



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE PEATONAL CON
VIGAS DE HORMIGÓN PREENFORZADO A LA ALTURA DE LA Y DE
SARACAY

ESPINOZA SIGUENZA ROBERTO PAUL
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2023



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE PEATONAL
CON VIGAS DE HORMIGÓN PREESFORZADO A LA ALTURA DE
LA Y DE SARACAY

ESPINOZA SIGUENZA ROBERTO PAUL
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2023



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EXAMEN COMPLEXIVO

DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE PEATONAL CON VIGAS DE
HORMIGÓN PREENFORZADO A LA ALTURA DE LA Y DE SARACAY

ESPINOZA SIGUENZA ROBERTO PAUL
INGENIERO CIVIL

ZARATE ENCALADA JOSE MARCELO

MACHALA, 27 DE FEBRERO DE 2023

MACHALA
27 de febrero de 2023

ENTREGA1

por Roberto Espinoza

Fecha de entrega: 23-feb-2023 10:08a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2021262236

Nombre del archivo: ESPINOZA-ESPINOZA_ROBERTO_-_REVISION_DE_PLAGIO.pdf (235.07K)

Total de palabras: 5783

Total de caracteres: 27722

ENTREGA1

INFORME DE ORIGINALIDAD

5%

INDICE DE SIMILITUD

5%

FUENTES DE INTERNET

0%

PUBLICACIONES

1%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	www.slideshare.net Fuente de Internet	1%
2	docplayer.es Fuente de Internet	<1%
3	archive.org Fuente de Internet	<1%
4	Submitted to Universidad Catolica De Cuenca Trabajo del estudiante	<1%
5	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1%
6	hdl.handle.net Fuente de Internet	<1%
7	Submitted to Escuela Politecnica Nacional Trabajo del estudiante	<1%
8	es.scribd.com Fuente de Internet	<1%
9	www.miliarium.com Fuente de Internet	<1%

10	issuu.com Fuente de Internet	<1 %
11	sourceforge.net Fuente de Internet	<1 %
12	fdocuments.ec Fuente de Internet	<1 %
13	prezi.com Fuente de Internet	<1 %
14	www.adicas.org Fuente de Internet	<1 %
15	www.personal.us.es Fuente de Internet	<1 %
16	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.usfq.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
18	www.clubensayos.com Fuente de Internet	<1 %
19	www.saltogrande.org Fuente de Internet	<1 %
20	www.westernetbank.com Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas Activo

Excluir coincidencias Apagado

Excluir bibliografía Activo

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, ESPINOZA SIGUENZA ROBERTO PAUL, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado Diseño de superestructura de un puente peatonal con vigas de hormigón preesforzado a la altura de la Y de Saracay, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 27 de febrero de 2023



ESPINOZA SIGUENZA ROBERTO PAUL
0705444875

RESUMEN

El siguiente trabajo está enfocado en el DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE PEATONAL DE HORMIGÓN PREESFORZADO A LA ALTURA DE LA “Y DE SARACAY”. En esta zona existe una gran afluencia vehicular y peatonal la cual proveniente de los diferentes cantones de la parte alta de la provincia de El Oro, así como de la provincia de Loja. Por este motivo es necesario el diseño de un puente peatonal que garantice la seguridad de las personas al momento de cruzar la vía.

El diseño de la superestructura está basando en la aplicación de las especificaciones técnicas para estructuras de hormigón preesforzado, se diseñará en función a la normativa vigente detallada en el American Concrete Institute (ACI-318S).

En este proyecto se diseñará específicamente los principales elementos estructurales del puente como vigas, losa y elementos complementarios como barandas, bordillo, escaleras, con las normativas y especificaciones técnicas antes mencionadas se realizará paso a paso el diseño de cada elemento estructural, adjuntando la memoria de cálculo correspondiente.

Palabras clave: superestructura, puente peatonal, hormigón preesforzado.

ABSTRACT

The next work is focused on the DESIGN OF THE SUPERSTRUCTURE OF A PRE-STRESSED CONCRETE PEDESTRIAN BRIDGE AT THE HEIGHT OF THE "Y DE SARACAY". This area there is a large vehicular and pedestrian influx which comes from the different cantons of the upper part, as well as the province of Loja, for this reason it is necessary to design a pedestrian bridge that guarantees the safety of people when crossing the road.

The design of the superstructure is based on the application of the technical specifications for prestressed concrete structures, it will be designed according to the current regulations detailed in the American Concrete Institute (ACI-318S).

In this project, the main structural elements of the bridge will be specifically designed, such as beams, slabs and complementary elements such as railings, curbs, stairs, with the aforementioned regulations and technical specifications, the design of each structural element will be carried out step by step, attaching the memory of corresponding calculation.

Keywords: superstructure, pedestrian bridge, prestressed concrete.

ÍNDICE

RESUMEN	III
ABSTRACT	IV
CAPITULO I	8
GENERALIDADES	8
1.1. Introducción	8
1.2. Planteamiento del Problema	9
1.3. Justificación del Problema	9
1.4. Objetivos de la Investigación	9
1.4.1. Objetivo General	9
1.4.2. Objetivos Específicos.....	9
1.5. Ubicación del proyecto	10
CAPITULO II	11
MARCO TEÓRICO.....	11
2.1. Hormigón	11
2.1.1. Hormigón Armado.....	11
2.1.2. Hormigón presforzado	12
2.1.2.1. Concreto Pretensado.....	12
2.2. Movilidad Peatonal	13
2.3. Puente Peatonal.....	13
2.3.1. Comportamiento de puentes peatonales.....	14
2.3.2. Criterios para la implementación de puentes peatonales.....	14
2.3.3. Superestructura	14
2.3.3.1. Tablero o losa.....	15
2.3.3.2. Vigas	16
2.3.3.3. Elementos complementarios	16
2.4. Consideraciones para el diseño de un Puente Peatonal.....	18
2.4.1. Cargas de Diseño	18
2.4.1.1. Cargas Muertas.....	18
2.4.1.2. Cargas Vivas (peatonales).....	18
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE.....	19
3.1. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.....	19
3.1.1. Detalles del terreno.....	19
3.1.2. Detalles arquitectónicos.....	19
3.1.2.1. Ancho del paso elevado.....	19

3.1.2.2.	Longitud de diseño	20
3.1.2.3.	Altura libre	20
3.1.2.4.	Accesibilidad.....	20
3.2.	Prediseño de secciones	20
3.2.1.	Losa	20
3.2.2.	Viga.....	21
3.2.3.	Ancho de Viga.....	22
3.2.4.	Resultados de Prediseño	22
3.3.	Verificación de geometría de viga Doble T	22
3.4.	Análisis de Cargas.....	23
3.4.1.	Sobrecarga	23
3.4.1.1.	Pasamanos	23
3.4.2.	Carga Muerta por Peso Propio.....	24
3.4.3.	Carga Viva.....	24
3.5.	Diseño de Tablero o Losa	24
3.5.1.	Análisis de Carga de losa	25
3.5.1.1.	Carga Muerta.....	25
3.5.1.2.	Carga Viva	25
3.5.1.3.	Carga Mayorada de losa.....	25
3.5.1.4.	Momento de diseño	25
3.5.2.	Acero de losa.....	25
3.6.	Diseño de Viga.....	26
3.6.1.	Análisis de Carga de Viga.....	26
3.6.1.1.	Carga Muerta.....	26
3.6.1.2.	Carga Viva	27
3.6.1.3.	Carga Mayorada de viga	27
3.6.1.4.	Momento de diseño	27
3.6.1.5.	Fuerza de tensión.....	27
3.6.1.6.	Cálculo de torones.....	27
3.6.2.	Cálculo de esfuerzos sin pérdida.....	28
3.6.2.1.	Cálculo de esfuerzo sin pérdida en planta	28
3.6.2.2.	Cálculo de esfuerzo sin pérdida en obra.....	29
3.6.2.3.	Cálculo de esfuerzo sin pérdida en servicio	29
3.6.2.4.	Cálculo de porcentaje de pérdida	30
3.6.3.	Cálculo de esfuerzos con pérdida	30
3.6.3.1.	Cálculo de esfuerzo con pérdida en planta.....	30

3.6.3.2.	Cálculo de esfuerzo con pérdida en obra.....	30
3.6.3.3.	Cálculo de esfuerzo sin pérdida en servicio	31
3.6.3.4.	Verificación de esfuerzos en planta con pérdida.....	31
3.6.4.	Diseño de viga por flexión.....	32
3.6.4.1.	Armadura superficial.....	32
CONCLUSIONES.....		34
Bibliografía		35
ANEXOS		37
Anexo D.....		39
1.	Cálculo de Cargas Muertas:.....	39
2.	Diseño de Losa en una dirección.....	40
3.	Diseño de Viga.....	46
4.	Cálculo de esfuerzos sin pérdida.....	50
5.	Cálculo de porcentaje de pérdida	55
6.	Cálculo de esfuerzos con pérdida	59
7.	Comprobación de esfuerzos con pérdida	63
8.	Diseño de viga por flexión.....	66
9.	Diseño de viga por cortante.....	69

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1.Introducción

El sector de la construcción ha ido evolucionando a nivel mundial, es así como Ecuador ha desarrollado grandes obras de infraestructura como puentes, hidroeléctricas, edificios, vías, entre otros. Estos proyectos son desarrollados con propósitos enfocados en solucionar necesidades de las personas, enfocándose principalmente en mejorar su calidad de vida.

El crecimiento urbanístico y comercial ha provocado un aumento en la circulación vehicular y peatonal, por lo que la construcción de puentes ha sido una de las opciones para disminuir posibles congestionamientos, además de brindar mayor seguridad a las personas.

La calidad de un puente ya sea peatonal o vehicular se mide de acuerdo a su funcionalidad, tomando en cuenta aspectos estructurales, económicos y estéticos.

Los puentes peatonales son estructuras implementadas para fortalecer la seguridad de los transeúntes. Esta estrategia estructural permite mitigar los índices de accidentalidad vial buscando el bienestar en pro de la movilidad del peatón, con el objetivo de garantizar la accesibilidad y confort tanto del peatón como de la circulación vehicular, contribuyendo de esta manera al desarrollo social y económico del sector beneficiado.

La necesidad de un paso peatonal elevado en el sector de Saracay, perteneciente al cantón Piñas, se desarrolla debido a que esta zona presenta gran afluencia vehicular ya que conecta con los cantones de Piñas, Zaruma, Balsas, Marcabelí y la provincia de Loja, razón por la cual existe gran riesgo para los transeúntes al momento de cruzar la vía, de acuerdo con esta problemática este proyecto se enfoca en el diseño de la superestructura de un puente peatonal detallando los elementos principales como vigas, losa y accesorios de tablero.

1.2.Planteamiento del Problema

El crecimiento urbanístico ha sido una de las principales causas para el aumento de movilidad urbana y como consecuencia los porcentajes de accidentes de tránsito se han incrementado. Con el paso del tiempo se han desarrollado una serie de estrategias de seguridad vial que permitan mitigar los accidentes, salvaguardando el bienestar de las personas. Por este motivo se propone el diseño de un puente peatonal en la parroquia Saracay como una medida significativa que permite reducir la tasa de incidentes en torno a la movilidad peatonal.

1.3.Justificación del Problema

Los puentes peatonales son estructuras modernas que brindan seguridad a los peatones al momento de trasladarse, permitiendo a gran escala, el desarrollo económico y social de la ciudad donde se realiza la obra, es esencial que se integren estas estrategias como una medida de seguridad, especialmente en sectores con un porcentaje significativo de movilidad. Por ello, en la parroquia Saracay al ser un sitio concurrido debido a la conexión vial con los cantones de Santa Rosa, Piñas, Zaruma, Balsas, Marcabellí y la provincia de Loja es necesario la implementación de un diseño de un paso peatonal elevado que brinde a la población seguridad.

1.4.Objetivos de la Investigación

1.4.1. Objetivo General

Realizar el diseño de la superestructura de un paso peatonal elevado para la parroquia de Saracay, mediante el método de diseño ACI318S el mismo que estará dentro de los parámetros de la Norma Técnica Ecuatoriana Sobre la accesibilidad a las personas con discapacidad al medio físico, con la finalidad de brindar seguridad a los peatones que transiten por esta zona.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Proponer el sitio de interés para la implantación de un paso peatonal elevado en la parroquia de Saracay
- Realizar diseño de superestructura para paso peatonal elevado.
- Diseñar un paso peatonal que de mayor realce arquitectónico a la zona.

1.5.Ubicación del proyecto

El puente peatonal estará ubicado en la Y de la parroquia de Saracay, en la vía Transversal Sur que conecta con los cantones de Piñas, Zaruma, Balsas, Marcabelí y la provincia de Loja.

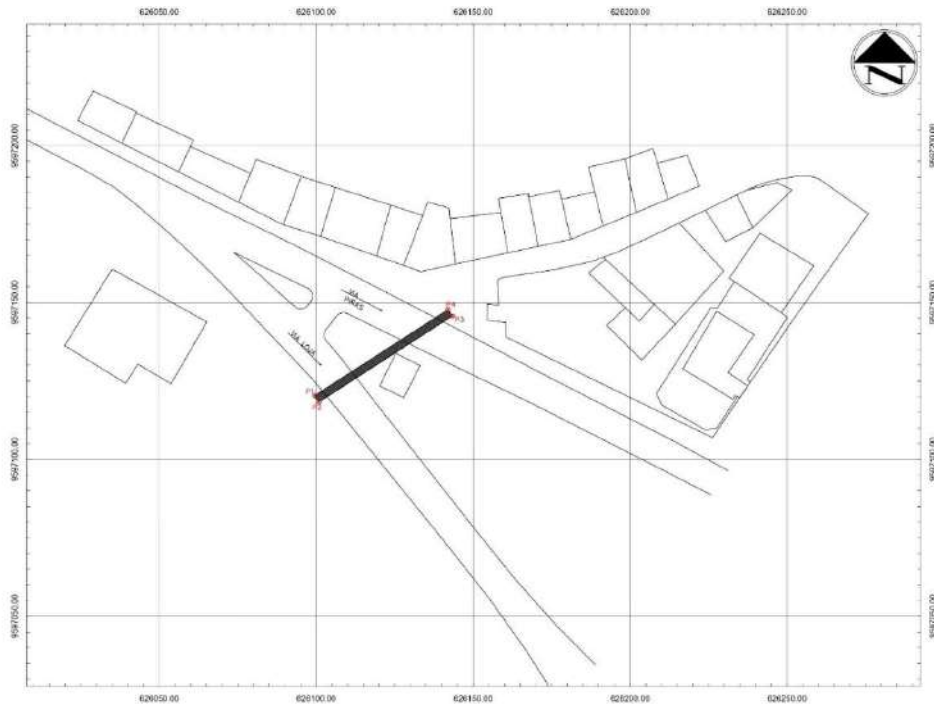
Las coordenadas de implantación del proyecto serán:

Tabla 1: coordenadas de implantación de proyecto

COORDENADAS DE IMPLANTACIÓN		
PUNTO	ESTE	NORTE
P1	626099.51	9597120.34
P2	626100.87	9597118.24
P3	626143.35	9597145.65
P4	626142.00	9597147.75

Fuente: Autor

Ilustración 1: Ubicación del proyecto



Fuente: Autor

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

Según criterio del autor, el diseño de la superestructura es la parte más importante de un paso peatonal elevado, pues es aquí donde se da el tránsito de los peatones, además de determinar las cargas que determinarán el diseño de los elementos de la infraestructura.

Los puentes peatonales se pueden realizar con elementos de hormigón armado, elementos metálicos, elementos presforzados, mixtos o de madera. En nuestro caso se diseñará mixto, donde la viga será presforzada y el tablero o losa será de hormigón armado.

2.1. Hormigón

El hormigón es una de los materiales fundamentales en el campo de la construcción. Las estructuras de hormigón pueden ser de concreto armado o preesforzado y este tipo de material es mayormente utilizado en la construcción de elementos estructurales como columnas, vigas, losas, etc., De acuerdo a su función se diseña con una resistencia mínima con la finalidad de cumplir con los requisitos de diseño, así como garantizar la seguridad y funcionalidad de la estructura. [1]

El concreto cuenta con un cierto periodo de vida útil, ya que con el paso del tiempo sufre desgastes y daños provocados por cargas externas, cambios de temperatura y cargas tanto dinámicas como estáticas. [2]

2.1.1. Hormigón Armado

Este material es aquel que está compuesto por el hormigón y un refuerzo de acero, este tipo de concreto es el más empleado en el campo de la construcción debido a las ventajas que brinda como el costo y la facilidad de maniobra en la construcción. [3]

En este material el hormigón y el acero realizan trabajos para absorber las fuerzas de tensión y compresión. El esfuerzo de tensión es absorbido por el acero mientras que el de compresión por el hormigón.

2.1.2. Hormigón presforzado

El hormigón presforzado es aquel que ha sido sometido a esfuerzos de compresión previo a su colocación, los mismos que serán compensados cuando a la viga se le apliquen las cargas por servicio. [4]

Para la aplicación de estos esfuerzos se aplican fuerzas con Gato Hidráulico en los torones que son los encargados de absorber estos esfuerzos, esta carga se puede aplicar tanto antes de colar el hormigón como después, el primero se lo conoce como pretensado mientras el segundo se lo denomina postensado.

2.1.2.1. Concreto Pretensado

El concreto pretensado es utilizado con la finalidad de reducir las tensiones en la estructura durante su proceso constructivo, así como en su vida útil. Los miembros o torones en este tipo de hormigón se tensan entre anclajes antes del colado del hormigón, por lo que al endurecerse el concreto, este se adhiere al acero. [5]

Estos elementos nos permiten obtener secciones de menor tamaño con respecto a los realizados con hormigón armado, debido a los esfuerzos iniciales que serán compensados cuando el elemento entre en servicio.

