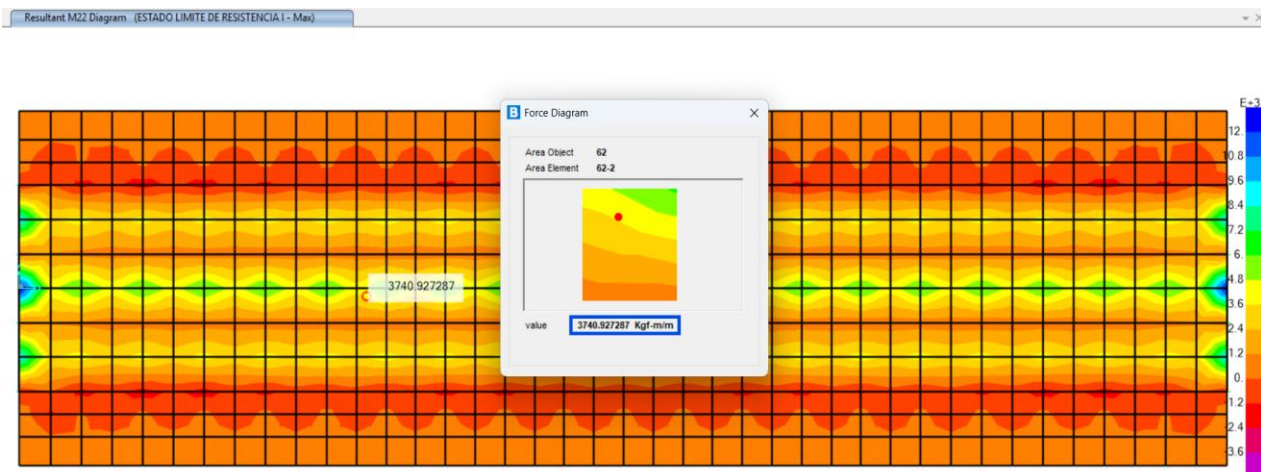
Nota: Csi bridge v23

Figura 4.22 Comportamiento elástico del tablero debido a los momentos negativos en el interior



Nota: Csi bridge v23

Figura 4.23 Comportamiento elástico del tablero debido a los momentos positivos



Nota: Csi bridge v23

4.1.8 Cálculo de las armaduras positivas del tablero

Superficie del tablero con tránsito de neumáticos 25.00 mm

Fondo de la losa hormigonada in situ 25.00 mm

Altura efectiva positiva

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\varnothing 12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$d_{pos} = 200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 169 \text{ mm}$$

Datos previos de diseño

Tabla 4.4 Datos de diseño para el momento positivo

Datos de entrada		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
b	100	cm
d	16.90	cm
Mu positivo	379242.00	kg cm/m

Nota: Elaboración propia

Cuantía necesaria

$$\rho_{pos} = \frac{f'_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$\rho_{pos} = \frac{21}{1,18 * 4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 379242.00}{0.9 * 21 * 100 * 16.90^2}} \right) = 0.0037$$

La cantidad de acero necesario para el refuerzo positivo será:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s^+ = \rho_{pos} * b * d$$

$$A_s^+ = 0.0037 * 100 * 16.9 = 6.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Diseñar con barras de 12 mm (As = 7.54 cm²)

Por lo tanto, utilizar Ø12c/15cm

Factor de reducción del hormigón

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } 0 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

Control de ductilidad

$$a = \frac{A_s^+ * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{7.54 * 4200}{0.85 * 210 * 100} = 1.77 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$C = \frac{a}{\beta_1} = 2.09 \text{ cm}$$

$$\frac{C}{d} \leq 0,42 \quad 0.12 < 0.43 \quad \text{Cumple por lo tanto la falla es ductil}$$

4.1.8.1 Armadura mínima positiva

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{4200} * 100 * 16.9 = 5.63 \text{ cm}^2$$

As ≥ As min Cumple con la armadura mínima

Verificación de la resistencia de diseño del hormigón y la resistencia ultima

Factor de resistencia a la flexión del hormigón $\phi = 0.9$

$$\phi M_n = \phi \left[A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 0.9 * \left[7.54 * 4200 \left(16.9 - \frac{1.77}{2} \right) \right] = 456388.04 \text{ kg cm/m}$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n (456388.04) \geq M_u (379242.00) \quad \text{Cumple}$$

4.1.8.2 Armadura de distribución

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S_e}} \leq 67\%$$

$$A_d = 67\% * A_{s+} = 5.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Asumir

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\phi 10} = 0.79 \text{ cm}^2 \quad A_s$$

Por lo tanto, utilizar $\phi 10\text{c}/15\text{cm}$

4.1.9 Calculo de armaduras negativas del tablero

Altura efectiva negativa

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\phi 16} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$d_{neg} = 200 \text{ mm} - 60 \text{ mm} - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 169.00 \text{ mm}$$

Tabla 4.5 Datos de diseño para el momento negativo

Datos de entrada		
fc	210	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
b	100	cm
d	16.90	cm
Mu positivo	146379.00	kg cm/m

Nota: Elaboración propia

$$\rho_{nec} = \frac{f'_c}{1,18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * M_u}{\phi * f'_c * b * d^2}} \right) = 0.0014$$

Cantidad de acero necesario para refuerzo negativo será:

$$\rho_{min} = 0.0018 \quad \text{Asumir cuantía mínima}$$

$$A_s^- = \rho_{neg} * b * d = 3.04 \text{ cm}^2/m$$

Diseñar con barras de 12 mm ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$)

Por lo tanto, utilizar $\phi 12c/20cm$

Control de ductilidad

$$a = \frac{A_s^- * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 1.33 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 1.56 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,42$$

$$0.09 \leq 0.42 \quad \text{Cumple por lo tanto la falla es dúctil}$$

(El espaciamiento de la armadura en el tablero no debe ser mayor a 1.5(ts) o 450 mm Art. 5.10.3.2)

4.1.9.1 Armadura mínima negativa

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 5.63 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} \quad \text{Cumple con la armadura mínima}$$

Verificación de diseño del hormigón y la resistencia ultima de diseño

$$\phi M_n = \phi \left[A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] = 346737.18 \text{ kg cm/m}$$

$$\phi M_u \geq M_u$$

$$\phi M_u (346737.18) \geq M_u (146379.00) \quad \text{Cumple}$$

4.1.9.2 Armadura por retracción y temperatura

$$A_{st} = 0,75 * \frac{A_g}{f_y} = 0.36 \text{ cm}^2/m$$

$A_g = \text{Área bruta de la sección}$

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 10} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, utilizar $\emptyset 10c/30cm$

4.1.10 Diseño de las armaduras en el volado

Tabla 4.6 Datos de diseño para el momento negativo

Datos de entrada		
fc	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
b	100	cm
d	16.90	cm
Mu positivo	506540.00	kg cm/m

Nota: Elaboración propia

$$\rho_{nec} = \frac{f'_c}{1.18 * f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\emptyset * f'_c * b * d^2}} \right) = 0.0049$$

Cantidad de acero necesario para refuerzo negativo será:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s^- = \rho_{neg} * b * d = 8.42 \text{ cm}^2/m$$

Diseñar con barras de 12 mm ($A_s = 11.30 \text{ cm}^2$)

Por lo tanto, utilizar $\emptyset 12c/20cm + \emptyset 12c/20cm$ intercalado

Control de ductilidad

$$a = \frac{A_s^- * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 2.66 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 3.13 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

$$0.19 \leq 0.42$$

Cumple por lo tanto la falla es dúctil

(El espaciamiento de la armadura en el tablero no debe ser mayor a $1.5(ts)$ o 450 mm Art. 5.10.3.2)

