

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA, MANAGUA
UNAN-MANAGUA
RECINTO UNIVERSITARIO RUBEN DARIO
RURD
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIAS
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION
INGENIERIA CIVIL.



MONOGRAFIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL
PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE LOS PUENTES EN NICARAGUA: VIGAS
PRETENSADAS- CASO ``MOMOTOMBO ``

CARRERA: INGENIERIA CIVIL.

AUTOR: BR. JORGE DANIEL URBINA HENRÍQUEZ.

TUTOR: ING. BAYARDO ALTAMIRANO.

INDICE

Contenido	pág.
I. Introducción.....	1
II. Antecedentes	
A. Puente Antiguo.....	2
B. Puente Nuevo.....	2
III. Justificación.....	3
IV. Objetivos	
A. General.....	4
B. Específicos.....	4
V. Ubicación Geográfica.....	5
A. Caracterización de la zona.....	6-8
B. Macrolocalización.....	9
C. Microlocalización.....	9
VI. Marco Teórico	
A. Puente.....	10
B. Clasificación de los Puentes.....	10
B.1. Tipo de Material.....	10
B.1.1. Puente de madera.....	10
B.1.2. Puente de Piedra o Mampostería.....	11
B.1.3. Puente Metálico.....	12
B.1.4. Puente de Hormigón Armado.....	12-13
B.2. Tipo de Forma.....	13
B.2.1. Puente de Viga.....	13
B.2.2. Puente de Arco.....	14
B.2.3. Puente Colgante.....	15
VII. Diseño Metodológico	
A. Estudio Previos	
A.1. Estudio Hidráulica de Puentes	
A.1.1. Ficha Técnica.....	16
A.1.2. Caracterización Física del Cauce.....	17-19

A.1.3.Caracterización Morfológica.....	19-20
A.1.4.Caracterización hidrológica de la cuenca.....	20
A.1.5.Parametros físicos de la cuenca.....	21
A.1.6.Definición de la curva CN ponderada de la cuenca.....	21
A.1.7.Cálculo del valor S.....	21
A.1.8.Cálculo del tiempo de concentración.....	21
A.1.9.Cálculo de Escorrentía.....	22
A.1.10.Modelación del cauce.....	22-23
A.1.11.Socavación.....	23
A.1.12.Características de la nueva estructura.....	24
A.1.13.Comportamiento hidráulico del cauce.....	24
A.1.14.Resultado de la simulación.....	24

A.2.Estudio de Suelos

A.2.1.Investigaciones Efectuadas.....	24
A.2.2.Entorno Geológico y Descripción del Terreno.....	24
A.2.3.Criterios para el Dimensionamiento.....	25
A.2.4.Estribo E-1: Criterios de Dimensionamiento y Presión Admisible.....	25
A.2.5.Estribo E-1: Criterios de Dimensionamiento y Presión Admisible.....	26-27
A.2.6.Medidas Constructivas.....	27

A.3.Estudio de tráfico.....27-31

A.3.1.Tasa de crecimiento del tráfico normal.....	32
A.3.2.Tasa normal proyectada durante el periodo de diseño.....	33
A.3.3.Tasa normal, periodo de diseño del proyecto.....	34-36

B. Descripción Constructiva

B.1.Losa de Rodamiento.....	37
B.1.1.Losa de Aproximación.....	37
B.1.2.Bordillo de Protección.....	37
B.1.3.Poste y Baranda.....	38

B.2.Vigas Pre-Tensadas.....	38
B.2.1 Fabricación del concreto.....	38
B.2.2.Colocación del acero.....	38
B.2.3.Aplicación de Pre esfuerzo.....	38
B.2.4.Control de calidad.....	39
B.2.5.Colocación o Colado del concreto.....	39
B.2.6.Curado.....	39
B.2.7.Resane.....	40
B.2.8.Traslado o Transporte.....	40
B.2.9.Instalación.....	40
B.2.10.Vigas transversales.....	40
B.3.Estribos.....	40-41

C. Diseño de Estructura:

C.1.Peso Propio.....	42
C.2.Modelos de cálculos para el comportamiento longitudinal.....	43
C.3.Modelos de cálculos para el comportamiento transversales.....	43
C.4.Análisis de la subestructura	
C.4.10Cálculo de acciones sobre la subestructura.....	44
C.4.2.Cálculo de apoyo.....	44
C.4.3.Cálculo de Estribos.....	45
C.5.Descripción.....	46
Parámetros de diseño.....	47
Metrados de carga.....	48
Selección de factores modificador de carga.....	49
Combinación de carga.....	49
Evaluación de efecto de carga vehicular.....	50
Calculo del factor de distribución de carga viva.....	50
a) Viga interior.....	50
b) Viga exterior.....	51
Efecto de Esviamiento.....	51

Factor de distribución para cortante.....	52
a) Viga interior.....	52
b) Viga exterior.....	52
Efecto de Esviamiento.....	52
Cálculo de momento por carga viva.....	53
Carga vehicular: Para viga interior.....	53
Carga vehicular: Para viga exterior.....	53
Carga Peatonal.....	53
Ancho efectivo.....	53
Verificación del peralte de la viga por servicio.....	54
Diseño por Flexión.....	54
Armadura Máxima	
Refuerzo mínimo	
Momento de	
Agrietamiento.....	55
Tabla #10 Momento máximo cada decimo de luz en la viga interior.....	56
Figura#16Diagrama Momento flectores.....	57
Diseño por fuerza cortante.....	57-58
Tabla#11 fuerza cortante cada decimo de luz.....	59
Tabla#12 Diseño de viga interior.....	59
Diseño de viga diafragma.....	60
Tabla#13 Datos de momento-cargas-reacciones-modulo de elasticidad-coeficiente de fricción.....	61
Tabla#14 Datos de Neopreno.....	61
Área de neopreno	
Área requerida de neopreno.....	62-63

Esfuerzo de compresión promedio causado por carga muerta y viva sin incluir impacto.....	63
Determinación de Esfuerzos	
Esfuerzo de compresión por efecto de carga permanente y sobrecarga.....	63
Esfuerzo de compresión por efecto de sobrecarga.....	63
Espesor de neopreno.....	64
Deflexión instantánea a compresión.....	64
Tabla#15 factor de forma grado 60.....	64
Capacidad de rotación de apoyo.....	65
Combinación de rotación y compresión.....	66
Estabilidad.....	66
Placas de refuerzo.....	67
Tabla#16 Pares de valores de neopreno y refuerzo.....	67
Espesor total del neopreno 95.....	68
Diseño de losa.....	68
Medición de cargas.....	69
Calculo del refuerzo en la losa de concreto	
Evaluación de los anchos de las franjas equivalentes.....	70
Figura #17-Diagrama Momentos flectores por carga vehicular.....	71
Figura#18-Diagrama Momentos flectores por sobrecarga de carril...71	
Figura#19-Diagrama Momentos flectores por carga muerta.....	71
Figura#20-Diagrama Momentos flectores por carga de asfalto.....	71
Figura#21Diagrama Momentos flectores por colisión de vehículos..71	
Refuerzo Mínimo.....	72
Refuerzo negativo.....	73
Evento extremo 2.....	74-76
Refuerzo Positivo.....	77-79
Refuerzo Transversal.....	80
Diseño de Barrera de Protección.....	81-86
Diseño de Barandas Metálicas.....	86

Diseño del Pasamano Superior.....	87
Diseño de los Postes.....	88
Diseño del Murete de Concreto.....	89
Diseño de Estribo	
Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos.....	90
Tabla#17-Cargas Verticales no factoradas.....	91
Tabla#18-Cargas Horizontales no Factoradas.....	91
Tabla#19-Combinacion de Carga.....	91
Estabilidad y condiciones de seguridad.....	92
Tabla#20-Excentricidad.....	92
Tabla#21-Deslizamiento.....	92
Tabla#22-Capacidad Cortante.....	92
Zapata Anterior (Punta).....	93
Considerando zapata flexible	
Evento Extremo I.....	93
Zapata rígida.....	93
Zapata posterior (talón).....	93
Refuerzo transversal.....	94
Calculo a Flexo Compresión de la Pantalla.....	95
Comprobación a cortante.....	95
Comprobación a Fisuración.....	95-96
VIII. Conclusión.....	97
IX. Bibliografía.....	98
VIII. Anexos.....	99-106

AGRADECIMIENTO

Gracias a Dios por brindarme vida, sabiduría y darme la oportunidad de haber culminado con mis estudios Universitarios.

Agradezco especialmente:

Mis padres Sra. Reyna del Carmen Henríquez Cruz y Sr. Jorge Isaac Urbina Martínez, por guiar mi camino en la vida.

Mis abuelos Sra. Esperanza Calixta Martínez Altamirano y el Sr. Rafael Ignacio Urbina Martínez por su amor y tolerancia.

A mi madre la Sra. Mireya de Fátima Urbina Altamirano por haberme regalado la vida.

Ing. Dennis Saúl Cáceres Videá, por su amistad y consejos técnicos para la elaboración de este documento.

Ing. Fátima Herrera por brindarme su valioso tiempo y ayuda para el desarrollo de este documento.

Ing. Bayardo Altamirano, que sin importar su estado de salud me apoyo incondicionalmente, por transmitir sus conocimientos en un sin número de materias impartidas, además de ser mi tutor para culminar esta faceta de mi vida académica.

A la Sra. Juana Calderón quien me brindo su apoyo las veces que necesite.

Dedicatoria

Dedico esta tesis a Dios que todo lo puede, por el regalo de la vida, por darme fortaleza y sabiduría para superar mis metas.

Mis abuelos quienes formaron parte de esta meta, el motor de mi vida, que sin importar los tropiezos ayudaron a levantarme siempre.

Mis padres, los maestros de la vida, quienes me brindaron su amor y consejos a lo largo de mi vida, por su apoyo incondicional en todos mis proyectos, por su esfuerzo para hacerme un hombre de bien y un profesional y por estar siempre conmigo en circunstancias buenas y malas.

Mis Abuelos las personas más sabias que pude encontrar en el camino, que con cada palabra me motivaron a salir adelante.

I. Introducción

El presente documento aborda los procesos constructivos de los puentes en Nicaragua, para ello se enfocara en el caso del puente a Momotombo, ubicado en el empalme a León Viejo en el km 10+716, es una estructura completamente nueva, como parte del proyecto rehabilitación de la carretera la Paz Centro Malpaisillo.

El Proyecto La Paz Centro-Malpaisillo es parte de una nueva red vial, impulsada por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), financiada por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID) y contrapartida Nacional.

En la última década en nuestro país se ha impulsado nuevos procesos constructivos de puentes, como el de Vigas Pre-Tensadas, que permite una mayor durabilidad y mayor resistencia a cargas, así como la finalidad de la obra en menor tiempo que antes.

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles profundos, hondonadas, lagos o brazos de mar y obstáculos artificiales. Son diseñados para proporcionar el paso continuo sobre el obstáculo y normalmente sirven a carreteras y ferrocarriles con el fin de unir caminos de viajeros y mercancías. Los puentes también pueden servir para conducir agua o soportar cables de líneas de energía o de telecomunicaciones.

Algunos puentes son definidos de acuerdo a su función:

- a) Los pasos a desnivel permiten el cruce de una carretera sobre otra sin interferencia del tráfico en ambas.
- b) Los acueductos son canales artificiales construidos para transportar agua. Pueden ser canales abiertos o cerrados como una tubería, han sido históricamente usados para abastecer agua potable áreas densamente pobladas.

La infraestructura de un puente la forman los estribos o pilas extremas, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que son la base de ambos.

La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

II. Antecedentes

A. Puente Antiguo Momotombo

Construido en el año de 1981, construido por el Ministerio de Construcción (MICON), quien ejecutaba la construcción era el Ing. Alejandro Paladino, situado en la estación 10+700 carretera hacia Malpaisillo, en el empalme hacia el pueblo de Momotombo.

Su Superestructura consiste en vigas de acero, con una losa de concreto reforzado, con un espesor de 0.20m, apoyadas en estribos construidos de mampostería.

El ancho del puente no cumplía con los requerimientos básicos, tales como la libre circulación de vehículos en ambas direcciones, este presentaba fisuras estructurales, las vigas de acero estaban oxidadas, no presentaba juntas de expansión, la altura del galigo era insuficiente para el caudal de agua que circulaba por el cauce natural, por esos motivos se decidió construir un puente nuevo.

Entrevista-Edicro S.A-Ing. Francisco Méndez

B. Puente Nuevo Momotombo

La estructura es de 1 vano de 15.0m de longitud entre apoyos y está resuelta mediante 6 vigas longitudinales de concreto armado de 1.20m de canto vigas transversales de 0.90m de canto unidas con una losa de concreto de 20cm de espesor ejecutado in situ. La separación entre las vigas longitudinales es de 2.40m. Los estribos tienen aletones inclinados de manera de encausar el flujo de agua. Se completan con rellenos localizados procedentes de préstamos y taludes 3/2. Se ha protegido con un zampeado de 25cm de espesor el derrame en la parte terminal de los aletones. La cimentación es directa, mediante zapatas.

Se disponen neoprenos zunchados como aparatos de apoyo en estribos, y juntas de neopreno expandible – compresible (tipo panel). Las barreras de seguridad son de concreto armado tipo New Jersey y barandas peatonales metálicas.

Para la caracterización de los materiales, además de las necesidades resistentes, se ha tenido en especial consideración el efecto de durabilidad.

Ver anexo Plano del puente

Entrevista-Residente de Proyecto-Edicro S.A-Ing. Francisco Méndez

Entrevista-Residente de Proyecto-SANTA FE S.A-Ing. Luis Castillo

III. Justificación

Actualmente en nuestro país se han ejecutado un sin número de proyectos de carreteras, en la ejecución de estas por lo general intervienen la construcciones de puentes, esto con el fin de mejorar la red vial de Nicaragua, he ahí que con este documento se pretende realizar un análisis de los procesos constructivos con vigas Pre-Pretensadas de los puentes en Nicaragua (Caso Momotombo).

IV. Objetivos

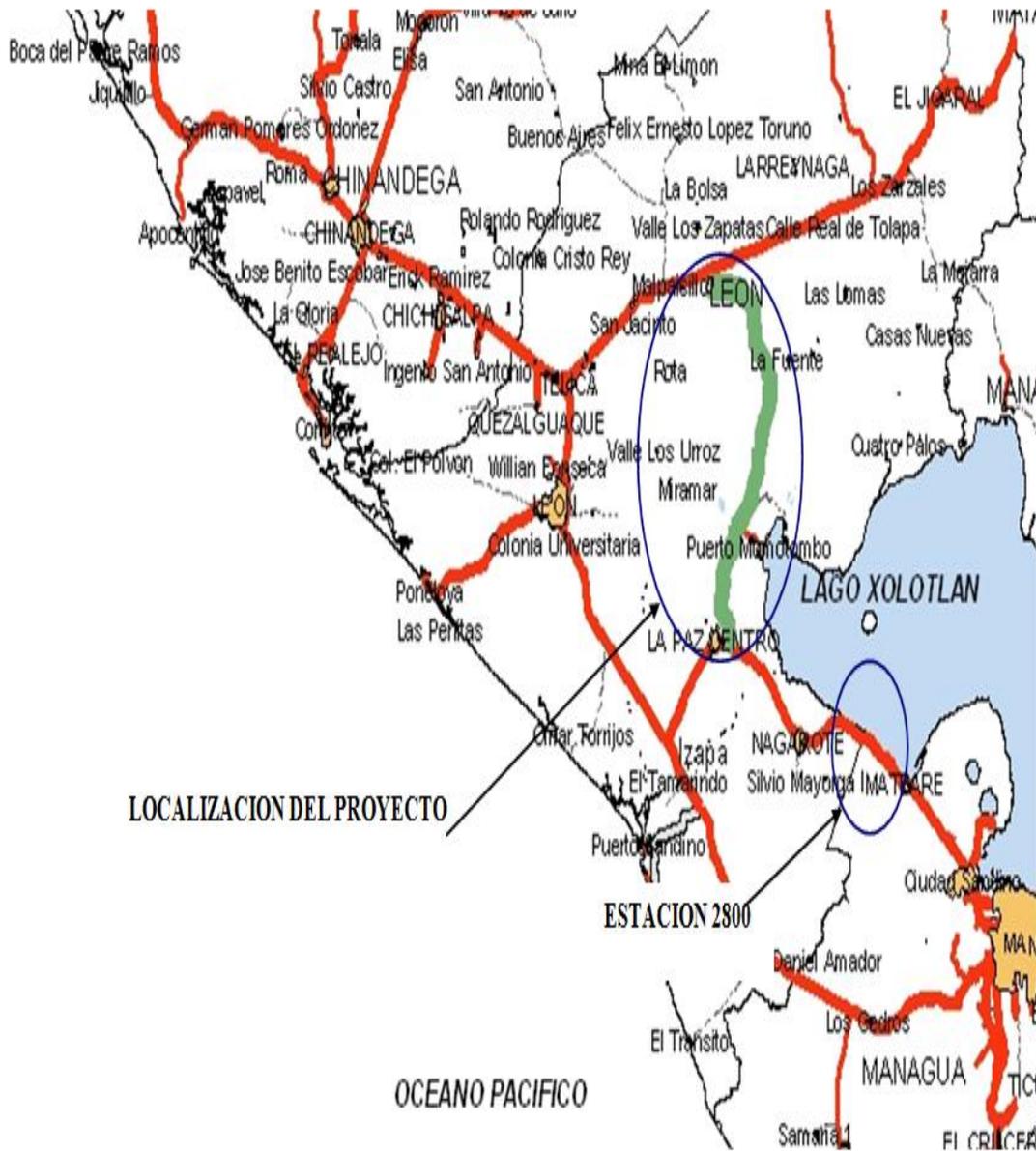
A. General: Análisis de los procesos constructivos de los puentes en Nicaragua con vigas Pretensadas (Caso Momotombo).

B. Específicos:

- Analizar estudios pertinentes para el Diseño del Puente Momotombo (Estudio Hidráulico de Puentes, Estudio de Tráfico y el Estudio de Suelos).
- Describir construcción de cada uno de los elementos del puente (Estribos y Superestructura).
- Examinar Cálculos para el diseño del puente Momotombo.

V. Ubicación Geográfica

Carretera La Paz Centro – Malpaisillo y Estación 2800 Los Brasiles - Nagarote



A. Características de la zona

- **Clima y Precipitación**

Se encuentra en la zona climática la Sabana, siendo su precipitación anual de 500-2000mm máximo. Posee dos estaciones: Lluviosa de Mayo hasta finales de Octubre o a inicios de Noviembre (5 meses aproximadamente) y la estación seca de Noviembre hasta Mayo (7 meses aproximadamente)

La temperatura media anual es de 27°C, la humedad relativa media anual es de 76%. La velocidad media de los vientos es de 1.8m/seg, 5.75Km/h con un mínimo de 3.25Km/h y un máximo de 10.15Km/h, los vientos tienen mayores velocidades en los meses secos con un máximo en Marzo de 8.64Km/h y menores velocidades en Septiembre con un mínimo de 3.6Km/h.

La dirección predominante de los vientos es de Este a Oeste y la altitud comprende de 0 a 100msnm.

- **Sismicidad**

Se encuentra en la zona sísmica de intensidad VIII, cuyas magnitudes oscilan entre los 6.3 y 6.9 escala de Richter, con una profundidad de 71-140 Km a orillas del lago Xolotlán donde se localizan las fallas Geológicas.

- **Geología**

Se localiza en la estructura geológica cuenca de sedimentación de la Costa del Pacífico o Provincia Geológica de la Costa del Pacífico, el sector territorial Sur y Oeste central; en la depresión o graben de Nicaragua, el sector Norte y Noreste, se encuentra la cadena volcánica reciente, cruzando el territorio desde el Noroeste hasta el Este, separando los dos sectores Norte-Noreste y Sur-Oeste central.

La Cuenca de sedimentación de la Costa del Pacífico o Planicie de Nagrandanos, presenta una secuencia estratigráfica de tipo clástico, volcanoclástico de ambiente nerítico a continental, tiene una espesura de más o menos 10,000 m aflorando a lo largo de la costa del pacífico, representada por conglomerados, arenisca, limonita, grauvacas, lutita y caliza, alternando con series volcánicas de cenizas piroclásticas y lava.

El Graben Nicaragüense constituye una estructura tectónica joven, se encuentra rellena con depósitos piroclásticos y aluvionales, con espesura un poco inferior a los 2,000 mt, de origen volcánico como lapillis, cenizas, pómez, polvo volcánico y lavas. Los volcanes de la cordillera están compuestos por

lavas andesíticas y basálticas, piroclastos del cuaternario inferior al reciente y tobas que generalmente se encuentran en la base de la cordillera.

Esta zona se caracteriza por ser muy escarpada, con fuertes pendientes y suelos frágiles, poco profundos o superficiales, lo que determinan el uso potencial para la conservación de los recursos naturales y del ambiente.

Reviste de gran importancia para el municipio, las formaciones de rocas volcánicas del cuaternario y más recientes que tienen importancia industrial, los yacimientos metálicos como son los depósitos de arena magnetífera.

- **Hidrología**

En el municipio se encuentra un sistema hidrológico de aguas superficiales y subterráneas. El manto freático del municipio está entre 3 a 10 metros de profundidad, en la parte Sur; y en la parte Norte a unos 25 metros. Las aguas superficiales se concentran en la parte Sur del municipio, siendo a la vez las de uso potencial para fines agropecuarios u otros usos humanos.

De acuerdo con el Mapa de Cuencas Hidrográficas (INETER) a escala 1:750,000, comparte tres grandes cuencas hidrográficas: 1).- Cuenca No. 60 Estero Real, 2).- Cuenca No. 64 entre el Volcán Cosigüina y el Río Tamarindo, 3).- Cuenca No. 66 Río Tamarindo y 4).- Cuenca No. 69 Río San Juan. La red hidrográfica del municipio está conformada por los siguientes ríos permanentes:

Río Sinecapa, ubicado en la parte Noreste de la cabecera municipal y sirve de límite con el municipio de El Jicaral. Es de carácter permanente y sus aguas se mueven a una velocidad de 0.3 m/seg y drena en el lago de Managua.

Río Santa Ana, nace aproximadamente a 5 Km al Norte del poblado de El Papalonal, con una trayectoria de Norte a Sur con una velocidad de 0.1 m/seg desembocando en el lago de Managua.

Río El Obraje (aguas calientes), localizado en la parte Norte de Puerto Momotombo, nace en el cerro el Chistata, es de poco caudal y recorre el municipio de Norte a Sur en dirección al Lago de Managua, en la ensenada del río boquerón.

Río El Tamarindo, sirve de límite en la parte Sur con el municipio de Nagarote, presenta una velocidad de 0.1 m/seg y corre hacia el Suroeste drenando en el océano pacífico.

Río Los Arcos nace en la parte Sur del territorio, sirve de límite municipal entre los municipios de La Paz Centro y León.

En resumen, el Municipio tiene una amplia red de ríos perennes (170 Km), ríos temporales (85 km) y cauces (75 km). Además, en el área se encuentran las lagunas Asososca, El Cachital, La Sulfatosa, La Piedra, Monte Galán y el Lago Xolotlán, que sirve de límite municipal.