Los elementos de hormigón pretensado con el tiempo sufren una reducción de pretensado efectiva, dando inicio a una pérdida de fuerza de flexión en el hormigón y empezando el agrietamiento estructural. [6]

Por tal motivo, es indispensable realizar chequeos de esfuerzos a los elementos de hormigón pretensado, este se efectúa con cálculos de pérdidas de esfuerzos, el mismo que se encuentra en función de la sección y características geométricas de la estructura para controlar esfuerzos por deflexiones.

Otro de los motivos de las pérdidas de pretensado es por la colocación de acero por flexión, mientras mayor es la sección de acero de refuerzo en la parte inferior de la viga, menor es la pérdida provocada para el pretensado. El mayor beneficio a nivel estructural será la reducción de deflexiones a largo plazo. [7]

2.2.Movilidad Peatonal

El constante desarrollo urbano ha sido el principal factor para el aumento poblacional, lo que genera un incremento en la movilidad peatonal y vehicular, por consecuencia se ha generado un incremento en obras civiles que buscan atender las necesidades de la población en torno al tema de movilidad. [8]

La movilidad peatonal se caracteriza por representar el medio de transporte más básico existente, donde el peatón debe ocupar un espacio seguro y exclusivo para trasladarse de un lugar a otro. [9]

2.3.Puente Peatonal

Los puentes peatonales son estructuras que se encuentran sobre nivel de calzada con el objetivo de evitar accidentes de tránsito y a su vez permite un tránsito vehicular más fluido. Su principal objetivo es facilitar el paso de las personas de un lado al otro de la vía. [10]

Para el diseño de un puente peatonal se debe cumplir con los objetivos del mismo, que es garantizar una circulación segura y perenne para los peatones, por tal motivo se debe tomar en cuenta medios o recursos para que aquellas personas de movilidad reducida puedan hacer uso de los beneficios del puente peatonal elevado.

Estas estructuras permiten una circulación segura y continua para los peatones. Sin embargo, las posibilidades de acceso para personas con reducción de movilidad son escasas, por lo que la implementación de mejoras para los grupos vulnerables en este tipo de estructuras es esencial. [11]

Existen varios tipos de puentes peatonales que se clasifican de acuerdo a su material y tipo de estructuras. El tamaño de este tipo de puente varía de acuerdo al lugar donde se va a ubicar, además el diseño de estas estructuras es diverso ya que soportan poca carga externa y cuentan con una longitud limitada. [12]

En nuestro caso se realizará con vigas de hormigón presforzado, con un tablero de hormigón armado en una dirección, soportando cargas por peso propio y sobrecargas por cubierta, recubrimiento, pasamanos, además de cargas vivas debido al tránsito de los peatones.

2.3.1. Comportamiento de puentes peatonales

En estructuras como los puentes peatonales el tráfico peatonal es uno de los factores principales que provoca la excitación dinámica lo que genera una vibración en la estructura, sin embargo, las vibraciones del tablero no son perceptibles y no afectan de forma significativa a la funcionalidad del puente. [13]

Por tal motivo, no se hará un análisis de vibraciones generadas por tránsito peatonal, sin embargo, este factor de flujo de personas se considerará como carga viva, valor que será determinado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas no Sísmicas (NEC-SE-CG).

Otro factor importante al momento de realizar un diseño de estructuras de puentes peatonales, es el análisis por cortante. Anteriormente el análisis por cortante, ya que errores u omisiones de este, provocarían una falla frágil de la estructura afectando y comprometiendo de manera directa a otros elementos estructurales del puente. [14]

2.3.2. Criterios para la implementación de puentes peatonales

La implementación de puentes peatonales se basa en una serie de parámetros que deben considerarse, entre ellos la ubicación de la estructura y cuyo diseño se basa en factores como el número de peatones y vehículos que aproximadamente transcurren en la zona de estudio. [15]

Este estudio nos permite identificar la factibilidad del proyecto, debido a que se puede encontrar datos como aforo de peatones, aforo de vehículos, además de un conversatorio con la gente de la zona para conocer su experiencia ya sea como transeúnte o como chofer, y lograr dictaminar un sitio de implantación óptimo.

Entre los criterios de implementación de puentes peatonales debemos observar la topografía del terreno, para conocer los límites en cuanto a vialidad y accesibilidad que tendremos al momento de realizar la parte arquitectónica, colocando anchos de vías, espaldones, aceras y retiros acorde a lo establecido por el MTOP en las Normas para Estudios y Diseños Viales.

2.3.3. Superestructura

La superestructura es la parte superior del puente conformada por los elementos que se encuentran ubicados sobre los apoyos, como es la losa, vigas, arcos y cables o sistemas

de suspensión, de igual manera los elementos estructurales secundarios como viguetas de piso, arriostramiento y diafragmas. [16]

Los elementos estructurales principales de la superestructura de un puente son las vigas y el tablero. Estos se encargan de soportar las cargas externas transferidas por la losa y posteriormente transmitir estos esfuerzos a la subestructura mediante los apoyos. [16]

Ilustración 2: Componentes principales de la superestructura de un puente.

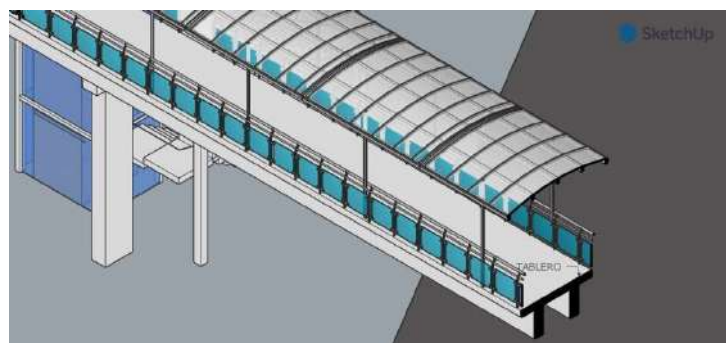


Fuente: Autor

2.3.3.1. Tablero o losa

El tablero usualmente conocido como sistema de piso es un elemento estructural caracterizado por conformar una placa de hormigón reforzado, la cual soporta cargas provocadas por la circulación de los peatones. La función principal de la losa es transferir las cargas externas hacia las vigas o cerchas. [16]

Ilustración 3: Tablero de puente peatonal



Fuente: Autor

2.3.3.2. Vigas

Las vigas son los elementos estructurales que soportan al sistema de piso y las cargas externas que afectan al mismo, estas cargas en el caso de los puentes peatonales son provocadas por los transeúntes, estos esfuerzos son transmitidos a la subestructura del paso peatonal ya sea pilas, estribos o columnas del puente. [12]

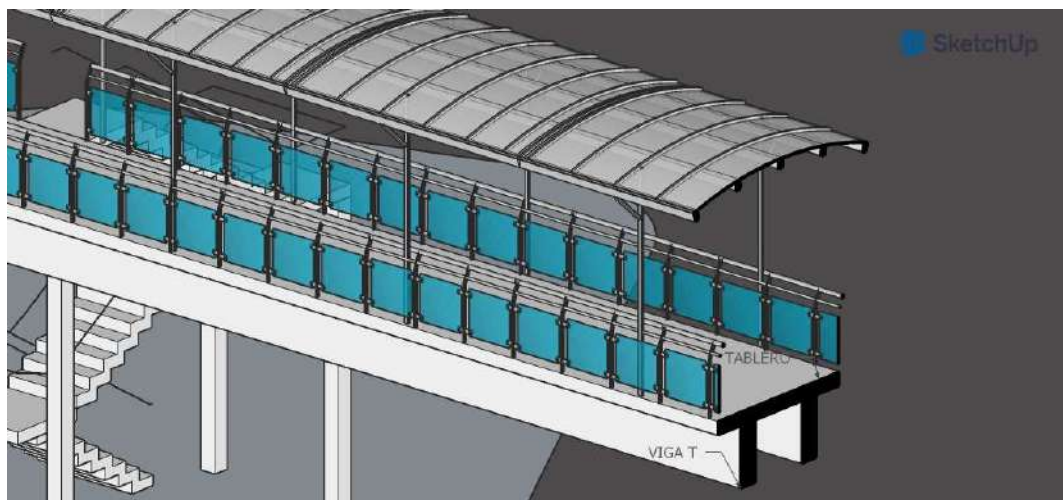
Existen varios tipos de sistemas de vigas:

- a. Losa
- b. Viga I
- c. Viga Cajón
- d. Viga T

El tipo de viga más frecuente en los pasos peatonales es la viga T, esta consta de una viga rectangular empotrada con una losa, siendo así esta la que le da forma de T. Este tipo de viga es común debido a la facilidad de cálculo, ya que generalmente trabaja como una viga rectangular.

Se pueden realizar diversas vigas T fundidas de manera monolítica. Sin embargo, el análisis estructural de la misma se puede realizar para una sola T.

Ilustración 4: Viga T



Fuente: Autor

2.3.3.3. Elementos complementarios

Los elementos complementarios permiten asegurar la funcionalidad del puente, además aportan seguridad de la estructura y por ende a los peatones. [17]

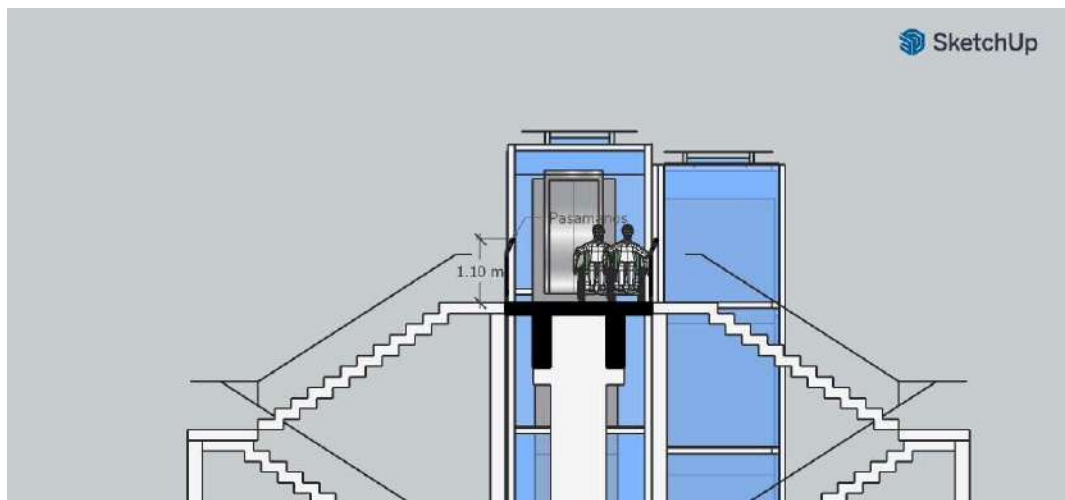
Las principales obras complementarias implementadas en los puentes peatonales son las barandas, iluminaria, señalización, entre otras.

a. Barandas

Las barandas en los puentes peatonales actúan como un sistema de protección para los transeúntes, además estos elementos estructurales se diseñan en función de las características del puente y deben soportar las cargas producidas por los distintos factores que lo afectan. [17]

Las barandas en los puentes peatonales deben cumplir con una altura mínima de acuerdo lo especificado en la norma AASHTO LRFD, en estos casos, estos elementos no deben ser menor a 1060 mm. Además, la implementación de este tipo de elementos debe ser bajo condiciones específicas de manera que sean económicas y cumplan con los aspectos estéticos. [18]

Ilustración 5: Barandas para peatones



Fuente: Autor

b. Iluminación

Los puentes peatonales o vehiculares deben contar con una adecuada iluminación con la finalidad de brindar seguridad a las personas.

c. Señalización

La señalización en obras como puentes peatonales se presentan tanto en la etapa constructiva, así como en la etapa de servicio del mismo, con la finalidad de asegurar la funcionalidad de la estructura y brindar seguridad a los transeúntes. [17]

La ubicación de la señalización debe regirse de acuerdo a lo establecido en la Norma INEN, cumpliendo con aspectos como diseño, tamaño y contraste. [19]

2.4. Consideraciones para el diseño de un Puente Peatonal

Los puentes peatonales deben ser diseñados bajos consideraciones de cargas vivas y muertas, donde las cargas muertas serán determinadas por el peso propio de la estructura, y la carga viva es aquella que considera el paso de los peatones por el tablero, representando así el tránsito peatonal que ocurriría. [20]

2.4.1. Cargas de Diseño

2.4.1.1. Cargas Muertas

También denominadas cargas permanentes, son las producidas por los elementos estructurales y no estructurales. [18] En las cargas muertas contamos las cargas por peso propio de la viga y el tablero y las sobrecargas que serían cargas extras por peso de pasamanos, cubiertas, instalaciones eléctricos y sanitarios, entre otros elementos que provoquen una carga en la estructura y que se encuentre de manera perenne.

2.4.1.2. Cargas Vivas (peatonales)

Las cargas peatonales son cargas dinámicas que producen los peatones son causantes de vibraciones que afectan a la estructura, por ello, es necesario tomar en cuenta el aforo peatonal para el cual es diseñado el paso elevado. Este tipo de carga genera una componente vertical, horizontal y longitudinal. [21]

CAPITULO III

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE

3.1. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

Los parámetros de diseño arquitectónico serán realizados en base a lo establecido por la NEVI -12 para anchos de vía y espaldones, la NTE-INEN 2246 “Accesibilidad de las personas al medio físico: Cruces y pasos peatonales a nivel y desnivel” para anchos de tablero y condiciones de accesibilidad, y el diseño estructural se encontrará bajo los parámetros del ACI 318-S, con lo que cual se garantizará los parámetros mínimos de calidad para el diseño del paso peatonal.

3.1.1. Detalles del terreno

Se realizó un estudio topográfico para obtener las características del terreno para poder obtener alturas, dimensiones actuales de vía y zona de implantación del proyecto.

En la zona de implantación se puede observar que no existe veredas, a excepción de la parte de la vía que va hacia la Sierra ecuatoriana.

En la zona de implantación se obtiene una altura de 188.32 metros sobre el nivel del mar (msnm).

Los datos mencionados fueron tomados con ayuda de un equipo RTK (GPS diferencial) para toma de puntos de control y un dron de la marca DJI modelo Spark, con fotografía tomadas a 30 metros de altura, para posteriormente ser procesadas en el software “AGISOFT METASHAPE”, obteniendo un levantamiento planimétrico y altimétrico de la zona de estudio.

3.1.2. Detalles arquitectónicos

3.1.2.1. Ancho del paso elevado

Según la norma NTE-INEN 2246 “Accesibilidad de las personas al medio físico: Cruces y pasos peatonales a nivel y desnivel” especifica que la dimensión mínima para garantizar el tránsito de dos sillas de ruedas al mismo tiempo deberá ser de 1.80 metros, sin embargo, para una sola silla de ruedas se menciona que será de 1.20 metros. Bajo este criterio se ha decidido asumir el valor de 1.20 para cada sentido y 10 cm para los pasamanos, obteniendo así un ancho de diseño de 2.50 metros. [22]

3.1.2.2. Longitud de diseño

La longitud del puente total será de 50.60 metros, con apoyo intermedio generando así dos tramos de vigas con una luz de 25.30 METROS.

Estos valores se determinaron respetando los anchos mínimos por carril que es de 3.65 para vías de segundo orden con un espaldón de 1.5 según la NEVI-12, tomando en cuenta que se pueden realizar construcciones a partir de los 3.00 metros de vereda, se obtuvieron las dimensiones antes mencionadas. [23]

3.1.2.3. Altura libre

Según lo estipulado por el MTOP, el alto mínimo para la construcción de estructuras de paso en autopistas deberá ser de 6.00 metros, sin embargo, se debe añadir un valor de 0.15 metros por motivos de mantenimientos en la vía que generaría un aumento en el espesor del pavimento.

3.1.2.4. Accesibilidad

Para garantizar el uso del paso a desnivel a todas las personas, se plantea la colocación de tres ascensores, colocados uno en cada extremo y uno en la zona central del puente, permitiendo así que personas de movilidad reducida, embarazadas, personas adultas mayores, y niños en coche puedan movilizarse de forma segura en la zona de interés.

3.2. Prediseño de secciones

3.2.1. Losa

Para realizar el prediseño del elemento losa o tablero, primero se define si será de hormigón presforzado o de hormigón armado, en nuestro caso utilizaremos una losa de hormigón armado, colado monolíticamente a la sección T de la viga.

El espesor de la losa debe ser el adecuado para controlar las deflexiones, para esto existen diferentes fórmulas o métodos de prediseño, en este caso utilizaremos la tabla dada por el ACI-318S:

Tabla 2: Espesor mínimo de losas en una dirección

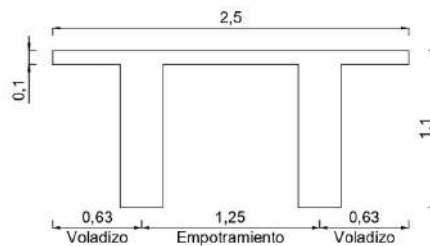
ESPESOR MINIMO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN MACIZAS NO PREEFORZADAS	
CONDICIÓN DE APOYO	t mínimo
SIMPLEMENTE APOYADA	l/20
UN EXTREMO CONTINUO	l/24
AMBOS EXTREMOS CONTINUOS	l/28
EN VOLADIZO	l/10

Fuente: ACI-318S

Las fórmulas mostradas en la tabla 2, las longitudes estarán en centímetros.

Observando nuestro diseño de viga, observamos que cuenta con 2 volados de 0.625 metros y un vano doblemente empotrado de 1.25 metros.

Ilustración 6: Ancho de Losa



Fuente: Autor

En los voladizos se obtiene un espesor de losa de:

$$t = \frac{l}{10} = \frac{63 \text{ cm}}{10} = 6.30 \text{ cm} \quad (1)$$

En el empotramiento se obtiene un espesor de losa de:

$$t = \frac{l}{28} = \frac{125 \text{ cm}}{28} = 4.46 \text{ cm} \quad (2)$$

El espesor mínimo de losa para el diseño será de 6.30 cm, sin embargo, se ha seleccionado una losa de espesor de 10 cm debido a la facilidad de construcción.