4.1.10.1 Armadura mínima en el volado

$$A_{S\ min} = \frac{14}{f_y} * b * d = 5.63\ cm^2/m$$

$A_s > A_{S\ min}$ Cumple con la armadura mínima

Verificación de diseño del hormigón y la resistencia ultima de diseño

$$\phi M_n = \phi \left[A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] = 665082.11\ kg\ cm/m$$

$$\phi M_u \geq M_u$$

$$\phi M_u (665082.11) \geq M_u (506540.00)\ \text{Cumple}$$

4.1.10.2 Armadura por retracción y temperatura en el volado

$$A_{st} = 0,75 * \frac{A_g}{f_y} = 0.55\ cm^2/m$$

A_g = Área bruta de la sección

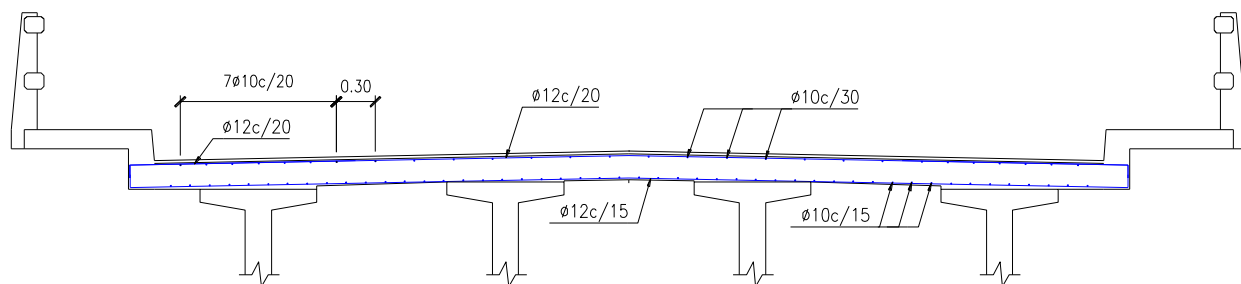
$$\phi = 10\ mm$$

$$A_{\phi 10} = 0.79\ cm^2$$

Por lo tanto, utilizar $\phi 10c/20cm$

4.1.11 Esquema de armado del tablero

Figura 4.24 Detalle del esquema de armado del tablero



Nota: Elaboración propia

4.2 DISEÑO DE LA VIGA POSTENSADA

4.2.1 Condiciones de diseño

Luz de calculo 34.70 m

Ancho de calzada 7.30 m

4.2.2 Materiales

Peso específico del hormigón $\gamma_h = 2400 \text{ kg/m}^3$

Peso específico del asfalto $\gamma_{asf} = 2250 \text{ kg/m}^3$

Resistencia cilíndrica a compresión del hormigón, Viga $f_{cv} = 35 \text{ MPa}$

Resistencia cilíndrica a compresión del hormigón, Tablero $f_c = 21 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad del hormigón (Viga) Art. 5.4.2.6 $E_c = 0.043 * \gamma_h^{1.5} * \sqrt{f_c} = 29910.20 \text{ Mpa}$

Módulo de elasticidad del hormigón (Tablero) $E_c = 0.043 * \gamma_h^{1.5} * \sqrt{f_c} = 23168.34 \text{ Mpa}$

4.2.3 Acero de refuerzo

Límite de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo Art. 5.4.3.2 $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

Acero de preesfuerzo de baja relajación (Grado 270 Ksi)

Resistencia específica del acero de preesfuerzo $f_{pu} = 1890 \text{ Mpa}$

Módulo de elasticidad $E_p = 197000 \text{ Mpa}$

Diámetro de los torones $\emptyset 1/2''$

Área de un torón 98.71 mm^2

4.2.4 Selección de número de carriles Art. 3.6.1.1.1

$N_c = \frac{w}{3600} = 2$ Asumimos 2 carriles de diseño

Incremento por carga dinámica Art. 3.6.2.1

Impacto 33%

Fatiga 15%

Modificadores de carga Art. 1.3

Tabla 4.7 *Modificadores de carga*

Descripcion	Resistencia	Servicio	Fatiga	Articulo
Ductilidad	1	1	1	1.3.3
Redundancia	1	1	1	1.3.4
Importancia	1	1	1	1.3.5

$$\eta_D, \eta_R, \eta_I =$$

1
Nota: Elaboración propia

4.2.5 Predimensionamiento geométrico de la sección transversal de la viga postensada

Tabla 4.8 *Dimensiones de la viga postensada*

DIMENSIONES DE LA VIGA (m)		SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA POSTENSADA
h	2.15	
b_t	0.90	
t_t	0.10	
t'_t	0.06	
b_b	0.70	
t_b	0.15	
t'_b	0.17	
b'	0.20	

Nota: Elaboración propia

Área de la sección transversal de la viga	$A_v = 6435.00 \text{ cm}^2$
Altura de la viga postensada	$h_v = 215.00 \text{ cm}$
Momento de inercia de la viga postensada	$I_v = 36842061.58 \text{ cm}^4$
Distancia del centro de gravedad a la fibra superior	$Y_t = 111.29 \text{ cm}$
Distancia del centro de gravedad a la fibra inferior	$Y_b = 103.71 \text{ cm}$
Módulo de resistencia de la fibra superior	$W_t = 331036.86 \text{ cm}^3$
Módulo de resistencia de la fibra inferior	$W_b = 355251.20 \text{ cm}^3$

4.2.6 Espesores mínimos de la viga Art. 5.14.1.2.2

Patín superior $\geq 50 \text{ mm}$

Alma $\geq 125 \text{ mm}$

Patín inferior $\geq 125 \text{ mm}$

4.2.7 Espesor de tablero Art 9.7.1.1

El espesor mínimo del tablero es de 175 mm

$$t_s = 200 \text{ mm}$$

4.2.8 Profundidad mínima de la viga más el tablero Art 2.5.2.6.3-1

$h_{\min_viga} = 0.040 * L$ Tramos continuos

$h_{\min_cal} = 1400 \text{ mm}$

$h_{viga} = 2350 \text{ mm}$

$h_{viga} \geq h_{\min_viga}$ Cumple

4.2.8.1 Parámetros de rigidez longitudinal Art. 4.6.2.2.1-1

Relación modular entre los materiales de la viga y el tablero

$$\eta = \frac{\sqrt{f_{cv}}}{\sqrt{f_c}} = 1.183$$

$$K_g = \eta(I_v + A_v * e_g^2)$$

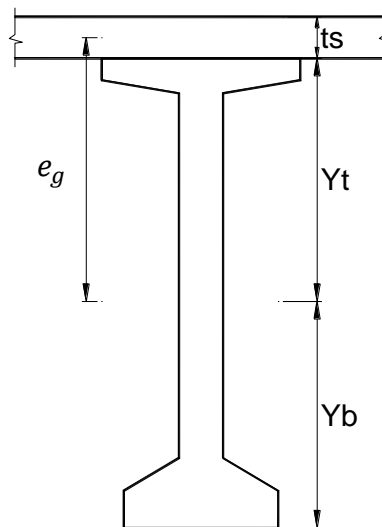
$I_v =$ Momento de inercia de la viga (mm^4)

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la viga y el tablero (mm)

A = Área de la viga (mm^2)

$$e_g = y_t + \frac{t_s}{2} = 1212.92 \text{ mm} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad viga losa}$$

Figura 4.25 Distancia entre centros de gravedad (viga – losa)



Nota: Elaboración propia

$$K_g = 1.183(+A_v * e_g^2) = (1.6978E + 12 \text{ mm}^4) \quad \text{Parámetro de rigidez longitudinal}$$

4.2.8.2 Factores de distribución para momentos Art. 4.6.2.2.1-1

Viga interior con tablero de hormigón armado tabla 4.6.2.2b-1

Rango de aplicabilidad

$1100 \leq S \leq 4900$ Cumple con el espaciamiento mínimo

$110 \leq t_s \leq 300$ Cumple con el espesor mínimo de losa

$6000 \leq L \leq 73000$ Cumple con la longitud de la viga postensada

$N_b \geq 4$ Cumple con el número de vigas

$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ Cumple con la rigidez longitudinal

- **Un carril de diseño cargado**

$$mg_M^{SI} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} * \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0,1} = 0.422$$