- Suelos

Se ubica en las Provincias Geomorfológicas, Planicie o Llanura del Pacífico, también llamada Planicie Nagrandanos, Cordillera Volcánica del Pacífico atraviesa el territorio municipal en dirección Noroeste hacia el Este, constituyéndose en dos cuencas, la Planicie o Llanura Costera del Pacífico, con elevaciones de 0 msnm a 300 msnm. En el sector Sur de la cordillera se encuentran los mejores suelos para la producción agrícola intensiva, son suelos profundos, bien drenados, de textura franco arcillosa, de topografía plana de 1% a 5% en la planicie y 5% a 30 % en la cordillera volcánica, con fuertes limitaciones climáticas por la incidencia de un período canicular muy prolongado.

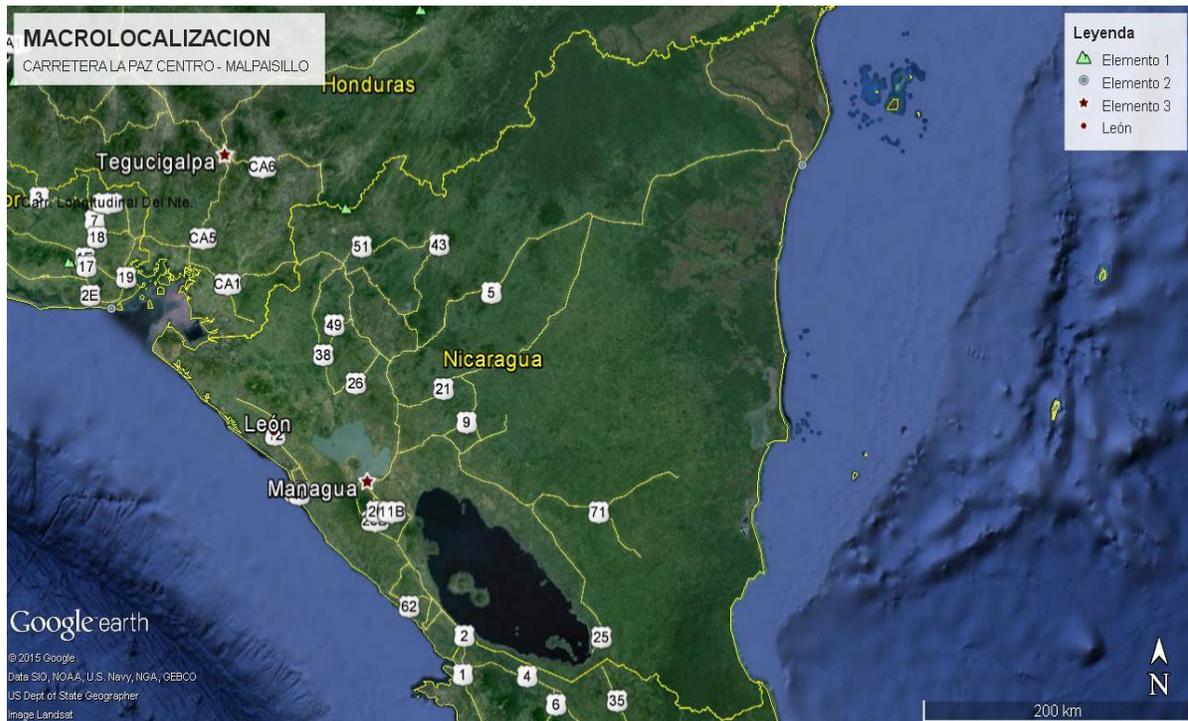
En las planicies se encuentran algunas inclusiones de suelos arcillosos pesados de drenaje imperfecto o áreas de llano, buenos para la agricultura de riego o pasto, la Planicie Nagrandanos incluye a los Llanos de Izapa, que tienen suelos pesados de drenaje imperfecto (vertisoles), el acuífero subterráneo con potencial para riego, comprende pequeñas intrusiones de suelos agrícolas (molisoles) y para uso forestal con pendientes mayores del 30 %. Esta planicie también comprende un área, al Norte de la ciudad de La Paz Centro, donde se ubican los lomeríos del mismo nombre, con suelos erosionados, superficiales en las lomas y profundos en las depresiones.

En la cordillera de los Maribios, los suelos se caracterizan por ser de color rojizo, frágil, superficial, pedregoso y moderadamente erosionados, con subsuelos que se derivan de cenizas volcánicas siendo ricos en minerales básicos. Se encuentran en las planicies con pendientes casi planas y onduladas.

El uso del suelo en el municipio de La Paz Centro está orientado principalmente hacia las áreas agrícolas, pecuarias y forestales.

La mayor parte del territorio del municipio está ocupado en la siembra de cultivos agrícolas anuales con alto grado de mecanización entre los que se puede mencionar: Soya, Maní, Sorgo, Caña de Azúcar y Arroz. Los pequeños y medianos productores, usan la tierra en otros cultivos como: Maíz, Sorgo, Ajonjolí, Frijol, Hortalizas.

B. Macrolocalización del Proyecto



C. Microlocalización del Proyecto



VI. Marco Teórico

A. Puente

Es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles profundos, hondonadas, lagos o brazos de mar. Son diseñados para proporcionar el paso continuo, normalmente sirven a carreteras y ferrocarriles con el fin de unir caminos de viajeros y mercancías; también pueden servir para conducir agua o soportar cables de líneas de energía o de telecomunicaciones.

Algunos de tipo especial, son definidos de acuerdo a su función. Los pasos a desnivel permiten el cruce de una carretera sobre otra sin interferencia del tráfico de ambas. Los acueductos son canales artificiales construidos para transportar agua. Pueden ser canales abiertos o cerrados como una tubería. Los acueductos han sido históricamente usados para abastecer de agua potable a áreas densamente poblada.

La infraestructura de un puente la forman los estribos o pilas extremas, las pilas o apoyos centrales, los cimientos que son la base de ambos.

La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y la armadura, constituida por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

B. Clasificación de los Puentes

Los puentes se clasifican de diversos enfoques, según su infraestructura o forma y su tipo de material de construcción.

B.1. Tipo de Material

B.1.1. Puentes de Madera

Los primeros puentes fueron estructuras simples creadas para salvar una brecha con madera o con cuerdas. Los diseños se fueron haciendo más complejo a medida que los constructores desarrollaban nuevos métodos de construcción y descubrían mejores materiales. La madera fue el material que el hombre utilizó para hacer sus primeras construcciones.

Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir que los de piedra y resultaban más económicos, razón suficiente para que los primeros puentes fueran de este material.

Facultativa – Facultativa – Puentes- Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano



Figura#1-Puente de Madera- Facultativa – Puentes - Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano

B.1.2.Puentes de Piedra o Mampostería

Los romanos fueron los que perfeccionaron el diseño de los arcos. Los usaron para construir puentes de piedra masiva en todo el imperio. De tal manera que el puente de piedra es histórico por excelencia. En la actualidad el arco de piedra como técnica para hacer puentes es solamente historia, ya que no se construyen porque resultan excesivamente costosos, salvo casos excepcionales en parques o lugares protegidos, con una intención puramente paisajista y muchos de ellos de concreto enchapados en piedra.

La piedra es un material natural que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma, aparte la piedra se ha utilizado también materiales como el ladrillo o ladrillo o el hormigón en masa. El ladrillo para el constructor de puentes es un pequeño comodín con el que se puedan hacer arcos de dovelas. Por tanto la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra.



Figura#2-Puente de Piedra- Facultativa – Puentes - Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano

B.1.3.Puentes Metálicos

El empleo del hierro significó una transformación radical en la construcción en general y en los puentes en particular; sus posibilidades eran mucho mayores que las de los materiales conocidos hasta entonces y por ello se produjo un desarrollo muy rápido de las estructuras metálicas, que pronto superaron en dimensiones a todas las construidas anteriormente. Hoy en día sigue siendo el material de las grandes obras y en especial de los grandes puentes, si bien el hierro que se utiliza ahora no es el mismo que se utilizó en sus orígenes, porque el material también ha evolucionado significativamente.

El rápido desarrollo a principios del siglo XIX de los puentes metálicos se debió básicamente a dos causas:

- a) El nuevo material tenía más posibilidades que los anteriores por su capacidad resistente mucho más alta.
- b) En segundo lugar empezó a conocer con cierto rigor el comportamiento resistente de las estructuras, lo que permitió a la hora de proyectar un puente, dimensionar sus distintos elementos cuantificando su grado de seguridad y con ello ajustar al máximo sus dimensiones.



Figura#3-Puente Metálico- Facultativa –Puentes-Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano

B.1.4.Puentes de Hormigón Armado

El concreto reforzado es la magnífica conjunción del acero y el hormigón, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tensiones.

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el hormigón, uno de los mecanismos básicos para que el hormigón armado

funcione, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltos transversales y así son las actuales barras

Se imponen dos soluciones clásicas: los de vigas de alma llena, que podían ser vigas en T unidas por la losa superior, o vigas de cajón para las luces mayores y los arcos, solución idónea para el concreto, material adecuado para resistir compresiones.



Figura #4-Puente de Hormigón Armado- Facultativa – Puentes - Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano

B.2.Tipo de forma

Básicamente las formas que adoptan son tres, que por otra parte, están directamente relacionados con los esfuerzos que soportan.

B.2.1.Puentes de Viga

Se colocan de manera paralela con separaciones entre 1.2 y 1.5 metros mientras que longitudinalmente cubren toda la distancia entre pilas o estribos. Sobre ellas se apoya la losa o tablero, los pisos se cubren de concreto reforzados o pretensados de acero. Las vigas metálicas

Son generalmente de perfil I con ala ancha. Los puentes de concreto común salvan claros de 20 a 25 metros, para mayores distancia se prefiere el acero o el pretensado. Para distancias considerables se usan vigas compuestas, pero pretensadas se cubren hasta 50 metros de claro.

Facultativa – Puentes - Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano



Figura #5-Puente de Viga- Facultativa – Puentes - Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano

B.2.2.Puentes de Arco

Se encuentran entre los más atractivos logros de la ingeniería. Se construyen de acero, de concreto armado o pretensado e incluso de madera. Hasta poco antes de iniciarse el siglo XX fue utilizado la piedra labrada. Esta clase de puentes pueden ser de tímpano de celosía diagonal, cuya rigidez queda asegurada por miembros diagonales colocados entre el cuerpo del arco (intradós) y el tablero, de arco de celosía vertical, de arco de arcadas macizas o de viga de alma llena. En estos últimos tipos, la rigidez de las nervaduras asegura la del arco. Las vigas de alma llena pueden seguir el modelo de viga corriente o pueden ser vigas tubulares armadas con dos placas de alma unidas a pestañas de amplitud suficiente para acomodar ambas. Los arcos de arcadas macizas o de celosía vertical pueden ser de tablero inferior, pero los de tímpano de celosía diagonal deben ser necesariamente de tablero superior.



Figura #6-Puente de Arco- Facultativa – Puentes - Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano

B.2.3. Puentes Colgantes

De aspecto armonioso y de extensa aplicación, salvan los más amplios tramos en todo el mundo. El Golden Gate, en la entrada a la bahía de San Francisco (California), tiene 1,281m de longitud. Los principales elementos de estos puentes son sus cables, suspendidos de torres y anclados por sus extremos a los pilares de sujeción.

Tales cables, compuestos generalmente por miles de alambres paralelos de acero galvanizado, de 5mm de diámetro, agrupados para formar una sección circular, llevan un arrollamiento en espiral de alambre que mantiene su forma cilíndrica al tiempo que los impermeabiliza. Los puentes de tramos relativamente cortos emplean cables de alambre retorcido corriente, también se han utilizado cadenas.



Figura #7-Puente Colgante- Facultativa – Puentes - Apuntes de Puentes - Ing. Bayardo Altamirano

VII. Diseño Metodológico

Para la realización del presente documento se realizaron visitas al sitio donde se llevo a cabo la construcción del puente, obteniendo información de los ingenieros residentes, Ing. Luis Castillo coordinador de drenaje menor y mayor (Constructora Santa Fe) y el Ing. Francisco Méndez (Consultora Edicro S.A.), de esta manera se tuvo una mayor comprensión de los roles que tiene cada empresa (Constructora y supervisión) en la ejecución de una obra civil.

Las visitas al sitio de la obra tuvieron como objeto fundamental percatarse de los procesos de construcción para puentes con vigas Pretensadas.

A. Estudios Previos para el diseño y construcción

Previos al diseño y construcción de un puente se deben realizar diferentes estudios, en este caso se destacan el estudio de hidráulica de puentes, el estudio de suelos y el estudio de tráfico, estos tres estudios fueron realizados por la empresa consultora Edicro S.A, la cual realizó el diseño previo del puente.

A.1. Estudio de Hidráulica de Puentes

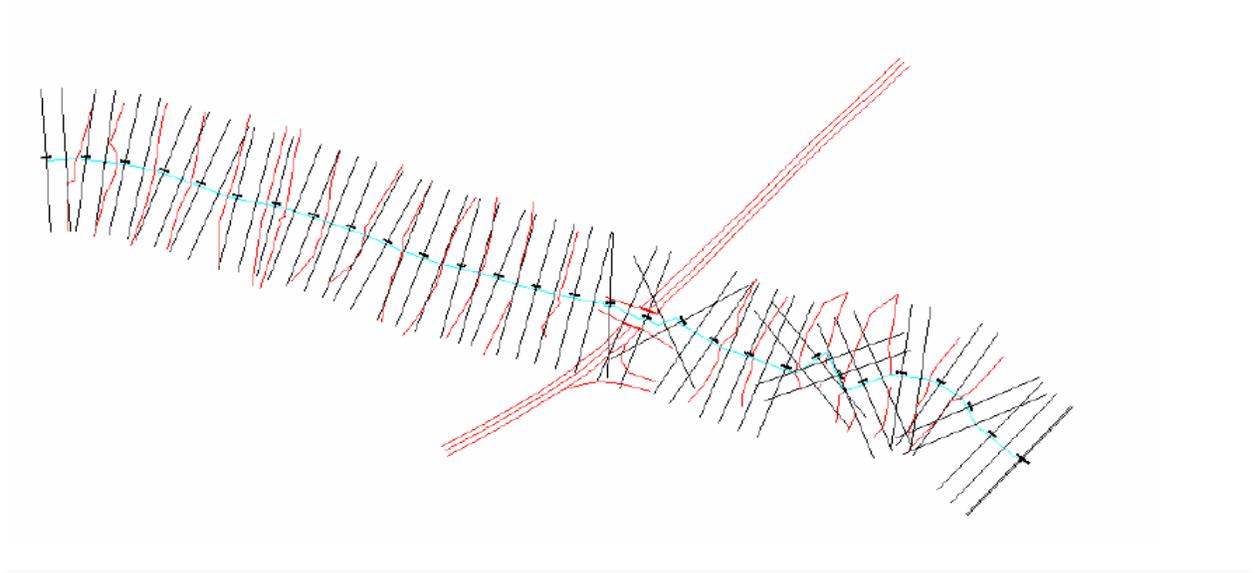
A.1.1. Ficha Técnica



Ficha Técnica-Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A. (2013).-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.1.2. Caracterización física del cauce

Se llevaron a cabo las correspondientes tareas de levantamiento topográfico del cauce en el cruce con el camino con la finalidad de determinar sus características físicas.

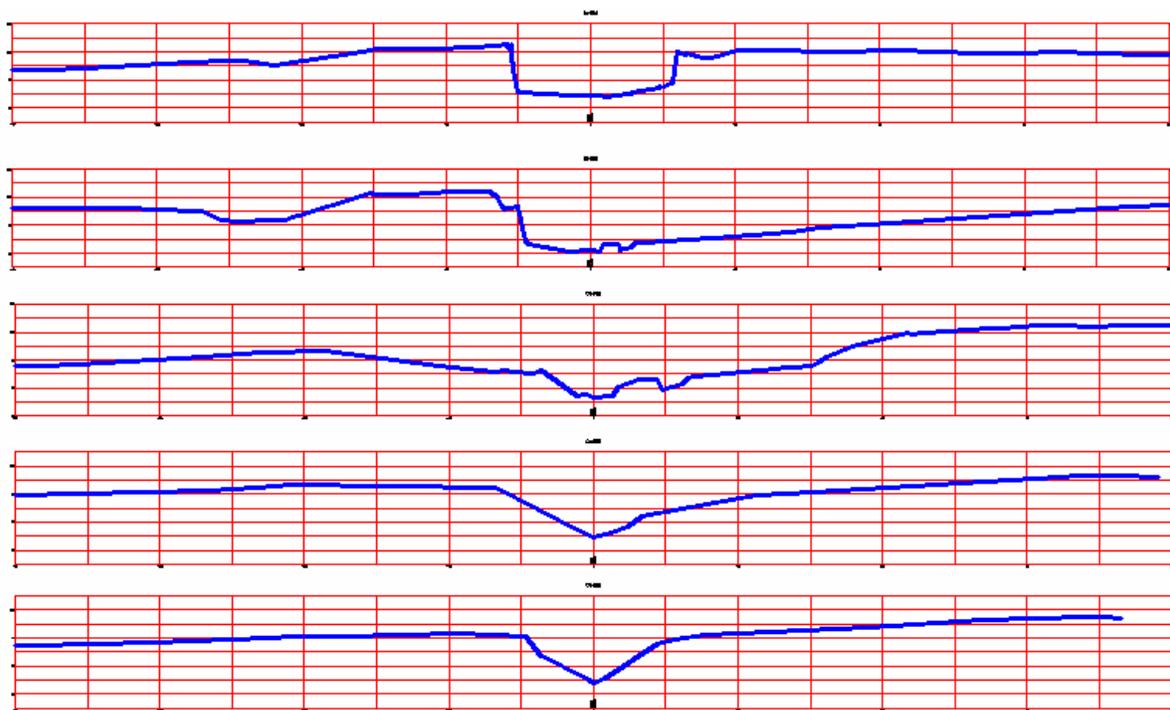
Planta

Figura#7 Planta-Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A. (2013).-Documentos La Paz Centro- Malpaisillo-Puente Momotombo

Perfil

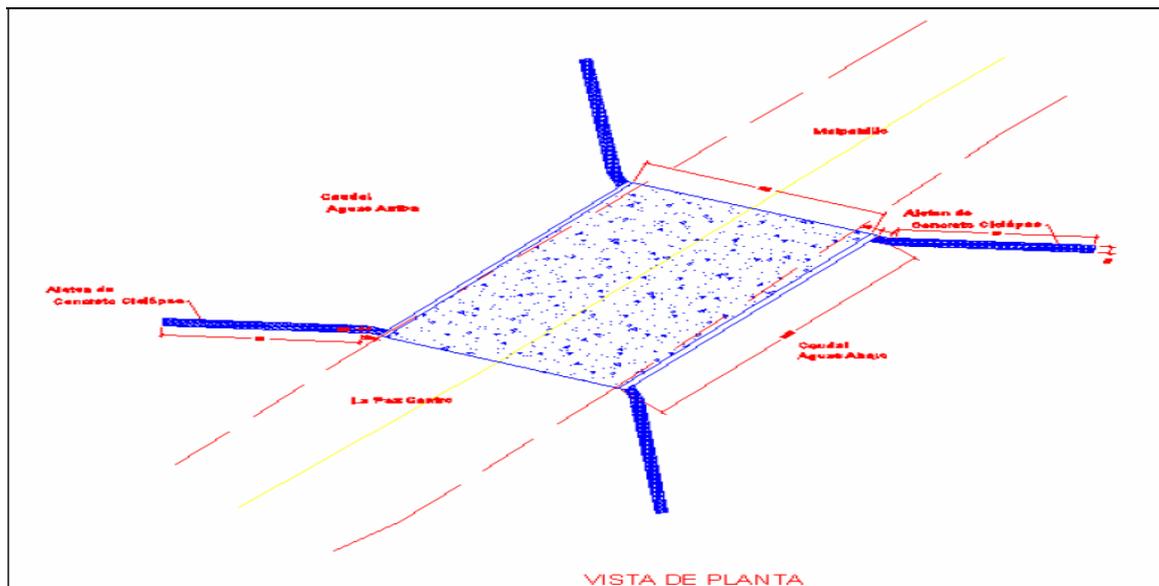
Figura #8-Perfil-Estudio Hidráulica de Puentes- Perfil-Edicro S.A. (2013).-Documentos La Paz Centro- Malpaisillo-Puente Momotombo

Secciones Transversales del Cauce

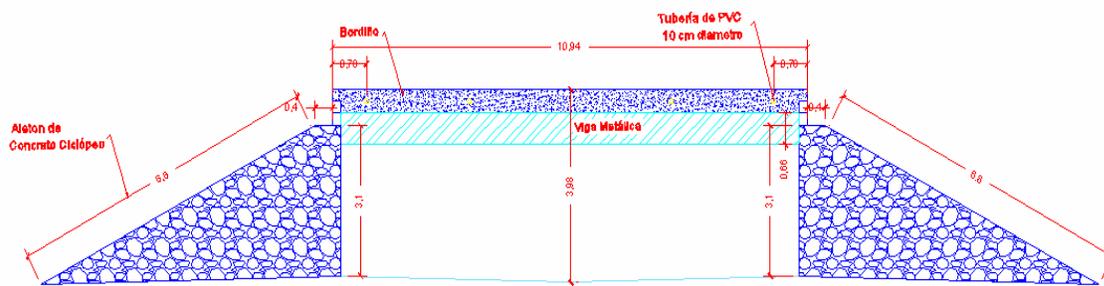


Figura#9-Secciones Transversales del Cauce-Estudio Hidráulica de Puente-Edicro S.A. (2013).-Documentos La Paz Centro- Malpaisillo-Puente Momotombo

Estructura Existente



Figura#10-Vista de Planta-Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro- Malpaisillo- Puente Momotombo

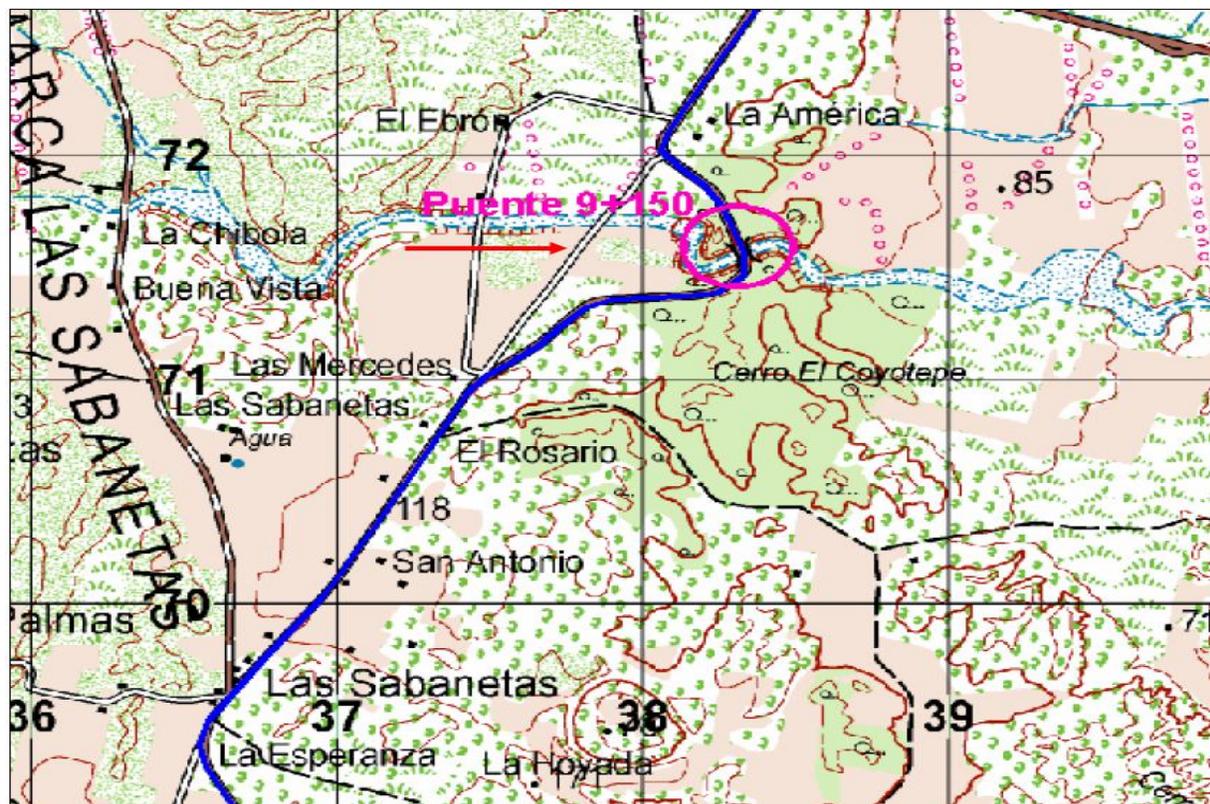


VISTA DE PERFIL

Figura#11-Vista de Perfil-Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A. (2013).-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.1.3.Caracterización Morfológica

En la imagen siguiente se observa la ubicación del cruce en análisis y la planta del curso fluvial atravesado.