3.2.2. Viga

El prediseño de las vigas se calcula en base a la luz de diseño de la viga y la forma que posea la viga, esta fórmula es obtenida del método AASHTO:

$$h = 0.04 * L \quad (3)$$

$$h = 0.04 * 996.063 \text{ in} = 39.84 \text{ in}$$

$$h = 1.01 \text{ metros}$$

La fórmula se colocará la longitud en pulgadas, donde:

h=altura de prediseño incluye tablero

L=Longitud de diseño

La altura recomendada será de 1.01 metro, pero a fin de facilidades constructivas, se realizará una viga de 1.10 m de peralte.

3.2.3. Ancho de Viga

El prediseño de la base de la viga según la ACI- 318S en el capítulo 21 no debe ser menor entre 250 mm y 0.30h.

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

3.2.4. Resultados de Prediseño

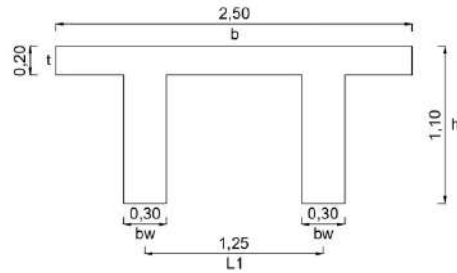
Tabla 3: Resultados de Prediseño

RESULTADOS DE PREDISEÑO			
Descripción	Fórmula	Escogido	U
Espesor de Losa	$t = \frac{l_{vol}}{10}; t = \frac{l_{emp}}{28}$	10	cm
Altura de viga	$h = 0.04 * L$	110	cm
Base de viga	<i>Asumido</i>	30	cm

Fuente: Autor

3.3.Verificación de geometría de viga Doble T

Ilustración 7: Sección de Prediseño de Viga



Fuente: Autor

Para que nuestro prediseño sea óptimo en base a lo establecido por la normativa del ACI318, debe cumplir una serie de condiciones en la geometría de la viga, estas condiciones son:

$$\frac{L}{4} \geq \frac{b}{2} \Rightarrow \frac{2530}{4} \geq 125 \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{\frac{b}{2} - b_w}{2} \geq 8t \Rightarrow \frac{125 - 30}{2} \leq 8(20) \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{\frac{b}{2} - b_w}{2} \geq b/2 \Rightarrow \frac{125 - 30}{2} \geq b/2 \therefore \text{Cumple}$$

3.4. Análisis de Cargas

3.4.1. Sobrecarga

Cuando se habla de sobrecarga, se refiere a cargas muertas que no pertenecen a la estructura, en nuestro caso se consideran sobrecargas a los barandales, capa de tránsito peatonal, y un valor de otras ingenierías (sanitarias, eléctricas, entre otras).

3.4.1.1. Pasamanos

El pasamanos estará conformado por elementos de metal y vidrio, los elementos metálicos serán las columnas, colocadas cada 1.10 metros y el vidrio hará la función de muro para evitar accidente, la altura del elemento de vidrio será de 1.10 metros mientras que los tubos metálicos tendrán una elevación de 1.15 m.

Los pesos de los elementos serán obtenidos de las especificaciones técnicas de los proveedores.

La carga muerta por sobrecarga será: 0.373 kN/m. (Ver Anexo D – Cálculo de Cargas Muertas)

3.4.2. Carga Muerta por Peso Propio

La carga muerta por peso propio es aquella causada por los elementos propios de la viga, en este caso serían el peso del tablero y el peso de la viga, obteniendo un resultado de 20.40 kN/m. (Ver Anexo D – Cálculo de Cargas Muertas)

3.4.3. Carga Viva

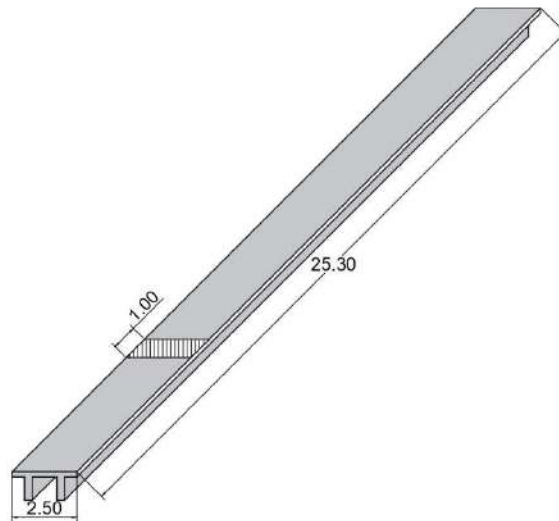
La carga viva es obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de cargas no sísmicas, en la que se termina que la carga para pasos peatonales será de 4.80 kN/m². [24]

$$CV = 4.80 \text{ kN/m}^2$$

3.5. Diseño de Tablero o Losa

Para el diseño de la losa se usará un metro representativo para los cálculos, el diseño estará con las geometrías de pre-diseño y para el armado del acero con lo establecido en el ACI 318S para losas en una dirección. (Ver Anexo D – Diseño de Losa en una dirección)

Ilustración 8: Sección para diseño de losa



Fuente: Autor

3.5.1. Análisis de Carga de losa

3.5.1.1. Carga Muerta

En la carga muerta para el diseño de la losa se usará únicamente el peso propio de la losa, más el valor de sobrecarga correspondiente a los pasamanos y cubierta, que nos da un valor de carga muerta de 2.773 kN/m. (Ver Anexo D – Diseño de Losa en una dirección)

3.5.1.2. Carga Viva

La carga viva será distribuida para el ancho de losa que vamos a ocupar, debido a que la norma nos da el valor de carga sobre área y para el cálculo necesitamos en carga por metro línea. Una vez realizado este cálculo obtenemos que la carga viva para la sección de losa en análisis será 4.80 kN/m. (Ver Anexo D – Diseño de Losa en una dirección)

3.5.1.3. Carga Mayorada de losa

Se realiza una mayorización de las cargas de la losa, con el combo que indica la normativa NEC-CG, obteniendo así un valor de 11.01 kN/m. (Ver Anexo D – Diseño de Losa en una dirección)

3.5.1.4. Momento de diseño

Una vez obtenida la carga última mayorada, se calculan los momentos en base a las características de la misma. En nuestro caso contamos con 3 vanos, donde los extremos se encuentran en voladizo mientras que el vano central está doblemente empotrado. Por tanto obtenemos 3 momentos, 1 de la zona en voladizo y 2 de la zona empotrada. (Ver Anexo D – Diseño de Losa en una dirección)

El momento del voladizo será 2.18 kN-m; mientras que los momentos del empotramiento serán en negativo: 1.44 kN-m y en la zona positivo de 0.72 kN-m.

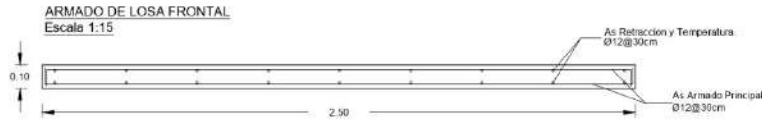
3.5.2. Acero de losa

En acero de la losa se colocarán acero mínimo, acero de refuerzo (en caso de ser necesario) y acero de retracción y temperatura, los cálculos se los realiza con lo determinado por el ACI-318.

El acero de refuerzo se coloca si la cantidad de acero que requiere la losa es mayor al acero colocado como mínimo. En el caso de nuestro puente se colocará acero mínimo correspondiente a $1\phi 12mm@30cm$ acero superior e inferior, y para retracción y

temperatura se colocará $1\phi 12mm@30cm$ acero superior e inferior. (Ver Anexo D – Diseño de Losa en una dirección)

Ilustración 9: Armado de losa

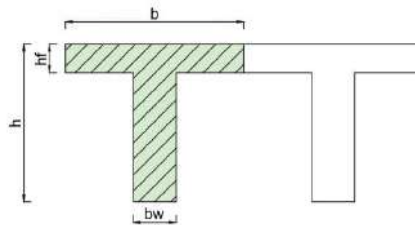


Fuente: Autor

3.6. Diseño de Viga

El diseño se realizará con el método establecido por el ACI-318S, para cálculo de los torones. Se usarán los valores con unidades en el sistema inglés, debido a que los parámetros y coeficientes para la colocación del acero y se encuentran en dicho sistema.

Ilustración 10: Sección de Viga T para análisis de cargas



Fuente: Autor

3.6.1. Análisis de Carga de Viga

3.6.1.1. Carga Muerta

Para obtener el valor por carga muerta se calculará el valor de una sola viga T, incluida la sección de tablero correspondiente exclusivamente a la media viga. El valor de carga muerta será de 10.20 kN/m, a este valor se le agregará el valor de la sobre carga calculado anteriormente. Por lo que nuestra carga muerta total será: 10.573 kN/m. (Ver Anexo D – Diseño de Viga)

3.6.1.2.Carga Viva

La carga viva será distribuida para el ancho de viga que vamos a ocupar, debido a que la norma nos da el valor de carga sobre área y para el cálculo necesitamos en carga por metro línea. Una vez realizado este cálculo obtenemos que la carga viva para la sección de losa en análisis será 6.00 kN/m. (Ver Anexo D – Diseño de Viga)

3.6.1.3.Carga Mayorada de viga

Para el análisis de la viga, se utilizará una combinación para mayorar las cargas tal como lo especifica la NEC-CG. Con este combo obtenemos un valor de 22.29 kN/m de carga última mayorada para el diseño. (Ver Anexo D – Diseño de Viga)

3.6.1.4.Momento de diseño

Una vez obtenida la carga última mayorada se transformará a unidades del sistema inglés (klb/in), luego se calculan los momentos en base a las características de la viga. En nuestro caso contamos con una viga simplemente apoyada en ambos extremos. El momento de la viga será 15750.15 klb-in. (Ver Anexo D – Diseño de Viga)

3.6.1.5.Fuerza de tensión

Para la fuerza de tensión se realizará comprobación con el objetivo de conocer el funcionamiento de la viga, si trabaja como Viga T o como viga rectangular, en nuestro caso la viga trabajará como rectangular. Posteriormente se realiza el cálculo de la fuerza de tensión que en nuestro caso será: 466.34 klb. (Ver Anexo D – Diseño de Viga)

3.6.1.6.Cálculo de torones

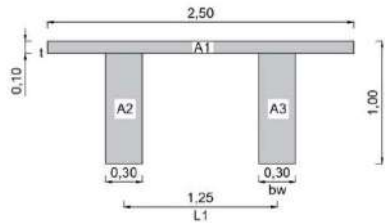
Se calcula el área de torones que requiere nuestra viga, para posteriormente comprobar si los esfuerzos transmitidos por los torones serán los indicados para nuestro sistema, lo que nos da como resultado una cantidad de 18 torones, cada torón ejercerá una fuerza de 25.90 klb, y con una fuerza límite por torón de 28.917 klb.

Una vez cortado los cables, estos transmitirán una fuerza total de 594.86 klb o 2646.07 kN. (Ver Anexo D – Diseño de Viga)

3.6.2. Cálculo de esfuerzos sin pérdida

El cálculo de los esfuerzos de viga, se realizará para comprobar según lo normado por el ACI esfuerzos en los extremos y centro de la viga, para revisar el correcto funcionamiento de la superestructura.

Ilustración 11: Sección de Viga Doble T



Fuente: Autor

Se deben calcular los momentos por peso propio, por sobrecarga y por carga viva con el valor mayorado para realizar la comprobación de esfuerzos de tensión y compresión en planta, puesto en obra y sometido a cargas de servicio. (Ver Anexo D – Cálculo de esfuerzos sin pérdida)

a. Momento por peso propio

$$M_{pp} = 97933.77 \text{ kN} - \text{cm} =$$

b. Momento por sobrecarga

$$M_{sc} = 24803.49 \text{ kN} - \text{cm}$$

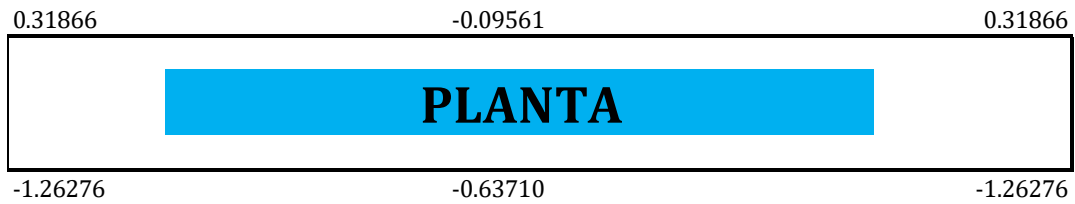
c. Momento por carga viva

$$M_{cv} = 76811.80 \text{ kN} - \text{cm}$$

3.6.2.1. Cálculo de esfuerzo sin pérdida en planta

Se realizan los cálculos para conocer los esfuerzos que tiene la viga en el extremo y en el centro. (Ver Anexo D – Cálculo de esfuerzos sin pérdida)

Ilustración 12: Esfuerzos en Planta sin pérdida

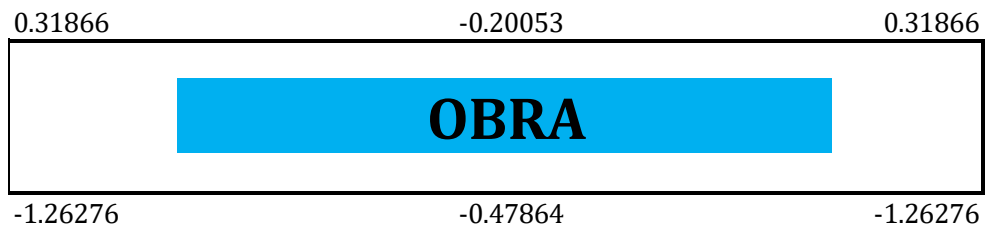


Fuente: Autor

3.6.2.2. Cálculo de esfuerzo sin pérdida en obra.

Se realizan los cálculos para conocer los esfuerzos que tiene la viga en el extremo y en el centro. (Ver Anexo D – Cálculo de esfuerzos sin pérdida)

Ilustración 13: Esfuerzos en Obra sin pérdida

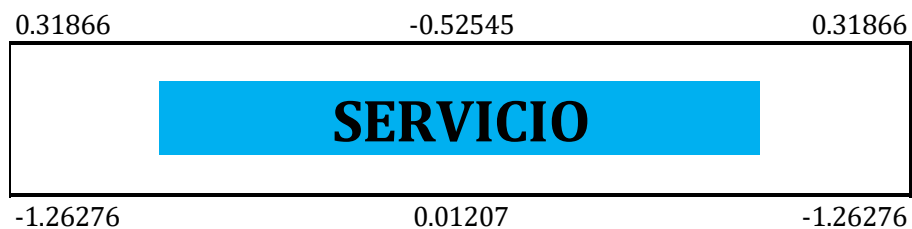


Fuente: Autor

3.6.2.3. Cálculo de esfuerzo sin pérdida en servicio

Se realizan los cálculos para conocer los esfuerzos que tiene la viga en el extremo y en el centro. (Ver Anexo D – Cálculo de esfuerzos sin pérdida)

Ilustración 14: Esfuerzos en Servicio sin Pérdida



Fuente: Autor

3.6.2.4. Cálculo de porcentaje de pérdida

Se realiza el cálculo de las pérdidas resultantes al cortar el cable de los torones, según el ACI-318. El valor en nuestro caso será del 11% de pérdida, dando una fuerza de 2258.08 kN. (Ver Anexo D – Cálculo de porcentaje de pérdida)

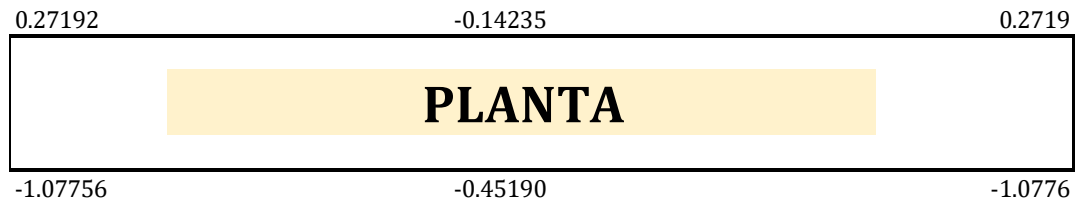
3.6.3. Cálculo de esfuerzos con pérdida

Una vez obtenidas las pérdidas, procede a calcular estos esfuerzos, los mismos que serán comprobados con las tablas dadas por el ACI 318.