- **Dos carriles de diseño cargados**

$$mg_M^{MI} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0,1} = 0.595 \text{ (Gobierna)}$$

Viga exterior con tablero de hormigón armado tabla 4.62.2d-1

Rango de aplicabilidad

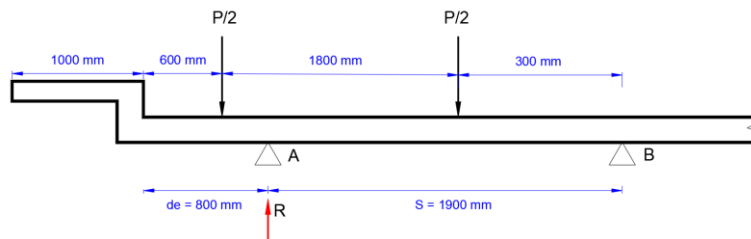
$d_e = 800 \text{ mm}$ Distancia desde el eje central de la viga exterior al cordón de tráfico

$-300 \leq d_e \leq 1700$ Cumple

- **Un carril de diseño cargado**

Ley de momentos

Figura 4.26 Ley de momentos



Nota: Elaboración propia

$$\sum M_B = R * 1900 - \frac{P}{2}(300) - \frac{P}{2}(300 + 1800) = 0$$

$$R = \frac{P}{2} \left(\frac{300 + 2100}{1900} \right) = 0.6315$$

$$mg_M^{SE} = 1,2 * 0,796 = 0.757 \quad \text{(Gobierna el diseño)}$$

- **Dos carriles de diseño cargado**

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 1.056$$

$$mg_M^{ME} = e * mg_M^{MI} = 0.6303$$

Factores de distribución de momentos para viga interior 0.597

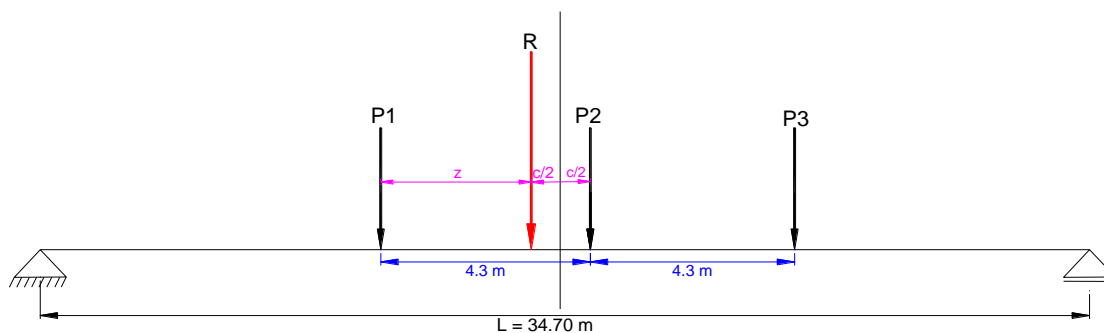
Factores de distribución de momentos para viga exterior 0.757

4.2.8.3 Cálculo de los momentos debido a la carga viva, carga de carril más impacto

Cálculo de los momentos máximos del camión de diseño HL-93

Momento máximo según el teorema de barre (Anexo H)

Figura 4.27 Teorema de barre



Nota: Elaboración propia

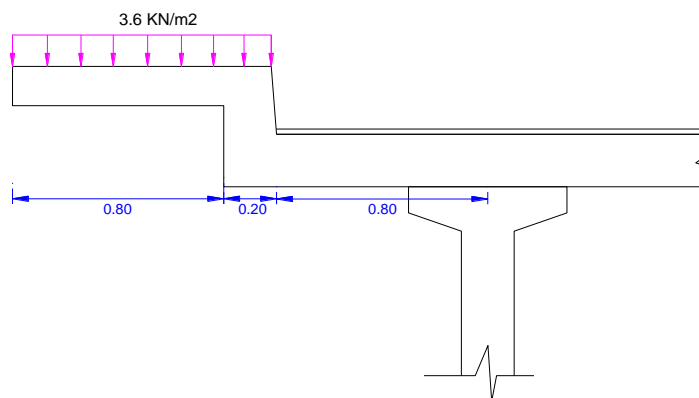
$$M_{max} = 4672.14 \text{ KN m}$$

Cálculo de los momentos por carga peatonal Art. 3.6.1.6

Carga peatonal 3.6 KN/m²

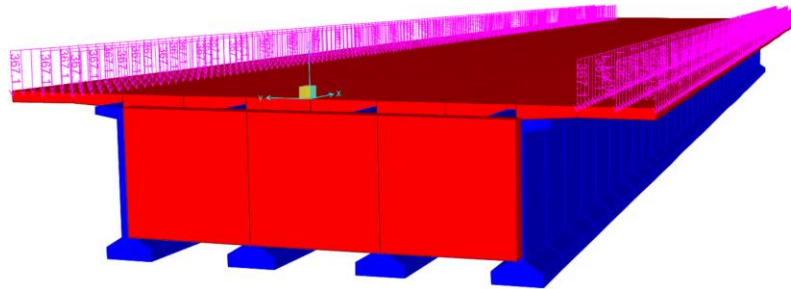
Ancho de la acera 1 m

Figura 4.28 Carga peatonal en la acera



Nota: Elaboración propia

Figura 4.29 Carga peatonal en la acera



Nota: Csi bridge v23

$$q_{pl} = 3.6 \frac{KN}{m^2} * 1m = \frac{3.6 KN}{m}$$

$$M_{pl} = \frac{3.6 * 34.70^2}{8} = 541.84 KN m$$

4.2.9 Utilizando los factores de distribución

Momentos para la viga interior

$$M_{LL+IM} = mg_M^{MI} * M_{max} = 2780.72 KN m$$

Momentos para la viga exterior

$$M_{LL+IM} = mg_M^{SE} * M_{max} + M_{pl} = 4082.83 KN m$$

Resultado del análisis de los factores de distribución tenemos a la viga exterior como la más solicitada, por lo tanto, trabajaremos netamente en ella.

4.2.10 Cálculo de momentos debido a la carga muerta – viga exterior

Momentos debido al peso propio de la losa (M_{lh})

$$q_{lh} = \gamma_h * t_s * \left(\frac{S}{2} + a\right) = 804.00 kg/m$$

$$M_{lh} = \frac{q_{lh} * L^2}{8} = 121011.05 kg m$$

Momentos debido al peso propio de la viga (M_{pp})

$$q_v = \gamma_h * A_v = 1544.40 kg/m$$

$$M_{pp} = \frac{q_v * L^2}{8} = 232449.57 kg m$$

Momentos debido al peso del diafragma (Md)

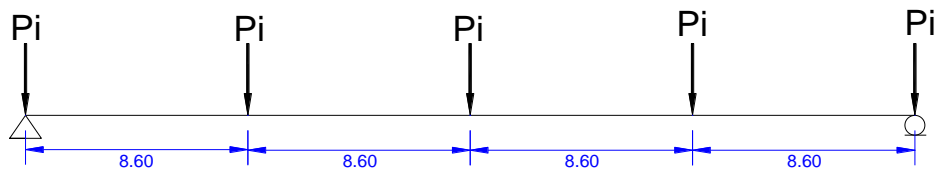
$$h_d = h_v - t_b - t'_b = 1.830 \text{ m}$$

$$\text{Ancho del diafragma } b_d = 0.20 \text{ m}$$

$$q_d = h_d * b_d * \gamma_h = 878.40 \text{ kg/m}$$

$$P_i = 746.64 \text{ kg}$$

Figura 4.30 Cargas del diafragma



Nota: Elaboración propia

$$M_d = 13066.20 \text{ kg m} \text{ (Datos extraídos del SAP2000)}$$

Momentos debido a la estructura superior (MDC1)

$$q = bar + bord + P1 + P2$$

$$q_{DC} = 576.76 \text{ kg/m} \text{ (Datos extraídos del análisis de la estructura superior)}$$

$$M_{DC1} = \frac{q_{DC} * L^2}{8} = 88316.37 \text{ kg m}$$

Momentos debido al asfalto (DW)

$$C_{rodadura} = 0.02 \text{ m}$$

$$q_{DW} = \gamma_{asf} * C_{rod} * be = 78.75 \text{ kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{q_{DW} * L^2}{8} = 11852.76 \text{ kg m}$$