Figura#12-Characterización Morfológica-Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A. (2013).Documentos La Paz Centro- Malpaisillo-Puente Momotombo

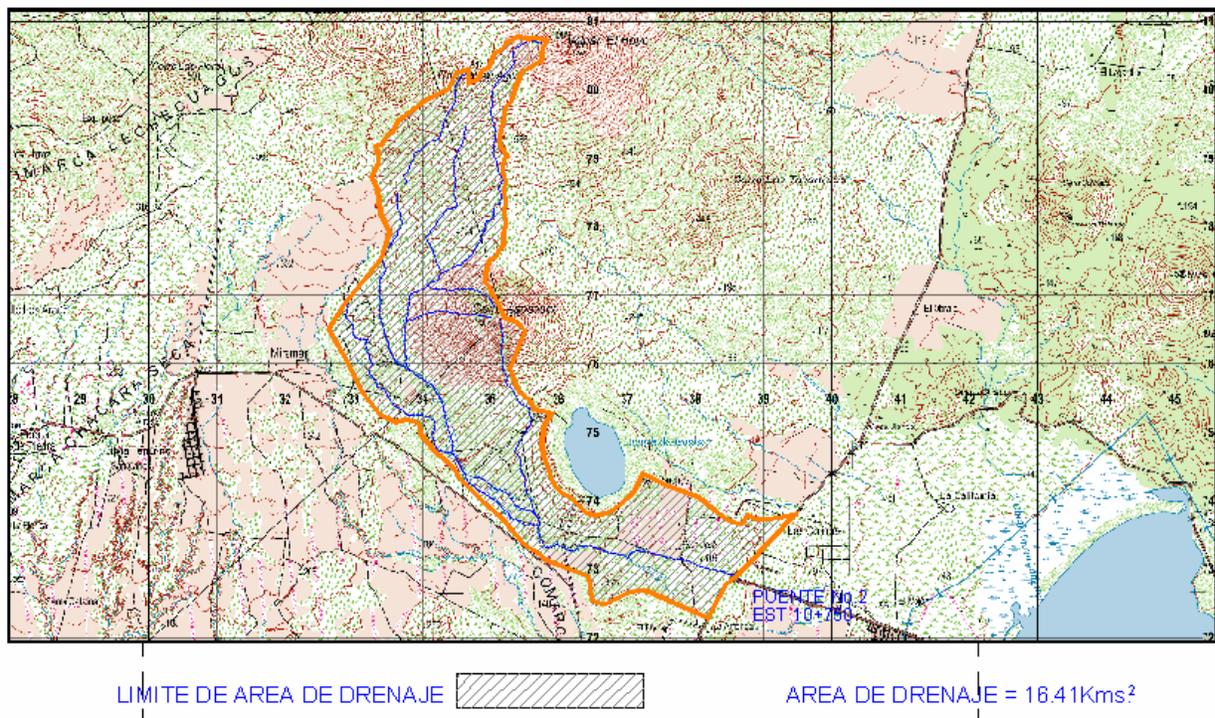
- Tipo recto
- Lecho abrupto
- Bancos de sedimentos
- Presencia de gravas y rocas de cierto tamaño
- Curso efímero
- Márgenes con vegetación abundante
- No se observaron indicios de socavación importantes en el puente

Características del Cauce-Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.1.4.Caracterización Hidrológica

La imagen siguiente muestra la cuenca definida para el cauce en análisis. Es importante destacar que la delineación de la cuenca se ha basado en una cartografía en escala 1:50,000 en formato “imagen” (no entorno CAD o SIG).

CAMINO S-7 LA PAZ CENTRO - MALPAISILLO AREA DE DRENAJE DE LA CUENCA EST.: 10+750



Figura#13- Área de Drenaje de la cuenca-Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A. (2013).-Documentos La Paz Centro- Malpaisillo-Puente Momotombo

A.1.5. Parámetros físicos de la cuenca

Parámetros de la Cuenca		Curva CN para León	
		Tipo de cobertura	CN
Area de Drenaje (Km ²)	16.41	Pastizales	69
Longitud (Km)	12.666	Arbustos	56
Hmax (msnm)	1089	Bosque Combinado	65
Hmin (msnm)	100		

A.1.6. Definición de la curva CN ponderada de la cuenca

Tipo de Cobertura	Porcentaje del Area	Area (km ²)	Calculo de CN ponderado
Pastizales	75%	12.31	849
Arbustos	10%	1.64	92
Bosque Combinado	15%	2.46	160
			67

A.1.7. Cálculo del Valor S

$$S = 5.08 * (1000 / CN - 10) = 24.91 \quad \Sigma P < S \text{ entonces } \Sigma E = 0$$

A.1.8. Cálculo del tiempo de concentración

$$T = 0.0195 * (L^3 / H) 0.385 = 75.05 \text{ minutos} \quad 1.25 \text{ horas}$$

Cuando Tc es menor de 5 minutos usar TC = 5 minutos

A.1.9. Calculo de escorrentía

Duración 2 horas Intervalos en hrs.		Lluvia Acumulada	Escorrentia Acumulado Intervalo		Tiempo Pico	Tiempo Base	Caudal Pico
		mm	mm	mm	Hrs	Hrs	m ³ /s
0.00	0.25	45.14	2.83	2.83	0.88	2.34	11.02
0.25	0.50	64.40	9.51	6.68	0.88	2.34	26.05
0.50	0.75	78.97	16.36	6.86	0.88	2.34	26.73
0.75	1.00	91.16	23.01	6.64	0.88	2.34	25.90
1.00	1.25	101.85	29.38	6.38	0.88	2.34	24.86
1.25	1.50	111.48	35.50	6.12	0.88	2.34	23.86
1.50	1.75	120.32	41.39	5.88	0.88	2.34	22.93
1.75	2.00	128.52	47.05	5.67	0.88	2.34	22.10

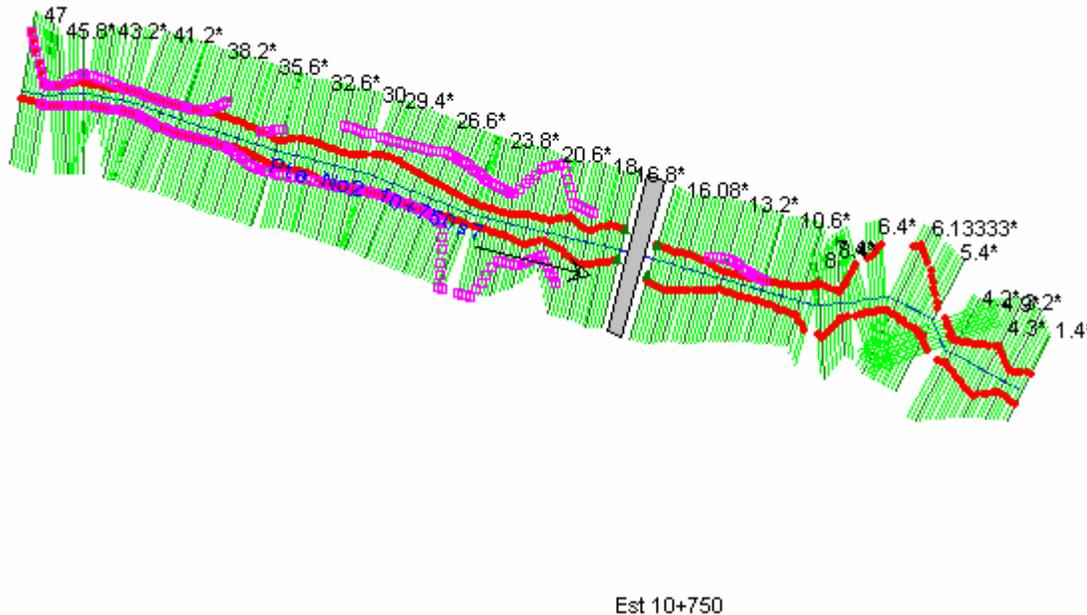
Coordenadas de los hidrogramas						
N	1		2		3	
	T	Q	T	Q	T	Q
1	0.25	0	0.88	11.02	2.34	0
2	0.5	0	1.13	26.05	2.59	0
3	0.75	0	1.38	26.73	2.84	0
4	1	0	1.63	25.90	3.09	0
5	1.25	0	1.88	24.86	3.34	0
6	1.5	0	2.13	23.86	3.59	0
7	1.75	0	2.38	22.93	3.84	0
8	2	0	2.63	22.10	4.09	0

Ad=16.41 Km²
Qd =102.56m³/seg.
Tp= 2.13 horas

A.1.10. Modelacion del cauce

- Zona de estudio: 300 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo del cruce. 50 metros de anchura de cauce
- Tipo de régimen: flujo rápido o supercrítico
- Caudal de diseño: 102.56 m³/s
- Periodo de retorno: 100 años
- Condiciones de contorno: calado crítico aguas abajo
- Secciones transversales: cada 10 metros en general, con interpolaciones cada 2 o 5 metros en cambios de dirección o pendiente e inmediaciones de estructuras

- Rugosidad: 0.04 en cauce y 0.45 en márgenes
- Coeficientes de contracción y expansión: en general, 0.1 (cont.) y 0.3 (exp.). 0.3 y 0.5 en inmediaciones del puente



Figura#14-Modelación del cauce-Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A. (2013).-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.1.11.Socavación

Del estudio geotécnico realizado se desprende que el suelo de este cauce está compuesto de **arenas piroclásticas**. En atención a su compacidad y cohesión aparente (por consolidación y presencia de niveles tobáceos y flujos lávicos intercalados) no es susceptible de sufrir fenómenos de socavación significativos.

Esto puede apoyarse con el hecho de que no se han detectado fenómenos de socavación importantes en estos materiales (salvo puntualmente, aquellos asociados a un salto hidráulico artificial provocado por obras de drenaje mal diseñadas).

No se considera necesario desarrollar por tanto el análisis de socavación, se estima un espesor máximo de socavación de 0,5 equivalente al espesor de material alterado y/o aluvial escasamente retrabajado.

A.1.12. Características de la nueva estructura

- Tipo: puente

Luz: 15 metros

Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.1.13. Comportamiento hidráulico del cruce

Con el modelo desarrollado ya se ha observado la suficiencia hidráulica de la estructura actual para poder manejar el caudal de 102.56 m³/s correspondiente a un periodo de retorno de 100 años.

Estudio Hidráulica de Puentes-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.1.14. Resultados de la simulación

- Área de flujo a ser confinada por el puente 23.29 m²
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente 2.29 m (99.28 m.s.m.)
- B L Norma BUS(m) 1.22 metros
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente **101.73 metros**
- Claro útil recomendable **15 metros**

Estudio Hidráulica de Puentes-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.2. Estudio de Suelos

Se intercepta el cauce de forma ligeramente oblicua, sobre el que existe un puente con una luz de 12 metros. Encajamiento bajo. Se proyecta un puente de 15 metros de luz.

A.2.1. Investigaciones Efectuadas

Sondeos: S-8.10+716.SE-1 y S-8.10+716.SE-2 en estribos E-1 y E-2 respectivamente.

A.2.2. Entorno Geológico y Descripción del Terreno

El sustrato está conformado por la serie piroclástica arenosa. En este entorno está conformada típicamente por arenas en ocasiones limosas de tonos grises con algunas gravas finas polimícticas angulosas a sub-angulosas, con una cierta cohesión aparente debido a un grado de consolidación variable. Presenta una compacidad densa a muy densa.

Por encima se desarrolla una montera de suelo residual de unos dos metros de espesor conformada por un material arenoso-gravoso en ocasiones gravoso de compacidad compacta.

Existen escasos rellenos gravosos correspondientes al relleno del camino existente en el entorno de los estribos de la actual estructura.

A.2.3. Criterios Para el Dimensionamiento

Teniendo en cuenta las características geotécnicas del sustrato se prevé la cimentación superficial en la serie piroclástica

De acuerdo a esto se ha optado para cada uno de los apoyos por la tipología indicada en el siguiente recuadro.

Estudio de Suelos-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#1 Tipología de la cimentaciones

Tipo de suelo en el sitio

Tipología de la Cimentaciones		
Apoyo	Tipología	Nivel de Apoyo
E1	Directa	Suelo Granular Arenas Piroclásticas
E2	Directa	Suelo Granular Arenas Piroclásticas

Estudio de suelos.

(2013).-Edicro

S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.2.4. Estribo E-1: Criterios de Dimensionamiento y Presión Admisible

El sustrato está conformado por una serie piroclástica arenosa de compacidad densa a muy densa con un grado variable de cohesión aparente. Por encima se ha interceptado la solera de concreto correspondiente al actual puente vado.

Tabla#2 Criterios de Dimensionamiento

Clasificación de los suelos

De(m)	A(m)	Nivel Geotécnico
0.00	0.40	Concreto
0.40	2.20	Suelo Granular Residual
2.20	>10.00	Suelo Granular Arenas Piroclásticas

Estudio de suelos. (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

De acuerdo a estos datos se aplica la metodología expuesta para cimentaciones superficiales en suelos granulares. De acuerdo a las dimensiones (B^* entorno a los 10 m) y geometría de la cimentación se asume con criterio conservador la expresión correspondiente a losas de cimentación.

Estudio de Suelos-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Los parámetros de cálculo se han adoptado en función de los reconocimientos y ensayos realizados sobre muestras procedentes del sondeo S-8.10+716.SE-1. Se resumen a continuación.

Estudio de Suelos-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#3 Parámetros Geotécnicos

Cimentación del sitio

Parámetro Geotécnico	Nivel Geotécnico
Nivel de Cimentación	95.50
N_{SPT}	45.30

Estudio de suelos. (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

A.2.5.Estribo E-2: Criterios de Dimensionamiento y Presión Admisible

El sustrato está conformado por una serie piroclástica arenosa de compacidad densa a muy densa con un grado variable de cohesión aparente. Por encima se ha interceptado la solera de concreto correspondiente al actual puente vado.

Tabla#4 Criterios de dimensionamiento

Clasificación de los suelos

De(m)	A(m)	Nivel Geotécnico
0.00	2.00	Suelo Granular Residual
2.00	>5.80	Suelo Granular Arenas Piroclásticas

Estudio de suelos. (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

De acuerdo a estos datos se aplica la metodología expuesta para cimentaciones superficiales en suelos granulares. De acuerdo a las dimensiones (B^* entorno a los 10 m) y geometría de la cimentación se asume con criterio conservador la expresión correspondiente a losas de cimentación.

Los parámetros de cálculo se han adoptado en función de los reconocimientos y ensayos realizados sobre muestras procedentes del sondeo S-8.10+716.SE-2. Se resumen a continuación.

Tabla#5 Parámetros Geotécnicos

Cimentación del sitio

Parámetro Geotécnico	Nivel Geotécnico
Nivel de Cimentación	95.50
N_{SPT}	44.30

Estudio de suelos. (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

De acuerdo a estos parámetros y a la metodología referida obtenemos una tensión admisible de 0,46 MPa. Se recomienda limitar la carga máxima de trabajo a 0,3 MPa.

En los planos de la estructura se indica el encaje geométrico detallado de cada elemento de acuerdo a estas recomendaciones.

A.2.6. Medidas Constructivas

Teniendo en cuenta la naturaleza de suelo granular del sustrato de cimentación, se recomienda, con criterio conservador (debe tenerse en cuenta que no se han detectado fenómenos de erosión en el entorno de la cimentación, y el significativo grado de cohesión aparente de los depósitos piroclásticos) la adopción de las medidas necesarias para evitar fenómenos de socavación en las cimentaciones proyectadas.

A.3. Estudio de tráfico

Un estudio de Tráfico permite analizar las características y el comportamiento de la circulación vehicular sobre un tramo de carretera. A través de este estudio se logra determinar el volumen de tránsito que actualmente tiene una determinada carretera, discriminado por tipología vehicular, así como para estimar el volumen de tránsito futuro que tendrá la vía. Estos elementos tienen una gran importancia en el diseño de una carretera ya que los datos obtenidos en este estudio son fundamentales para determinar las características estructurales de una carretera. Por esta razón es que su adecuada cuantificación es indispensable para obtener buenos resultados en la ejecución de un proyecto de infraestructura vial.

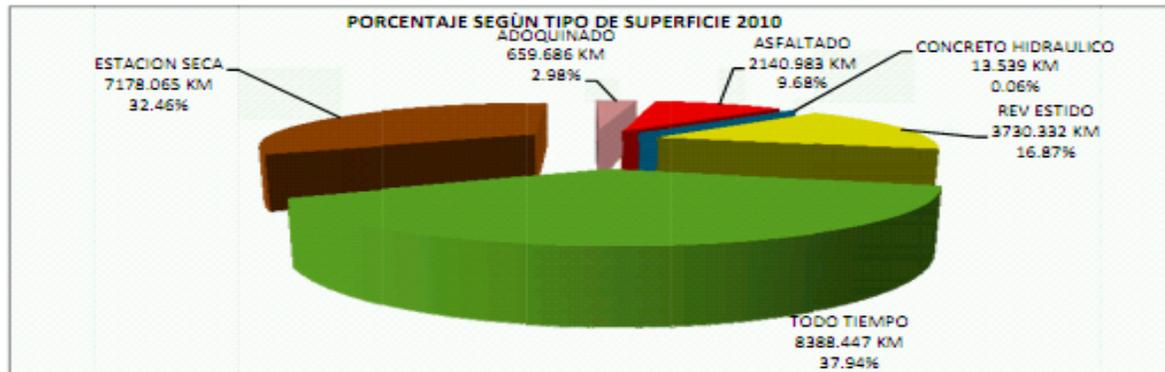
La información que se requiere para determinar el tráfico en una determinada vía, con el propósito del diseño de la estructura de pavimento, es su promedio diario y su discriminación por tipo de vehículo.

Es de suma importancia a la hora del diseño de la carretera contar con la información más precisa posible del tráfico sobre la misma, ya que de lo contrario, con datos imprecisos, se obtendrían diseños inseguros o con un grado significativo de sobre diseño que elevarían de gran manera los costos de construcción de la alternativa de pavimento que se haya elegido ejecutar.

De acuerdo al Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), la Red Vial Nacional de Nicaragua está conformada por 22,111.052 kilómetros (km), de los de los cuales 2,814.208 km son pavimentados y 19,296.844 km no pavimentados. En el gráfico 1 se muestra los porcentajes de distribución según el tipo de superficie a nivel nacional.

Gráfico#1 Porcentaje de distribución de la red vial

Según tipo de superficie



Estudio de Trafico. (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

El presente Estudio de Trafico ha sido elaborado tomando como base el Estudio de Factibilidad “Mejoramiento de la Carretera La Paz Centro – Malpaisillo” realizado en el año 2012 por la División de Planificación del MTI, el cual fue presentado ante el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), como parte de los documentos técnicos necesarios para la obtención de financiamiento del mismo a través del II Programa de Apoyo al Sector Transporte, como parte del Convenio de Préstamo LI-1052, para la ejecución de obras de mejoramiento de dicha vía.

Como parte del Estudio de Tráfico presentado en dicho Estudio de Factibilidad, se procedió a cuantificar el Trafico Normal, Tráfico Generado y Tráfico Total que transitaría sobre la carretera durante el período de diseño de la misma tomando en cuenta criterios, fuentes de información y consideraciones, las cuales se detallan a continuación:

- Período de Diseño del proyecto 20 años.
- Período Constructivo: Años 2013 y 2014. Fase de Operación del Proyecto: A partir del año 2015.

- Para determinar el Tráfico Normal del Proyecto se utilizó los resultados del Estudio de Tráfico elaborado por la Empresa Consultora TYPESA Ingenieros Consultores y Arquitectos para la Fundación Reto del Milenio en abril del año 2008, proyectados al año base del proyecto, 2012.
- El Tráfico Generado fue determinado en base al análisis realizado en el Estudio de TYPESA, tomando en consideración el porcentaje que constituía el tráfico generado por año, tomando como referencia el tráfico normal. El resultado de este análisis fue que el tráfico generado correspondía aproximadamente al 11% del tráfico normal por año. Se utilizó la tasa del 11% del tráfico normal para calcular el tráfico generado.
- La tasa de crecimiento del tráfico normal fue determinada en base al análisis realizado por TYPESA de diferentes variables que tienen relación directa con el tráfico. Entre estas variables tenemos el Producto Interno Bruto (PIB), Crecimiento del Tráfico a nivel nacional y Consumo de Combustibles.

A partir de estos datos se procedió a determinar el Tráfico Total que transitaría por la carretera, durante el periodo de diseño establecido. Sin embargo, el MTI consideró pertinente analizar nuevamente el Estudio presentado a las autoridades del BID, con el fin de actualizarlo, retomando siempre como fundamento el Estudio de Factibilidad original.

En este estudio se han analizado indicadores macroeconómicos como el PIB, con los datos más recientes (2012), así como datos de crecimiento del tráfico nacional (2011). Asimismo se ha realizado un análisis coyuntural de las perspectivas económicas que tiene Nicaragua, como país, para el futuro.

Estudio de Trafico-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Para el cálculo del tráfico normal actualizado se realizó el análisis desde el punto de vista del incremento del tráfico respecto a la reducción en los Costos de Operación Vehicular (COV) de los usuarios, comparando los COV en la Situación Sin Proyecto versus la Situación

Con Proyecto. En este análisis también se requieren datos de variables tales como Elasticidad de la Demanda, además del tráfico normal para todo el periodo de diseño.

Estudio de Trafico-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Una vez identificada la Estación correspondiente a la carretera en estudio se procede a calcular el TPDA con los Factores de Ajustes de esa Estación.

En la tabla se muestra los datos resultantes del conteo vehicular, los factores respectivos de la Estación 2800 y el TPDA resultante.