3.6.3.1. Cálculo de esfuerzo con pérdida en planta

Se realizan los cálculos para conocer los esfuerzos que tiene la viga en el extremo y en el centro. (Ver Anexo D – Cálculo de esfuerzos con pérdida)

Ilustración 16: Esfuerzos en Planta con pérdida

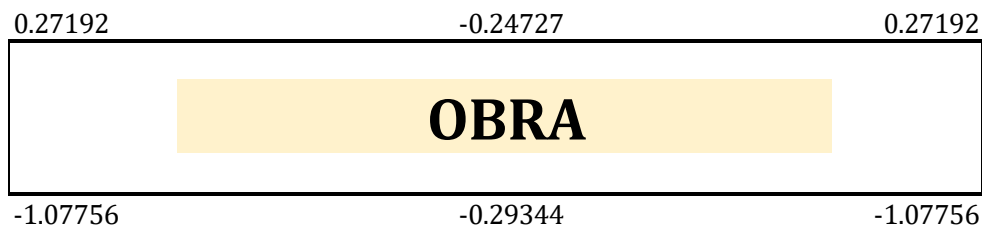


Fuente: Autor

3.6.3.2. Cálculo de esfuerzo con pérdida en obra

Se realizan los cálculos para conocer los esfuerzos que tiene la viga en el extremo y en el centro. (Ver Anexo D – Cálculo de esfuerzos con pérdida)

Ilustración 17: Esfuerzos en Obra con pérdida

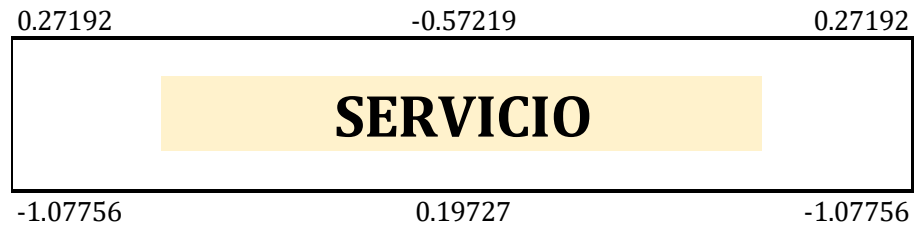


Fuente: Autor

3.6.3.3. Cálculo de esfuerzo sin pérdida en servicio

Se realizan los cálculos para conocer los esfuerzos que tiene la viga en el extremo y en el centro. (Ver Anexo D – Cálculo de esfuerzos con pérdida)

Ilustración 18: Esfuerzos en Servicio con Pérdida



Fuente: Autor

3.6.3.4. Verificación de esfuerzos en planta con pérdida

Los esfuerzos serán verificados según lo establecido en el ACI-18, en la sección 24, revisión de vigas preesforzadas. [25]

- Para revisión de esfuerzos de compresión en los extremos; $f_{bot} \leq 0.70 f'ci$
Cumple con los esfuerzos de compresión, en el extremo. (Ver Anexo D – Comprobación de esfuerzos con pérdida)
- Para revisión de los esfuerzos de compresión en el centro bajo cargas en planta;
 $f \leq 0.60 f'ci$
Cumple con los esfuerzos de compresión en ubicaciones diferentes al extremo. (Ver Anexo D – Comprobación de esfuerzos con pérdida)
- Para revisión de los esfuerzos de tensión en el centro bajo cargas en planta;
 $f \leq 0.5\sqrt{f'ci}$
El diseño por esfuerzos de flexión satisface los requisitos en el extremo de la viga. (Ver Anexo D – Comprobación de esfuerzos con pérdida)
- Para revisión de los esfuerzos de compresión en el centro bajo cargas en planta;
 $f \leq 0.25\sqrt{f'ci}$
No se realiza debido a que no se tienen esfuerzos de tracción en otras zonas de la viga.

- Para revisión de los esfuerzos de compresión con cargas por puesta en obra;
 $f \leq 0.45 * f'c$
 El diseño por esfuerzos de compresión en el estado de obra satisface los requisitos en el extremo de la viga. (Ver Anexo D – Comprobación de esfuerzos con pérdida)
- Para revisión de los esfuerzos de compresión con cargas por puesta en servicio;
 $f \leq 0.60 * f'c$
 El diseño por esfuerzos de compresión en el estado de servicio satisface los requisitos en el extremo de la viga. (Ver Anexo D – Comprobación de esfuerzos con pérdida)

3.6.4. Diseño de viga por flexión

El diseño por flexión se realizará según lo estipulado en el ACI, mediante fuerzas por la hipótesis de diseño. Los datos para el diseño por flexión, serán los mismos que se ocuparán para el cálculo de los torones. Una vez realizado los cálculos de acero por flexión, obtenemos lo siguiente:

Para el acero mínimo tendremos:

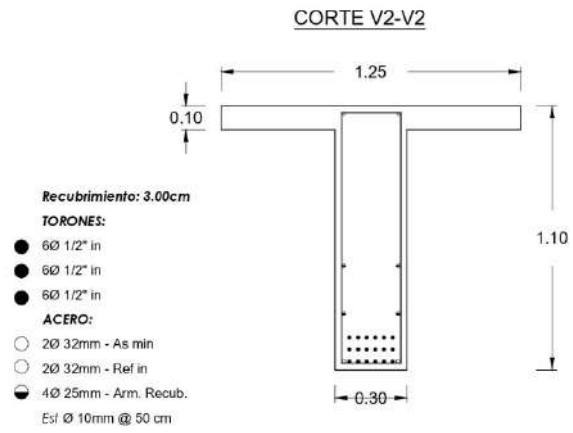
El armado será, 2 varillas de 32 mm para acero mínimo. (Ver Anexo D – Diseño por flexión)

3.6.4.1. Armadura superficial

Según lo estipulado por la normativa del ACI para vigas mayores a 90cm de peralte, se colocará acero adicional al acero por flexión, distribuidos en la zona de tracción de la viga.

El armado por acero superficial constará de 2 \emptyset 25 mm en cada capa de acero superficial, separados a 20 cm. (Ver Anexo D – Diseño por flexión).

Ilustración 15: Armado de Viga T



Fuente: Autor

CONCLUSIONES

- El diseño de la losa y viga se basó en la norma ACI 318S-14, la cantidad de acero necesaria para una losa de 2,50 m de ancho con un espesor de 10 cm, fue determinado por el acero mínimo que es de $\varnothing 12$ cada 30 cm y acero por retracción y temperatura es de $\varnothing 12$ cada 30 cm. Mientras que en el diseño de la viga en T se utilizarán 18 torones de $\frac{1}{2}$ "", además de un estribo de $\varnothing 10$ cada 18 cm en zona crítica y de $\varnothing 10$ cada 50 cm fuera de zona crítica, y un acero por flexión de $2\varnothing 32$ en la parte inferior y $2\varnothing 32$ en la superior, requiere también un armado debido al peralte de viga que será de 2 capas de $\varnothing 25$ mm cada 20 cm.
- Se diseñó la calzada en función al ancho mínimo utilizado para sillas de ruedas, el cual es de 1,20 m, por lo que se consideró un ancho de 2.4 m y se agregó 5cm a cada lado para la colocación de barandas de protección.
- En función a la Norma Técnica Ecuatoriana para Accesibilidad de la Personas al Medio Físico, Cruces Peatonales a Nivel y Desnivel se optó por colocar ascensores con la finalidad de que las personas con movilidad reducida puedan hacer uso del puente,
- Se detalló paso a paso los cálculos necesarios para el diseño de vigas, losa, aplicando la norma de diseño y construcción para obras civiles. Además, se realizaron los planos estructurales, arquitectónicos.

Bibliografía

- [1] S. Ponguillo, «Análisis comparativo técnico-económico entre edificios modelados con losas alivianadas en una dirección de hormigón armado y hormigón presforzado,» Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, 2021.
- [2] B. Tarazona y C. Sandoval, «Evaluación de discontinuidades tipo grietas y fisuras en estructuras de hormigón empleando un analizador de vibraciones y procesamiento digital de imágenes,» *Entre Ciencia e Ingeniería*, vol. 13, nº 25, pp. 85-94, 2019.
- [3] O. Reyes, J. Martínez, I. Díaz y A. Ramos, «Modelación, análisis y diseño de una losa de hormigón armado con forma atípica empleando como variantes: acero convencional y polímeros reforzados con fibras de vidrio,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 15, nº 1, pp. 1-12, 2021.
- [4] D. Arias y C. Naranjo, «Comparación económica de dos tipos de losas con sistema tradicionales vs losas postensadas en Quito - Ecuador,» *593 Digital Publisher*, vol. 7, nº 4-2, pp. 458-469, 2022.
- [5] M. Pecce, F. Santamato, E. Ciampa y E. Cosenza, «The design approach of a prestressed concrete bridge constructed in 1950s in Italy,» *Hormigón y Acero*, vol. 72, nº 293, pp. 53-62, 2021.
- [6] Y. Yang y Y. M. X. Huang-Tang, «Prediction of Long-Term Prestress Loss and Crack Resistance,» *Hindawi*, vol. 2022, 2022.
- [7] P. Paez y B. Sensale, «Improved prediction of long-term prestress loss in unbonded prestressed concrete members,» *Engineering Structures*, vol. 174, pp. 111-125, 2018.
- [8] M. Guevara, J. Flores y M. Flores, «Análisis de las condiciones de movilidad peatonal por la fragmentación territorial. Caso: barrio de Las Lajas, Unidad Territorial Atlixcáyotl, Puebla, México.,» *Revista de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Cuenca*, vol. 11, nº 21, pp. 169-181, 2022.
- [9] Asociación de Viandantes a pie, «Retos Actuales de la Movilidad Peatonal,» *ATUC Movilidad Sostenible*, nº 100, pp. 34-35, 2021.
- [10] J. Villamarín, F. Guío y E. Dueñas, «Caracterización de la velocidad de caminata. Caso de estudio de puente peatonal,» *Tecnura*, vol. 26, nº 71, pp. 96-110, 2022.
- [11] J. Linares, A. Hernández y H. Rojas, «Política internacional, nacional y local: la gestión pública de la accesibilidad espacial para las personas con discapacidad,» *Reflexión Política*, vol. 21, nº 43, pp. 142-154, 2019.

- [12] F. Peralta, «Diseño estructural de puentes peatonales sobre la autopista Pimentel-Chiclayo,» Universidad Señor de Sipán, Pimentel, 2018.
- [13] J. Cala y K. Villar, «Predicción del comportamiento de puentes peatonales usando modelos de computador,» *INGE CUC*, vol. 13, nº 2, pp. 42-52, 2017.
- [14] A. Kagermanov, «Análisis por elementos finitos de la rotura por cortante en vigas de hormigón armado y pretensado,» *Hormigón y Acero*, vol. 70, nº 287, pp. 75-84, 2018.
- [15] D. Carrillo, «Diseño del puente peatonal de la Av. Las Aguas, en el software SAP 2000 y el análisis de la superestructura,» Universidad de Guayaquil, Guayaquil, 2016.
- [16] J. Guerrero, «Diagnóstico básico de los puentes de la Red Vial Cantonal de Curridabat,» ICO TEC, San José, 2011.
- [17] E. Seminario, «Guía para el diseño de puentes con vigas y losa,» Universidad de Piura, Piura, 2004.
- [18] American Association of State Highway and Transportation Officials, «AASHTO LRFD Bridge Design Specifications,» Washington, DC, 2017.
- [19] G. Tinoco, «Diseño de la superestructura del puente peatonal de hormigón armado frente al paseo shopping de la ciudad de Machala,» Universidad Técnica de Machala, Machala, 2020.
- [20] I. Huergo y H. Hernández, «Control pasivo de vibraciones verticales inducidas por personas en puentes peatonales,» *Ingeniería Investigación y Tecnología*, vol. XXI, nº 2, 2020.
- [21] J. Sanchez, D. Gómez y P. Thomson, «Análisis de la interacción humano-estructura en puentes peatonales de Santiago de Cali,» *Dyna*, vol. 80, nº 177, pp. 86-94, 2012.
- [22] NORMA TÉCNICA ECUATORIANA - NTA INEN 2246, «ACCESIBILIDAD DE LAS PERSONAS AL MEDIO FÍSICO. CRUCES PEATONALES A NIVEL Y A DESNIVEL,» QUITO, 2015.
- [23] MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS, «VOLUMEN N°2 - LIBRO A - NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑOS VIALES,» QUITO, 2013.
- [24] NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, «CARGAS NO SÍSMICAS - NEC-SE-CG,» MIDUVI.
- [25] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, «REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14),» AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2015.

Anexo B: Elementos de Cubierta:

Anexo B.1: Galvalumen

Especificaciones Generales de las cubiertas:

Cuadro de espesores, peso y distancia máxima entre apoyos						
Espesor (mm)	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,60
Peso (Kg/m ²)	2,70	3,15	3,60	4,05	4,50	5,40
Distancia (m)	1,20	1,60	1,80	2,10	2,40	2,60

USOS:

- Recubrimientos de paredes
- Techos residenciales
- Tejas metálicas tipo española
- Cubiertas
- Cielos falsos
- Aislamiento termoacústico
- Frisos
- Embellecimiento de edificaciones

Ancho útil = 1040 mm.
 Altura de onda = 37 mm.

USOS

Cubierta y Paredes

LONGITUD

Según necesidad del cliente

PENDIENTE MÍNIMA

4°

ACCESORIOS

Conectores Omega y Pernos
 Auto perforantes

- Anexo B.2: Correa G 100x50x15x2

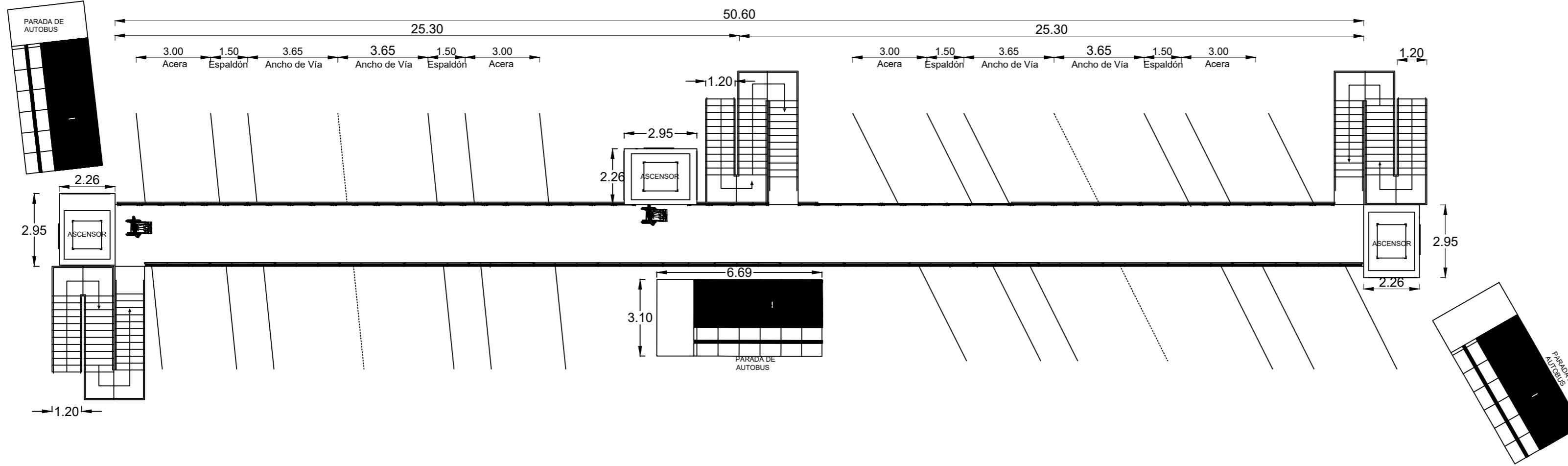
Otras cualidades, largos y acabados: previa consulta.

- Dimensiones exteriores a la sección transversal.
- Radio de curvatura interior igual a 1.5e para espesores menores a 6.00 mm.
- Radio de curvatura interior igual a 2e para espesores de 6.00 mm o mayores.

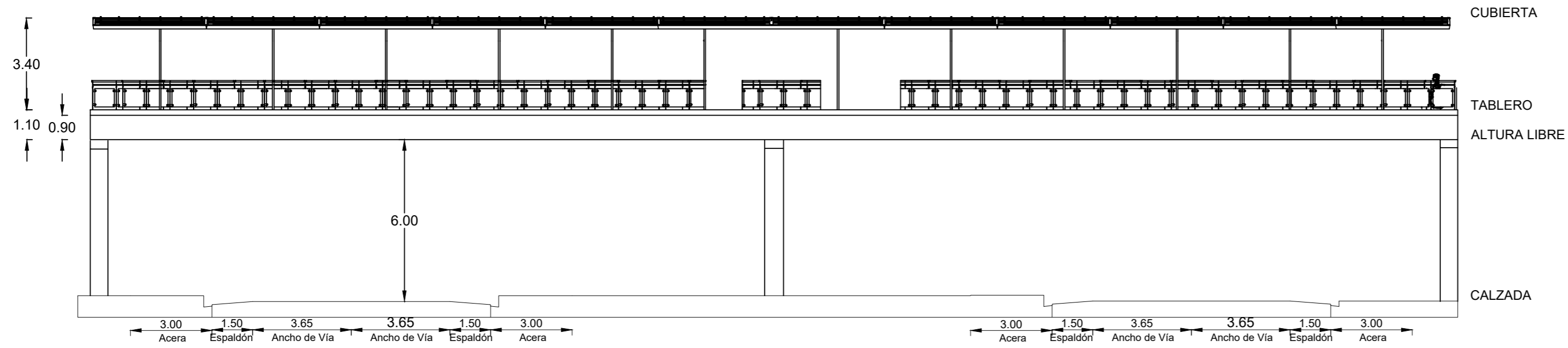


Designación	Dimensiones				Masa kg/m	A cm ²	d1 cm	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	c	e				I _x	I _y	W _x	W _y	i _x	i _y
	mm	mm	mm	mm				cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
G 60x30x10x2	60	30	10	2	1,95	2,54	1,44	14,88	5,28	4,9	2,74	2,42	1,44
G 80x40x15x2	80	40	15	2	2,75	3,54	1,46	35,25	8,07	8,81	3,18	3,16	1,51
G 80x40x15x3	80	40	15	3	3,95	5,11	1,46	49,04	10,85	12,26	4,27	3,1	1,46
G 80x50x15x2	80	50	15	2	3,06	3,88	1,46	41,11	13,55	10,28	4,34	3,23	1,88
G 100x50x15x2	100	50	15	2	3,38	4,34	1,73	69,24	14,98	13,85	4,57	4,00	1,86

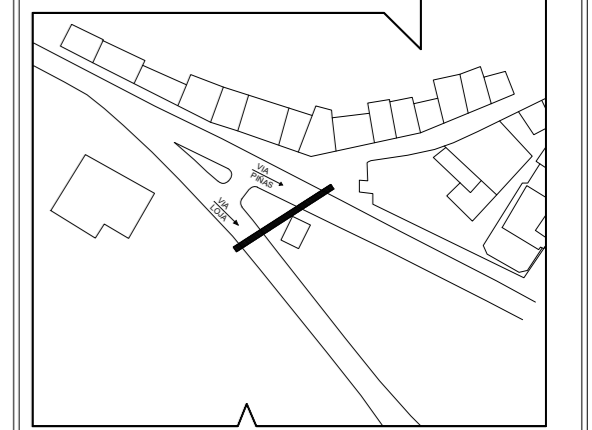
ARQUITECTÓNICO EN PLANTA
 ESC: 1_150



ARQUITECTÓNICO
 ESC: 1_150



UBICACIÓN:



PROVINCIA : EL ORO
 CANTÓN : PIÑAS
 PARROQUIA: SARACAY

CONTENIDO:

DETALLES ARQUITECTONICOS

PROYECTO:

SUPERESTRUCTURA DE PUENTE PEATONAL

PROPIETARIO:

GAD MUNICIPAL DE PIÑAS

REVISADO POR:

MARCELO ZÁRATE ENCALADA
 INGENIERO CIVIL

RESPONSABLE TÉCNICO:

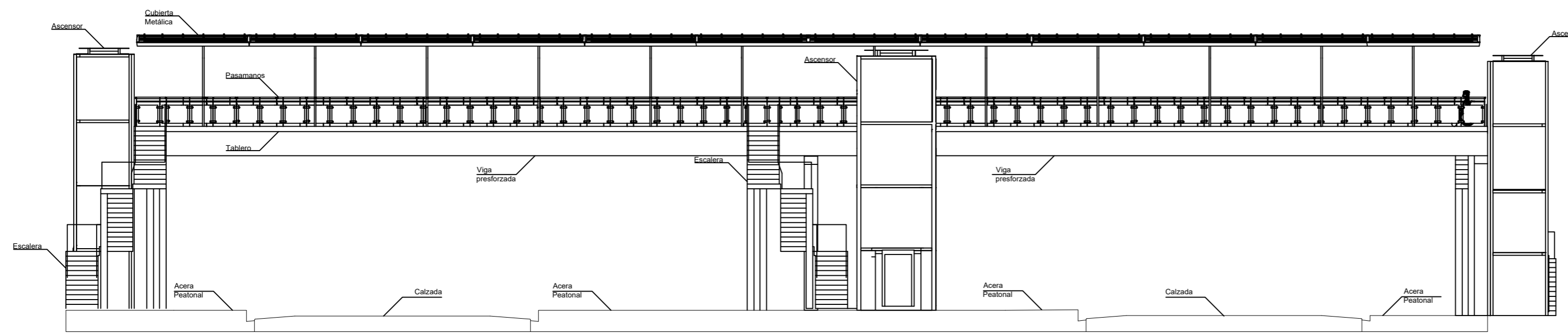
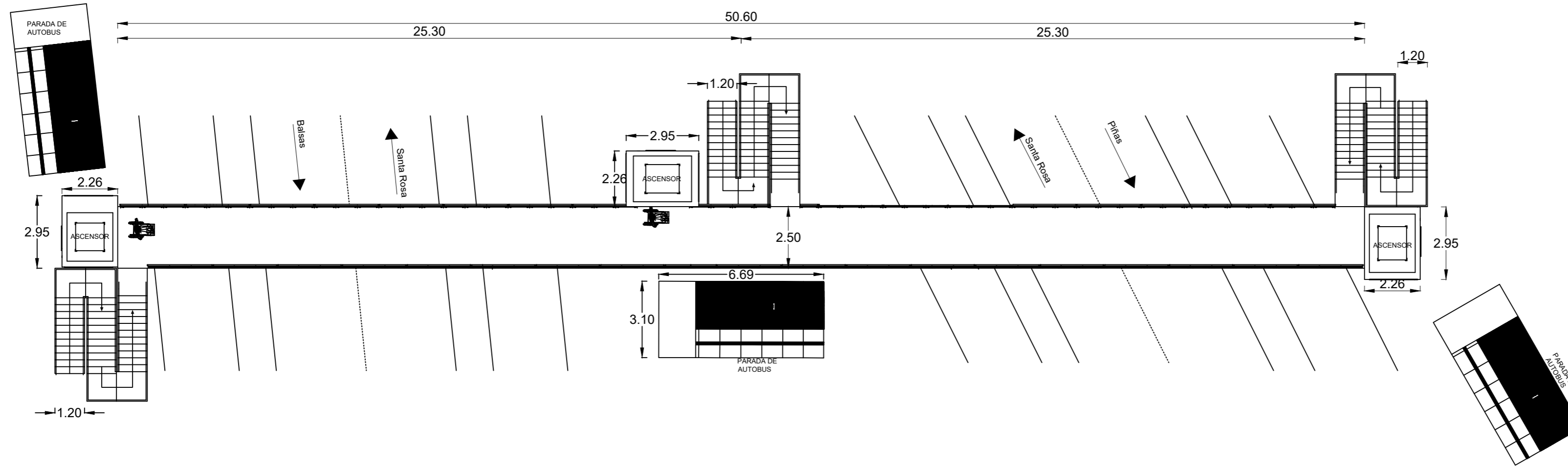
ROBERTO ESPINOZA SIGUENZA
 ENCARGADO DEL PLANO

FECHA: Enero, 2023

ESCALA: EN PLANO

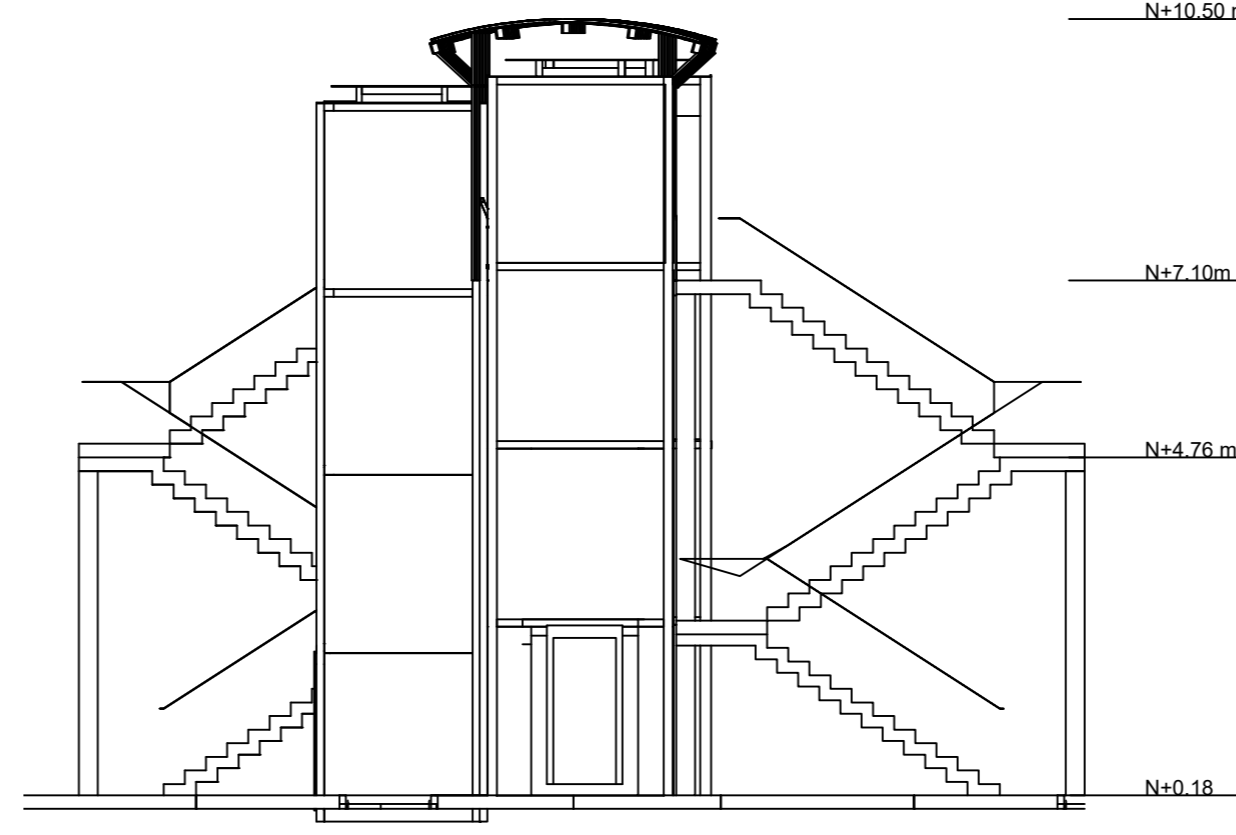
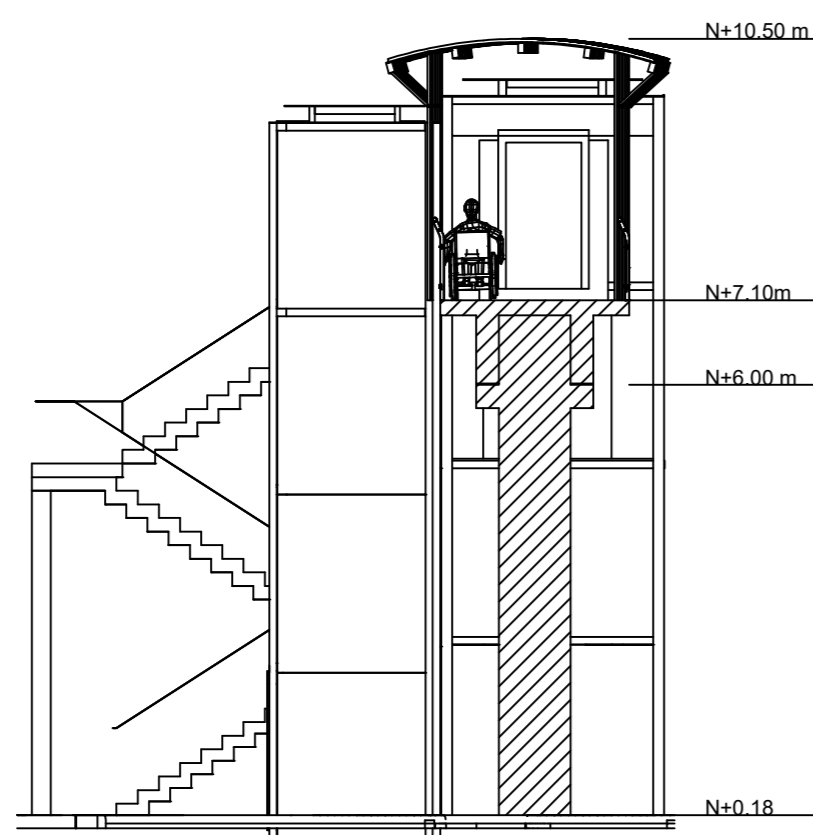
LÁMINA: ANEXO C

VISTA EN PLANTA DE PUENTE
 ESC: 1_150

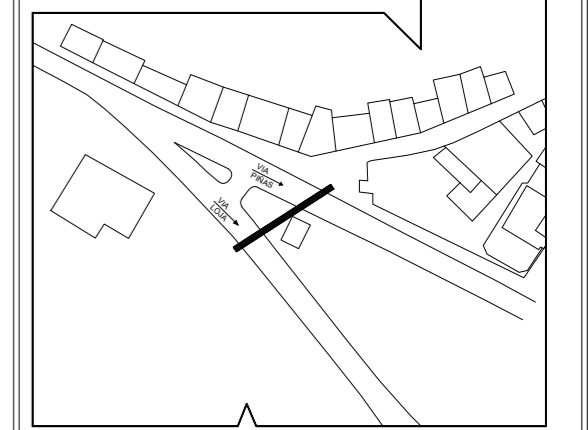


CORTE DE VISTA LATERAL
 ESC: 1_150

CORTE DE VISTA LATERAL
 ESC: 1_150



UBICACIÓN:



PROVINCIA : EL ORO
 CANTÓN : PIÑAS
 PARROQUIA: SARACAY

CONTENIDO:

DETALLES ARQUITECTONICOS

PROYECTO:

SUPERESTRUCTURA DE PUENTE
 PEATONAL

PROPIETARIO:

GAD MUNICIPAL DE PIÑAS

REVISADO POR:

MARCELO ZÁRATE ENCALADA
 INGENIERO CIVIL

RESPONSABLE TÉCNICO:

ROBERTO ESPINOZA SIGUENZA
 ENCARGADO DEL PLANO

FECHA:
 Enero, 2023

ESCALA:
 EN PLANO

LÁMINA:
 ANEXO C

Anexo D

1. Cálculo de Cargas Muertas:

Resultados de Peso de Pasamanos

Tabla 4: Elementos de Pasamanos

PESO ELEMENTOS PASAMANOS				
ELEMENTO	Área	$\gamma_{elemento}$	W	U
Vidrio	0.0835	26.00	2.17	kN
Tubular	0.0031	78.50	0.24	kN
TOTAL			2.41	kN
			0.19	Kg/m

Fuente: Autor

a. Resultados de cargas distribuidas por Cubierta

Los elementos que se usarán para cubierta son: Plancha de Galvalumen, Correa tipo G, tubo rectangular. (Ver Anexo)

Tabla 5: Elementos de Cubierta

PESO ELEMENTOS CUBIERTA		
Elemento	Peso	Unidad
Galvalumen	8.65	kg/m
Correa	3.38	kg/m
Tubo	6.60	kg/m
Carga Total	18.63	kg/m
	0.183	kg/m

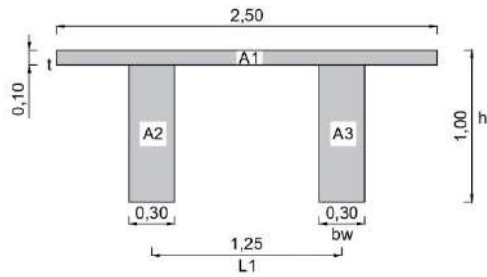
Fuente: Autor

La carga muerta por sobrecarga será: 0.373 kN/m

- **Carga Muerta por Peso Propio**

Para determinar la carga muerta por peso propio, primero se deben realizar cálculos de la geometría de la sección.

Ilustración 16: Viga TT para Análisis



Fuente: Autor

Tabla 6: Cálculo de Área de Viga Doble T

Figura	Base(cm)	Altura(cm)	Área (cm ²)
A1	250	10	2500.00
A2	30	100	3000.00
A3	30	100	3000.00
TOTAL			8500.00

Fuente: Autor

$$Pp = A * \gamma_H \quad (4)$$

$$Pp = 0.85m^2 * 24 kN/m^3 = 20.40 kN/m$$

• Carga Viva

Valor tomado de la NEC-CG para carga no sísmicas.

$$CV = 4.80 kN/m^2$$

2. Diseño de Losa en una dirección

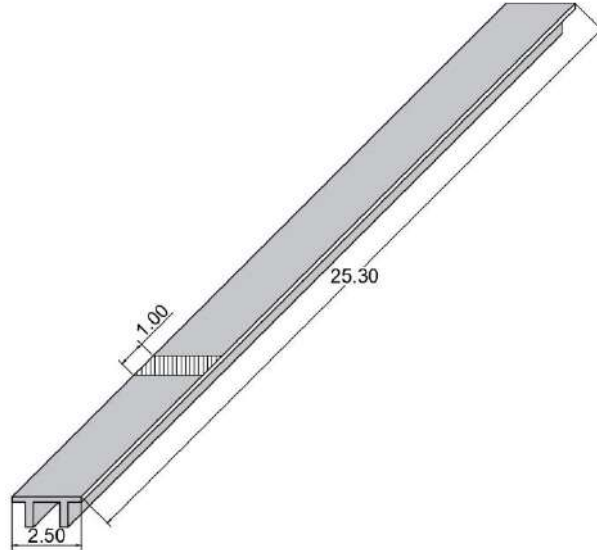
Las secciones del tablero de losa que se obtiene por el prediseño son:

- Ancho de losa = 2.5 m
- Recubrimiento= 2 cm
- Longitud de Losa = 25.30 m
- $\gamma_H = 24 kN/m^3$
- $f'c = 35 MPa$
- $f'y = 420MPa$
- $\phi_{acero} = 14mm$

- $d = t - rec - \frac{\phi_{acero}}{2} = 7.30 \text{ cm}$

Para el cálculo del armado de la losa, usaremos un ancho de losa de 1 metro.

Ilustración 17: Sección para diseño de losa



Fuente: Autor

- *Carga Muerta*

En la carga muerta para el diseño de la losa se usará el peso propio de la losa, más el valor de sobrecarga correspondiente a los pasamanos y cubierta.

a. Peso propio

$$P_{losa} = \gamma_H * a * t \quad (5)$$

$$P_{losa} = 24 \text{ kN/m}^3 * 1 \text{ m} * 0.10 \text{ m}$$

$$P_{losa} = 2.40 \text{ kN/m}$$

b. Sobrecarga

$$Sc = 0.373 \text{ kN/m}$$

c. Carga muerta Total

$$CM = P_{losa} + Sc$$

$$CM = 2.773 \text{ kN/m}$$

- *Carga Viva*

La carga viva tomada será la antes mencionada de:

$$CV = \frac{4.8 \text{ kN/m}^2 * (25.30\text{m} * 1.00\text{m})}{25.30\text{m}}$$

$$CV = 4.80 \text{ kN/m}$$

- *Carga Mayorada de losa*

$$U = 1.2CM + 1.6CV \tag{6}$$

$$U = 1.2 \left(2.773 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) + 1.6 \left(4.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 11.01 \text{ kN/m}$$

- *Momento de diseño*

$$M_{(+)} = \frac{U * l_b^2}{24} \tag{7}$$

$$M_{(+)} = \frac{11.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (1.25 \text{ m})^2}{24}$$

$$M_{(+)} = 0.72 \text{ kN} - \text{m} = 7341.96 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{(-)} = \frac{U * l_b^2}{12} \tag{8}$$

$$M_{(+)} = \frac{11.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (1.25\text{m})^2}{12}$$

$$M_{(+)} = 1.44 \text{ kN} - \text{m} = 14683.91 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{\text{voladizo}} = \frac{U * l_b^2}{2} \tag{9}$$

$$M_{\text{voladizo}} = \frac{11.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (0.63 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{(+)} = 2.18 \text{ kN} - \text{m} = 22229.81 \text{ kg} - \text{cm}$$

- **Acero de losa**

Verificación por flexión

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'c - 28)}{7} \tag{10}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(35 - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0.80$$

a. Cuantía

Obtenemos la cuantía mínima por medio de lo manifestado en el ACI 318S, que lo obtiene en base al fy.

$$\rho_{min} = 0.0018, \text{ si } f_y \geq 420 \text{ MPa}$$

Cálculo de acero de refuerzo

Cálculo del valor de acero de refuerzo inferior y superior

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot f'_c \cdot b}{f_y^2} * \left(\frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}{2} - \frac{M_u}{\phi} \right)} \quad (11)$$

- Para momento de empotramiento negativo:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{cm} \cdot 7.30 \text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{cm}}{\left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2} * \left(\frac{0.85 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{cm} \cdot (7.30 \text{cm})^2}{2} - \frac{14683.91}{0.9} \right)}$$

$$A_{s_{M(-)}} = 0.53 \text{ cm}^2$$

- Para momento de empotramiento positivo:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{cm} \cdot 7.30 \text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{cm}}{\left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2} * \left(\frac{0.85 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{cm} \cdot (7.30 \text{cm})^2}{2} - \frac{7341.96}{0.9} \right)}$$

$$A_{s_{M(+)}} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- Para momento del voladizo:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{cm} \cdot 7.30 \text{cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{cm}}{\left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2} * \left(\frac{0.85 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{cm} \cdot (7.30 \text{cm})^2}{2} - \frac{22229.81}{0.9} \right)}$$

$$A_{s_{M_{\text{Voladizo}}}} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Comparamos con el área de acero mínimo con la calculada, y se colocará la mayor:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d \quad (12)$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * (100cm) * (7.30 cm)$$

$$A_{s_{min}} = 1.314 cm^2$$

Se armará todo con acero mínimo, no se requiere acero de refuerzo, por lo tanto, obtendremos lo siguiente:

- Acero Superior

La cantidad de varillas se obtiene de la división del Acero requerido para el acero de la varilla que vamos a usar, en este caso de 12 mm.

$$\#Varilla = \frac{A_s}{A_\phi} \tag{13}$$

$$\#Varilla = \frac{1.314 cm^2}{1.12 cm^2} = 1.17 varillas$$

Se requieren como mínimo 2 varillas de 12 mm, sin embargo la cantidad puede aumentar debido al espaciamiento entre varillas.