4.2.11 Propiedades de la sección compuesta

$$\text{Relación de módulos } \eta = \frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{f_{cv}}} = 0.775$$

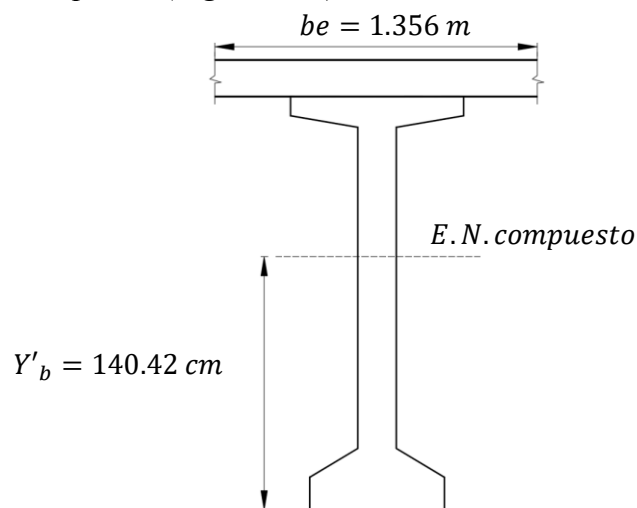
Ancho efectivo del patin superior de la viga exterior

$$b_{ext} = 1.75 \text{ m}$$

Ancho efectivo (be)

$$b_e = n * b_{ext} = 1.356 \text{ m}$$

Figura 4.31 Sección compuesta (Viga – Losa)



Nota: Elaboración propia

Área de la sección	$Av_{sc} = 9245.10 \text{ cm}^2$
Altura de la viga y el tablero	$Hvt_{sc} = 234.00 \text{ cm}$
Momento de inercia	$I_{sc} = 65465795.12 \text{ cm}^4$
Distancia al CG de la fibra superior	$Y'_t = 93.58 \text{ cm}$
Distancia al CG de la fibra inferior	$Y'_b = 140.42 \text{ cm}$
Modulo resistente de la fibra superior	$W'_t = 699591.00 \text{ cm}^3$
Modulo resistente de la fibra inferior	$W'_b = 466205.02 \text{ cm}^3$

Resumen de momentos máximos

Tabla 4.9 Resumen de solicitaciones en la viga

Momentos maximos de diseño		kg m	KN m
Carga transitoria mas el peatonal	LL+IM	416318.02	4084.08
Peso propio de viga	DC (Mpp)	232449.57	2280.33
Peso de la losa	DC (Mlh)	121011.05	1187.12
Peso de los diafragmas	DC (Md)	13066.20	128.18
Peso de la estructura superior	DC (MDC1)	86808.87	851.60
Peso del asfalto	DW (MDW)	11852.76	116.28

Nota: Elaboración propia

4.2.12 Determinación de preesfuerzo final

Datos

Diametro de vaina 7 cm

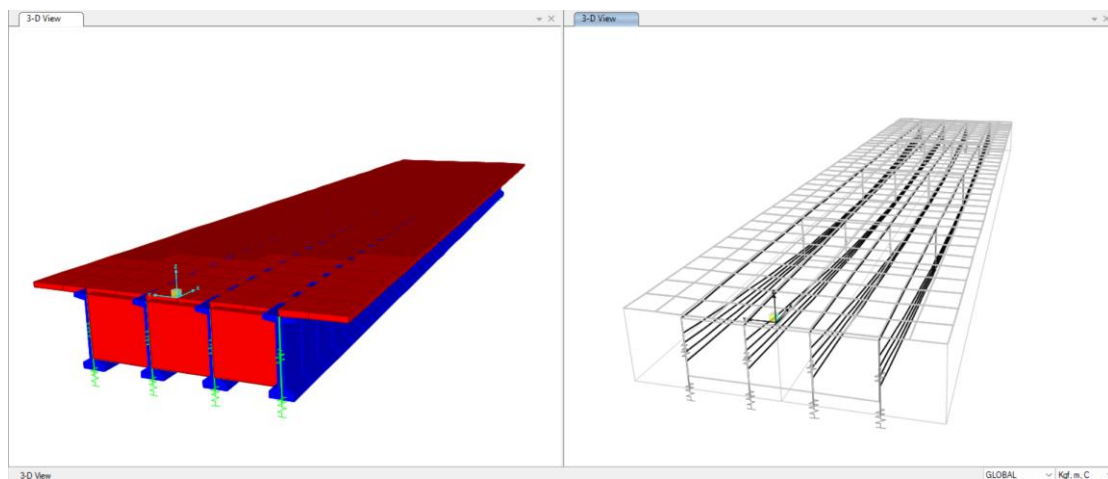
Recubrimiento de vaina 5 cm

Excentricidad ideal (e)

$$d' = \frac{(12 * 8,5) + (12 * 15,5) + (12 * 22,5) + (29,5 * 12)}{48} = 19,00 \text{ cm}$$

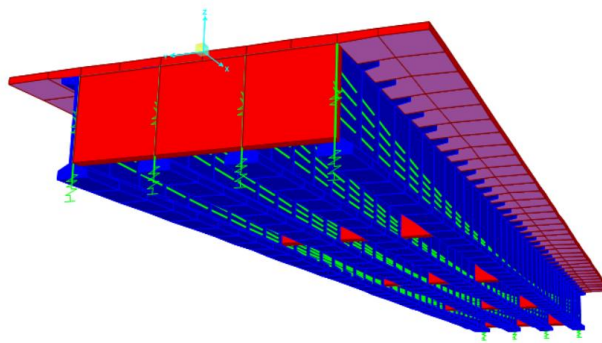
$$e = y_b - d' = 84,70 \text{ cm}$$

Figura 4.32 Modelado de los tendones



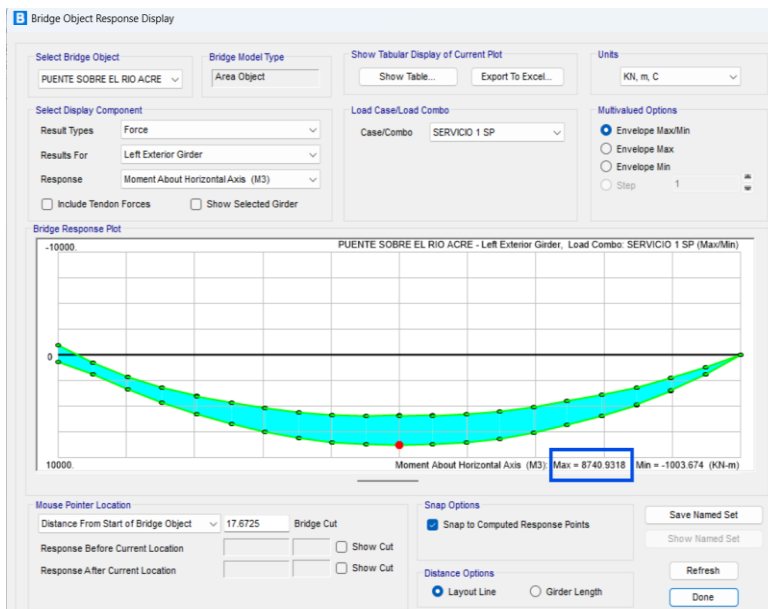
Nota: Csi bridge v23

Figura 4.33 Modelo de la Superestructura



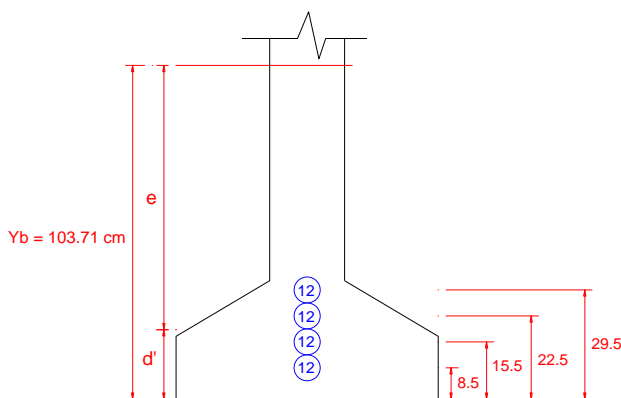
Nota: Csi bridge v23

Figura 4.34 Momento máximo de servicio I



Nota: Elaboración propia

Figura 4.35 Excentricidad



Nota: Elaboración propia

Sumatoria de tensiones

$$f_{cb} = \frac{P_{\alpha}}{A_v} + \frac{P_{\alpha} * e}{W_b} - \frac{M_{pp} + M_{lh} + M_d}{W_b} - \frac{M_{DC1} + M_{DW}}{W'_b} - \frac{M_{LL+IM}}{W'_b}$$