Estudio de Trafico-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#8 TPDA La Paz Centro – Malpaisillo

Aforo vehicular de la zona

Tipo de Vehículo	Datos Conteo Vehicular	Factor Día	Factor Temporada	TPDA
Bicicletas	105			105
Motos	20	1.33	1.31	35
Autos	48	1.33	1.05	67
Jeeps	31	1.27	1.03	40
Pick Ups	75	1.29	1.04	101
Microbús	6	1.21	1.09	8
Microbús>15 asientos	2	1.37	1.5	4
Autobús	3	1.25	1.01	4
Camión Bus	4			4
C2 liviano	27	1.3	1.04	36
C2 > 5 ton	49	1.34	1.1	72
C3	3	1.4	1.03	4
T3S2	2	1.46	1.02	3
Vehículo Agrícola	8	1	1	8
Vehículo Tracción				
Animal	12			12
Otros	6	0.8	1.14	5
TOTAL VEHICULOS	401			508
Total Motorizados	270			378

Estudio de Trafico. (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Es importante señalar que el resultado del tráfico total que arroja este nuevo análisis es similar al que se obtuvo en el análisis anterior, cuyos datos están plasmados en el Estudio de Factibilidad que se entregó al BID en el año 2012, el cual también está siendo actualizado en las demás especialidades.

El tramo de carretera La Paz Centro - Malpaisillo tiene una longitud de 37.2 km, se encuentra ubicado una zona predominantemente rural, iniciando sobre la ruta La Paz Centro–Managua, pasa frente a la entrada a León Viejo y finaliza luego de atravesar la zona urbana del poblado de Malpaisillo en el Departamento de León, inicia en el Km 8+570 de la Carretera Vieja a León con coordenadas N 1338285 – E 574268 (WGS 84) y se extiende hasta el Km. 30+800 en la intersección a Santa Rita con coordenadas N 1334536 – E 554883, se encuentra en un terreno ondulado con elevaciones que varían entre los 190 y 490 m.s.n.m. De acuerdo a los datos proporcionados por el MTI está codificado como NIC-22.

Es una carretera de mucha relevancia para el país, principalmente para el tráfico que transporta bienes. Sin embargo, las pésimas condiciones de su rodamiento hacen muy difícil que los vehículos transiten por ella, lo que aumenta los costos de operación vehicular y el tiempo de viaje requerido para transitarla.

Los primeros 10.8 kilómetros de la carretera se encuentran adoquinados y en buen estado, el segundo tramo (26.4 km) existe una capa de grava arenosa de 19 cm de espesor promedio.

A.3.1. Tasa de crecimiento del Tráfico Normal

Cuando se diseña una estructura de pavimento es necesario conocer el volumen de tráfico que circula en la actualidad por la carretera. Sin embargo conocer esta información del tráfico inicial no es suficiente, también se debe determinar un estimado del tráfico normal a que estará sometida la estructura durante el lapso de tiempo que se fije como período de diseño. Para realizar esta estimación del tráfico normal futuro es necesario determinar una tasa de crecimiento que se cree experimentará el tráfico actual una vez que sea ejecutado el proyecto.

Estudio de Trafico-Docmentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Mediante estudios se ha comprobado que existe una relación directa entre el comportamiento del tráfico en las carreteras y algunos indicadores socioeconómicos, así se busca establecer relaciones razonables entre el comportamiento del tráfico de una determinada carretera (variable dependiente) y el de estos indicadores socioeconómicos (variables independientes).

Estudio de Trafico-Edicro S.A.-Docmentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

El análisis se realiza entre diferentes variables que de alguna forma se ha comprobado modifican los flujos de tráfico de forma directa o indirecta. Entre las principales variables se mencionan: El crecimiento económico medido a través del Producto Interno Bruto (PIB) y el crecimiento del tráfico a nivel país. Es también muy importante realizar un análisis de las perspectivas económicas que tiene el país para incluirlo en la toma de decisiones.

A.3.2. Tráfico Normal proyectado durante el periodo de diseño del proyecto.

Con el objeto de determinar el Tráfico Normal que se proyecta transitará por la carretera La Paz Centro – Malpaisillo durante el periodo de diseño de la misma, se utilizó el software HDM-4 versión 2.1. En este se ingresó el TPDA del año base (2012) y las tasas de crecimiento propuestas. Es importante señalar que se trabajó con el supuesto de que los años 2013 y 2014 comprenden el periodo de construcción del proyecto, iniciando operaciones en el año 2015.

A.3.3. Tráfico Normal; Periodo de Diseño del Proyecto

Tabla#9 Trafico Normal-Periodo de Diseño del Proyecto

En la tabla se muestra los datos de TPDA obtenidos para el periodo de diseño del proyecto

Año	Auto	Bus	Camión Liviano	Camión Medio	Camión Pesado	Camión			Micro bus	Mini Bus	Moto	Total
						Semirremolque 5	Camioneta	Jeep				
2013	90	5	54	87	15	4	161	27	13	3	47	506
2014	95	6	56	91	15	4	168	29	13	3	50	531
2015	99	6	59	96	16	5	177	30	14	3	52	557
2016	104	6	62	101	17	5	186	32	15	4	55	585
2017	109	6	65	106	18	5	195	33	15	4	57	613
2018	115	7	68	111	19	5	204	35	16	4	60	644
2019	121	7	71	116	20	6	214	36	17	4	63	676
2020	126	7	75	122	21	6	225	38	18	4	66	709
2021	133	8	79	128	22	6	236	40	19	5	69	744
2022	139	8	83	134	23	6	248	42	19	5	73	781
2023	146	9	87	141	24	7	260	44	20	5	76	819
2024	153	9	91	148	25	7	273	46	21	5	80	860
2025	161	9	95	155	26	7	286	49	22	6	84	902
2026	169	10	100	163	28	8	301	51	24	6	88	947
2027	177	10	105	171	29	8	315	54	25	6	93	993
2028	186	11	110	180	30	9	331	56	26	6	97	1,043
2029	195	11	116	188	32	9	347	59	27	7	102	1,094
2030	205	12	121	198	33	10	364	62	29	7	107	1,148
2031	215	13	127	207	35	10	382	65	30	8	112	1,205
2032	226	13	134	218	37	10	401	68	31	8	118	1,264
2033	237	14	140	228	39	11	421	72	33	8	124	1,327
2034	248	14	147	240	40	12	442	75	35	9	130	1,392

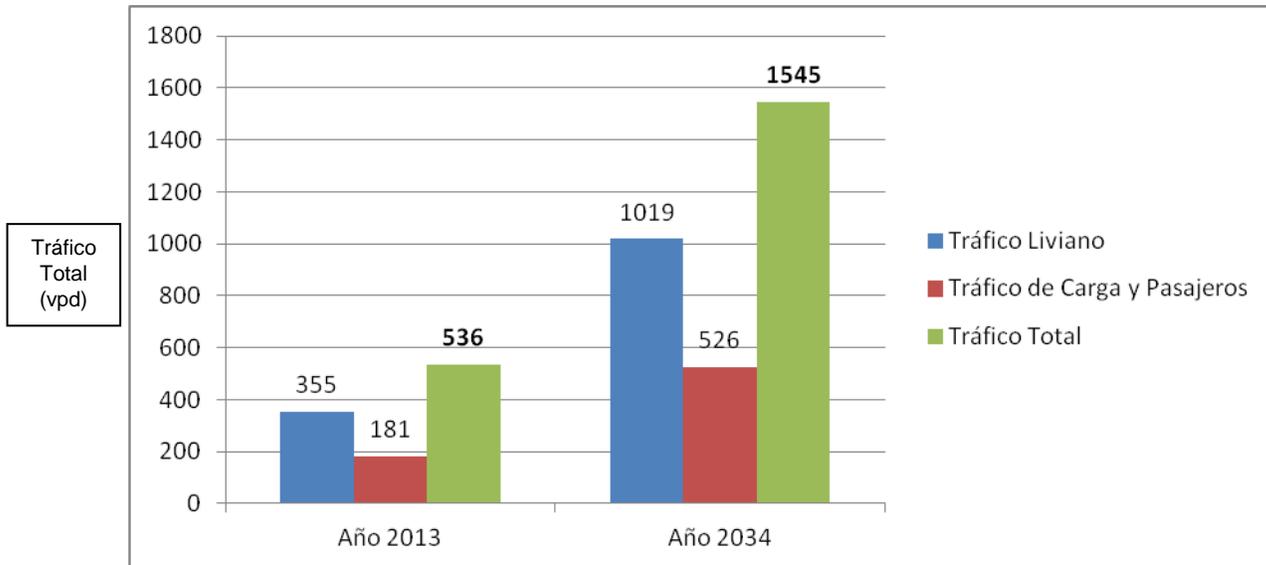
Estudio de Trafico. (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

En base a los resultados obtenidos en el Estudio de Tráfico, se concluye lo siguiente:

- El tráfico normal que transitará sobre la carretera La Paz Centro – Malpaisillo será de 506 vpd al año 2013, aumentando a 1,392 vpd al año 2034.
- El tráfico que se generará a partir de la ejecución del proyecto será de 61 vpd en el año de entrada a operación de la carretera (2015) y aumentará a 153 vpd al año 2034.
- El tráfico total que transitará sobre la carretera será de 506 vpd al año 2013, 618 vpd al año 2015 y 1,545 vpd al año 2034. En el Gráfico 4 se muestra el tráfico en vehículos por día (vpd) que transitará por La Paz Centro - Malpaisillo.

Grafico#2 Trafico Total años 2013-2014

Tráfico Total La Paz Centro – Malpaisillo años 2013 y 2034



Estudio de Trafico. (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

- La composición vehicular arroja que el tráfico liviano constituye un 64.23% del tráfico total al año 2013 y un 65.95% del tráfico total al año 2034. Por otra parte el tráfico de carga y de pasajeros constituye un 35.77% del tráfico total al año 2013 y un 34.05% del tráfico total al año 2034. En el Gráfico 5 se muestran estos resultados.

B. Descripción constructiva

B.1.Losa de Rodamiento

Se Realiza el formateo de la losa de concreto, donde se reviso el alineamiento con respecto al eje central de la carretera, lo cual se realiza en conjunto Supervisión-Contratista, y también se marca el alineamiento del acero, cabe destacar que el porcentaje de bombeo será del 3%. Se realizo el armado de acero de refuerzo, en el cual intervienen varillas № 4 y 5 (\varnothing : ½ y 5/8 respectivamente), pero según ingenieros de la supervisión se cambió algunos tramos de acero de refuerzo № 6(\varnothing =3/4), a medida que se realiza el armado del acero de refuerzo se distribuyen 5 drenes con tubería de acero galvanizado, su función es drenar el agua, diseño según las normas Americanas A.A.S.H.T.O LRFD de 1998, Carga Viva 1.30 HS-20-44 en dos vías de circulación, construcción según normas Nicaragüenses NIC-2000 para calles caminos y puentes, concreto colado in situ Clase “A” $f'c=280\text{Kg/cm}^2$, a los 28 días de edad como mínimo, acero de refuerzo según A.A.S.H.T.O M31, grado 60($f_y=4,200\text{ Kg/cm}^2$, recubrimiento de 5cm.

B.1.1.Losa de aproximación

Una vez terminado el proceso de curado de la losa de rodamiento, se procede a marcar niveles topográficos para marcar construcción de la losa de aproximación, así como su eje central con respecto a la rasante de la carretera, se deja un pequeño espacio entre la losa de aproximación y la losa de rodamiento, el cual se nombra como junta de expansión o junta elastomérica, en este puente dicha junta es de 6cm, la longitud de la losa de aproximación es de 3.70m, con un espesor $e= 25\text{cm}$. La función de este elemento es reducir el impacto de los vehículos al momento de cruzar el puente, se procedió a realizar el armado del acero de refuerzo № 4 (\varnothing : ½), según las normas americanas A.A.S.H.T.O para carga viva HS 25-44+25%, colado in situ concreto Clase “A” $f'c=280\text{Kg/cm}^2$, a los 28 días de edad como mínimo, acero de refuerzo según A.A.S.H.T.O M31, grado 60($f_y=4,200\text{ Kg/cm}^2$, recubrimiento de 5cm.

B.1.2.Bordillo de protección

Es construido para la circulación exclusiva de los peatones, se revisa alineamiento en conjunto topografía del contratista y topografía de la supervisión, esto con el fin de formatear con exactitud, luego se realiza el armado de acero de refuerzo № 4 (\varnothing : ½), para luego proceder al colado in situ. Construcción según normas Nicaragüenses Nic-2000 para calles, caminos y puentes, diseño según normas Americanas A.A.S.H.T.O para carga viva HS 25-44 en dos vías de circulación, colado in situ concreto Clase “A” $f'c=280\text{Kg/cm}^2$, a los 28 días de edad como mínimo, acero de refuerzo según A.A.S.H.T.O M31, grado 60($f_y=4,200\text{ Kg/cm}^2$, recubrimiento de 5cm.

B.1.3. Poste y baranda

Esta estructura brinda seguridad por posibles accidentes, ya que si un conductor perdiese el control de su vehículo, colisionaría con este para evitar caer al cauce natural, la topografía marca la construcción, se realiza el armado de acero de refuerzo de № 4 ($\varnothing: \frac{1}{2}$), la estructura de la baranda consiste en 2 placas de acero de $\frac{1}{2}$ "(21cmx30cm, ancho y largo respectivamente), pernos de acero A36 con tuercas ($\frac{3}{16}$ ") y arandelas, tubo cuadrado de 4"x4"x $\frac{1}{8}$ ", tubo de 3"x $\frac{1}{8}$ ", este conjunto lo une una placa de acero de 18cmx65cm de $\frac{1}{2}$ ".

B.2. Vigas Pretensadas

Fueron diseñadas por la empresa consultora **EDICRO S.A** (Estudios, Diseños de Carreteras y Obras), construidas por **CT** (Concretera Total). Según normas Americanas AASHTO para cargas HS-20-44+25% en dos vías de circulación, según normas nicaragüenses Nic 2000 para calles, carreteras, concreto $f'c=8,000$ psi.

B.2.1. Fabricación del Concreto

El concreto utilizado en la fabricación de las vigas se produce en un centro de mezclado que tiene capacidad de producir 11 m³/hr, que cuenta con una mezcladora BESSER , depósito para los agregados, flujo-metro para medir la dosificación del agua, el cemento se dosifica en bolsas de 42.5 kgs. La selección de la materia prima, diseño del concreto, dosificación, fabricación y colado del concreto se hace cumpliendo las especificaciones ASTM y ACI.

B.2.2. Colocación del Acero

La distribución y colocación del acero de refuerzo pasivo se hace de acuerdo al plano taller. Previamente a la aplicación del pre-esfuerzo en los cables se coloca la armadura en posición entre los bloques de reacción y se sujeta firmemente a los cables. El recubrimiento se garantiza usando tacos o bloques de mortero entre el molde metálico y la malla de refuerzo.

B.2.3. Aplicación del Pre-esfuerzo

Los cables se colocan en la posición exacta que indica el plano taller, para tal fin en los cabezales se disponen de dispositivos metálicos o estructuras fuertemente diseñadas, en donde se perforan agujeros en la posición indicada, igualmente en el extremo del molde metálico una placa tiene los agujeros para el pase de los cables en la posición indicada. La aplicación del pre-esfuerzo se hace cable a cable, la medición del pre-esfuerzo se hace por medio del manómetro de la tensadora, además se mide la

elongación de cada cable. Se lleva registro de la medición de la carga y elongación por cada viga fabricada, en el cual la resistencia última mínima es de 1860N/mm².

B.2.4. Control de Calidad:

Durante la fabricación de las vigas de concreto pretensado, existe una rigurosa inspección de control de la calidad del producto, así como del proceso de producción. Se lleva un control de la materia prima utilizada en la fabricación de dichos elementos en donde los técnicos de control de calidad realizan el muestreo y análisis de agregados periódicamente. Entre los análisis realizados están: la determinación de la densidad aparente, densidad relativa, absorción de agua, humedad y granulometría. De igual forma se realiza muestreo del concreto para realizar los ensayos de revenimiento y temperatura, así como la fabricación de muestras para determinar la resistencia a la compresión del hormigón, entre otros. Todos los ensayos realizados tanto en el agregado como en el Concreto se realizan en base a las Normas ASTM. El técnico de Control de calidad en compañía del supervisor de producción realizan inspección en cada proceso de producción: verificación de armaduras, condiciones óptimas de moldes y tensado, fabricación del concreto en base al diseño de mezcla, garantizar un correcto colado y acabado. El equipo de control de calidad examino los agregados, para los agregados gruesos se obtuvo una densidad aparente de 4.47gr/cm³, una densidad relativa de 4.65 gr/cm³, absorción de agua de 1.11%, humedad de 0.840%, para una muestra de 140 gramos, mientras que para agregados finos se obtuvo una densidad aparente de 2.50 gr/cm³, densidad relativa de 2.52 gr/cm³, absorción de agua de 40% y una humedad de 0.358%, para una muestra de 80 gramos, el revenimiento de la muestra de concreto tuvo un revenimiento de 8cm con una temperatura de 28°C, se realizaron varios ensayos.

B.2.5. Colocación o colado del Concreto:

El concreto se transporta en baldes metálicos desde el centro de mezclado por medio de rieles y con el auxilio de Grúas porticas desde el centro de mezclado hasta el punto donde se ubica la bancada de pretensión. Usando vibradores de agua con motores de altas revoluciones se coloca el concreto y se acomoda en el molde hasta lograr la compactación y distribución adecuada.

B.2.6. Curado

Después de colado el concreto se cura bajo un régimen de vapor a bajas presiones. El procedimiento es según las indicaciones de la sección 603.15 de la NIC2000. Cuando el concreto alcanza la resistencia mínima para la transferencia se procede al des-tensionamiento de los cables, por medio del uso de equipo de oxicorte. Después del curado con vapor y al lograr el enfriamiento total se continúa el curado con agua hasta por 7 días.

B.2.7. Resane

Imperfecciones generadas en el proceso de fabricación son resanadas en planta antes del traslado de las piezas al sitio de construcción.

B.2.8. Traslado o Transporte

El traslado de las vigas de concreto pretensado de entre 15mts a 20mts de longitud se hace usando rastras o carretas telescópicas (extensibles de longitud variable) y con un Dolly cuando las vigas miden más de 21mts.

B.2.9. Instalación

Con 2 grúas telescópicas de 35 toneladas se hace la instalación de las vigas usando para ella los puntos de izaje indicados en el diseño colocándolas en su posición final sobre los Neoprenos. Visitas previas al sitio de construcción del puente son realizadas por el personal técnico de Concretera Total, S.A se realizan para verificar, en conjunto con personal del contratante, que las dimensiones, claros ejes y detalles constructivos están conforme al diseño, con la finalidad que las operaciones y maniobras de instalación se realicen de una forma segura, ágil y garantizando la integridad del elemento prefabricado así como la seguridad del personal y de los equipos a utilizar.

B.2.10. Vigas Transversales (Vigas Diafragmas)

Su función es servir de arriostre lateral a la estructura y son capaces de transmitir la fuerza sísmica o fuerza del viento hacia la sub estructura, su construcción se realizo inmediatamente terminada la instalación de las vigas Pretensadas, se inicia con el armado de refuerzo, además de el encofrado simultaneo, luego se realizo el llenado de concreto, siguiendo los mismos proceso de control de calidad que las vigas Pretensadas.

B.3. Estribos

Reconocimiento del área de construcción de estribos y zapatas del puente, conforme a planos de diseño se marca el área de excavación con la topografía y se secciona el área de excavación, esto para conocer el volumen de excavación en metros cúbicos. Luego de esto se construye una losa de 0.05m de 130kg/cm² llamada losa de limpieza, la cual se utiliza para nivelación del terreno y para que el acero de refuerzo no esté en contacto con el terreno natural.

Se marca el eje central del estribo y zapata dejando una diferencia de 0.45m con respecto al eje central de la carretera, esto en ambos lados de la construcción, además se marca un eje de apoyo, el cual estará fuera del área de construcción, luego de esto se procede a marcar los puntos del cuerpo de la zapata. Antes de realizar el armado del acero se procedió a formaletear, donde se chequea alineación y plomo de la

formaleta, además se toma en cuenta el número de varilla, su longitud y su distribución del cuerpo de la zapata, una vez realizado el armado de acero se realiza el colado del concreto, se organiza al laboratorio de control de calidad para analice el concreto colocado, deben de revisar la temperatura de los agregado, se lleva un control de temperatura en lapsos de 15 minutos, se realizan muestreo con cilindros para pruebas de fracturas, así como también se chequea el tiempo de revolución, proceso de mezclado y punteo de agua, se debe curar la estructura entre 3 a 5 días.

Una vez terminado el proceso de construcción de la zapata se procede a realizar un chequeo de alineamiento y de espesores, todo esto con la cuadrilla topográfica, a su vez se marca el perímetro de desplante del estribo, para proceder a la colocación del acero de refuerzo conforme a las especificaciones del diseño, luego se realiza el encofrado, tomando en cuenta que la topografía haya marcado y chequeado niveles y alineación de esta actividad y así continuamente con el proceso del levantamiento del cuerpo del estribo. Luego se receptiona y se levanta un control de peso del acero de refuerzo colocado y recibido en Kg, contando cada varilla por diámetro, su peso es determinado mediante la tabla de diámetros, pesos, áreas y perímetros de acero de refuerzo.

Una vez realizada la recepción se procede a hacer el colado del concreto de la estructura respetando las especificaciones del diseño, tomando las mismas medida que el llenado de la zapata, cabe destacar que el laboratorio tomara muestras en cilindros para realizar prueba de fractura, según el método estándar de prueba de resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de concreto (Norma ASTM C39) y llevar un control de la resistencia conforme a la edad en 3, 7, 14, y 28 días, se procede al curado del cuerpo del estribo.

C. Diseño de Estructura

C.1. Peso Propio

Cargas muertas

Se considera el peso propio de la estructura, considerando una densidad de 25 KN/m³ para el concreto.

Las cargas muertas incluyen el pavimento, las barreras de seguridad, las barandas.

Los valores considerados se relacionan a continuación:

- Peso propio total del tablero **99.75** KN/m
- Superficie asfáltica **9.24** KN/m
- Barreras de seguridad (cada una) **5.00** KN/m
- Barandas peatonales (cada una) **2.50** KN/m

La sobrecarga aplicada al tablero designado como la HL -93, consiste en:

Camión de diseño.- es un vehículo de 325kN de peso, distribuido en tres pares de ejes (35kN + 145kN + 145kN), la distancia entre el primer y segundo eje es de 4.30m y la del segundo con el tercero varía entre 4.30m y 9.0m. La separación transversal de las ruedas se tomará como 1.80m. Se considerará el incremento dinámico.

Tándem de diseño.- consistirá en un par de ejes de 110kN con una separación de 1.20m, La separación transversal de las ruedas se tomará como 1.80m. Se considerará el incremento dinámico.

Carga de carril de diseño.- Consistirá en una carga distribuida de 9.30kN/m, uniformemente distribuido en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.0m. No se considerará el incremento dinámico.

La sobrecarga de superficie sobre rellenos de trasdós de alzados en estribos es tomada como 11.40kN/m².

Se considera un impacto de un vehículo contra la barrera de seguridad de 240kN actuando perpendicular a ella y aplicada a 0.81m de altura. Adicionalmente se considera una fuerza longitudinal distribuida de 80kN/m.

No se ha considerado el efecto sísmico en los tableros por tratarse de una estructura con apoyos simples; mientras que en los estribos si se ha considerado este efecto para el cálculo de topes sísmicos, estabilidad y diseño, empleándose la amplificación dinámica del empuje del relleno mediante el método pseudo-estático de Mononobe Okabe y las fuerzas inerciales del relleno y estribo.

C.2. Modelos de cálculo para el comportamiento longitudinal

El análisis para la obtención de los esfuerzos longitudinales del tablero se realiza sobre un modelo matricial de barras, con disposición tipo viga, que incluyen las excentricidades verticales para recoger la variación de la posición del centro de gravedad.