La separación entre las varillas será la mínima entre 3h y 450mm, esto según lo estipulado en el manual del ACI 318S:

- $3h = 3(100) = 300 mm$
- 450mm

La separación optada será de 300 mm, dando así un armado de $1\phi 12mm @ 30cm$

- Acero Inferior

La cantidad de varillas se obtiene de la división del Acero requerido para el acero de la varilla que vamos a usar, en este caso de 12 mm.

$$\#Varilla = \frac{A_s}{A_\phi} \tag{13}$$

$$\#Varilla = \frac{1.314 cm^2}{1.12 cm^2} = 1.17 varillas$$

Se requieren como mínimo 2 varillas de 12 mm, sin embargo la cantidad puede aumentar debido al espaciamiento entre varillas.

La separación entre las varillas será la mínima entre 3h y 450mm, esto según lo estipulado en el manual del ACI 318S:

- $3h = 3(100) = 300 mm$
- 450mm

La separación optada será de 300 mm, dando así un armado de $1\phi 12\text{mm}@30\text{cm}$

- *Cálculo de acero de retracción y temperatura*

La cuantía utilizada para acero y temperatura es: $\rho = 0.0018$

$$A_s = \rho * b * t \quad (14)$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 10 = 1.80 \text{ cm}^2$$

Para la cantidad de varillas usamos la ecuación 13:

$$\#Varillas = \frac{1.80 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 1.59 \text{ varillas}$$

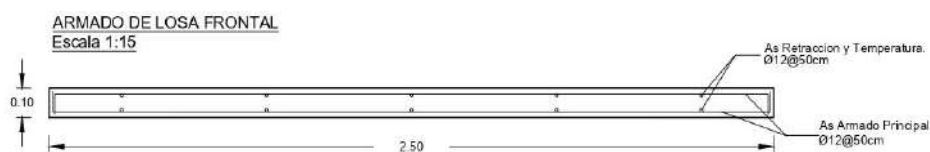
Se requieren como mínimo 2 varillas de 12 mm, sin embargo la cantidad puede aumentar debido al espaciamiento entre varillas.

La separación entre las varillas será la mínima entre $3h$ y 450mm , esto según lo estipulado en el manual del ACI 318S:

- $3h = 3(100) = 300 \text{ mm}$
- 450mm

La separación optada será de 300 mm, dando así un armado de $1\phi 12\text{mm}@30\text{cm}$

Ilustración 18: Armado de losa



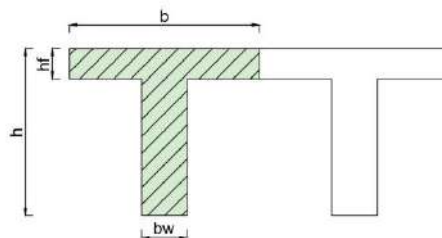
Fuente: Autor

3. Diseño de Viga

Para el diseño se analizará una viga T, por lo que obtenemos las siguientes características geométricas:

- Longitud=996.06 in
- $f'_c=5\text{ksi}$
- $f_{pu}=270\text{ ksi}$
- $f_{pe}=0.55*f_{pu}=148.50\text{ ksi}$
- $\phi_{toron} = 0.5\text{ in}$
- Rec=1.18 in
- Estri=0.39 in
- Separación=1.50 in
- $h=43.41\text{ in}$
- $h_f=7.87\text{ in}$
- $b_w=11.81\text{ in}$
- $b=49.21\text{ in}$

Ilustración 19: Sección de Viga T para análisis de cargas



Fuente: Autor

- *Carga Muerta*

En la carga muerta para el diseño de la losa se usará el peso propio de la losa, más el valor de sobrecarga correspondiente a los pasamanos y cubierta.

a. Peso propio

$$P_{viga} = \gamma_H * A \quad (15)$$

$$P_{viga} = 24kN/m^3 * 0.425 m^2$$

$$P_{viga} = 10.20 kN/m$$

b. Sobrecarga

$$Sc = 0.373 kN/m$$

c. Carga muerta Total

$$CM = P_{viga} + Sc \tag{16}$$

$$CM = 10.573 kN/m$$

- *Carga Viva*

La carga viva tomada será la antes mencionada de:

$$CV = 4.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$CV = \frac{4.8kN}{m^2} * \left(\frac{25.30m * 1.25m}{25.30 m} \right) = 6 kN/m$$

- *Carga Mayorada de viga*

Para el análisis de la viga, se utilizará un combo para mayorar las cargas tal como lo especifica la NEC-CG.

$$U = (1.2CM + 1.6CV) \tag{18}$$

$$U = 1.2 \left(10.573 \frac{kN}{m} \right) + 1.6 \left(\frac{6kN}{m} \right) = 22.29 \frac{kN}{m}$$

$$U = 0.127 klb/in$$

- *Momento de diseño*

$$M_{(+)} = \frac{U * l^2}{8} \tag{19}$$

$$M_{(+)} = \frac{0.127klb/in * (996.06in)^2}{8}$$

$$M_{(+)} = 15750.15 klb - in$$

Cálculo del valor de ω_p

$$\omega_p(1 - 0.59\omega_p) = \frac{M_u}{\phi * f'c * b * d^2} \tag{20}$$

$$\omega_p(1 - 0.59\omega_p) = \frac{15750.15}{0.9 * 5 * 49.215 * 39.42^2}$$

Realizando la ecuación de segundo grado para obtener el valor de ω_p , obtenemos:

$$\omega_p = 0.04808$$

Comparamos con el valor de ω_{max} , si nuestro valor de diseño es menor que el máximo, procedemos con el cálculo, caso contrario rediseñamos la sección de la viga.

$$\omega_{max} = 0.319 * \beta_1 * \left(\frac{b_w}{b}\right) + 0.85 * (b - b_w) * \left(\frac{h_f}{b} * d\right) \quad (21)$$

$$\omega_{max} = 0.319 * 0.8 * \left(\frac{11.81}{49.21}\right) + 0.85 * (49.21 - 11.81) * \left(\frac{3.94}{49.21 * 39.42}\right)$$

$$\omega_{max} = 0.12581$$

Si form (21) es mayor o igual a form (20), procedemos a comprobar si la viga funciona como viga T o como viga Rectangular.

Comprobación de sección

Se calcula el valor del valor “c”, si este valor es menor que la altura de bloque de losa “hf”, se trabaja como viga rectangular.

$$c = 1.18 * \omega_p * \left(\frac{d}{\beta_1}\right) \quad (22)$$

$$c = 1.18 * 0.04808 * \left(\frac{39.42}{0.8}\right) = 2.79 \text{ in}$$

Como nuestro valor de c, es menor que el hf, podemos trabajar como viga rectangular.

Cálculo de fuerza de tensión

$$Tnp = \omega_p * b * d * f'c \quad (23)$$

$$Tnp = 0.04808 * 49.21 * 39.42 * 5$$

$$Tnp = 466.34 \text{ klb}$$

Cálculo de área de acero requerida

$$A_{ps} = \frac{h*d*f'c}{f_{pu}} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\left(\frac{\beta_1}{\gamma_p}\right)*Tnp}{b*d*f'c}} \right] \quad (24)$$

$$A_{ps} = \frac{43.31 * 39.42 * 5}{270} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\left(\frac{0.8}{0.4}\right) * 466.34}{49.21 * 39.42 * 5}} \right]$$

$$A_{ps} = 1.56 \text{ in}^2$$

Con las características de diseño de la viga, se debe agregar una cantidad de acero mínimo de 1.56 in².

Usando la ecuación 17 para tener la cantidad de varillas, serán:

$$\#Toron = \frac{1.56 \text{ in}^2}{0.153 \text{ in}^2} = 10.26 \text{ Torones}$$

Por lo tanto, se colocarán 11 torones de ½ in para satisfacer la cantidad de acero de que necesita la viga.

Comprobación de Esfuerzo

$$f_{ps} \leq 0.70\% f_{pu} \quad (25)$$

$$\frac{466.34}{11 * 0.153} \leq 0.70 * 270$$

$$277.09 \text{ ksi} \leq 189 \text{ ksi}$$

Aumentamos cantidad de torones a 18 torones

$$\frac{466.34}{18 * 0.153} \leq 0.70 * 270$$

$$169.33 \text{ ksi} \leq 189 \text{ ksi}$$

Cálculo de fuerza por torón

$$P_u = \frac{T_{np}}{\#Cable} \quad (26)$$

$$P_u = \frac{466.34 \text{ klb}}{18} = 25.90 \text{ klb}$$

Fuerza límite por torón

$$R_u = A_{ps} * 0.70 * 270 \text{ ksi} \quad (28)$$

$$R_u = 28.917 \text{ klb}$$

Cálculo de fuerza de torones.

$$P_i = A_{ps} * 0.80 * f_{ps} * \#Toron \quad (27)$$

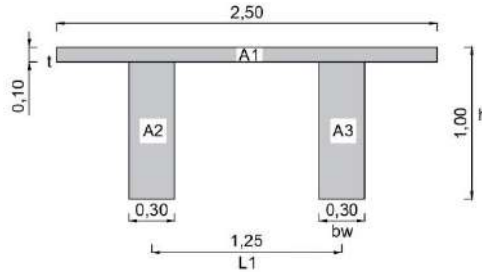
$$P_i = 0.153 \text{ in}^2 * 0.80 * 270 \text{ klb/in}^2 * 18$$

$$P_i = 594.86 \text{ klb} = 2646.07 \text{ kN}$$

4. Cálculo de esfuerzos sin pérdida

Obtenemos los datos geométricos de la viga, para hallar el valor de la excentricidad.

Ilustración 20: Sección de Viga Doble TT



Fuente: Autor

Tabla 7: Cálculo de eje Neutro e Inercia

Figura	base(cm)	altura(cm)	Area (cm ²)	\bar{y}	$A * \bar{y}$	$\bar{y}\bar{t}$	lo (cm ⁴)	$(\bar{y}\bar{t} - \bar{y})^2$	I (cm ⁴)
A1	250	10	2500.00	105.00	262500	66.18	20833.3	1506.99	3788314.33
A2	30	100	3000.00	50.00	150000		2500000.0	261.79	3285377.2
A3	30	100	3000.00	50.00	150000		2500000.0	261.79	3285377.2
TOTAL			8500.00		562500.00				10359068.73

Fuente: Autor

Para calcular los esfuerzos y comprobar con lo dictaminado por la norma, debemos usar los siguientes valores:

- $P = 2646.07 \text{ kN}$
- $A_v = 8500.00 \text{ cm}^2$
- $e = c_2 - r - est - \frac{s(\#Capas-1)}{2} - \frac{\phi_{toron}*\#Capas}{2}$ (31)

$$e = 56.28 \text{ cm}$$

- $I = 10359068.73 \text{ cm}^4$
- $c_2 = \text{Eje neutro} = 66.18 \text{ cm}$ (32)

$$c_1 = h - c_2 = 110\text{cm} - 66.18 \text{ cm} = 43.82 \text{ cm} \quad (33)$$

- Peso Propio Mayorado= 12.24 kN/m
- Sobrecarga Mayorado= 3.10 kN/m
- Carga Viva Mayorado= 9.60 kN/m

Se deben calcular los momentos por peso propio, por sobrecarga y por carga viva con el valor mayorado para realizar la comprobación de esfuerzos de tensión y compresión en planta, puesto en obra y sometido a cargas de servicio.

Los momentos se calculan usando la fórmula 19.

$$M = \frac{U * l^2}{8}$$

d. Momento por peso propio

$$M_{pp} = \left(\frac{12.24 \frac{kN}{m} * (25.30m)^2}{8} \right) * \frac{100cm}{1m}$$

$$M_{pp} = 97933.77 \text{ kN} - \text{cm} =$$

e. Momento por sobrecarga

$$M_{sc} = \left(\frac{3.10 \frac{kN}{m} * (25.30m)^2}{8} \right) * \frac{100cm}{1m}$$

$$M_{sc} = 24803.49 \text{ kN} - \text{cm}$$

f. Momento por carga viva

$$M_{cv} = \left(\frac{9.60 \frac{kN}{m} * (25.30m)^2}{8} \right) * \frac{100cm}{1m}$$

$$M_{cv} = 76811.80 \text{ kN} - \text{cm}$$

- *Cálculo de esfuerzo sin pérdida en planta*

a. Esfuerzo en la fibra del extremo superior

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_1}{I} \right) \tag{34}$$

$$f_{top} = \left(-\frac{2646.07 \text{ kN}}{8500.00 \text{ cm}^2} + \frac{(2646.07 \text{ kN}) * (56.28 \text{ cm}) * (43.82 \text{ cm})}{10359068.73 \text{ cm}^2} \right)$$

$$f_{top} = 0.31866 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_1}{I} \right) \quad (34)$$

$$f_{top} = \left(-\frac{2646.07 \text{ kN}}{8500.00 \text{ cm}^2} + \frac{(2646.07 \text{ kN}) * (56.28 \text{ cm}) * (43.82 \text{ cm})}{10359068.73 \text{ cm}^2} \right)$$

$$f_{top} = 0.31866 \text{ kN/cm}^2$$

b. Esfuerzo en la fibra del extremo inferior

$$f_{bot} = \left(-\frac{P}{A_v} - \frac{Pec_2}{I} \right) \quad (35)$$

$$f_{bot} = \left(-\frac{2646.07 \text{ kN}}{8500.00 \text{ cm}^2} + \frac{(2646.07 \text{ kN}) * (56.28 \text{ cm}) * (66.18 \text{ cm})}{10359068.73 \text{ cm}^2} \right)$$

$$f_{bot} = -1.26276 \text{ kN/cm}^2$$

c. Esfuerzo en la fibra del centro superior

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_2}{I} - \frac{M_{pp} * c_1}{I} - \frac{M_{sc} * c_1}{I} - \frac{M_{cv} * c_1}{I} \right) \quad (40)$$

$$f_{top} = \left(-\frac{2646.07 \text{ kN}}{8500.00 \text{ cm}^2} + \frac{(2646.07 \text{ kN}) * (56.28 \text{ cm}) * (43.82 \text{ cm})}{10359068.73 \text{ cm}^2} - \frac{97933.77 \text{ kN} - \text{cm} * 43.82 \text{ cm}}{10359068.73 \text{ cm}^2} - \frac{24803.49 \text{ kN} - \text{cm} * 43.82 \text{ cm}}{10359068.73 \text{ cm}^2} - \frac{76810.89 \text{ kN} - \text{cm} * 43.82 \text{ cm}}{10359068.73 \text{ cm}^2} \right)$$

$$f_{top} = -0.52545 \text{ kN/cm}^2$$

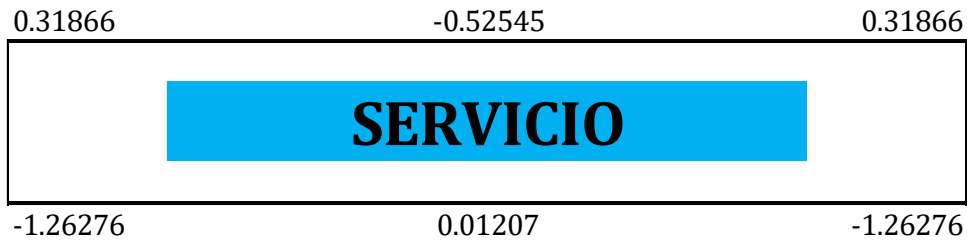
d. Esfuerzo en la fibra del centro inferior

$$f_{bot} = \left(-\frac{P}{A_v} - \frac{Pec_2}{I} + \frac{M_{pp} * c_2}{I} + \frac{M_{sc} * c_2}{I} + \frac{M_{cv} * c_2}{I} \right) \quad (41)$$

$$f_{bot} = \left(-\frac{2646.07 \text{ kN}}{8500.00 \text{ cm}^2} - \frac{(2646.07 \text{ kN}) * (56.28 \text{ cm}) * (66.18 \text{ cm})}{10359068.73 \text{ cm}^2} + \frac{97933.77 \text{ kN} - \text{cm} * 66.18 \text{ cm}}{10359068.73 \text{ cm}^2} + \frac{24803.49 \text{ kN} - \text{cm} * 66.18 \text{ cm}}{10359068.73 \text{ cm}^2} + \frac{76810.89 \text{ kN} - \text{cm} * 66.18 \text{ cm}}{10359068.73 \text{ cm}^2} \right)$$

$$f_{bot} = 0.01207 \text{ kN/cm}^2$$

Ilustración 23: Esfuerzos en Servicio sin Pérdida



Fuente: Autor

5. Cálculo de porcentaje de pérdida

La pérdida es el porcentaje que pierde el cable una vez que se cortan los torones, este valor se calcula con la siguiente ecuación:

$$TL = ES + CR + SH + RE \quad (42)$$

Donde:

- ES = Pérdida por acortamiento elástico
- CR = Pérdida por flujo plástico del concreto
- SH = Pérdida debido a Retracción del concreto
- RE = Pérdida debido a Relajación de tendones

a. Pérdida por acortamiento elástico

$$ES = K_{es} * E_{ps} * f_{cir} / E_{ci} \quad (43)$$

Donde:

- K_{es} ; se toma el valor en función de los elementos, en nuestro caso será 1 por ser elementos pretensados.
- E_{ps} ; módulo de elasticidad de los torones. En nuestro caso será $28.5 \times 10^6 \text{ psi}$
- E_{ci} ; módulo de elasticidad del concreto. En nuestro caso será $2.5 \times 10^6 \text{ psi}$
- $f_{cir} = K_{cir} * \left(\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i * e^2}{I} \right) - \frac{M_g * e}{I}$

Donde:

- $K_{cir} = 0.9$; este valor será tomado en cuenta por ser elementos pretensados.
- $P_i = 594.86 \text{ klb}$
- $A_g = 1317.50 \text{ in}^2$
- $e = 22.16 \text{ in}$
- $I = 248877.62 \text{ in}^4$

- M_g ; momento flector debido al peso muerto del componente pretensado

$$M_g = 0.12 * w * l^2 \quad (44)$$

$$M_g = 0.12 * 0.088 \frac{klb}{in} * (996.06 in)^2 = 10476.95 klb - in$$

$$f_{cir} = 0.9 * \left(\frac{594.86 klb}{1317.50 in} + \frac{594.86 klb * (22.16 in)^2}{248877.62 in^4} \right) - \frac{10476.95 klb * in (22.16 in)}{248877.62 in^4}$$

$$f_{cir} = 0.52984 ksi = 529.84 psi$$

$$ES = 1.0 * (28.5 \times 10^6 psi) \left(\frac{529.84 psi}{2.5 \times 10^6 psi} \right)$$

$$ES = 6040.18 psi$$

b. Pérdida por Flujo Plástico del concreto

$$CR = K_{cr} * \left(\frac{E_{ps}}{E_{ci}} \right) * (f_{cir} - f_{cb}) \quad (45)$$

- K_{cr} , El valor depende del peso del hormigón, en nuestro caso es de peso normal por lo que se usará el valor de 2.00.
- $f_{cb} = M_{sd} * \frac{e}{I}$, donde M_{sd} será el momento flector por capa de rodadura
- E_{ci} ; módulo de elasticidad del concreto. En nuestro caso será. $2.5 \times 10^6 psi$
- E_{ps} ; módulo de elasticidad de los torones. En nuestro caso será $28.5 \times 10^6 psi$
- $f_{cir} = 453.76 psi$

$$f_{cb} = 1353.36 klb - in * \frac{22.16 in}{248877.62 in^4} = 0.12050 ksi$$

$$CR = 2.00 * \left(\frac{28.5 \times 10^6 psi}{2.5 \times 10^6 psi} \right) * (529.84 psi - 120.50 psi)$$

$$CR = 9332.52 psi$$

c. Pérdida debido a Retracción de concreto

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} * K_{sh} * E_{ps} * \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) * (100 - RH) \quad (46)$$

Donde:

- $K_{sh} = 1.0$ por ser elementos pretensados
- $\frac{V}{S} = \frac{Area}{Perimetro} = \frac{1317.50 in^2}{358.27 in} = 3.67$
- $RH = 77\%$; Para Piñas

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} * 1 * 28.5 \times 10^6 psi * (1 - 0.06(3.67)) * (100 - 77)$$

$$SH = 4191.50 psi$$

d. Pérdida debido a Relajación de tendones

$$RE = (K_{RE} - J(ES + CR + SH)) * C \quad (47)$$

- Los valores de K_{RE} y J son obtenidos de la siguiente tabla:

Tabla 8: Valores de factor K_{re} y J

TIPO DE TENDON	K_{re}	J
Grado 270, hebra o alambre aliviado del esfuerzo	20000	0.150
Grado 250, hebra o alambre aliviado del esfuerzo	18500	0.140
Grado 240 o 235, hebra o alambre aliviado del esfuerzo	17600	0.120
Grado 270, Hebra de baja relajación	5000	0.040
Grado 250, Alambre de baja relajación	4630	0.037
Grado 240o 235, Alambre de baja relajación	4400	0.035
Grado 145 o 160, Alambre de baja relajación	6000	0.050

Fuente: ACI-318S

Por lo tanto tenemos $K_{RE} = 5000$ y $J = 0.040$

- C , se obtiene de la siguiente tabla

Tabla 9: Factor C

f_{pi}/f_{pu}	Hebra o alambre aliviado del esfuerzo	Barra aliviada de esfuerzo o hebra o alambre de baja relajación
0.8	20000	0.150
0.79	18500	0.140
0.78	17600	0.120
0.77	5000	0.040
0.76	4630	0.037
0.75	4400	0.035

Fuente: ACI-318S

$$f_{pi} = \frac{P}{A_s} = \frac{594.86 \text{ klb}}{18 * 0.153 \text{ in}^2} = 216 \text{ klb}$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{216 \text{ klb}}{270 \text{ klb}} = 0.80$$

Por lo tanto, nuestro valor de C=1.28

$$RE = (K_{RE} - J(ES + CR + SH)) * C$$

$$RE = (5000 - 0.04(6040.18 \text{ psi} + 9332.52 \text{ psi} + 4191.50 \text{ psi})) * 1.28$$

$$RE = 3998.31 \text{ psi}$$

Las pérdidas totales serán:

$$TL = ES + CR + SH + RE$$

$$TL = 6040.18 \text{ psi} + 9332.52 \text{ psi} + 4191.50 \text{ psi} + 3998.31 \text{ psi}$$

$$TL = 23562.51 \text{ psi} = 23.56 \text{ ksi}$$

- Fuerza de presfuerzo final

$$P_e = P_i - TL * A_s$$

$$P_e = 594.86 \text{ klb} - 23.56 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} * (0.153 \text{ in}^2 * 18)$$

$$P_e = 529.98 \text{ klb}$$

- Porcentaje de pérdida de presfuerzo final

$$\% = \frac{P_i - P_e}{P_i}$$

$$\% = 0.109$$

El porcentaje de pérdida será de 11%

6. Cálculo de esfuerzos con pérdida

Para calcular los esfuerzos y comprobar con lo dictaminado por la norma, debemos usar los siguientes valores:

- $P = 2258.09 kN$
- $A_v = 8500.00 cm^2$
- $e = c_2 - r - est - \frac{s(\#Capas-1)}{2} - \frac{\phi_{toron}*\#Capas}{2}$ (31)

$$e = 56.28 cm$$

- $I = 10359068.73 cm^4$
- $c_2 = Eje neutro = 66.18 cm$ (32)

- $c_1 = h - c_2 = 110cm - 66.18 cm = 43.82 cm$ (33)

- Peso Propio Mayorado= 12.24 kN/m
- Sobrecarga Mayorado= 3.1 kN/m
- Carga Viva Mayorado= 9.60 kN/m

Se deben calcular los momentos por peso propio, por sobrecarga y por carga viva con el valor mayorado para realizar la comprobación de esfuerzos de tensión y compresión en planta, puesto en obra y sometido a cargas de servicio.

Los momentos se calculan usando la fórmula 19.

$$M = \frac{U * l^2}{8}$$

a. Momento por peso propio

$$M_{pp} = \left(\frac{12.24 \frac{kN}{m} * (25.30m)^2}{8} \right) * \frac{100cm}{1m}$$

$$M_{pp} = 97933.77 kN - cm =$$

b. Momento por sobrecarga

$$M_{sc} = \left(\frac{3.10 \frac{kN}{m} * (25.30m)^2}{8} \right) * \frac{100cm}{1m}$$

$$M_{sc} = 24803.49 \text{ kN} - \text{cm}$$

c. Momento por carga viva

$$M_{cv} = \left(\frac{9.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (25.30\text{m})^2}{8} \right) * \frac{100\text{cm}}{1\text{m}}$$

$$M_{cv} = 76811.80 \text{ kN} - \text{cm}$$

• *Cálculo de esfuerzo con pérdida en planta*

a. Esfuerzo en la fibra del extremo superior

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_1}{I} \right) \quad (34)$$

$$f_{top} = \left(-\frac{2258.09 \text{ kN}}{8500.00\text{cm}^2} + \frac{(2258.09\text{kN}) * (56.28\text{cm}) * (43.82\text{cm})}{10359068.73 \text{ cm}^2} \right)$$

$$f_{top} = 0.27192 \text{ kN/cm}^2$$

b. Esfuerzo en la fibra del extremo inferior

$$f_{bot} = \left(-\frac{P}{A_v} - \frac{Pec_2}{I} \right) \quad (35)$$

$$f_{bot} = \left(-\frac{2258.09 \text{ kN}}{8500.00\text{cm}^2} - \frac{(2258.09\text{kN}) * (56.28\text{cm}) * (66.18\text{cm})}{10359068.73 \text{ cm}^2} \right)$$

$$f_{bot} = -1.07756 \text{ kN/cm}^2$$

c. Esfuerzo en la fibra del centro superior

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_2}{I} - \frac{M_{pp}*c_1}{I} \right) \quad (36)$$

$$f_{top} = \left(-\frac{2258.09 \text{ kN}}{8500.00\text{cm}^2} + \frac{(2258.09\text{kN}) * (56.28\text{cm}) * (43.82\text{cm})}{10359068.73 \text{ cm}^2} - \frac{97933.77 \text{ kN} - \text{cm} * 43.82\text{cm}}{10359068.73 \text{ cm}^2} \right)$$

$$f_{top} = -0.14235 \text{ kN/cm}^2$$

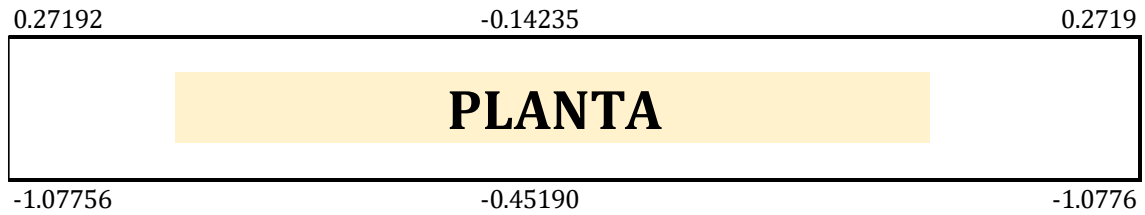
d. Esfuerzo en la fibra del centro inferior

$$f_{bot} = \left(-\frac{P}{A_v} - \frac{Pec_2}{I} + \frac{M_{pp}*c_2}{I} \right) \quad (37)$$

$$f_{bot} = \left(-\frac{2258.09kN}{8500.00cm^2} - \frac{(2258.09kN) * (56.28cm) * (66.18cm)}{10359068.73 cm^2} + \frac{97933.77 kN - cm * 66.18cm}{10359068.73 cm^2} \right)$$

$$f_{bot} = -0.45190 kN/cm^2$$

Ilustración 16: Esfuerzos en Planta con pérdida



Fuente: Autor

- *Cálculo de esfuerzo con pérdida en obra*

a. Esfuerzo en la fibra del extremo superior

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_1}{I} \right) \quad (34)$$

$$f_{top} = \left(-\frac{2258.09kN}{8500.00cm^2} + \frac{2258.09kN * (56.28cm) * (43.82cm)}{10359068.73 cm^2} \right)$$

$$f_{top} = 0.27192 kN/cm^2$$

b. Esfuerzo en la fibra del extremo inferior

$$f_{bot} = \left(-\frac{P}{A_v} - \frac{Pec_2}{I} \right) \quad (35)$$

$$f_{bot} = \left(-\frac{2258.09kN}{8500.00cm^2} - \frac{(2258.09kN) * (56.28cm) * (66.18cm)}{10359068.73 cm^2} \right)$$

$$f_{bot} = -1.07756 kN/cm^2$$

c. Esfuerzo en la fibra del centro superior

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_2}{I} - \frac{M_{pp} * c_1}{I} - \frac{M_{sc} * c_1}{I} \right) \quad (38)$$

$$f_{top} = \left(-\frac{2258.09kN}{8500.00cm^2} + \frac{(2258.09kN) * (56.28cm) * (43.82cm)}{10359068.73 cm^2} - \frac{97933.77 kN - cm * 43.82cm}{10359068.73 cm^2} - \frac{24803.49 kN - cm * 43.82cm}{10359068.73 cm^2} \right)$$

$$f_{top} = -0.24727 kN/cm^2$$

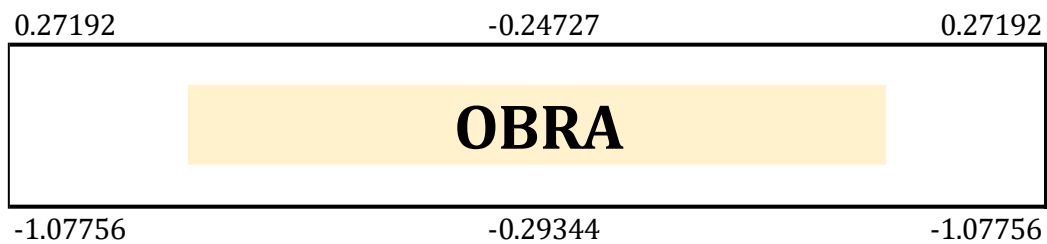
d. Esfuerzo en la fibra del centro inferior

$$f_{bot} = \left(-\frac{P}{A_v} - \frac{Pec_2}{I} + \frac{M_{pp} * c_2}{I} + \frac{M_{sc} * c_2}{I} \right) \quad (39)$$

$$f_{bot} = \left(-\frac{2258.09kN}{8500.00cm^2} - \frac{2258.09kN * (56.28cm) * (66.18cm)}{10359068.73 cm^2} + \frac{97933.77 kN - cm * 66.18cm}{10359068.73 cm^2} + \frac{24803.49 kN - cm * 66.18cm}{10359068.73 cm^2} \right)$$

$$f_{bot} = -0.29344 kN/cm^2$$

Ilustración 17: Esfuerzos en Obra con pérdida



Fuente: Autor

- *Cálculo de esfuerzo sin pérdida en servicio*

a. Esfuerzo en la fibra del extremo superior

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_1}{I} \right) \quad (34)$$

$$f_{top} = \left(-\frac{2258.09kN}{8500.00cm^2} + \frac{2258.09kN * (56.28cm) * (43.82cm)}{10359068.73 cm^2} \right)$$

$$f_{top} = 0.27192 kN/cm^2$$

b. Esfuerzo en la fibra del extremo inferior

$$f_{bot} = \left(-\frac{P}{A_v} - \frac{Pec_2}{I} \right) \quad (35)$$

$$f_{bot} = \left(-\frac{2258.09kN}{8500.00cm^2} - \frac{2258.09kN * (56.28cm) * (66.18cm)}{10359068.73 cm^2} \right)$$

$$f_{bot} = -1.07756 kN/cm^2$$

c. Esfuerzo en la fibra del centro superior

$$f_{top} = \left(-\frac{P}{A_v} + \frac{Pec_2}{I} - \frac{M_{pp} * c_1}{I} - \frac{M_{sc} * c_1}{I} - \frac{M_{cv} * c_1}{I} \right) \quad (40)$$

Tabla 10: Límites del Esfuerzo a Compresión

Ubicación	Límite del esfuerzo a compresión
En los extremos de miembros simplemente apoyados	0.70 f'ci
En otras ubicaciones	0.60 f'ci

Autor: ACI-318

- Para revisión de esfuerzos de compresión en los extremos; $f_{bot} \leq 0.70 f'ci$

$$1.07756 \leq 0.70 * 2.45 \frac{kN}{cm^2}$$

$$1.07756 \leq 1.72 kN/cm^2$$

Cumple con los esfuerzos de compresión, en el extremo.

- Para revisión de los esfuerzos de compresión en el centro bajo cargas en planta;
 $f \leq 0.60 f'ci$

$$0.45190 \leq 0.60 * 2.45 \frac{kN}{cm^2}$$

$$0.45190 \leq 1.47 kN/cm^2$$

Cumple con los esfuerzos de compresión en ubicaciones diferentes al extremo.

- b. Límites para los esfuerzos a tracción en el concreto después de la aplicación del preesforzado, sin refuerzo adicional adherido en la zona de tracción.

Tabla 11: Límites del esfuerzo a tensión en planta

Ubicación	Límite del esfuerzo a tensión
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.5\sqrt{f'ci}$
En otras ubicaciones	$0.25\sqrt{f'ci}$

Autor: ACI-318

- Para revisión de los esfuerzos de tensión en el centro bajo cargas en planta;
 $f \leq 0.5\sqrt{f'ci}$

$$0.27192 \leq 0.5\sqrt{2.45} \frac{kN}{cm^2}$$

$$0.27192 \leq 0.78262 \text{ kN/cm}^2$$

El diseño por esfuerzos de flexión satisface los requisitos en el extremo de la viga.