$$\sum t = \frac{M_{viga} + M_{losa} + M_{diaf}}{W_b} + \frac{M_{dc1} + M_{dw}}{W_{bc}} + \frac{M_{ll} + I}{W_{bc}} = 20076.54 \text{ KN/m}^2$$

$$K_t = \frac{I/A}{y_b} = 0.55 \text{ Módulo de rigidez}$$

$$P_{\alpha} = \frac{A * \sum t}{\left(1 + \frac{e}{K_t}\right)} = 5097.60 \text{ KN}$$

Numero de torones

$$\# = \frac{P_{\alpha}}{0.6 * f_{pu} * A_s} = 46.27$$

Adoptamos 48 torones de ½”

Fuerza de pretensado para una vaina de 12 torones

$$\frac{P_{\alpha}}{Nr_{o_{torones}}} * 12 = 1274.40 \text{ KN}$$

Capacidad de una vaina de 12 torones

$$0.6 * f_{pu} * A_s = 1321.92 \text{ KN}$$

$$1321.92 > 1274.40 \text{ KN} \dots \text{Cumple}$$

4.2.13 Verificación previa de resistencia

$$\phi M_n = \phi (A_{ps} * 0.95 * f_{pu} + A_s * f_y) * (0.9 * h) \geq M_u \quad \phi = 1$$

$$\phi M_n = 17707.17 \text{ kN m}$$

Mu = resistencia l, momento factorizado

$$DC = M_{pp} + M_{lh} + M_d + M(DC1) = 4447.23 \text{ KN m}$$

$$DW = M(DW) = 116.27 \text{ KN m}$$

$$LL = M(LL + IM) = 4084.08 \text{ KN m}$$

$$M_u = n(1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)) = 12876.64 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ "Cumple la seccion a la resistencia"}$$

4.2.14 Evaluación de las pérdidas de pretensado art 5.9.5

Para elementos postensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

$$\Delta f_{pT} = \text{Perdida total}$$

$$\Delta f_{pF} = \text{Perdida por friccion}$$

$\Delta f_{pA} =$ Perdida por acualamiento de los anclajes

$\Delta f_{pES} =$ Perdida por acortamiento elastico

$\Delta f_{pSR} =$ Perdida por contraccion

$\Delta f_{pCR} =$ Perdida por fluencia lenta del hormigon

$\Delta f_{pR2} =$ Perdida por relajacion del acero despues de la transferencia de energia

4.2.15 Perdidas dependientes del tiempo art 5.9.5.3 (Retracción, fluencia y relajación del acero)

Para vigas tipo I

PPR = 1 (Postensado)

$$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} = 230 * \left[1 - 0,15 \frac{f'c - 41}{41} \right] + (41 * PPR) - 41$$

$$\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} = 235048.78 \text{ KN/m}^2$$

4.2.16 Perdidas por acortamiento elástico del hormigón Art. 5.9.5.2.3b

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp}$$

$N =$ Numero de tendones de pretensado

$f_{cgp} =$ Sumatoria de tensiones del hormigon en el CG de los tendones (Mpa)

$$P_i = P_\alpha + (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}) * A_{ps} = 6169.35 \text{ KN}$$

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{Av} + \frac{P_i * e^2}{Iv} - \frac{M_{viga} * e}{Iv} = 16361.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp} = 40410.37 \text{ KN/m}^2$$

Primera iteración

$$f_{pi} = \frac{P_i}{A_{ps}} + \Delta f_{pES} = 1342489.60 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{i-iterado} = f_{pi} * A_{ps} = 6360.18 \text{ KN}$$

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i * e^2}{I} - \frac{M_{viga} * e}{I} = 17031.37 \text{ KN/m}^2$$

Tabla 4.10 Resumen de iteraciones

Iteraciones	Fpi	Pi-iterado	Fcgp	FpES
1	1342.490	6360823.124	17.0316	42.066289653
2	1344.146	6368668.976	17.0591	42.134144766
3	1344.213	6368990.479	17.0602	42.136925295
4	1344.216	6369003.654	17.0603	42.137039233
5	1344.216	6369004.194	17.0603	42.137043902
6	1344.216	6369004.216	17.0603	42.137044094
7	1344.216	6369004.217	17.0603	42.137044102
8	1344.216	6369004.217	17.0603	42.137044102

Nota: Elaboración propia

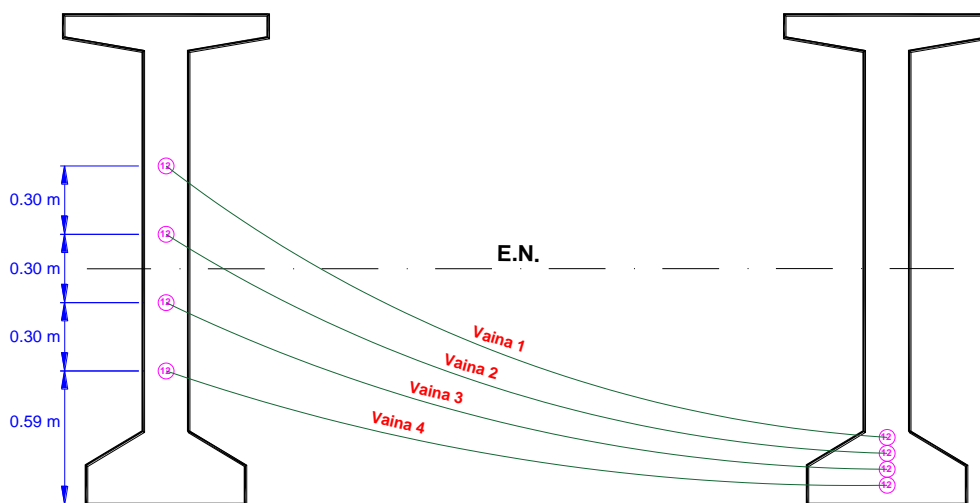
$$\Delta f_{pES} = 42137.04 \text{ KN/m}^2$$

4.2.17 Perdidas por fricción Art 5.9.5.2b

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} * (1 - e^{-(k*x + \mu*\alpha)})$$