Las barras son de sección constante, adoptando la geometría teórica de la viga. Las características mecánicas de las secciones se corresponden con las secciones brutas. La longitud máxima de las barras es de **1.50m**.

Para las condiciones de borde se consideran restringidos los giros a torsión en estribos, quedando libre el giro de flexión en todos ellos.

El análisis efectuado es elástico y lineal, y se corrigen los efectos de la excentricidad de la sobrecarga mediante los coeficientes de reparto correspondientes, obtenidos de acuerdo a las indicaciones del AASHTO, distinguiendo los factores correspondientes al momento y al cortante.

El cálculo del refuerzo longitudinal y transversal se realiza de acuerdo al estado límite de resistencia I, verificándose el fisuramiento en el estado límite de servicio por control de tensiones en el refuerzo.

La flecha correspondiente a la sobrecarga es de **8.20mm**, equivalente a **L/1829** y la de las cargas permanentes a tiempo infinito es de **36.1mm** equivalente a **L/415**.

C.3. Modelo de cálculo del comportamiento transversal

El análisis del comportamiento transversal del tablero se realiza sobre un modelo matricial de barras; se opta, como es habitual, por el modelo realista más sencillo posible, facilitando el tratamiento numérico de resultados.

Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Las barras son de sección constante, adoptando la geometría teórica correspondiente en los extremos. Las características mecánicas de las secciones se corresponden con las secciones brutas.

Para las condiciones de apoyo se sitúan las coacciones verticales en su ubicación prevista en el diseño del puente, considerando empotrados los giros a torsión y liberados los de flexión.

Para el cálculo de las envolventes en los diferentes estados límites de resistencia y de servicio, los resultados de los esfuerzos de la sobrecarga (camión de diseño y tandem de diseño) son divididos de acuerdo al ancho de franja equivalentes estipulados en el AASHTO LRFD

C.4. Análisis de la Subestructura

C.4.1. Cálculo de acciones sobre la subestructura

El cálculo de las acciones sobre la subestructura se realiza a partir de las mediciones de las cargas verticales y horizontales.

Como resumen, se incluyen aquí las acciones y movimientos impuestos más representativos del comportamiento general.

	$\delta_{\text{Térmico}}$	$\delta_{\text{Reológico.}}$	δ_{Frenado}
Ap. apoyo en estribos	$\pm 1.6\text{mm}$	$- 2.9\text{ mm}$	$\pm 8.5\text{mm}$

	Permanentes	Sobrecarga	Frenado
Ap. apoyo en estribos	976.8kN	840.00kN	81.25 kN

C.4.2. Cálculo de apoyos

Se determinan las características de los aparatos de apoyo a partir de los movimientos y cargas determinados en el reparto de cargas a la subestructura.

Se recoge aquí un cuadro resumen de los resultados.

	Dimensiones	δ_{MAX}	θ_{MAX}	σ_{med}
Ap. apoyo en estribos	400x250x95(75) mm	12.9 mm	6.6 mrad	5.33 N/mm ² (v.ext) 5.40 N/mm ² (v.int)
Juntas en estribos	Neopreno compresible expandible tipo panal	12.9 mm -10.1 mm	-	-

Nota: el movimiento máximo en las juntas en estribos incluye la extensión más la Compresión máxima.

C.4.3.Cálculo de estribos

Los alzados son calculados para soportar los empujes de tierras y sobrecarga en trasdós, así como las fuerzas verticales y horizontales provenientes del tablero. Se consideran los coeficientes de empuje activo.

Se calculan como ménsulas empotradas en la cimentación. Se considera que las cargas se reparten uniformemente en todo el ancho del estribo. Se comprueban las tensiones en el terreno y la estabilidad (excentricidad máxima y deslizamiento) para los diferentes estados límites.

La tensión media transmita al terreno es de **225 KN/m²**, inferior a la tensión admisible de **300 KN/m²**; la tensión máxima en punta es de **285 KN/m²**, inferior al 125% de la tensión admisible.

En los aletones del estribo se analiza un comportamiento como placa biempotrada en el muro frontal y en la cimentación, para el empuje de tierras además de las sobrecargas en el trasdós señalados en este documento, estudiándose diversas secciones según la altura.

En los aletones desvinculados del estribo se asume un comportamiento en ménsula considerándose un empotramiento perfecto en zapata para el empuje de tierras en estado activo, estudiándose diversas secciones según la altura. El dimensionamiento de la zapata se realiza asumiendo un funcionamiento como zapata corrida. En estos casos, además, es preciso comprobar la seguridad del conjunto estructural al deslizamiento y vuelco

Descripción de los programas informáticos utilizados

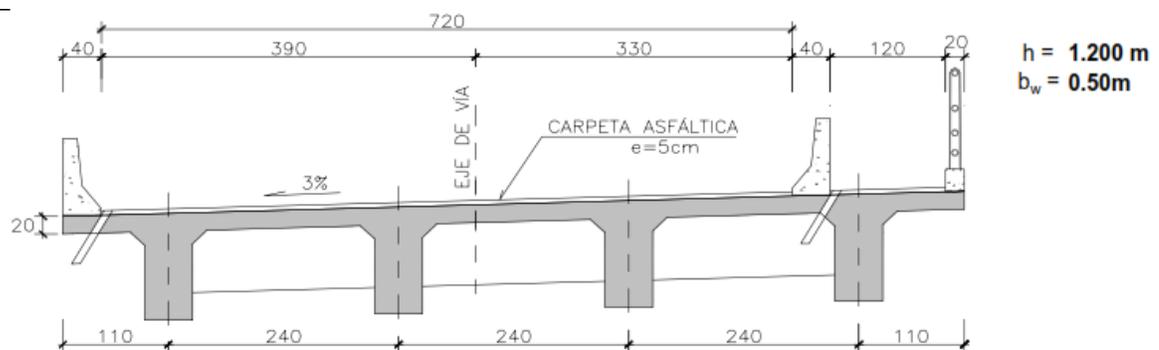
En todos los casos el tipo de análisis efectuado es estático y lineal. Para su resolución se hace uso de programas de ordenador u hojas de cálculo.

Los programas utilizados son:

- SAP2000 para el cálculo los aletones biempotrados, con consideración de elementos isoperimétricos tipo SHELLS.
- Programa STRESS (tipo matricial, para cualquier clase de estructura).
- Diversas hojas de cálculo y programas desarrollados por TYPASA-TEGEPSA para las aplicaciones específicas para las que se emplean.

Puente - s/n km 10+716 l = 15 m**C.5. Parámetros de diseño: $f_c = 28 \text{ MPa}$ L =****15.00m** **$f_y = 420 \text{ MPa}$ Sobrecarga HL 93**Ancho de calzada = **8.60 m** Superficie asfáltica **0.05 m**N^a de vigas = **6** espesor de la losa = **0.200 m**Espaciamiento entre ejes de vigas = **2.40 m** cartela = **0.15 m**Ancho de vereda = **0.40 m** Numero de diafragmas = **3**Número de vías = **2** peso baranda = **7.50 kN/m**Ángulo de esviaje = **20.0°**dist del eje de apoyo al extremo de viga = **0.25 m**

Sección transversal del puente



Figura#15-Sección Transversal del Puente-Edicro S.A. (2013).-Documentos Finales La Paz Centro- Malpaisillo- Puente Momotombo

Metrados de cargas

Ancho de calzada = 8.6 m

Vigas 49.00 kN/m

Cartelas 2.21 kN/m

Losa 46.06 kN/m

WD1 =97.27 kN/m

Baranda 15.00 kN/m

Vereda 0.00 kN/m

Asfalto 9.46 kN/m

 $W_{D2} = 15.00$ kN/mPeso de diafragma: **probando con 0.9m x 0.25m** $W_{DC} = 112.27$ kN/m $W_{DW} = 9.46$ KN/m

$$3 \times (2.4\text{m} - 0.5\text{m}) \times 0.7 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 24.5 \text{ KN/m}^3 = 24.44\text{K}$$

MomentosMomento por cargas permanentes en el centro de luz $MD = 3157.45$ KN.m

$$\text{Momento por efecto del diafragma } PL/4 = \frac{24.44\text{KN} \times 15.00\text{m}}{4} = 91.65\text{KN} \cdot \text{m}$$

El momento total DC es $MDC = 3249.10$ KN.m

Su valor por viga será entonces:

$M_{DC} =$	812.27 kN.m
$M_{DW} =$	66.52 kN.m

:

Momento por efecto de la Carga Viva

CAMION TANDEM TANDEM

Q =145.00 KN Q = 110.00 KN

P = 35.00 KN P = 110.00 KN

esp = 4.3 esp = 1.2

Scpaseo = 3.6 KN/m² WL =3.6x(2 x 0.4) = 2.88KN/m

WL = 2.88 KN/m

El momento máximo del camión es:

ML=843.22KNm (por efecto del camión)

ML=760.32KNm (por efecto del Tandem)

ML=261.56KNm (por efecto del carril)

Sobrecarga de Paseo ML=81.00KNm

Selección de factores de modificador de carga

	<u>Resistencia</u>	<u>Servicio</u>	<u>Fatiga</u>	
Ductilidad, η_D	0.95	1.00	1.00	[A 1.3.3]
Redundancia, η_R	0.95	1.00	1.00	[A 1.3.4]
Importancia, η_I	1.05	N/A	N/A	[A 1.3.5]
$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$	0.948	1.00	1.00	

Combinaciones de Carga

	DC	DW	LL	BR	CR+SH+TU	EQ
Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.75	0.5/1.2	-
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.75	1.75	0.5/1.2	-
Resistencia V	1.25	1.50	1.35	1.35	0.5/1.2	-
Resistencia Va	0.90	0.65	1.35	1.35	0.5/1.2	-
Evento Extremo I	1.00	1.00	0.50	0.50	-	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.0/1.2	-
Fatiga	-	-	0.75	-	-	-

Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Evaluación de efectos de la carga vehicular

Número de vías 2

Factor de Presencia Múltiple

Cálculo del factor de distribución de carga viva

<u>No de vías cargadas</u>	<u>m</u>
1	1.20
2	1.00
3	0.85

Incremento por carga dinámica

Componente IM (%)

Junta de tablero 75%

Estado límite fatiga y fractura 15%

Todos los demás Estados Límites 33%

Factor de distribución de carga para momento flector

Parámetro de rigidez longitudinal	K_g	1.31E+11	mm ⁴
Longitud del puente	L	15000	mm
Espesor de la losa	t_s	200	mm
Espaciamiento entre vigas	S	2400	mm

a) Viga interior

Un carril de diseño cargado mg M= 0.521

Dos o más carriles de diseño cargado mgM = 0.699 RIGE

brazo de palanca mg M= 0.875

mg M = 0.699

b) Viga exterior

Un carril de diseño (se realiza de acuerdo al criterio de brazo de palanca)

$$g=0.667$$

$$mg_M=0.667 \times 1.2=0.800$$

Dos o más líneas cargadas

$$d_e=700\text{mm}$$

$$g=0.666667$$

$$e=1.02$$

Use $e=1.02$

$$mg_M=0.713$$

(1.02×0.699)

$$g_R=0.825$$

(A 4.6.2.2d)

$$\mathbf{mg_M=0.825}$$

c) Efecto de esviamiento

$$S=2400.000$$

$$\Theta=20 \quad r_{skew} = 1 - C1(\tan\theta)^{1.5} \quad C1 = 0.25 \left(\frac{Kg}{Lts^2}\right)^{0.25} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.5}$$

$$C1=0.0000 \quad \text{si } \theta < 30^\circ \text{ use } C1 = 0$$

$$r_{skew}=1.000$$

Factor de distribución de carga para cortante

a) Viga interior

Un carril de diseño cargado $mg_v=0.676$ Dos o más carriles de diseño cargados $mg_v=0.816$ Brazo de palanca $mg_v=0.625$

0.875

 $mg_v=0.816$

b) Viga exterior

Un carril de diseño (se realiza de acuerdo al criterio de brazo de palanca)

 $g=0.667$ $mg_v=0.667 \times 1.2=0.800$

Dos o más líneas cargadas

 $g=0.667$ (regla de la palanca) $d_e=700\text{mm}$ $e=0.833$ $mg_v=0.68$ (0.833x0.816) **$mg_v=0.680$**

c) Efecto de esviamiento

 $\Theta=20.0^\circ$

$$r_{skew} = 1 + 0.2 \left(\frac{Lts^3}{Kg} \right) \tan\theta$$

rskew=1.071

Resumen: Factores de distribución de carga viva para el estado limite de resistencia

Estado Limite de resistencia I	Viga interior
Momento Flector	0.699 líneas
Cortante	0.816 líneas

Cálculo de Momento por carga viva

Por efecto del camión de diseño	843KN.m
Por efecto de Tandem	760.32KN.m
Por efecto de carril	261.56KN.m
Por efecto de sobrecarga de paseo	81.00KN.m

Carga vehicular

Para viga interior

$$ML + 1 = 0.699 \times 1 \times (843.223(1 + 0.33) + 261.563) = 967.305 \text{KN.m}$$

Para viga exterior

$$ML + 1 = 0.825 \times 1 \times (843.223(1 + 0.33) + 261.563) = 1141.016 \text{KN.m}$$

Carga peatonal

$$ML = 81/4 = 20.25 \text{KN.m}$$

Ancho del ala efectivo

El ancho del ala a compresión de la viga interior se evaluara como:

- 1) $\frac{1}{4}$ de la longitud del puente 3.75m
- 2) El ancho del alma +12 veces el espesor de la losa 2.90m
- 3) La separación promedio de las vigas adyacentes 2.40m

Usar $b=2.40\text{m}$

El ancho del ala a compresión de la viga exterior se puede tomar como el simiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor ente:

- 1) $\frac{1}{8}$ de la longitud del puente 1.88m

2) 6 veces el espesor de la losa, mas el semiespesor 1.45m

del alma o $\frac{1}{4}$ del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor

3) El ancho del vuelo 1.50m

Verificación del peralte de la viga por servicio

$$f_c = 0.4 \cdot f'_c = 11.2 \text{ MPa} \quad d = \sqrt{\frac{2M}{f_c \cdot k \cdot j \cdot b}}$$

$$f_s = 0.4 \cdot f'_y = 168.0 \text{ MPa}$$

$$\text{donde: } M = n(M_{DC} + M_{DW} + M_{L+I} + M_{L_{\text{Peatonal}}})$$

$$\text{En viga exterior} \quad M = 2040.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{En viga interior} \quad M = 1866.35 \text{ KN.m}$$

$$n = E_s / E_c = 8 \quad k = \frac{n}{(n + \frac{f_s}{f_c})} = 0.35$$

$$j = 1 - K/3 = 0.88$$

Luego

$$d_{\min} = 71.8 \text{ cm} < 106.7 \text{ cm}$$

El peralte de diseño es: 106.7cm

Diseño por Flexión

El momento de diseño con cargas factoradas es:

$$\text{Viga exterior} \quad \mu = 2983.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Viga interior} \quad \mu = 2695.49 \text{ KN.m}$$

Los elementos a flexión son diseñados teniendo presente los efectos de Momento factorados si hacemos equilibrio entre las secciones actuantes tenemos:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad (1) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (2)$$

Donde $\phi=0.9$

Viga exterior $a=5.8\text{cm}$ $A_s=76.07\text{cm}^2$

Viga interior $a=5.6\text{cm}$ $A_s=68.64\text{ cm}^2$

18 varillas 1'' [91.21cm²]

Armadura máxima [A5.7.3.1 A.A.S.HT.O]

Viga exterior $c=82.33\text{mm}$ $d_e=1031.88\text{mm}$ $c/d_e=0.080$ ok

Viga interior $c=78.90\text{mm}$ $d_e=1033.33\text{mm}$ $c/d_e=0.076$ ok

Se colocara acero en las caras laterales para prevenir las grietas, esta será aproximadamente 10% de A_s .
Principal

$$A_{sL} = 0.1 \times A_s = 7.7$$

Refuerzo mínimo

Momento de Agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_{tr} \times I_g}{c} \quad \text{donde} \quad f_{tr} = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad (\text{esfuerzo de tracción por flexión de concreto})$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 \quad (\text{Momento de inercia de la sección no agrietada})$$

Viga exterior		Viga interior
B	2300mm	2400mm
F_{tr}	3.34MPa	3.334MPa
I_g	1.2945E+11mm ⁴	1.3143E+11mm ⁴
C	787.500mm	793.878mm
M_{cr}	548.046KN.m	551.958KN.m
1.2 M_{cr}	657.655KN.m	662.350KN.m
$A_{s_{cr}}$	16.4cm ²	16.52cm ²

Tabla #10 Momento máximo

Momento Máximo cada decimo de luz en viga interior

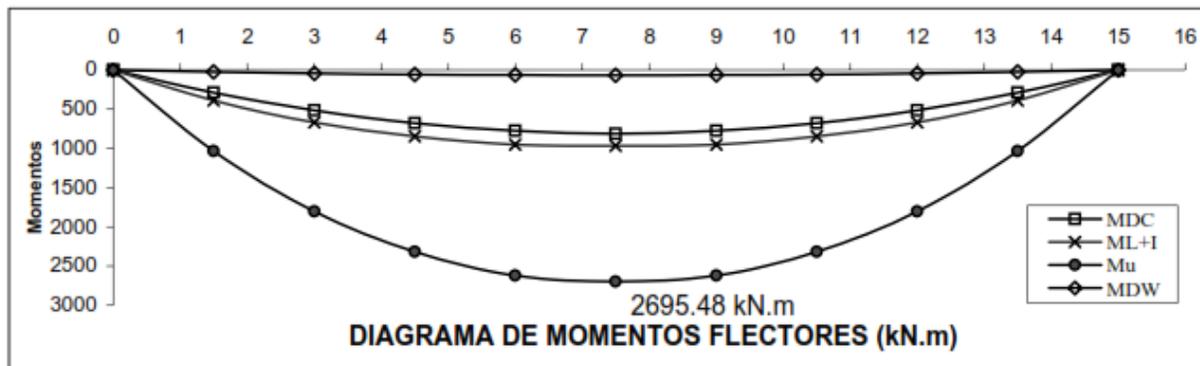
Momento Máximo cada décimo de luz en viga interior

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	1.50m	3.00m	4.50m	6.00m	7.50m
* M_{L+I}	388.0kN.m	670.6kN.m	848.0kN.m	950.4kN.m	967.3kN.m
** M_{L+I}	457.7kN.m	791.1kN.m	1000.3kN.m	1121.0kN.m	1141.0kN.m
$M_{L_{peatonal}}$	7.3kN.m	13.0kN.m	17.0kN.m	19.4kN.m	20.3kN.m
M_{DC}	288.8kN.m	514.4kN.m	676.8kN.m	776.1kN.m	812.3kN.m
M_{Dw}	23.9kN.m	42.6kN.m	55.9kN.m	63.9kN.m	66.5kN.m
* M_u	1032.0kN.m	1804.1kN.m	2316.5kN.m	2619.4kN.m	2695.5kN.m
** M_u	1147.6kN.m	2003.9kN.m	2569.1kN.m	2902.6kN.m	2983.7kN.m
* Refuerzo	25.82 cm ²	45.45 cm ²	58.63 cm ²	66.48 cm ²	68.45 cm ²
** Refuerzo	28.75 cm ²	50.61 cm ²	65.24 cm ²	73.94 cm ²	76.07 cm ²
Asmin	16.52 cm ²				

* Viga interior

** Viga exterior

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo



Figura#16-Diagrama-Momento Flectores- Edicro S.A. (2013).-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Diseño por Fuerza Cortante

Fuerza cortante por efecto de camión

$$V_{L_camión} = 263.37 \text{ KN}$$

$$V_{L_camión+I} = 350.28 \text{ KN}$$

Fuerza cortante por efecto del Tandem

$$V_{L_Tandem} = 211.20 \text{ KN}$$

$$V_{L_Tandem+I} = 280.90 \text{ KN}$$

Fuerza cortante por efecto de carril

$$V_{L_Carril} = 69.75$$

Fuerza cortante por efecto de carga vehicular $V_{L_Carril} = m g_v * I * S_{kew} (V_{L_camion+I} \text{ o } V_{L_Tandem+I} + V_{L_carril})$

Viga interior $V_L = 367.24 \text{ KN}$

Viga exterior $V_L = 371.13 \text{ KN}$

Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Fuerza cortante por efecto de la carga peatonal $V_{L_peatonal} = 5.40 \text{ KN}$ (cortante por viga)

Fuerza cortante por efecto de la carga distribuida permanente

$$W_{DC1}=112.26503016/4\text{vigas}=28.0 \quad V_{DC1}=210.50\text{KN}$$

Fuerza cortante por efecto de la superficie asfáltica

$$W_{Dw}= 9.46/4\text{vigas}=2.374 \quad V_{Dw}=17.74$$

La fuerza por corte por efecto del peso de los diagramas es:

$$V_{DC2}=3.05\text{KN}$$

El cortante máximo factorado es:

Viga interior

$$V_u=0.948x (1.25x (210.497+3.05484375))+1.5x17.738+1.75x(5.4+367.238))=896.49\text{KN}$$

Viga exterior

$$V_u=0.948x (1.25x (210.497+3.05484375))+1.5x17.738+1.75x(5.4+371.126))=902.94\text{KN}$$

El cortante permisible es:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c \cdot b_v \cdot d_v} \quad \phi=0.9 \text{ [Reglamento ACI 318-12, se usa para vigas 0.85]}$$

El espaciamiento de los estribos será:

$$\phi_{\text{estribo}}=1/2 \quad AV=2.54$$

Tabla#11 Fuerza cortante

Fuerza Cortante cada decimo de luz

Fuerza Cortante cada décimo de luz

	0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	
	0.00m	1.50m	3.00m	4.50m	6.00m	7.50m	
V_L CAMION	263.37 kN	230.87 kN	198.37 kN	165.87 kN	133.37 kN	103.43 kN	[por carril]
V_L TANDEM	211.20 kN	189.20 kN	167.20 kN	145.20 kN	123.20 kN	101.20 kN	[por carril]
V_L CARRIL	69.75 kN	56.50 kN	44.64 kN	34.18 kN	25.11 kN	17.44 kN	[por carril]
V_L PEATONAL	5.40 kN	4.37 kN	3.46 kN	2.65 kN	1.94 kN	1.35 kN	[por viga]
V_{Dc}	213.55 kN	171.45 kN	129.35 kN	87.25 kN	45.15 kN	0.00 kN	[por viga]
V_{Dw}	17.74 kN	14.19 kN	10.64 kN	7.10 kN	3.55 kN	0.00 kN	[por viga]

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#12 Diseño en viga interior

Momentos y Cortante en cada decimo de luz

Diseño en viga interior

	0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	0.00m	1.50m	3.00m	4.50m	6.00m	7.50m
M_u	0.0kN.m	1032.0kN.m	1804.1kN.m	2316.5kN.m	2619.4kN.m	2695.5kN.m
V_u	896.49 kN	757.93 kN	621.58 kN	487.43 kN	355.48 kN	227.07 kN
a	12.7 mm	22.1 mm	38.8 mm	50.1 mm	56.7 mm	58.4 mm
d_v	1054.2 mm	1044.8 mm	1028.1 mm	1016.8 mm	1010.2 mm	1008.5 mm
v	1.89 MPa	1.61 MPa	1.34 MPa	1.07 MPa	0.78 MPa	0.50 MPa
v/f_c	0.067	0.058	0.048	0.038	0.028	0.018
$\epsilon_x * 1000$	0.920	1.454	1.197	1.112	1.066	1.032
θ	36.40 °	36.40 °	36.40 °	36.40 °	36.40 °	36.40 °
β	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23
V_c	516.26 kN	511.66 kN	503.45 kN	497.95 kN	494.68 kN	493.88 kN
V_s	479.84 kN	330.49 kN	187.20 kN	43.64 kN	0.00 kN	0.00 kN
espaciam	318 mm	457 mm	795 mm	3372 mm	-	-
mínima armad	485.8 cm	485.8 cm	485.8 cm	485.8 cm	485.8 cm	485.8 cm

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Diseño de viga Diafragma

Se considera una viga rectangular de: $b=25.0\text{cm}$ $h=90\text{cm}$

El momento de diseño se evaluara suponiendo que se considerara que se comporta como una viga simple apoyada en las vigas longitudinales.