- Para revisión de los esfuerzos de compresión en el centro bajo cargas en planta;

$$f \leq 0.25\sqrt{f'c}$$

No se realiza debido a que no se tienen esfuerzos de tracción en otras zonas de la viga.

c. Límites para los esfuerzos a compresión bajo cargas de servicio

Tabla 12: Límite del esfuerzo a compresión en el concreto bajo cargas de servicio

<i>Ubicación</i>	<i>Límite del esfuerzo a compresión en el concreto</i>
En los extremos de miembros simplemente apoyados	0.45 f'c
En otras ubicaciones	0.60 f'c

Fuente: ACI-318

- Para revisión de los esfuerzos de compresión con cargas por puesta en obra;

$$f \leq 0.45 * f'c$$

$$0.29344 \text{ kN/cm}^2 \leq 0.45(3.5) \frac{kN}{cm^2}$$

$$0.29344 \text{ kN/cm}^2 \leq 1.58 \text{ kN/cm}^2$$

El diseño por esfuerzos de compresión en el estado de obra satisface los requisitos en el extremo de la viga.

- Para revisión de los esfuerzos de compresión con cargas por puesta en servicio;

$$f \leq 0.60 * f'c$$

$$0.57219 \text{ kN/cm}^2 \leq 0.6(3.5) \frac{kN}{cm^2}$$

$$0.57219 \text{ kN/cm}^2 \leq 2.19 \text{ kN/cm}^2$$

El diseño por esfuerzos de compresión en el estado de servicio satisface los requisitos en el extremo de la viga.

8. Diseño de viga por flexión

El diseño por flexión se realizará por equilibrio de fuerzas, según los conceptos de hormigón del ACI.

Los datos para el diseño por flexión, serán los mismos que se ocuparan para el cálculo de los torones, que son los siguientes:

- $A_{ps} = 0.987 \text{ cm}^2$; A_{ps} es el área de cada torón en cm^2 .
- $\#Torones = 18$
- $b_w = 30 \text{ cm}$
- $d = 100.10 \text{ cm}$
- $f_s = 270 \text{ ksi} = 18982.88 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} \geq \frac{1.4}{f_y} \quad (42)$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{35}}{4 * 420} \geq \frac{1.4}{420}$$

$$\rho_{min} = 0.034 \geq 0.033$$

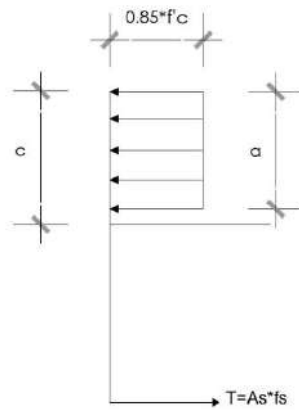
Por lo tanto, usaremos para la cuantía mínima el valor de 0.034.

Para el acero mínimo tendremos:

$$A_s = 0.00352 * 100.10 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 10.57 \text{ cm}^2$$

Para conocer si se necesita acero de refuerzo, tendremos que calcular el momento resistente a flexión de los torones, para esto lo realizaremos con ayuda de los conceptos de fuerzas, igualando el bloque de tensión y compresión para hallar dicho momento y compararlo con el momento requerido por la viga.

Ilustración 24: Diagrama de Fuerzas



Fuente: Autor

$$T = C$$

$$As * fs = 0.85 * f'c * a * bw$$

Despejando “a”, tendremos:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * bw}$$

$$a = \frac{(18 * 0.987cm^2) * 18982.88kg/cm^2}{0.85 * 350kg/cm^2 * 30cm} = 37.79 cm$$

Dado que requerimos el momento resistente, y sabemos que el Momento en flexión es el resultado de la Fuerza por la distancia, obtenemos la siguiente ecuación:

$$M_t = As * fs * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_t = (18 * 0.987cm^2) * \frac{18982.88kg}{cm^2} * (100.10cm - 37.79cm)$$

$$M_t = 21014037.91kg - cm = 2060.77 kN - m$$

El momento resistente será multiplicar por el factor de flexión que es 0.9

$$\phi M_t = 0.90(2060.77kN - m) = 1854.69 kN - m$$

El valor del momento resistente lo comparamos con nuestro momento de diseño, calculado en la sección 3 de los anexos, para ello tenemos una carga última de 22.29 kN/m.

$$M_d = U * \frac{l^2}{8} = 22.29kN/m * \frac{25.30m^2}{8}$$

$$M_d = 1783.45 \text{ kN} - m$$

Por lo tanto, podemos concluir que el acero de presfuerzo es apto para resistir la flexión, sin embargo se le añadirá acero mínimo a la viga por cuestión de armado de los estribos y seguridad estructural. El acero mínimo está conformado por $2\emptyset 32mm$.

- *Armadura superficial*

Según lo estipulado por la normativa del ACI para vigas mayores a 90cm de peralte, se colocará acero adicional al acero por flexión, distribuidos en la zona de tracción de la viga.

a. Espaciamiento

Según el ACI el espaciamiento será el menor entre 30 cm y $\frac{d}{5}$, por lo tanto tenemos una separación de 20 cm.

b. Acero de Armadura Superficial

El ACI 318 permite hacer un armado de acero por armadura de la mitad del acero colocado en la zona de tracción, este acero será el total.

El acero colocado, serán los siguientes:

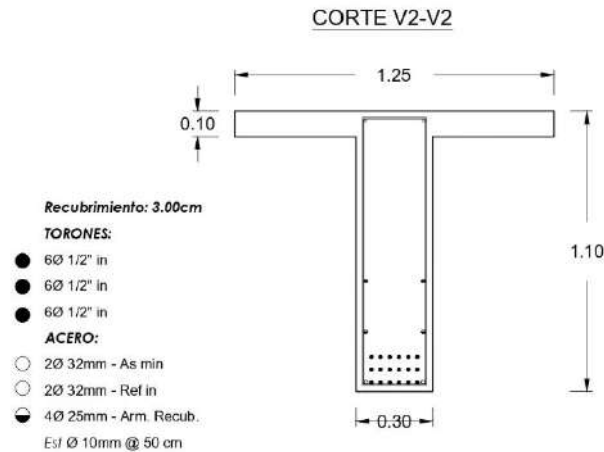
$$A_{sp} = 18 * 0.987cm^2 = 17.766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 * 8.04cm^2 = 16.08cm^2$$

$$A_t = A_{sp} + A_s = 33.846 \text{ cm}^2$$

$$A_{sk} = \frac{33.846 \text{ cm}^2}{2} = 16.923 \text{ cm}^2$$

Podemos colocar varilla de $2\emptyset 25mm$ en 2 capas de armadura, con separación de 20 cm.



9. Diseño de viga por cortante

$$V = U * \frac{L}{2} \tag{28}$$

$$V = 0.127 \frac{klb}{in} * \left(\frac{996.06in}{2} \right) = 63.25 klb$$

Calculamos el V_d

$$V_d = V * \left(\frac{\left(\frac{L}{2} \right) - d}{\frac{L}{2}} \right) \tag{29}$$

$$V_d = 63.25 * \frac{\frac{996.06}{2} in - 39.42in}{\frac{996.06}{2} in} = 62.33 klb$$

Revisamos la resistencia que tiene el concreto.

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d \tag{30}$$

$$V_c = 0.17 * 1 * \sqrt{5} * 49.125 * 39.42$$

$$V_c = 736.13 klb$$

La comprobación se realiza con la siguiente fórmula:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$552.10 klb \geq 62.33 klb \therefore \text{Cumple}$$

Dado que nuestra sección no requiere refuerzo por corte, se colocará el acero mínimo según lo establecido en la NEC correspondiente a:

- Separación en zona crítica (2h), la separación no debe ser mayor al menor valor obtenido entre:

- $d/4=25.02$ cm
- $6db=19.20$ cm
- $200\text{mm}=20$ cm

Entonces, colocamos una separación de 18 cm entre estribos en zona crítica.

- Fuera de zona crítica se permite la colocación a $d/2$.

$\emptyset 10@18$ cm \Rightarrow En la zona crítica $2H$ & $\emptyset 10@50$ \Rightarrow Fuerza de zona crítica.

UBICACIÓN:

PROVINCIA : EL ORO
CANTÓN : PIÑAS
PARROQUIA: SARACAY

CONTENIDO:

ARMADO DE VIGA PRESFORZADA
LOSA ARMADA

PROYECTO:

SUPERESTRUCTURA DE PUENTE
PEATONAL

PROPIETARIO:

GAD MUNICIPAL DE PIÑAS

REVISADO POR:

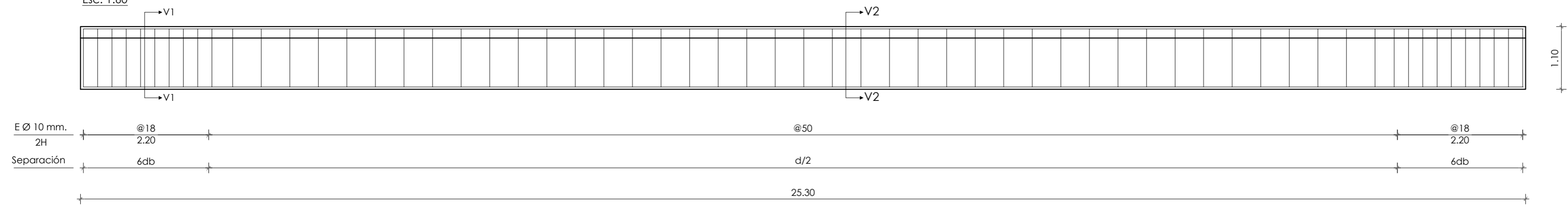
MARCELO ZÁRATE ENCALADA
INGENIERO CIVIL

RESPONSABLE TÉCNICO:

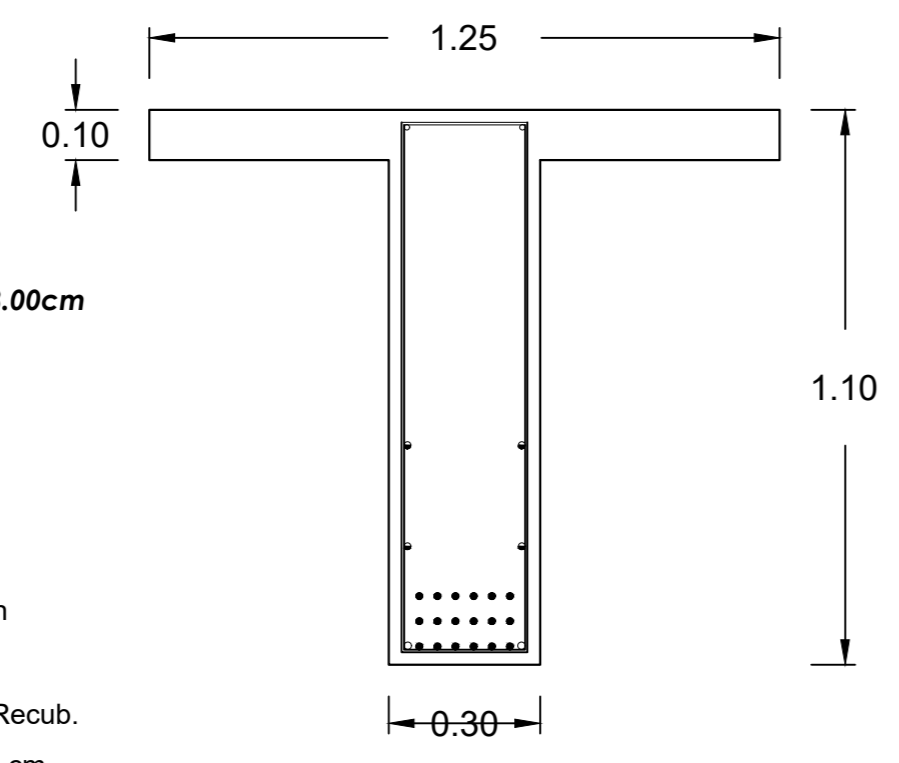
ROBERTO ESPINOZA SIGUENZA
ENCARGADO DEL PLANO

FECHA: Enero, 2023
LÁMINA: Anexo E
ESCALA: EN PLANO

VIGA PRESFORZADA - TIPO
Esc: 1:60

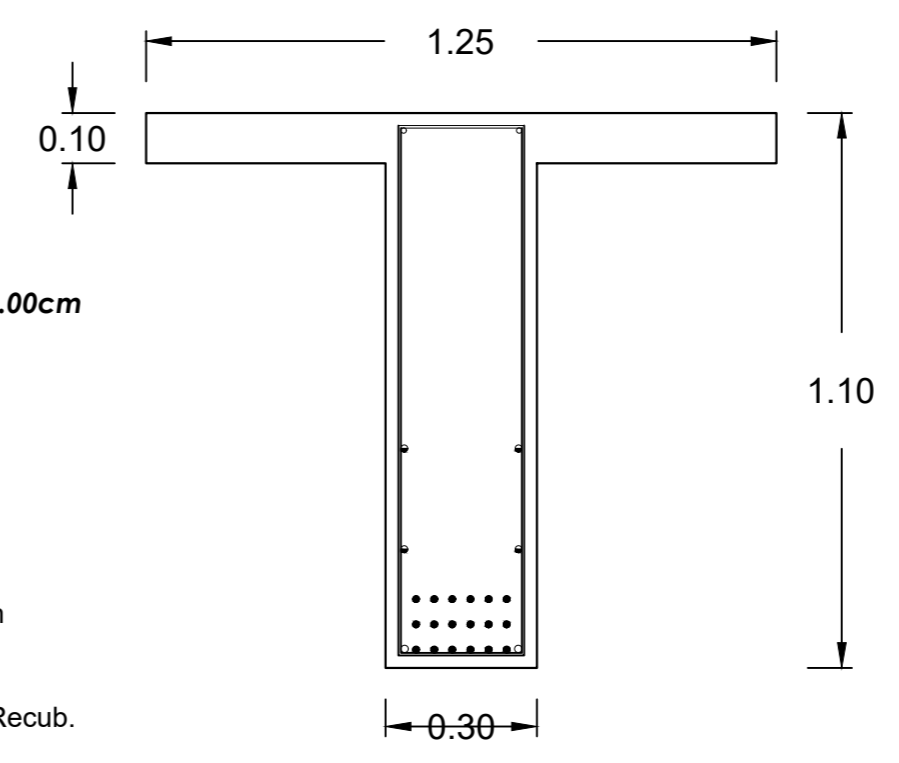


CORTE V1-V1



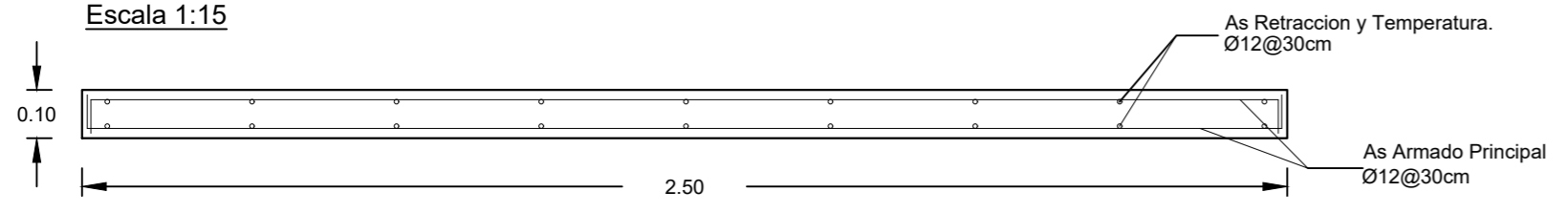
- Recubrimiento: 3.00cm**
- TORONES:**
- 6Ø 1/2" in
 - 6Ø 1/2" in
 - 6Ø 1/2" in
- ACERO:**
- 2Ø 32mm - As min
 - 2Ø 32mm - Ref in
 - 4Ø 25mm - Arm. Recub.
- Est Ø 10mm @ 18 cm

CORTE V2-V2

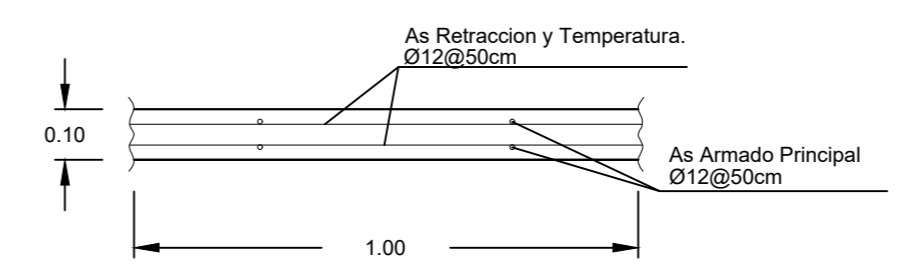


- Recubrimiento: 3.00cm**
- TORONES:**
- 6Ø 1/2" in
 - 6Ø 1/2" in
 - 6Ø 1/2" in
- ACERO:**
- 2Ø 32mm - As min
 - 2Ø 32mm - Ref in
 - 4Ø 25mm - Arm. Recub.
- Est Ø 10mm @ 50 cm

ARMADO DE LOSA FRONTAL
Escala 1:15



LOSA LONGITUDINAL (1 metro)



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

$f'c = 35.00$ MPa - Esfuerzo de Compresión del Hormigón
 $f_y = 420$ MPa - Esfuerzo de Fluencia del Acero
 $f_{pu} = 270$ ksi - Esfuerzo de Fluencia del Torón

GANCHOS NORMALES

$4d_b \geq 60$ mm mandril de doblado

barras y alambres de la armadura principal

Angulos de doblado y prolongaciones en los extremos libres de las barras o alambres, tanto para estribos como para estribos cerrados

alambre del estribo (mm)	Angulo de doblado	extremo libre
$d_b \leq 16$	90 °	$\geq 6 d_b$
$16 < d_b \leq 16$	90 °	$\geq 12 d_b$
$d_b \leq 25$	135 °	$\geq 6 d_b$

para barras o alambres con $d_b \leq 25$

Ganchos para el anclaje de estribos y estribos cerrados

Angulos de doblado y prolongaciones en los extremos libres de las barras o alambres, tanto para estribos como para estribos cerrados

(mm)	de doblado
$d_b \leq 25$	6 d_b
$25 < d_b \leq 32$	8 d_b
$d_b > 32$	10 d_b

deben incrementar un 50 %