Centro de gravedad

Figura 4.36 Disposición de los tendones

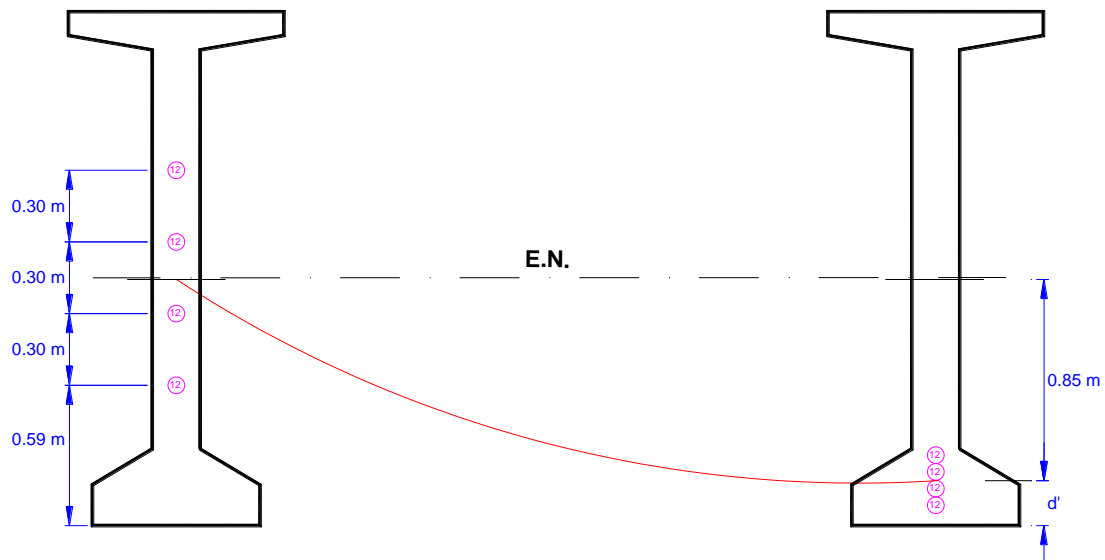


Nota: Elaboración propia

$$C.g. = \frac{(12 * 0,59) + (12 * 0,89) + (12 * (1,19)) + (12 * 1,49)}{48} = 1.04 \text{ m}$$

Obtenemos un tendón equivalente para seguir con el análisis

Figura 4.37 Tendón equivalente



Nota: Elaboración propia

$$k = 0.00000066$$

$$x = \frac{L}{2} = 17.35 \text{ m}$$

$$u = 0.25$$

$$f = 0.85 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{2f}{x} = \frac{2 * 0.85}{17.35} = 0.0980 \text{ rad}$$

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} * (1 - e^{-(k*x + \mu*\alpha)}) = 47461.98 \text{ KN/m}^2$$

4.2.18 Perdida por acualamiento y anclaje

$$\Delta f_{pA} = \frac{2 * E_p * h}{x} - 2\Delta f_{pF}$$

$$h = 6 \text{ mm (AASHTO LFRD 2004) Art C5.9.2.1}$$

$$x = \sqrt{\frac{E_p * h * l}{\Delta f_{pF}}} = 20.36 \text{ m}$$

$$x > \frac{L}{2} \text{ "Cumple"}$$

Tesamos de un lado

$$\Delta f_{pA} = \frac{2 * E_p * h}{x} - 2\Delta f_{pF} = 18802.63 \text{ KN/m}^2$$

4.2.19 Resumen de las pérdidas instantáneas y a largo plazo

$$\Delta f_{pT} = (\text{Pérdidas Instantáneas}) + (\text{Pérdidas Dependientes del Tiempo})$$

$$\Delta f_{pT} = (\Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}) + (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2})$$

$$\Delta f_{pT} = 343450.40 \text{ KN/m}^2$$

4.2.20 Cálculo de preefuerzo inicial

Área total de los torones 4639.40 mm^2

Preesfuerzo final 5096.04 KN

Pérdida diferida directa 1627.29 KN

Pérdida total % 30.93%

$$P_{inicial} = P_f + \Delta f_{pT} = 6723.34 \text{ KN}$$

4.2.21 Verificación de las tensiones en el hormigón

Tracción (-)

Compresión (+)

Tensiones en la etapa inicial de la viga postensada (T=0)

Fibra superior de la viga

$$\sigma_3 = \frac{P_f}{A_v} - \frac{P_f * e}{W_t} + \frac{M_{pp}}{W_t} = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

Tension admisible Art 5.9.4.1

$$\sigma_{3_adm} = -0.25 * \sqrt{f'_{ci}} = -1.479 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_3 \leq \sigma_{3_adm} \quad \text{Cumple a la traccion}$$

Fibra inferior de la viga

$$\sigma_4 = \frac{P_f}{A_v} + \frac{P_f * e}{W_b} - \frac{M_{pp}}{W_b} = 20.06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{4_adm} = 0.6 * f'_{ci} = 21.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_4 \leq \sigma_{4_adm} \quad \text{Cumple a la compresion}$$

Tensiones en la etapa de servicio de la viga postensada ($T=\alpha$)

Fibra superior de la viga (Compresión)

$$\sigma_3 = \frac{P_o}{A_v} - \frac{P_o * e}{W_t} + \frac{M_{pp}}{W_t} + \frac{M_{lh}}{W'_t} + \frac{M_d}{W'_t} + \frac{M_{DC1}}{W'_t} + \frac{M_{DW}}{W'_t} + \frac{M_{LL+IM}}{W'_t} = 10.96 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{3_adm} = 0.45 * f'cv = 15.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_3 \leq \sigma_{3_adm} \text{ Cumple a la compresion}$$

Fibra inferior de la viga (Tracción)

$$\sigma_4 = \frac{P_o}{A_v} + \frac{P_o * e}{W_b} - \frac{M_{pp}}{W_b} - \frac{M_{lh}}{W'_b} - \frac{M_d}{W'_b} - \frac{M_{DC1}}{W'_b} - \frac{M_{DW}}{W'_b} - \left(\frac{M_{LL+IM}}{W'_b} \right) = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{4_adm} = -0.50 * f'cv = -17.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_4 > \sigma_{4_adm} \text{ Cumple a la traccion}$$

4.2.22 Verificación al estado límite de resistencia de las tensiones en el acero de preesforzado

$$\phi Mn > Mu$$

Elementos solicitados a flexión Art 5.7.3

Tensión en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión con tendones adherentes

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Valor de K = 0.28

Tabla 4.11 Valores de K para tendones adherentes

Tipo de tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

Nota: AASHTO LFRD

Sección transformada

$$b = \eta * b_{ext} = 1.355 \text{ m}$$

Distancia de la fibra más comprimida al baricentro de los tendones

$$d_p = (H_{viga} + t_s) - d' = 2.16 \text{ m}$$

Viga postensada en su totalidad Art 5.7.2.2 $\beta_1 = 0.8$

Límite de fluencia del acero de pretensado 90%

$$f_{pu} = 1674 \text{ MPa}$$

Distancia del eje neutro para el comportamiento de una viga de sección rectangular art 5.7.3.1.2

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y - A'_s * f'_y}{0.85 * f_c * \beta_1 * b + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}} = 0.238 \text{ m}$$

$a = \beta_1 * c = 1.19 \text{ m}$ Trabaja como una viga rectangular

$$h_f = 0.20 \text{ m}$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

4.2.22.1 Tensión del acero de pretensado a la resistencia nominal con tendones

adherentes

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k * \frac{c}{d_c}\right) = 1802550.0 \text{ KN/m}^2$$

$$T_p = A_{ps} f_{ps} = 8540.62 \text{ KN}$$

Resistencia a la flexión mayorada Art 5.7.3.2.3

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s * f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s * f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 * f_c (b - b_w) \beta_1 * h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$M_n = 17618.88 \text{ KN m}$$

Para flexión y tracción de Hormigón Preesforzado Art. 5.5.4.2

$$\phi = 1.0$$

Momento ultimo para el estado límite de resistencia

$$M_u = 12876.64 \text{ KN m}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ Cumple}$$

4.2.22.2 Límite para las armaduras Art 5.7.3.3

Máxima disipación de armadura de pretensado y no pretensado

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

Donde:

$$d_e = \frac{A_{ps} * f_{ps} * d_p + A_s * f_y * d_s}{A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_y} = 2.16 \text{ m}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0.11 < 0.42 \quad \text{Cumple}$$