Por lo tanto el momento será:

$$ML = \frac{P \times S}{8} \quad \text{donde: } S = \text{espaciamiento entre vigas longitudinales}$$

$$S = 2.40\text{m} \quad P = 145\text{KN}$$

$$ML = \frac{145\text{KN} \times 2.4}{8} = 43.5\text{KN} \cdot \text{m}$$

El factor de amplificación dinámico considerar 33%

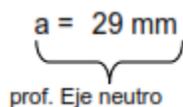
$$M_{L+I} = 57.9\text{KN} \cdot \text{m}$$

El momento por efecto de cargas permanentes se evaluara como $1/10 W_d \cdot S^2$

$$\text{Donde } W_d = 5.51\text{KN/m} \quad M_d = 3.2\text{KN} \cdot \text{m}$$

El momento factorado es:

$$M_u = 1.25 \times 3.18 + 1.75 \times 57.86 = 129.70\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$a = 29 \text{ mm}$$


$$A_s = 4.16\text{cm}^2$$

Evaluación de las Dimensiones y Espesor de la plancha de Neopreno

Viga Interior Puente tipo viga: Viga losa C°A°

Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#13 Datos de Neopreno

Reacciones por efecto de cargas y momentos

Longitud del puente	15.0m
Reacción por efecto de cargas muertas (R_D)	249.25KN
Reacción por efecto de sobrecarga (R_L)	291.20KN (no incluye impacto)
Cargas por peso propio	$W_{DI}=30.55\text{KN/m}$
Cargas por peso muerto	$W_{DI}=0.00\text{KN/m}$
Momento de inercia sección compuesta	$I_C=6462406.72\text{cm}^4$
Momento de inercia sección no compuesta	$I_s=6462406.72\text{cm}^4$
Modulo de elasticidad	$E=26752\text{MPa}$
Coefficiente de retracción + fluencia	$\xi=0.0003819$

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#14 Datos de Neopreno

Dureza y Modulo de corte elastómero

Dureza	Modulo de corte elastómero(Mpa)			
	G mim	G prom	G max	K
60	0.9	1.14	1.38	0.6

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Creep=35%

Variación de temperatura=20°C

$\alpha=1.08E-05$

1/°C

Esfuerzo de fluencia de la plancha de refuerzo $f_y=36\text{Ksi}$

$Q=24465\text{N}$

Angulo de rotación por cargas permanentes=0.003570rad

$P=101335\text{N}$

Angulo de rotación por sobrecarga=0.003009rad

espaciamiento de cargas=4300mm

Desplazamiento horizontal por sismo=3.26cm

$L=1500\text{mm}$

Numero interior de laminas elementales del elastómero=1.50cm

$I_s=64624067200$ Viga I

Espesor de un zuncho intermedio (placa)=0.40cm

$I=64624067200$ sección compuesta

3n

Reacción Total (R_T)=540.45KN

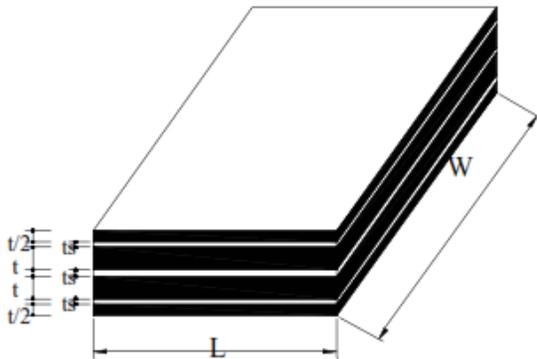
$E=26752\text{MPa}$

Longitud del Puente=15.0m

$W_{D1}=30.55\text{N/mm}$

$W_{D2}=0.00\text{N/mm}$

$$\theta = \frac{WD1L^3}{24EIs} + \frac{WD2L^3}{24EI}$$



Área de neopreno

Área requerida de Neopreno

Tomando en cuenta que $\sigma_{ct} < 11 \text{MPa}$ 1.1KN/cm AASHTO (14.7.5.3.2-1)

$$A = \frac{RT}{\sigma_{ct}} = \frac{540.45 \text{KN}}{1.1} = 491.3 \text{cm}^3$$

Usar $W=40.0 \text{cm}$, $L=25.0 \text{cm}$, $A=1000.00 \text{cm}^2$

Esfuerzo de compresión promedio causado por la carga muerta y viva sin incluir el impacto

$$A = \frac{RT}{\sigma_{ct}} = \frac{540450}{100000} = 5.40 \text{MPa}$$

Condición de diseño:

$$\sigma_s \leq 1.66G.S \leq 11.0 \text{MPa}$$

$$\sigma_L \leq 0.66G.S$$

(Se usa el valor mínimo de G)

$$S \geq 4.90$$

Espesor de una capa de neopreno

$$h_{ri} \leq \frac{L.W}{2S(L+W)} = \frac{25.0 \times 40.0}{2 \times 4.90 \times (25.0 + 40.0)} = 1.57 \text{cm}$$

Usar $h_{ri}=1.50 \text{cm}$

Factor de forma (corrección de factor de forma)

$$S = \frac{L.W}{2h_{ri}(L+W)} = \frac{25.0 \times 40.0}{2 \times 1.50 \times (25.0 + 40.0)} = 5.128$$

Determinación de Esfuerzos

Esfuerzo de compresión por efectos de cargas permanentes y sobrecarga

$$\sigma_s \leq 1.66G.S \leq 11.0 \text{MPa} \quad 5.40 \text{MPa} \leq 1.66 \times 0.9 \times 5.128 = 7.66 \text{MPa}$$

$$5.40 \text{MPa} \leq 7.66 \text{MPa} \quad \text{ok}$$

Esfuerzo a compresión por efecto de sobrecarga

$$\sigma_L \leq 0.66G.S \quad 2.91 \leq 0.66 \times 0.9 \times 5.128 = 3.05 \text{MPa}$$

$$2.91 \text{MPa} < 3.05 \text{MPa} \quad \text{ok}$$

Espesor de neopreno

El movimiento horizontal de la superestructura del puente, Δh será tomada como la máxima deformación posible causada por el flujo plástico, contracción y postensionamiento, combinado con los efectos térmicos.

Desplazamientos:

Por efecto de la temperatura

$$\Delta L_1 = \alpha \times \Delta T (0.5 \times \text{luz}_{\text{pte}})$$

$$\Delta L_1 = 0.0000108 \times 20 \times 0.5 \times 1500 = 0.16 \text{cm}$$

Por flujo plástico del concreto

$$\Delta L_2 = 0.0003819 \times 0.5 \times 1500$$

$$\Delta L_2 = 0.29 \text{cm}$$

Por efecto sísmico

$$\Delta L_3 = 0.26 \text{cm}$$

Por frenado

Desplazamiento (u_1): $\Delta h = 1.29 \text{cm}$

Espesor mínimo del neopreno

El espesor mínimo del neopreno será dos veces el desplazamiento total AASHTO [A 14.7.5.3.4-1]

$$h_{rt} = 2\Delta L = 2 \times 1.29 \text{cm} = 2.59 \text{cm} (\text{espesor total})$$

$$h_{ri} = 1.50 \text{cm} (\text{espesor de una capa de neopreno})$$

de capas interiores = 4

Use $h_{rt} = 7.50 \text{cm}$

Deflexión instantánea a compresión

La deflexión instantánea $\delta = \sum \epsilon_j h_i$ AASHTO [A14.7.5.33.1]

Donde

ϵ_j = deformación a compresión instantánea de la capa de neopreno ith

h_i = espesor de la capa de neopreno (mm)

Tabla#15 Factor de Forma

Factor de forma grado 60

Esfuerzo de compresión	Factor de Forma grado 60						
	3	4	5	6	9	12	5.128
0.00 MPa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00 MPa	3.96	2.79	2.09	1.58	1.36	1.28	2.03
4.00 MPa	6.99	4.97	3.71	2.88	2.46	2.24	3.60
6.00 MPa	7.00	6.78	5.15	3.95	3.45	3.13	5.00
8.00 MPa	7.00	7.00	6.37	4.98	4.35	3.86	6.19
10.00 MPa	7.00	7.00	7.00	5.83	5.20	4.55	6.85

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

$$\sigma_s = 5.40 \text{ MPa} \rightarrow \epsilon = 4.58\%$$

$$\delta = 75 \times 0.0458 = 3.435 \text{ mm}$$

Capacidad de rotación del apoyo

$$\theta_{\max} = \frac{2\delta}{L}$$

$$\theta_{\max} = \frac{2 \times 3.435}{250} = 0.0274822$$

$$\theta_s = 0.003562 * (1 + 0.35) + 0.003009 \pm 0.005 = 0.01282 \text{ rad}$$

(rot. por cargas permanentes incluye crrep)
incertidumbre)

(rot. por sobrecarga)

(Rotación por

Cumple con la condición de giro máximo

Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Combinación de rotación y compresión

Condición de no levantamiento

$$\sigma_s > \sigma_{up\ min} = 1.0G \cdot S \left(\frac{\theta_s}{n}\right) \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2 \quad \text{AASHTO [A 14.7.5.3.5-1]}$$

$\theta_s = 0.01282$ rad rotación de diseño

$n = 5$ numero de capas

$B = 250$ mm longitud en dirección de corrección

$G = 1.14$ MPa modulo de corte promedio $\sigma_s = 5.33$ MPa

$h_{ri} = 15$ mm $S = 5.128$ factor de forma

$\sigma_{up\ min} = 4.1629$

Condición que limita la excesiva compresión

$$\sigma_s < \sigma_{c\ max} = 1.875G \cdot S \left(1 - 0.20\left(\frac{\theta_s}{n}\right)\left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right) \quad \text{AASHTO [A 14.7.5.3.5-2]}$$

$G = 0.9$ MPa modulo de corte mínimo

$\sigma_{c\ max} = 7.4214$ $\sigma_s = 5.33$ MPa

Estabilidad

Con la finalidad de prevenir inestabilidad límite de servicio, el esfuerzo promedio a compresión, se limita a un medio de los esfuerzos predichos por pandeo.

$$\sigma_s \leq \sigma_{cr} = \frac{G \cdot S}{2A - B}$$

$$A = \frac{1.92 \frac{h_n}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2.0L}{W}}} \quad B = \frac{2.67}{(S + 2.0) * \left(1 + \frac{L}{4.0W}\right)} \quad h_n = 75 \text{ mm}$$

$$A = 0.384 \quad B = 0.324$$

$\sigma_{cr} = 10.39$ MPa el esfuerzo critico es mayor que el esfuerzo actuante (5.40 Mpa)

Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Placas de refuerzo

El espesor de las placas de refuerzo deberá satisfacer: AASHTO (artículo 14.7.5.3.7)

i) Para el estado limite de servicio

$$h_s \geq \frac{3 \cdot h_{\max} \sigma_s}{F_y}$$

h_{\max} =15mm máximo espesor de una placa de neopreno

F_y =250MPa (esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo)

$h_s > 1.0\text{mm}$

ii) Para el estado limite de fatiga

$$h_s \geq \frac{2.0 h_{\max} \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

[AASHTO -A 14.7.5.3.7-2]

Tabla#16 Pares de valores de neopreno y refuerzo

pares de valores de neopreno y refuerzo	
t (mm)	ts(mm)
8	2
10	3
12	3
15	4
18	4
20	4

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Donde: $\sigma_L=2.94\text{MPa}$

$$\Delta F_{TH}=165.00\text{MPa}$$

$h_s > 0.5\text{mm}$

USE $h_s=4.0\text{mm}$

(Esfuerzo a compresión por Efecto a sobrecarga para categoría A)

Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Espesor total del neopreno 95

W 400mm

L250mm

4 capas de neopreno e=15mm y 2 capas de neopreno e=8mm

5 placas interm.de acero e=4mm

Espesor total=95mm

Espesor neto=75mm

u1=1.29cm (desplazamiento horizontal por dilatación y creep del concreto)

u2=3.26cm (desplazamiento horizontal por sismo)

Diseño de la losa:

Calidad del concreto a los 28 días f_c 28MPa

Peso específico del concreto $\gamma_c=25\text{KN/m}^3$

Peso específico del asfalto $\gamma_a=22\text{KN/m}^3$

Espesor de la vereda $e_{\text{vereda}}=0\text{m}$

Ancho de la vereda $a_{\text{vereda}}0.4\text{m}$

Esfuerzo de fluencia de armadura pasiva $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$

Separación de los elementos de apoyo $S=2.4\text{m}$

Distancia entre la carga de rueda extrema al eje de la viga exterior $X_1=0.40$ $X_2=0.30$

Espesor del asfalto $e_{\text{asfalto}}=0.12$

Ancho de la calzada $w_{\text{roadway}}=8.60\text{m}$

Carga viva peatonal $S_{\text{peat}}=3.6\text{KN/m}^2$

Espesor mínimo de la losa (según AASHTO 2.5.2.6.3)

$$h_{\text{losa}} := \max\left(165\text{mm}, \frac{S + 3000\text{mm}}{30}\right)$$

$h_{losa}=0.18\text{m}$

Espesor de losa $e_{Los\grave{a}}=20\text{cm}$

Medición de Cargas

Peso Propio $W_{pp} = \gamma_c \cdot e_{Los\grave{a}} \cdot 1\text{m}$ $W_{pp} = 5.00\text{KN/m}$

Peso de la vereda $W_{pv} = \gamma_c \cdot a_{vereda} \cdot e_{vereda}$ $W_{pv} = 0\text{KN/m}$

Peso asfalto $W_{asfalto} = \gamma_a \cdot e_{asfalto} \cdot 1\text{m}$ $W_{pv} = 2.64\text{KN/m}$

Peso SC peatonal $W_{sc_{peat}} = \gamma_{sc_{peat}} \cdot a_{vereda}$ $W_{sc_{peat}} = 1.44\text{KN/m}$

Peso baranda protección $W_{baranda} = 5\text{KN/m}$

Peso baranda peatonal $W_{imposta} = 2.5\text{KN/m}$

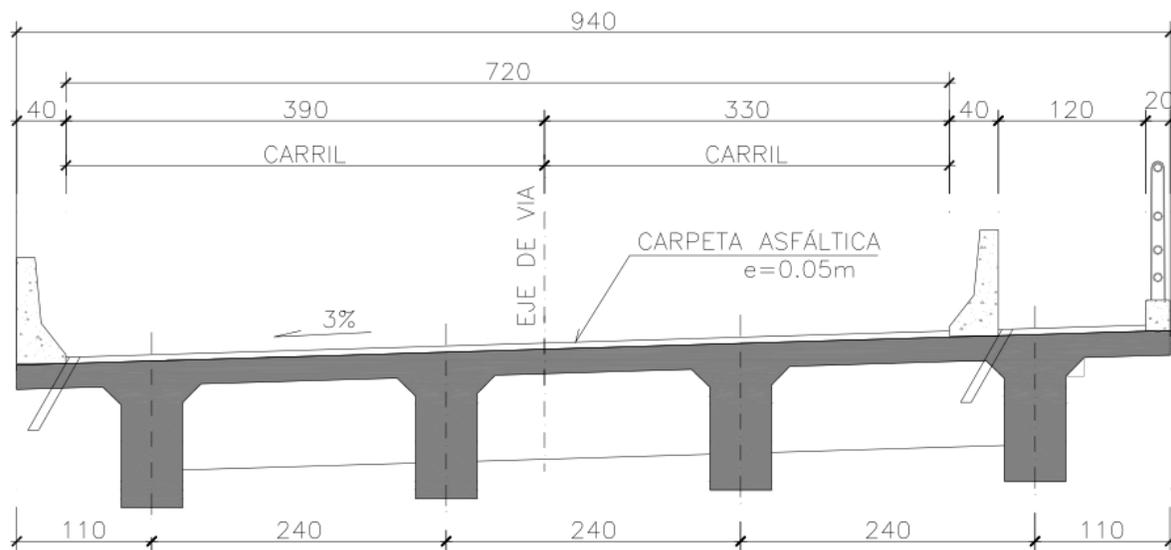
Colisión en la baranda:

Momento horizontal transmitido al tablero:

$$M_c := R_w \cdot \frac{H}{(L_c + 2 \cdot H)} \quad M_c = 48.634 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Fuerza axial transmitida al tablero:

$$T := \frac{R_w}{(L_c + 2 \cdot H)} \quad T = 56.551 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



CALCULO DEL REZUERZO EN LA LOSA DE CONCRETO

Evaluación de los anchos de las franjas equivalentes

Se calculara de acuerdo a lo indicado en el artículo 4.6.2.1.3 del AASHTO

FRANJA EFECTIVA

Para momento negativo $\text{Franja}_{\text{neg}} = 1220\text{mm} + 0.25.S$

$$\text{Franja}_{\text{neg}} = 1.82\text{m}$$

Impacto=33%

Para momento positivo $\text{Franja}_{\text{pos}} = 660\text{mm} + 0.55.S$

$$\text{Franja}_{\text{pos}} = 1.98\text{m}$$

Para Voladizo $\text{Franja}_{\text{voladizo}} = 1140\text{mm} + 0.833X1$

$$\text{Franja}_{\text{voladizo}} = 1.473\text{m}$$

Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tramo de Volado	M(+) Tramo vanos laterales	M(-) Tramo eje apoyo intermedio
$M_{LV} := 26.71 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$M_{LV1} := 38.48 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$M_{Lp} := 29.28 \text{ m}\cdot\text{kN}$
$M_{SCUV} := 0.0 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$M_{SCU1} := 4.34 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$M_{SCUp} := 2.75 \text{ m}\cdot\text{kN}$
$M_{DCV} := 6.80 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$M_{DCv1} := 2.27 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$M_{DCp} := 0.0 \text{ m}\cdot\text{kN}$
$M_{DWV} := 0.264 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$M_{DWv1} := 0.816 \text{ m}\cdot\text{kN}$	$M_{DWp} := 0.864 \text{ m}\cdot\text{kN}$
$M_{CTV} := 47.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$		

Estado Límite de resistencia

$$\eta_D := 0.95 \quad \eta_R := 0.95 \quad \eta_L := 1.05$$

$$\eta_{\text{resist}} := \begin{cases} \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_L & \text{if } \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_L > 0.95 \\ 0.95 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\eta_{\text{resist}} = 0.95$$

Nota: No consideraremos el efecto de la carga de carril de acuerdo a lo indicado por el AASHTO

$$M_{SCUV} := 0 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

$$M_{SCU1} := 0 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

$$M_{SCUp} := 0 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

Diseño de la losa:

$$h_{\text{losa}} = e_{\text{Losa}} \quad h_{\text{losa}} = 0.20 \text{ m}$$

Refuerzo mínimo:

El acero mínimo será el correspondiente al necesario para resistir 1.2 veces el momento de agrietamiento

$$f_T := 0.63 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{MPa} \quad f_T = 3.334 \text{ MPa} \quad b := 1 \text{ m}$$

$$I_{cr} := \frac{b \cdot h_{\text{losa}}^3}{12} \quad M_{cr} := \frac{f_T \cdot I_{cr}}{0.5 \cdot h_{\text{losa}}} \quad M_{cr} = 22.2 \text{ m}\cdot\text{kN} \quad \phi := 0.9$$

$$M_{\text{min}} := 1.2 \cdot M_{cr} \quad M_{\text{min}} = 26.7 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

Para el refuerzo negativo: $\phi_{neg} = \frac{5}{8} \cdot in$

$$d_n := h_{losa} - \frac{\phi_{neg}}{2} - 5.0cm \quad d_n = 0.142 \text{ m}$$

$$a_n := d_n - \sqrt{d_n^2 - 2 \cdot \frac{M_{min}}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}} \quad a_n = 0.905 \text{ cm}$$

$$A_{smin_n} := \frac{M_{min}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d_n - \frac{a_n}{2} \right)} \quad A_{smin_n} = 5.2 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo positivo: $\phi_{pos} = \frac{5}{8} \cdot in$

$$d_p := h_{losa} - \frac{\phi_{pos}}{2} - 2.5 \cdot cm \quad d_p = 0.167 \text{ m}$$

$$a_p := d_p - \sqrt{d_p^2 - 2 \cdot \frac{M_{min}}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}} \quad a_p = 0.763 \text{ cm}$$

$$A_{smin_p} := \frac{M_{min}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d_p - \frac{a_p}{2} \right)} \quad A_{smin_p} = 4.4 \text{ cm}^2$$

Refuerzo negativo

a) En la zona del voladizo

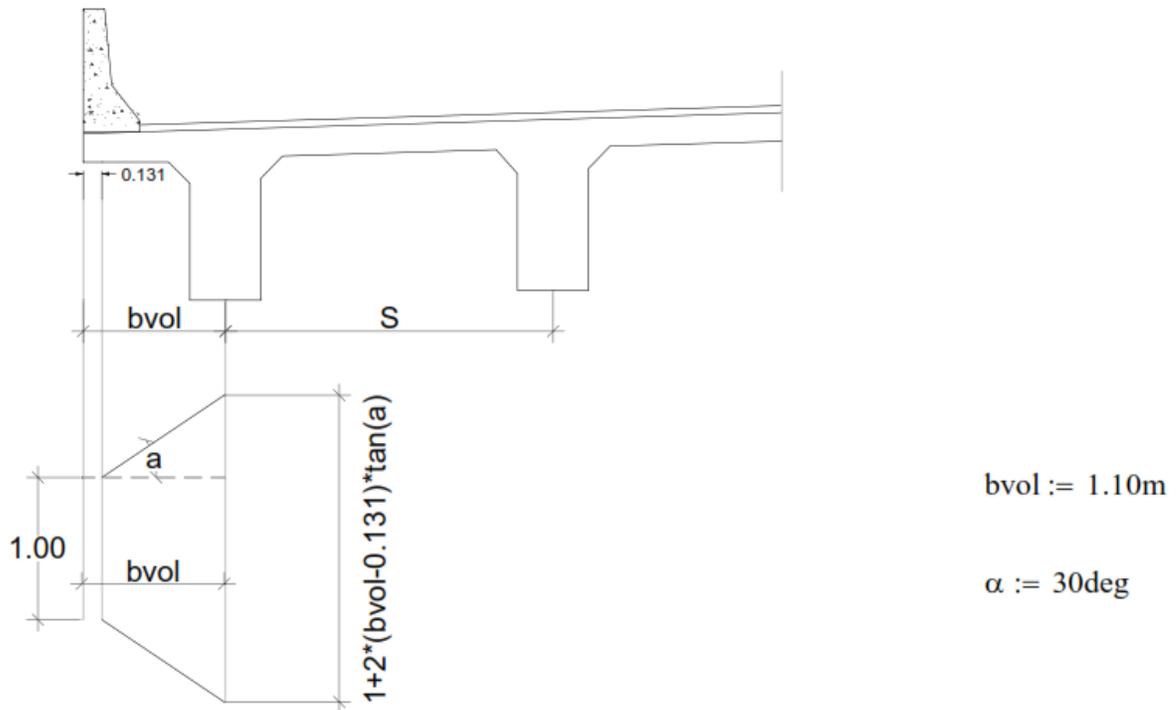
Estado limite de resistencia I

$$M_{u_{VI}} := \eta_{resist} \left[1.75 \cdot \frac{M_{LV} \cdot 1m}{\text{Franja}_{volado}} \cdot (1 + \text{Impacto}) + 1.75 \cdot M_{SCUV} + 1.25 \cdot M_{DCV} + 1.50 \cdot M_{DWV} \right]$$

$$M_{u_{VI}} = 48.54 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Evento extremo 2