4.2.22.3 Armadura mínima de pretensado Art. 5.7.3.3.2

La armadura mínima está limitada por 1.2 veces el momento de fisuración

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f_{cv}} = 3727.10 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{cpe} = \frac{p_f}{A_v} + \frac{p_f * e}{w_b} = 26479.40 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{dnc} = 37.36 \text{ KN m}$$

$$M_{cr} = s_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{s_c}{s_{nc}} - 1 \right) = 12959.76 \text{ KN m}$$

$$17618.88 > 1.2 * 12959.76 = 15551.71$$

$$\emptyset M_n > 1.2 M_{cr} \quad \text{Cumple con la armadura mínima}$$

Los 48 torones de 1/2” satisfacen el estado limita de resistencia

4.3 ANALISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTO

FORMULARIO B - 1
PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA

ITEMS	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO UNITARIO LITERAL	PRECIOS TOTALES
OBRAS PRELIMINARES						
1	MOVIMIENTO E INSTALACION DE FAENAS	GLB	1.00	20217.12	Veinte mil doscientos diecisiete 12/100	20217.12
2	LETRERO DE OBRA	PZA	1.00	5386.75	Cinco mil trescientos ochenta y seis 75/100	5386.75
3	REPLANTEO Y TRAZADO DEL TERRENO	GLB	1.00	23060.28	veintitres mil sesenta 28/100	23060.28
4	VERIFICACION GEOTECNICA DEL TERRENO	GLB	1.00	34146.33	Treinta y cuatro mil siento cuarenta y seis 33/100	34146.33
SUB TOTAL OBRAS PRELIMINARES						82810.48
OBRAS DEL ACCESO						
5	NIVELACION DE LA RASANTE	M2	5956.8	96.50	Quinientos setenta y cuatro mil ochocientos veintisiete 76/100	574827.76
6	RELLENO Y COMPACTADO	M3	43849.85	56.51	Dos millonescuatrocientos setenta y siete mil ochocientos veintiocho 89/100	2477828.89
7	PLATAFORMA DE RIPIO = 15CM	M3	979.2	223.74	Docientos dies y nueve mil ochenta y ocho 91/100	219088.91
SUB TOTAL OBRAS DEL ACCESO						3271745.56
OBRAS DE LA INFRAESTRUCTURA						
8	EXCAVACION FUNDACIONES DE ARRANQUE/CABEZALES	M3	1171.00	36.60	Cuarenta y dos mil ochocientos cincuenta y nueve 43/100	42859.43
9	EXCAVACION CON AGOTAMIENTO Y ENTIBADO	M3	924.00	670.24	Seisientos diesinueve mil trecientos uno 82/100	619301.82
10	EXCAVACION PARA PILOTES/ ESTRIBOS Y PILAS	M3	644.64	2007.67	Un millon docientos noventa y cuatro mil docientos veintidos 74/100	1294222.74
11	HORMIGON TIPO A DE 21MPa PARA PILOTES	M3	644.65	6842.35	Cuatro millones cuatrocientos diez mil novesientos cincuenta y tres 86/100	4410953.86
12	HORMIGÓN POBRE PARA FUNDACIONES	M3	6.24	1077.17	Seis mil setecientos veintiuno 55/100	6721.55
13	HORMIGON TIPO A DE 21MPa PARA ESTRIBOS Y ALEROS	M3	215.87	7254.93	Un millon quinientos cincuenta y seis mil ciento seis 99/100	1566106.99
14	HORMIGON TIPO A DE 21MPa PARA PILAS	M3	420.28	6472.30	Dos millones setecientos veinte mil sientocincuenta 89/100	2720150.89
15	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTOS	DM3	160.00	656.34	Ciento cinco mil catorce 41/100	105014.41
16	ACERO DE REFUERZO fy = kg/cm2 P/PILOTES	KG	50044.84	79.96	Cuatro millones un mil setecientos uno 81/100	4001701.81
17	ACERO DE REFUERZO fy = kg/cm2 P/ESTRIBOS Y ALEROS	KG	18334.70	34.75	Seicientos treinta y siete mil cuarenta y nueve 56/100	637049.56
18	ACERO DE REFUERZO fy = kg/cm2 P/PILAS	KG	40106.20	62.54	Dos millones quinientos ocho mil trecientos cincuenta y dos 25/100	2508352.25
SUB TOTAL OBRAS DE LA INFRAESTRUCTURA						17912435.29

OBRAS DE LA SUPERESTRUCTURA						
19	HORMIGON TIPO P DE 35 MPA P/ VIGAS POSTENSADAS	M3	511.98	6411.67	Tres millones docientos ochenta y dos mil seiscientos cuarenta y seis 81/100	3282646.81
20	APARATOS DE ANCLAJE TIPO FREYSINET+ ACCESORIOS	PZA	160.00	2351.48	Trecientos setenta y seis mil docientos treinta y seis 17/100	376236.17
21	POSTENSADO E INYECCION DE VAINAS	ML	720.00	433.42	Trecientos doce mil sesenta y cinco 42/100	312065.42
22	ACERO DE PREESFUERZO GRADO 270 KSI 1/2"	M	720.00	410.49	Docientos noventa y cinco mil quinientos cincuenta y cuatro 53/100	295554.53
23	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 P/VIGAS	KG	45623.20	65.07	Dos millones novecietos sesenta y ocho mil ochocientos treinta y uno 77/100	2968831.77
24	LANZAMIENTO DE VIGAS	PZA	20.00	1237.28	Veinticuatro mil setecientos cuarenta y cinco 51/100	24745.51
25	JUNTAS DE DILATACION CON SELLO ELASTOMERICA	ML	43.80	718.62	Treinta un mil cuatrocientos setenta y cinco 61/100	31475.61
26	HORMIGON TIPO A DE 21 MPA	M3	406.31	5719.82	Dos millones trescientos veinticuatro mil diez y nueve 96/100	2324019.96
27	ACERO DE REFUERZO fy = 4200 kg/cm2 P/TABLERO, ACERAS, BORDILLO Y DIAFRAGMAS	KG	33156.65	35.15	Un millon cientosesenta y cinco mil cuatrocientos setenta y cuatro 15/100	1165474.15
28	TUVO DE DRENAJE PVC 4"	ML	81.00	96.91	Siete mil ochocientos cuarenta y nueve 52/100	7849.52
SUB TOTAL OBRAS DE LA SUPERESTRUCTURA						10788899.44
OBRAS COMPLEMENTARIAS						
29	BARANDA TIPO P-3	ML	350.00	6678.89	Dos millones trescientos treinta y siete mil seiscientos trece 17/100	2337613.17
30	PROVISICION Y COLOCADO DE PLACA DE ESTREGA	PZA	1.00	4999.50	Cuatro mil novecientos noventa y nueve 50/100	4999.50
31	LIMPIEZA GENERAL	GLB	1.00	9065.25	Nueve mil sesenta y cinco 25/100	9065.25
SUB TOTAL OBRAS OBRAS COMPLEMENTARIAS						2351677.92
PRESUPUESTO GENERAL DEL PROYECTO Bs						34407568.69
Son: Treinta y cuatro millones cuatrocientos siete mil quinientos sesenta y ocho 69/100 Bolivianos						

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Con la propuesta del diseño del puente vehicular, se beneficiará de manera directa al crecimiento económico de la comunidad campesina de “Bolpebra”. El diseño de la superestructura e infraestructura están calculados bajo la filosofía de diseño según la AASHTO LFRD 2004.
- El levantamiento topográfico se realizó con una Estación Total de alta precisión, generando una nube de puntos georreferenciada que permitió modelar detalladamente el terreno natural. A partir de estos datos se obtuvieron curvas de nivel y un Modelo Digital del Terreno, fundamentales para la definición precisa de la geometría del puente, incluyendo la alineación horizontal y vertical del eje y la ubicación de las cimentaciones. Esta información aseguró una adecuada adaptación de la estructura a las condiciones topográficas, minimizando errores y optimizando el diseño estructural y funcional del proyecto.
- El análisis hidráulico e hidrológico se llevó a cabo utilizando el software HEC-RAS, complementado con datos históricos de precipitación y caudales proporcionados por la estación pluviométrica del SENAMHI en Cobija. Se realizó la modelación tridimensional del flujo del río Acre, considerando diferentes escenarios de avenidas, incluyendo eventos con periodos de retorno de 25, 50 y 100 años.