El momento debido a la colisión se distribuye en un ancho igual a:



$$Mu_{vII} := \eta_{resist} \left[\begin{array}{l} 1.25 \cdot M_{DCv} + 1.5 \cdot M_{DWv} + 1 \cdot \frac{M_{CTv}}{[1 + 2 \cdot \tan(\alpha) \cdot (b_{vol} - 0.131)]} \dots \\ + 0.5 \cdot \frac{M_{Lv} \cdot 1\text{m}}{\text{Franja}_{volado}} \cdot (1 + \text{Impacto}) + 0.5 \cdot M_{SCUv} \end{array} \right]$$

$$Mu_{vII} = 41.193 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$d := d_n$$

$$Mu_v := \max(Mu_{vI}, Mu_{vII})$$

$$d = 0.142 \text{ m}$$

$$Mu_v = 48.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi := \begin{cases} 0.9 & \text{if } Mu_v = Mu_{vI} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{Mu_v}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}} \quad a = 1.577 \text{ cm}$$

$$As_v := \frac{Mu_v}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad As_v = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$As := \max(As_v, As_{min_n}) \quad As = 9.803 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{\phi_1 = \frac{5}{8} \text{ in}} \quad s := \frac{A(\phi_1) \cdot 1 \text{ m}}{As}$$

$$\phi_1 := \phi_{neg}$$

$$s = 0.202 \text{ m}$$

USE ϕ 5/8 A 20 acero negativo

$$As_{negv} := \frac{A(\phi_1)}{0.20} \quad As_{negv} = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$M_{nv} := As_{negv} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad M_{nv} = 54.45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

b) En la zona de apoyo central

$$Mu_n := \eta_{\text{resist}} \left[1.75 \cdot \frac{M_{Lp} \cdot 1\text{m}}{\text{Franja}_{\text{neg}}} \cdot (1 + \text{Impacto}) + 1.75M_{\text{SCUp}} + 1.25M_{\text{DCp}} + 1.50 \cdot M_{\text{DWp}} \right]$$

$$Mu_n = 36.804 \text{ m}\cdot\text{kN} \quad \phi := 0.9$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{Mu_n}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}} \quad a = 1.266 \text{ cm}$$

$$As_n := \frac{Mu_n}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad As_n = 7.3 \text{ cm}^2$$

$$As := \max(As_n, As_{\text{min}_n}) \quad As = 7.315 \text{ cm}^2$$

$$\phi_2 := \frac{5}{8} \text{ in} \quad s := \frac{A(\phi_2) \cdot 1\text{m}}{(As)} \quad s = 0.202 \text{ m}$$

USE ϕ 5/8 A 20 acero negativo

$$As_{\text{neg}} := \frac{1 \cdot A(\phi_2)}{0.20} \quad As_{\text{neg}} = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$M_{n_{\text{neg}}} := As_{\text{neg}} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad M_{n_{\text{neg}}} = 55.328 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Refuerzo positivo

$$M_{u_{\text{pos}}} := \eta_{\text{resist}} \left[1.75 \cdot \frac{M_{L_{V1}} \cdot 1 \text{ m}}{\text{Franja}_{\text{pos}}} \cdot (1 + \text{Impacto}) + 1.75 \cdot M_{\text{SCU1}} + 1.25 M_{\text{DCV1}} + 1.50 \cdot M_{\text{DWV1}} \right]$$

$$M_{u_{\text{pos}}} = 46.83 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad d := d_p \quad d = 0.167 \text{ m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{u_{\text{pos}}}}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}} \quad a = 1.364 \text{ cm}$$

$$A_{s_{V1}} := \frac{M_{u_{\text{pos}}}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad A_{s_{V1}} = 7.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \max(A_{s_{V1}}, A_{s_{\text{min}_p}}) \quad A_s = 7.884 \text{ cm}^2$$

$$\phi_3 := \frac{5}{8} \text{ in} \quad s := \frac{A(\phi_3) \cdot 1 \text{ m}}{(A_s)} \quad s = 0.271 \text{ m}$$

USE ϕ 5/8" A 20 acero positivo

$$A_{s_{\text{pos}}} := \frac{1 \cdot A(\phi_3)}{0.2} \quad A_{s_{\text{pos}}} = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$M_{n_{\text{pos}}} := A_{s_{\text{pos}}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_{n_{\text{pos}}} = 65.318 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La colisión de un vehículo con la barrera, transmite al tablero una fuerza de tracción, por ello se debe verificar la condición de interacción.

$$T = 56.551 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza de tracción transmitida de la barrera New Jersey al tablero.}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1.0$$

$$P_u := T \times 1\text{m}$$

$$P_u = 56.551\text{ kN} \quad \phi_{\text{extremo}} := 1$$

$$A_{s_tot} := A_{s_pos} + \max(A_{s_negv}, A_{s_neg}) \quad A_{s_tot} = 19.793\text{ cm}^2$$

$$P_n := A_{s_tot} \cdot f_y \quad P_n = 831.3\text{ kN}$$

$$\phi M_n := \phi_{\text{extremo}} \cdot \max(M_{nv}, M_{n_neg}, M_{n_pos})$$

$$M_{\text{resistente}} := \phi M_n \cdot \left(1 - \frac{P_u}{\phi_{\text{extremo}} \cdot P_n} \right) \quad M_{\text{resistente}} = 60.874\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Máximo momento ultimo evaluado en el tablero:

$$M_u := \max(M_{uv}, M_{un}, M_{upos}) \quad M_u = 48.54\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Nota = "Se cumple la condición de Interacción"

Estado limite de servicio

Momento negativo en el voladizo

$$\eta_D := 1.0 \quad \eta_R := 1.0 \quad \eta_L := 1.0$$

$$\eta_{\text{serv}} := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_L \quad \eta_{\text{serv}} = 1$$

$$M_{sv} := \eta_{\text{serv}} \cdot \left[\frac{M_{Lv} \cdot 1\text{m}}{\text{Franja}_{\text{volado}}} \cdot (1 + \text{Impacto}) + 1 \cdot M_{SCUv} + 1 \cdot M_{DCv} + 1 \cdot M_{DWv} \right]$$

$$M_{sv} = 31.178\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$d := d_n \quad d = 0.142\text{ m} \quad b = 1\text{ m}$$

El espaciamiento entre armaduras es de 20cm > 16cm no se cumple

Como la zona de momento negativo en el voladizo se va fisurar con la armadura de diseño; se incrementa los bastones en esa parte, para lo cual se vuelve a verificar el agrietamiento

$$A_s := A_{s_negv} + \frac{A\left(\frac{1}{2} \text{ in}\right)}{0.40}$$

$$A_s = 13.064 \text{ cm}^2$$

$$dc = 0.05 \text{ m} \quad h_{losa} = 0.2 \text{ m} \quad f_{s_act} = 187.245 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 0.75$$

$$\beta_s := 1 + \frac{dc}{0.7 \cdot (h_{losa} - dc)} \quad \beta_s = 1.476 \quad \beta_s \cdot f_{s_act} = 276.409 \text{ MPa}$$

$$s := \left(123000 \cdot \frac{\gamma_c \cdot \text{MPa}}{\beta_s \cdot f_{s_act}} - 2 \cdot dc \cdot \frac{1000}{1 \cdot \text{m}} \right) \cdot 1 \text{ mm} \quad s = 0.234 \text{ m}$$

El espaciamiento entre armaduras es de 20cm < 24cm ok

En el voladizo use: $\phi 5/8 A 20 + \phi 1/2 A 40$

Momento positivo en el tramo central

$$M_{s_pos} := \eta_{serv} \cdot \left[1 \cdot \frac{M_{Lv1} \cdot 1 \text{ m}}{\text{Franja}_{pos}} \cdot (1 + \text{Impacto}) + 1 \cdot M_{SCU1} + 1 \cdot M_{DCv1} + 1 \cdot M_{DWv1} \right]$$

$$M_{s_pos} = 28.934 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad d := d_p \quad d = 0.167 \text{ m}$$

$$dc = 0.038 \text{ m} \quad h_{losa} = 0.2 \text{ m} \quad f_{s_act} = 191.368 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 0.75$$

$$\beta_s := 1 + \frac{dc}{0.7 \cdot (h_{losa} - dc)} \quad \beta_s = 1.334 \quad \beta_s \cdot f_{s_act} = 255.365 \text{ MPa}$$

$$s := \left(123000 \cdot \frac{\gamma_c \cdot \text{MPa}}{\beta_s \cdot f_{s_act}} - 2 \cdot dc \cdot \frac{1000}{1 \cdot \text{m}} \right) \cdot 1 \text{ mm} \quad s = 28.54 \text{ cm}$$

El espaciamiento entre armaduras es de $20\text{cm} < 28\text{cm}$ ok

Refuerzo transversal

Cuando el refuerzo transversal es perpendicular al tráfico, el refuerzo se colocara como un porcentaje del refuerzo principal

$$\text{porcentaje} := \begin{cases} 67\% & \text{if } \frac{3480}{\sqrt{\text{Span}}} > 67\% \\ \frac{3480}{\sqrt{\text{Span}}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Span = 2400
porcentaje = 67%

$$A_{s_{v1}} = 7.884 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_transv} := \max(\text{porcentaje} \cdot A_{s_{v1}}, A_{s_{min_p}})$$

$A_{s_transv} = 5.3 \text{ cm}^2$

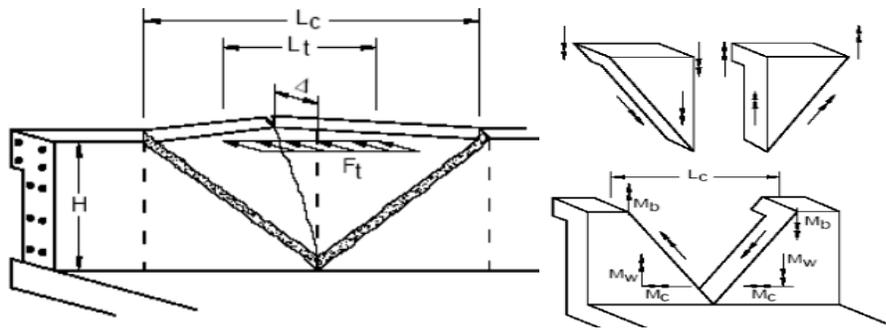
$$\phi_4 := \frac{1}{2} \text{ in} \quad s := \frac{A(\phi_4) \cdot 1 \text{ m}}{(A_{s_transv})} \quad s = 0.24 \text{ m} \quad \text{USE } \phi \text{ 1/2 A 20}$$

Refuerzo longitudinal por temperatura

$$A_{s_temp} := 0.0009 \cdot h_{losa} \cdot 1 \text{ m} \quad A_{s_temp} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\phi_5 := \frac{3}{8} \text{ in} \quad s := \frac{A(\phi_5) \cdot 1 \text{ m}}{(A_{s_temp})} \quad s = 0.396 \text{ m} \quad \text{USE } \phi \text{ 3/8 A 25}$$

Diseño de Barrera de Protección: Análisis mediante líneas de fluencia de un muro de concreto, para el caso de un impacto dentro del segmento del muro



Cargas

$$F_t = 240 \text{ KN} \quad R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_{WH} + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad [\text{A13.3.1-1}]$$

$$F_L = 80 \text{ KN} \quad L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_{WH})}{M_c}} \quad [\text{A13.3.1-2}]$$

$$F_v = 80 \text{ KN}$$

$$L_t = 1070 \text{ mm}$$

$$L_L = L_t$$

$$L_v = 5500 \text{ mm}$$

$$e_{\text{tablero}} = 0.20 \text{ m}$$

R_w = Resistencia transversal total de la baranda

M_b = Momento resistente de la viga

M_w = Momento resistente del muro, respecto del eje vertical

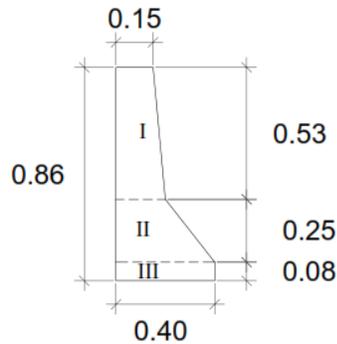
M_c = Momento resistente del muro, respecto del eje horizontal

H = Altura del muro

L_t = Longitud de distribución de la fuerza de impacto

L_c = Longitud Crítica del patrón de falla por líneas de fluencia

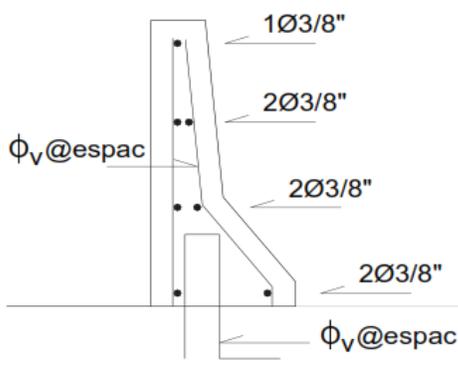
Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo



1) Momento resistente del muro alrededor del eje vertical(M_{wH})

EL momento resistente evaluado de acuerdo al esfuerzo horizontal del muro. Como el espesor de la barrera varia, el cálculo se realiza con un espesor promedio.

f'c=MPa fy=420MPa



$$\text{Área_barrera} := 0.20\text{m}^2$$

$$H := 0.86\text{m} \quad (\text{altura de la barrera})$$

$$\phi_h := \frac{3}{8}\text{in} \quad \text{Armadura horizontal}$$

$$N_{\text{var}} := 4 \quad \text{número de varillas en tracción}$$

$$A_s := N_{\text{var}} \cdot \text{Area}(\phi_h) \quad A_s = 2.85\text{cm}^2$$

$$h_{\text{prom}} := \frac{\text{Área_barrera}}{H} \quad h_{\text{prom}} = 23.256\text{cm}$$

$$d := h_{\text{prom}} - 6.0\text{cm} \quad d = 17.256\text{cm}$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85 \cdot f'c \cdot H} \quad a = 0.78\text{cm}$$

$$M_{wH} = \phi \cdot A_s \cdot f_t \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_{wH} = 20.19\text{KN} \cdot \text{m}$$

2) Momento resistente del muro alrededor del eje horizontal(M_c)

El momento resistente es evaluado de acuerdo al refuerzo vertical del muro

$$\phi_v := \frac{1}{2} \text{ in} \quad \text{Armadura vertical} \quad b := 1 \text{ m}$$

$$\text{espac} := 0.15 \text{ m} \quad A_s := \frac{\text{Area}(\phi_v) \cdot b}{\text{espac}} \quad A_s = 8.445 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento resistente para el segmento I

$$h_{\text{prom2}} := 22 \text{ cm} \quad \text{canto promedio del segmento II y III}$$

$$d2 := h_{\text{prom2}} - \frac{\phi_v}{2} \quad d2 = 21.365 \text{ cm}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 1.987 \text{ cm} \quad \phi = 1.00$$

$$M_{c_IIyIII} := \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d2 - \frac{a}{2} \right) \quad M_{c_IIyIII} = 72.257 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento resistente promedio

$$M_c := \frac{(0.53 \text{ m} \cdot M_{c_I} + 0.33 \text{ m} \cdot M_{c_IIyIII})}{(0.53 \text{ m} + 0.33 \text{ m}) \cdot b} \quad M_c = 51.49 \text{ kN}\cdot\text{m} \div \text{m}$$

3) Longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (L_c)

$L_t = 1070 \text{ mm}$ corresponde al diámetro de los neumáticos del eje trasero del camión

$M_b = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momento resistente de la viga superior (no hay viga)

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8 \cdot H \cdot (M_b + M_{WH})}{M_c}} \quad L_c = 2.262 \text{ m}$$

4) Resistencia nominal a la carga transversal

$$R_w := \left(\frac{2}{2 \cdot L_c - L_t} \right) \cdot \left(8 \cdot M_b + 8 \cdot M_{WH} + \frac{M_c \cdot L_c^2}{H} \right) \quad R_w = 270.913 \text{ kN}$$

$$F_t = 240 \text{ kN}$$

Nota = "La fuerza resistente es mayor que la fuerza actuante"

5) Transferencia de corte entre la barrera y la losa

La resistencia nominal R_w , debe ser transferida a través de junta por corte

$$T := \frac{R_w}{(L_c + 2H)} \quad T = 68.027 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{fuerza de tracción en el tablero (zona de volado)}$$

$$V_{CT} := T \quad \text{fuerza de corte producida por el impacto del camión}$$

La resistencia nominal de corte V_n , en el plano de interface es dado por:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c)$$

$$\text{la que no excederá de } 0.2 \cdot f_c \cdot A_{cv} \quad \text{ó} \quad 5.5 \cdot A_{cv}$$

donde:

$$A_{cv} \quad \text{área de contacto de corte} \quad A_{cv} := 400 \text{mm}^2 \div \text{mm}$$

$$A_{vf} \quad \text{área transversal del dowel en el plano de corte} \quad A_{vf} = 0.845 \text{mm}^2 \div \text{mm}$$

(considerada sólo la rama que tiene gancho de anclaje)

$$f_y \quad \text{resistencia a fluencia del acero} \quad f_y = 420 \text{MPa}$$

$$P_c \quad \text{fuerza a compresión (peso propio barrera)} \quad P_c = 5 \text{N} \div \text{mm}$$

$$f_c \quad \text{resistencia mínima del concreto} \quad f_c = 21 \text{MPa}$$

$$c \quad \text{coeficiente de cohesión} \quad c := 0.52 \text{MPa}$$

$$\mu \quad \text{coeficiente de fricción} \quad \mu := 0.60$$

Los dos últimos coeficientes son para vaciado del concreto contra un concreto endurecido, con superficie limpia rugosa

$$V_n := \begin{cases} \nu \leftarrow c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c) \\ \min(0.2 \cdot f_c \cdot A_{cv}, 5.5 \text{MPa} \cdot A_{cv}, \nu) \end{cases}$$

$$V_n = 423.817 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$V_n = 423.817 \frac{\text{N}}{\text{mm}} > V_{CT} = 68.027 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

El área transversal mínima de los dowells a través del plano de corte es AASHTO [A5.8.4.1]

$$A_{vf} := 0.35 \text{MPa} \cdot \frac{b_v \cdot \text{espac}}{f_y} \quad A_{vf} = 50 \text{ mm}^2 < \text{Area}(\phi_v) = 126.7 \text{ mm}^2$$

$$\phi_v = \frac{1}{2} \text{ in}$$

La longitud de desarrollo para una varilla con gancho con $f_y=420\text{MPa}$ es dado por AASHTO [A5.11.2.4.1]

$$l_{hd} := \frac{100 \cdot \phi_v}{\sqrt{28}} \quad l_{hd} = 24.001 \text{ cm}$$

Factor de modificación de respuesta

- 0.7 si el recubrimiento lateral para las barras es mayor o igual a 64mm y para ganchos a 90°, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra mas alla del gancho no es menor que 50mm
- 1.2 si se utiliza armadura recubierta con resina epoxica

$$l_{dh} := (0.7) \cdot (1.2) \cdot l_{hd} \quad l_{dh} = 0.202 \text{ m}$$

longitud disponible $l_{disponible} := e_{\text{tablero}} - 40\text{mm} \quad l_{disponible} = 0.16 \text{ m}$

La longitud disponible es inferior a la longitud de desarrollo requerida, por lo tanto no es adecuado, a menos que el área requerida se reduzca

$$A_{s_{requerido}} := A_s \left(\frac{l_{disponible}}{l_{dh}} \right) \quad A_{s_{requerido}} = 6.7 \text{ cm}^2$$

Calculo del momento resistente para el segmento I

$$a := \frac{A_{s_{requerido}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 1.577 \text{ cm} \quad \phi = 1.00$$

$$M_{c_I} := \phi \cdot A_{s_{requerido}} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{a}{2} \right) \quad M_{c_I} = 31.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cálculo del momento resistente para el segmento II y III

$$a := \frac{A_{s_{requerido}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 1.577 \text{ cm} \quad \phi = 1.00$$

$$M_{c_IIyIII} := \phi \cdot A_{s_{requerido}} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{a}{2} \right) \quad M_{c_IIyIII} = 57.922 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento resistente promedio

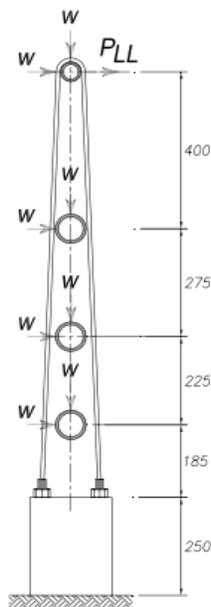
$$M_c := \frac{(0.53 \cdot M_{c_I} + 0.33 \cdot M_{c_IIyIII})}{(0.53 \text{ m} + 0.33 \text{ m}) \cdot b} \quad M_c = 41.441 \text{ kN}\cdot\text{m} \div \text{m}$$

$$L_c := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8 \cdot H \cdot (M_b + M_{wH})}{M_c}} \quad L_c = 2.442 \text{ m}$$

$$R_w := \left(\frac{2}{2 \cdot L_c - L_t} \right) \cdot \left(8 \cdot M_b + 8 \cdot M_{wH} + \frac{M_c \cdot L_c^2}{H} \right) \quad R_w = 235.386 \text{ kN} \quad \text{RESISTENTE}$$

$$F_t = 240 \text{ kN} \quad \text{ACTUANTE}$$

Diseño de Barandas Metálicas



$$L := 1.80 \text{ m}$$

Espaciamiento entre postes

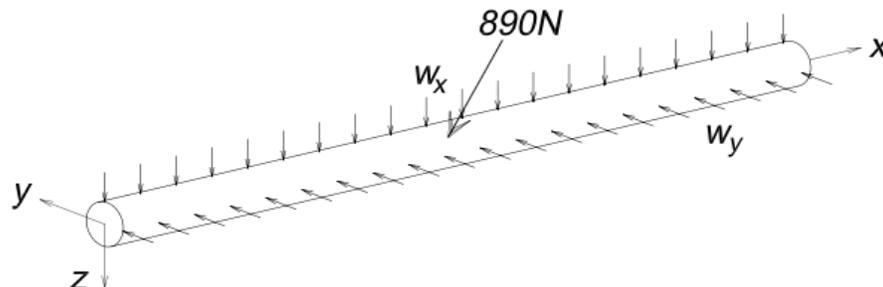
$$w := 0.73 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$h_{\text{murete}} := 250 \text{ mm}$$

$$P := 890 \text{ N}$$

$$h_{\text{baranda}} := 1335 \text{ mm}$$

$$P_{LL} := P + w \cdot L \quad P_{LL} = 2204 \text{ N}$$



$$w_x := w$$

$$w_z := w_x \quad F_y := 36 \text{ ksi} \quad E := 200000 \text{ MPa}$$

Diseño del Pasamano Superior

Como las cargas son vectores, podemos reemplazarla por una única fuerza resultante

$$Wd := \sqrt{w_x^2 + w_z^2} \quad Wd = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Por efecto de continuidad, el momento actuante puede calcularse mediante la expresión

$$Ma := 0.10 \cdot Wd \cdot L^2 + \frac{P \cdot L}{5} \quad Ma = 0.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mu := 1.75 \cdot Ma \quad Mu = 1.146 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Probar con tubo estándar de $\phi=2.5\text{in}$

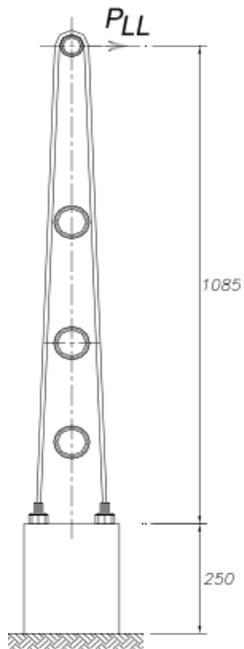
$$D = 73.025 \text{ mm} \quad t = 5.156 \text{ mm} \quad S_x = 1.744 \times 10^4 \text{ mm}^3 \quad Z_x = 2.38 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$M_p := Z_x \cdot F_y \quad M_p = 5.906 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y := S_x \cdot F_y \quad M_y = 4.328 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Mn := \begin{cases} M_p & \text{if } \frac{D}{t} < 2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ M_y & \text{if } 2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} < 8.8 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"No procede"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Mn = 5.906 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diseño de los Postes



Momento Actuante:

$$Ma2 := P_{LL} \cdot (h_{\text{baranda}} - h_{\text{murete}})$$

$$Ma2 = 2.391 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mu2 := 1.75 \cdot Ma2$$

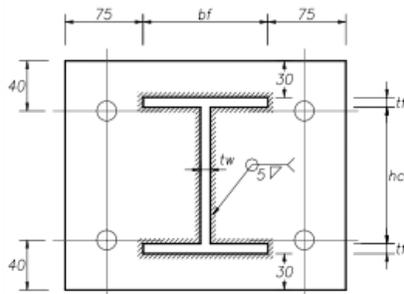
$$Mu2 = 4.185 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$bf := 100\text{mm}$$

$$tf := \frac{5}{16} \text{ in}$$

$$hc := 100\text{mm}$$

$$tw := \frac{5}{16} \text{ in}$$



$$S_x := \frac{1}{6} \cdot \frac{6 \cdot bf \times tf \times hc \cdot (hc + 2 \cdot tf) + 8 \cdot bf \times tf^3 + tw \times hc^3}{2 \times tf + hc}$$

$$S_x = 91.367 \text{ cm}^3$$

El Momento Resistente es:

$$M_y := F_y \cdot S_x \quad M_y = 22.678 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_p := F_v \cdot Z_x \quad M_p = 26.191 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Diseño del Murete de Concreto:

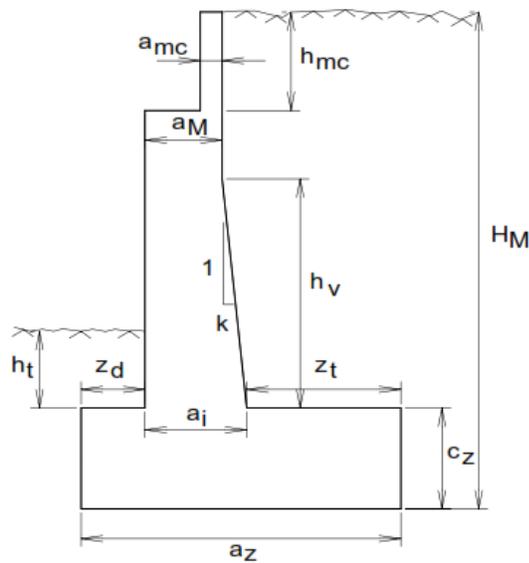
$$M_u := 1.75 \cdot P_{LL} \cdot h_{\text{baranda}} \quad M_u = 5.149 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa} \quad f_c := 28 \text{ MPa} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad h := 200 \text{ mm} \quad d := h - 60 \text{ mm} \quad d = 140 \text{ mm}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_u}{0.85 \cdot f_c \cdot \phi \cdot b}} \quad a = 0.173 \text{ cm}$$

$$A_s := \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad A_s = 0.979 \text{ cm}^2$$

Diseño de Estribo:



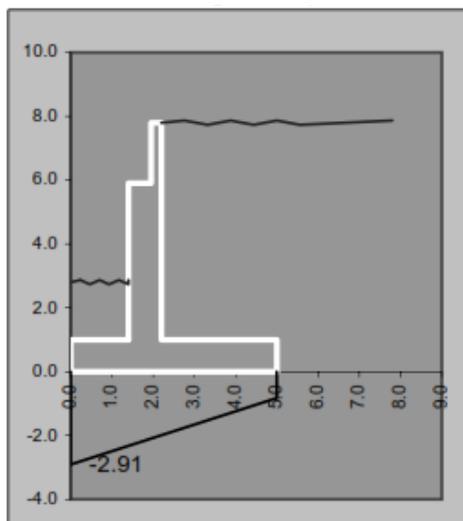
- $H_M = 7.80 \text{ m}$
- $a_z = 5.00 \text{ m}$
- $h_{mc} = 1.90 \text{ m}$
- $a_{mc} = 0.25 \text{ m}$
- $a_M = 0.80 \text{ m}$
- $h_v = 0.00 \text{ m}$
- $k = 0$
- $z_d = 1.40 \text{ m}$
- $c_z = 1.00 \text{ m}$
- $a_i = 0.800 \text{ m}$
- $z_t = 2.80 \text{ m}$
- $h_t = 1.80 \text{ m}$

- < fricción del relleno $\phi = 32^\circ$
- ángulo relleno muro $\delta = 16.00^\circ$
- < fricción del terreno con el muro $\phi' = 30^\circ$
- Coefficiente de Aceleración = 0.32
- Coeff. sísmico = 0.16
- coef hz = 0.160
- coef vert = 0.080
- coef. fricción f = 0.577
- Long. Muro (m) 1.00

	Carga (kN)	Bra Hz (m)	Bra Ver (m)
Carga vertical permanente externa	104.3	1.65	5.90
Carga vertical variable externa	89.8	1.65	
Fuerza de Frenado	8.7		9.6
Carga sísmica horizontal externa	47.744		5.9

(Teoría de Coulomb- superficies de presión irregulares)

Ka = 0.278



p.e. relleno = 19.0 kN/m³
 p.e. concreto = 25.0 kN/m³
 σ_{adm} = 3.00 kgf/cm²

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos

Usar h_{eq}=0.60m

W_L=11.40KN/m²

Tabla#17 Cargas verticales no factoradas

	Cargas verticales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC Peso muro	234.88	2.186	513.54
2	EV Peso relleno	361.76	3.600	1302.34
3	DC Carga vertical permanente externa	104.30	1.65	172.10
4	LL Carga vertical variable externa	89.80	1.65	148.17
5	EH Comp.vert. Empuje	44.31	5	221.57
6	LS SC sobre relleno	31.92	3.60	114.91
2	EV Peso relleno en punta	47.88	0.7	33.516

Tabla#18 Cargas horizontales no factoradas

	Cargas horizontales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH Comp.hz Empuje	154.54	2.600	401.80
2	LS Empuje por sobrecarga	24.73	3.900	96.46
3	EQ Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	57.53	4.680	269.26
4	EQ Fuerza inercial del muro + relleno	95.46	3.476	331.79
5	BR Fza de Frenado	8.70	9.600	83.52
6	CR+SH+TU Fluenc, contrac,temp	10.43	5.900	61.54
7	EQ Carga sísmica horizontal externa	47.74	5.900	281.69

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#19 Combinación de Carga

	DC	EV	EH*	LL	BR	LS	CR+SH+TU	EQ
Resistencia I	1.25	1.35	1.50	1.75	1.75	1.75	0.50	0.00
Resistencia Ia	0.90	1.00	1.50	1.75	1.75	1.75	0.50	0.00
Resistencia III	1.25	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
Resistencia IIIa	0.90	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
Evento Extremo I	1.25	1.35	1.50	0.50	0.50	0.50	0.00	1.00
Evento Extremo Ia	0.90	1.00	1.50	0.50	0.50	0.50	0.00	1.00

Diseño de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

			β	0.00°	0.00 rad
			ϕ	32.00°	0.56 rad
			θ	8.87°	0.17 rad
			δ	16.00°	0.28 rad
			< 1	0.00°	0.00 rad

maximo 1.35
minimo 0.90
* Coeficiente de reposo
1.50 0.90 Coeficiente activo

$k_{AE} = 0.3988$
(EH) $E_{activo} = 154.54$ kN (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I y Ia)
 $\Delta E = 57.53$ kN (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)
 $E_{AE} = 212.07$ kN
coef hz = 0.16
coef vert = 0.08

Edicro S.A.-Documentos Finales-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#20 Excentricidad

Estabilidad y condiciones de seguridad

	V_L	H_L	M_v	M_H	X_o	e	$e_{m\acute{a}x}$	Margen de dise\~{n}o %
Resistencia I	1256.46	295.53	3453.19	948.43	1.993	0.507	1.250	59.48
Resistencia Ia	938.52	295.53	2544.57	948.43	1.701	0.799	1.250	36.06
Resistencia III	1043.45	237.02	2992.79	633.47	2.261	0.239	1.250	80.89
Resistencia IIIa	781.37	237.02	2285.27	633.47	2.114	0.386	1.250	69.12
Evento Extremo I	1104.31	449.26	3124.33	1575.43	1.403	1.097	1.667	34.16
Evento Extremo Ia	797.33	449.26	2342.73	1575.43	0.962	1.538	1.667	7.74
Servicio I	914.85		2506.13	643.31	2.036	0.464		

Dise\~{n}o de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#21 Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s \cdot F_r$	H_L	Margen de dise\~{n}o %
Resistencia I	1256.46	0.58	725.42	0.80	580.335	295.53	49.08
Resistencia Ia	938.52	0.58	541.85	0.80	433.482	295.53	31.82
Resistencia III	1043.45	0.58	602.44	0.80	481.950	237.02	50.82
Resistencia IIIa	781.37	0.58	451.12	0.80	360.898	237.02	34.32
Evento Extremo I	1104.31	0.58	637.57	1.00	637.575	449.26	29.54
Evento Extremo Ia	797.33	0.58	460.34	1.00	460.337	449.26	2.41

Dise\~{n}o de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Tabla#22 Capacidad Cortante

Presi\~{o}n trapezoidal

Presi\~{o}n rectangular equivalente

	(1) V_L/B	(2) $6V_L \cdot e/B^2$	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (Mpa)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Mpa)	Long. Comprimida	σ_m (Mpa)
Resistencia I	251.29	152.74	0.404	0.099	5.000	0.315
Resistencia Ia	187.70	180.04	0.368	0.008	5.000	0.276
Resistencia III	208.69	59.83	0.269	0.149	5.000	0.231
Resistencia IIIa	156.27	72.39	0.229	0.084	5.000	0.185
Evento Extremo I	220.86	290.85	0.525	0.000	4.208	0.394
Servicio I	182.97	101.83	0.285	0.081	5.000	0.225

Dise\~{n}o de puente- (2013).-Edicro S.A.-Documentos-La Paz Centro-Malpaisillo-Puente Momotombo

Zapata Anterior (Punta)

altura zapata = 1.00m $f_y = 420 \text{ MPa}$
 espesor garganta pantalla = 0.80m $f_c = 21 \text{ MPa}$
 long punta = 1.40m
 long. Talon = 2.80m

H = 7.80m

Considerando zapata flexible

Evento Extremo I

$M_u = 426.7 \text{ KN.m}$ $1.2M_{cr} = 577.4 \text{ KN}$

$d = 94.0 \text{ cm}$ $A_{s_{cr}} = 16.59 \text{ cm}^2$

$A_s = 10.96 \text{ cm}^2$

Familia	ϕ_1
ϕ (pulg)	3/4
sep(cm)	15.0 cm
$A_{disp}^{(*)}$	19.00

Zapata rígida (Se resuelve por el método puntal tirante)

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m^2)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (kN/m^2)	Long. Comprimida	σ_d (kN/m^2)	R1d (kN)	x1 (m)	0.85*d (x)	T (kN)	As (cm^2)
Resistencia I	404.03	98.56	5.000	306.28	518.24	0.840	0.799	544.99	14.42
Resistencia Ia	367.74	7.67	5.000	252.52	460.21	0.853	0.799	491.55	13.00
Resistencia III	268.52	148.86	5.000	230.23	349.00	0.823	0.799	359.66	9.51
Resistencia IIIa	228.66	83.89	5.000	182.33	292.79	0.834	0.799	305.53	8.08
Evento Extremo I	524.89	0.00	4.208	325.30	630.15	0.868	0.799	684.23	16.29

Zapata posterior (talón)

	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kN/m^2)	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (kN/m^2)	Long. Comprimida	σ_d (kN/m^2)	Md (kN.m)	As cm^2	$A_{s_{min}}$ cm^2	$A_{s_{requer.}}$ cm^2
Resistencia I	404.03	98.56	5.000	269.62	274.56	7.83	16.65	10.44
Resistencia Ia	367.74	7.67	5.000	209.31	301.13	8.59	16.65	11.46
Resistencia III	268.52	148.86	5.000	215.87	135.14	3.83	16.65	5.11
Resistencia IIIa	228.66	83.89	5.000	164.96	159.89	4.54	16.65	6.05
Evento Extremo I	524.89	0.00	4.208	250.46	660.30	17.15	16.65	17.15

Familia	ϕ_2
ϕ (pulg)	1
sep(cm)	25.0 cm
$A_{disp}^{(*)}$	20.27

USAR $A_s = 17.15 \text{ cm}^2$

Fisuración (SERVICIO I)

$M=182.06\text{KN.m}$ $E_s=200000\text{Mpa}$

$A_{s\text{dispuesto}}=20.27\text{cm}^2$ $E_c=23168.34\text{Mpa}$

$n=8.6$ relación modular $B_s=1.075$

$f_s=101.81\text{MPa}$ Esfuerzo actuante en el acero

$\gamma_e = 0.500$ Para estructuras enterradas y en contacto con el agua

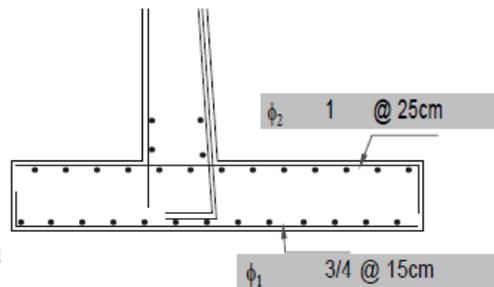
Espac.máx=300mm

Refuerzo transversal

Se suministrara en las superficies expuestas por efecto de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y}$$

$$A_s > 7.44\text{cm}^2/\text{m}$$

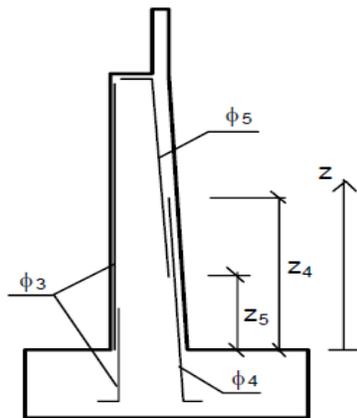


Cálculo a Flexo Compresión de la Pantalla

$h=6.80m$ por Resistencia $Mu=683.9KN.m \rightarrow As=25.58cm^2$

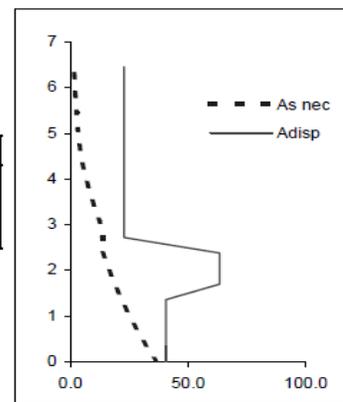
$n=0.95$ $Nu=434.649KN$

Por evento Extremo $Mu=107.5KN.m \rightarrow As=36.90cm^2$



Familia	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
ϕ (pulg)	5/8	1	3/4
sep(cm)	12.5 cm	12.5 cm	12.5 cm
Adisp ^(*)	15.83	40.54	

Intervalo de armadura	
z_4 (m)	3.00
z_5 (m)	1.00



Comprobación a cortante

$Vu=195.002KN$

$d_v=66.357cm$

$ag=3/4in$ (Tamaño del agregado)

$\epsilon X(x10^3)$

$S_{xe}=663mm$

$\theta = 52.6$
 $\beta = 1.6$

$Vc=403.83$ bien

Comprobación a Fisuración

$M=465.46KN.m$ $Es=200000Mpa$

$As_{dispuesto}=40.54cm^2$ $Ec=23168.34Mpa$

$n=8.6$ relación modular

$fs=170.75MPa$

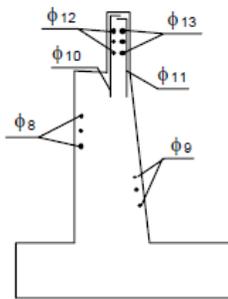
Esfuerzo actuante en el acero

$$\gamma_c = 0.700$$

$$\beta_s = 1.095$$

Espac.máx=30.0cm

Resto de armadura



espesor del muro contra = 0.25m
 cuantía geométrica horizontal de muro= 1.80 o/oo
 cuantía geométrica vertical de muro= 1.80 o/oo

Familia	$\phi_8 + \phi_9$		$\phi_{10} + \phi_{11}$		$\phi_{12} + \phi_{13}$	
Anec ^(*) (cm)	14.4		4.5		4.5	
ϕ (in)	5/8	5/8	1/2	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
Adisp (cm)	15.8		10.1		10.1	

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica

VIII. Conclusión

El avance tecnológico y económico en nuestro país ha sido el punto de partida para la construcción de nuevas carreteras, dentro de las cuales intervienen la elaboración de puentes, debido a esto se han mejorado los procesos constructivos de los puentes.

Antes de realizar el diseño y construcción de un puente se realizan los estudios previos los cuales son Estudio de hidráulica de puentes, Estudio de suelos y el Estudio de tráfico, esto con la finalidad de tener pleno conocimiento de la zona en la cual se va a construir, así como también para la correcta elaboración de dicha estructura.

El estudio de hidráulica de puentes se utilizó para el análisis del caudal que circulaba por el cauce de la estructura antigua y para que nueva estructura tuviese suficiente altura y funcionalidad adecuada para que dicho caudal no sobrepasara el galibo que es la distancia entre la parte inferior de la estructura y el nivel medio del curso del agua; el caudal de diseño es de $102.56\text{m}^3/\text{s}$ correspondiente a un periodo de retorno de 100 años. El estudio de suelo se realizó con la finalidad de saber sobre qué tipo de suelo se iba a construir la estructura, a su vez para conocer las características de la cimentaciones, se realizaron sondeos manuales en ubicación supuesta para los estribos 1 y 2, en donde en la clasificación de tipo de suelo se obtuvo un granular arenas piroclásticas, según los parámetros y metodología se obtuvo una tensión admisible de 0.46Mpa , además la carga máxima de trabajo se tiene que limitar a 0.30Mpa . El estudio de tráfico se realizó con la finalidad de revisar que tipo de vehículo y flujo vehicular que transitaba por la zona, de esta manera clasificar el tipo de carga viva que atravesara el puente nuevo.

Se logró realizar una descripción constructiva de cada uno de los elementos que forman parte de un puente, la losa de rodamiento y sus demás elementos, así como los estribos fueron construidos en el sitio, llevando un seguimiento de control de calidad, tanto a la hora de su elaboración como después de ella, mientras tanto las vigas Pretensadas se construyeron fuera del proyecto, fueron prefabricadas, de igual manera se llevó un seguimiento en su elaboración.

Se examinó cada uno de los aspectos que intervinieron en el diseño de la estructura, considerando el peso propio de la estructura, además se incluyó como carga muerta el pavimento, como también el peso propio del tablero HL-9, barreras de seguridad, barandas peatonales, también se realizó una consideración de impacto de un vehículo contra una barrera de seguridad (240KN) actuando perpendicular a una altura de 0.81m , no se consideró el efecto sísmico en los tablero por tratarse de una estructura con apoyos simples, mientras que en los estribos se consideró el efecto para el cálculo de topes sísmicos, estabilidad y diseño, empleándose la amplificación dinámica del empuje del relleno mediante el método Pseudo estático de Mononobe Okabe y las fuerzas inerciales del relleno del estribo.

IX. Bibliografía

- Edicro S.A.-Documentos La Paz Centro-Malpaisillo-Edicro, S.A.
- Normas Nicaragüenses Nic-2000 para calles, caminos y puentes.
- Manual A.A.S.H.T.O- M31, grado 60 ($f_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$, acero de refuerzo)
- Apuntes de Materia Facultativa en Puentes-Ingeniero Bayardo Altamirano.
- Mecánica de Suelos-Juárez Badillo.
- Mecánica de Fluidos e Hidráulica- Ranald V. Giles.

X. Anexos



Foto#1-Excavación para estructura, estribo N°1, aguas arriba, Puente Momotombo- Carretera La Paz Centro – Malpaisillo. Fuente: Edicro S.A.



Foto#2-Conformación de piso para colado de concreto en losa de limpieza, estribo N° 1-Puente Momotombo-Carretera La Paz Centro – Malpaisillo. Fuente: Edicro S.A.



Foto#3-Armado de formaleta, llena de losa de limpieza en estribo N° 2- Puente Momotombo-Carretera La Paz Centro – Malpaisillo. Fuente: Edicro S.A.



Foto#4Colocación y armado acero de refuerzo en zapatas, aguas arriba-Puente Momotombo- Carretera La Paz Centro – Malpaisillo. Fuente: Edicro S.A.



Foto#5-Proceso armado de acero de refuerzo y colocacion de formaletas en estribo y colocacion de formaletas en estribo N° 1, aguas arriba, en puente Puente Momotombo-Carretera La Paz Centro – Malpaisillo. Fuente: Edicro S.A.



Foto#6-Colada de concreto en pared central y aletón izquierdo, estribo N° 1 a nivel de Asiento de Viga Puente 10+701-Puente Momotombo- Carretera La Paz Centro – Malpaisillo. Fuente: Edicro S.A.



Foto#7-Proceso armado de acero de refuerzo y colocacion de formaletas en estribo y colocacion de formaletas en estribo N° 2, aguas arriba-Puente Momotombo-Carretera La Paz Centro – Malpaisillo.

Fuente: Edicro S.A.



Foto#8-Colado de concreto en pared y aleton N° 1, aguas abajo-Puente Momotombo- Carretera La Paz Centro – Malpaisillo. Fuente: Edicro S.A.



Foto#9-Fabricación del concreto para Vigas. Fuente: Concretera Total



Foto#10-Colocación del Acero. Fuente: Concretera Total



Foto#11-Aplicación del Pre-esfuerzo. Fuente: Concretera Total



Foto#12-Control de Calidad. Fuente: Concretera Total



Foto#13-Colocación o colado del Concreto. Fuente: Concretera Total



Foto#14Curado. Fuente: Concretera Total



Foto#15-Resane. Fuente: Concretera Total



Foto#16-Vigas Terminadas. Fuente: Concretera Total



Foto#17Traslado. Fuente: Concretera Total



Foto#18-Instalación. Fuente: Concretera Total