Estos datos permitieron evaluar el régimen hidrológico, definir niveles máximos de agua, velocidades de flujo y determinar el tirante hidráulico en la zona del emplazamiento del puente donde el nivel de las aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.) es de 245.48 m.s.n.m. El mismo que alcanza una tirante hidráulica de 7.96 metros, dando lugar a una

altura libre al puente de 1.49 metros de altura, de esa manera asegurando su estabilidad estructural frente a eventos extremos, contribuyendo a la seguridad y durabilidad de la infraestructura a largo plazo.

- Tras a ver realizado el estudio geotécnico en el lugar de emplazamiento del proyecto y utilizar el ensayo SPT y el ensayo SEV con el objetivo de verificar la presencia de estratos rocosos, mismo que no se encontró, pero se identificó una baja capacidad portante del suelo alcanzan un valor de 0.76 kg/cm². Con una predominación de suelos arcillosos a partir de los 3.90 metros de profundidad según el ensayo SPT además de la presencia del nivel freático ubicado desde la superficie del terreno.

En respuesta a esto se optó un diseño de estribos y pilas incluyendo pilotes para asegurar una cimentación segura y estable. De esta manera se garantizar la integridad estructural y su capacidad para resistir las cargas previstas.

- Como resultado de los estudios de análisis y calculo estructural de un puente de tramos continuos con vigas postensadas se determinó la longitud del puente con 175 metros de largo con cinco tramos intermedio cada uno de 35 metros, se adoptó una altura de viga de 2.15 metros y un ancho total de tablero de 7.30 metros, permitiendo una calzada de doble vía con una acera para el paso peatonal de 1.00 metro de ancho. La solución estructural incluye cuatro pilas centrales principales de sección hueca maciza de 3.00 x 1.20 metros, apoyados sobre un cabezal macizo con 6 pilotes perforados empotrados a 20 metros de profundidad, y estribos con fundaciones directas profundas garantizando las cargas verticales, conformadas de muros de retención, garantizando estabilidad frente a cargas verticales y horizontales. ha confirmado la idoneidad de este diseño soportando cargas y condiciones específicas del sitio donde se garantizó la eficiencia estructural, la propuesta

es considerable ya que promueve la integración regional y el desarrollo económico. Sin embargo, esta investigación sienta bases para futuros proyectos de infraestructura y cooperación regional, subrayando la importancia de un enfoque técnico y colaborativo en el desarrollo de infraestructuras clave.

- La asignación y gestión del presupuesto de construcción juega un papel importante en el La asignación y gestión eficiente del presupuesto constituye un componente fundamental en la planificación y ejecución de cualquier obra de infraestructura. En ese sentido, se consideró indispensable llevar a cabo un análisis exhaustivo de los costos de construcción, abarcando todos los elementos que inciden en el desarrollo del proyecto, tales como la mano de obra, materiales, equipos, gastos generales y posibles contingencias.

Este análisis permitió establecer de manera precisa el valor referencial del proyecto, el cual asciende a Bs. 34.407.568,69 (Treinta y cuatro millones cuatrocientos siete mil quinientos sesenta y ocho 69/100 bolivianos). Esta cifra refleja una estimación integral que contempla tanto los costos directos como los indirectos, garantizando una base sólida para la gestión financiera del proyecto y la toma de decisiones durante su ejecución.

- La comparación entre los cálculos manuales y los resultados obtenidos mediante CSI Bridge y SAP2000 permitió validar la precisión del diseño estructural del puente. Las diferencias encontradas fueron mínimas y dentro de márgenes aceptables, lo que confirma la coherencia del modelo.

Esta verificación cruzada demostró que el uso de herramientas computacionales complementa eficazmente el criterio técnico del ingeniero, garantizando un diseño seguro y conforme a la normativa vigente. En conclusión, el modelo estructural desarrollado es confiable y adecuado para su ejecución.

Recomendaciones

- Los muros de retención están diseñados para trabajar en etapas de servicios más desfavorables, donde la capacidad portante del suelo es de 0.76 kg/cm^2 , insuficiente frente a los 2.15 kg/cm^2 requeridos por el diseño del mismo. Por tanto, se recomienda la implementación de un tratamiento de mejoramiento de suelos, específicamente mediante reemplazo controlado del material, utilizando un relleno compactado con gravas bien graduadas reforzados con materia geotextil y técnicas de compactación dinámica y la implementación de suelo cemento. Esta solución permite alcanzar la capacidad portante requerida, al tiempo que garantiza un adecuado control de asentamientos.
- Se recomienda que, una vez vaciados los pilotes se realicen ensayos de control como la prueba de integridad de pilote (PIP) y los ensayos de carga estática o dinámica. Estos permiten verificar la integridad y capacidad portante de los pilotes, asegurando que cumplan con los criterios de diseño. Su aplicación debe considerarse obligatoria para garantizar la seguridad y durabilidad de la cimentación, especialmente en obras de infraestructura como puentes vehiculares.
- Al mismo tiempo se recomienda implementar juntas secas para la interacción de las columnas y el muro de retención.
- Considerando que el diseño hidráulico se basó en datos de la estación pluviométrica de SENAMHI–Cobija, se sugiere implementar un sistema de monitoreo fluvial continuo en la zona del río Acre, especialmente para anticipar crecidas extremas. Esto permitirá ajustar futuras intervenciones en la infraestructura.
- El proyecto al tener una duración 573 días calendario, es posible que tenga retrasos en épocas de lluvias o otros factores que se presenta en la hora de ejecución, por lo cual se

recomienda implementar planes para la continuidad del mismo y prever cualquier variación en los tiempos de ejecución

- Se recomienda actualizar los valores de la mano de obra y los precios unitarios de los materiales en relación acorde al medio del proyecto.
- Para garantizar el éxito y la durabilidad del proyecto se recomienda integrar estrategias que abarquen la implementación de sistemas avanzados de monitoreo estructural asimismo sobre estudios y evaluación del impacto ambiental.
- Igualmente es esencial establecer protocolos de capacitación y respuestas ante emergencias, así promover colaboración entre autoridades de Bolivia y Brasil.
- Este enfoque técnico y coordinado garantizara no solo la seguridad y la eficiencia operativa del puente, sino también la contribución positiva al desarrollo socioeconómico y ambiental de la región.
- Se debe establecer un plan de mantenimiento periódico que incluya inspecciones visuales, control de fisuras, verificación del sistema de postensado, y evaluación de juntas y apoyos periódicamente. Estas acciones garantizarán la durabilidad y la vida útil de la estructura a largo plazo.

6 BIBLIOGRAFIAS

- Bejar, M. V. (s.f.). Hidrologia estadística. lima- peru.
- BROWN, J. C.-R. (2011). DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO. Mexico: 8va edición.
- ESTRUCTURAS RESISTENTES TOMO III (Ing. Mario E. Castro y Arq. Marisa A. Battaglia)
- CAUCA, U. D. (s.f.). SOCAVACION EN PUENTES . CAUCA, COLOMBIA.
- CHOW, VEN TE, DAVID R. MAIDMENT, LARRY W. MAYS. (s.f.). HIDROLOGIA APLICADA. martha edna suarez R.
- Das, b. M. (s.f.). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (septima ed.).
- NILSON, A. H. (2001). DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Kansas EEUU: Emma Ariza H.
- Serquen, A. R. (2022). Puentes con AASHTO LRFD 2020 (9 th Edition ed.). PERU.
- SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA. (s.f.). Obtenido de SENAMHI: <https://senamhi.gob.bo/index.php/inicio>
- FERNANDO L.C.A. (2013) “Proyecto y construcción del puente vehicular ubicado en el km 10+300 de la av. Pacifico tramo: Toluca - Tejupilco” Universidad Politecnica de Valencia - España
- PAOLA E.R. y NIKHY J.L.A. (2010) “Apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de puentes CIV 312 texto estudiante”

7 ANEXOS