

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



TRABAJO DE GRADUACION PARA OPTAR AL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

**"PROPUESTA DE DISEÑO DE UN PUENTE
UBICADO AL FINAL DE LA SEGUNDA CALLE
PONIENTE DE LA CIUDAD DE EI TRANSITO"**

PRESENTAN:

JORGE ALBERTO VELASQUEZ SOTO

ALCIONET CORTEZ CARBALLO

DOCENTE DIRECTOR: ING. JAIME PERLA PALACIOS

CIUDAD UNIVERSITARIA, SAN MIGUEL, MARZO DE 2006

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

Trabajo De Graduación Para Optar Al Titulo De:
INGENIERO CIVIL

Titulo:

**"PROPUESTA DE DISEÑO DE UN PUENTE
UBICADO AL FINAL DE LA SEGUNDA CALLE
PONIENTE DE LA CIUDAD DE EI TRANSITO"**

Presentan:

**JORGE ALBERTO VELASQUEZ SOTO
ALCIONET CORTEZ CARBALLO**

Trabajo de Graduación Aprobado Por:

Coordinador de Trabajos de Graduación:

ING. GUILLERMO MOYA TURCIOS

Docente Director:

ING. JAIME PERLA PALACIOS

CIUDAD UNIVERSITARIA, SAN MIGUEL, MARZO DE 2006

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Rectora:

Dra. Maria Isabel Rodríguez

Vicerrector Académico:

Ing. Joaquín Orlando Machuca Gómez

Secretaria General:

Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

Decano:

Ing. Juan Francisco Mármol Canjura

Secretaria:

Licda. Lourdes Elizabeth Prudencio Coreas

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA.

Jefe del Departamento:

Ing. Oscar Reynaldo Lazo Larin

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

COORDINADOR DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN:

ING. GUILLERMO MOYA TURCIOS

DOCENTE DIRECTOR:

ING. JAIME PERLA PALACIOS

AGRADECIMIENTOS

Deseamos expresar nuestros más sinceros agradecimientos a todas las personas que de una u otra forma han colaborado con nosotros y así ahora poder ver culminado nuestro trabajo, a todas muchas gracias y de manera muy especial a:

Ing. Jaime Perla Palacios

Un especial agradecimiento a nuestro docente director, que nos acompañó en todo momento a lo largo del desarrollo de este trabajo, gracias por sus enseñanzas, apoyo, comprensión y por su ayuda desinteresada.

Ing. Guillermo Moya Turcios

Le agradecemos infinitamente por todas las orientaciones que nos ha brindado para poder realizar nuestro trabajo de graduación.

Ing. Luís Clayton Martínez

De manera muy especial le agradecemos todo su apoyo, enseñanzas y por las debidas orientaciones que nos brindó en los momentos más oportunos.

Al Ing. Rigoberto López

Por transmitirnos sus conocimientos que han sido de valiosa ayuda para la elaboración de este trabajo.

Además le agradecemos a todas las personas e instituciones como el SNET, CNR, la Biblioteca de Ingeniería y Arquitectura de la Facultad Central y de manera muy especial a la empresa PRECON PLATINUM y la Alcaldía Municipal de El Tránsito que nos aportaron datos muy importantes e imprescindibles para la realización de nuestro trabajo.

Jorge y Alcionet

DEDICATORIA

Me siento feliz de poder ver terminada mi carrera y esta felicidad la quiero compartir con todas las personas que siempre se han preocupado por mi bienestar, este triunfo lo comparto con todos ustedes, les agradezco a todos el apoyo pero especialmente a:

Nuestro Dios todopoderoso: por darme la oportunidad de vivir y guiarme por el buen camino a lo largo de toda mi vida, gracias te doy por nunca haberme dejado solo en los momentos que más te he necesitado.

A mi papi: Por ser el mejor papá del mundo, por educarme con el ejemplo, por darme el apoyo incondicional en los momentos más oportunos de mi vida, por su esfuerzo para ayudarme a salir adelante y por todos sus valiosos consejos que me ayudan a ser cada día mejor. Infinitas Gracias.

A mi mami: Por ser ella quien me inició y me condujo por el buen camino en los primeros años de mi vida, por su esfuerzo, por sus lagrimas y por toda su paciencia conmigo y que ahora ve culminado este sueño, siempre te estaré agradecido.

A mis hermanos: Byron Raúl y Héctor Luís, por apoyarme, ayudarme y darme palabras de aliento cuando las cosas no han marchado bien, este triunfo es para ustedes.

A mi hija: Allison Vanessa Velásquez Fabián, por ser el centro de mi existencia y la absoluta dueña de mi corazón.

A Brenda Vanessa: por ser la madre de mi hija, por toda su ayuda, paciencia y comprensión a lo largo de toda mi carrera, te agradezco infinitamente todo lo que has hecho por mí.

A mis abuelos paternos: Neptalí Benavides (Q.E.P.D) y Julia Velásquez con todo mi cariño para ustedes.

A mis abuelos maternos: Luís Alonso Soto (Q.E.P.D) y Gregoria Aparicio (Q.E.P.D), y a esta ultima como un tributo a su memoria por habernos llenado de amor a mí y a toda mi familia mientras te tuvimos con nosotros. Gracias hasta el cielo

A mis tíos, tías, primos, primas y sobrinos, como un ejemplo a seguir para que ellos también logren las metas propuestas.

A mi compañero de tesis: Alcionet Cortez, por su paciencia, comprensión y ayuda que en cada parte del trabajo me proporcionó.

A mis amigos sinceros: Por estar con migo en todo momento, porque amigo no es aquel que te hace reír con mentiras, sino el que te hace llorar con verdades, a todos ustedes muchas gracias.

A las madres Franciscanas, por educarme y por inculcarme principios morales y espirituales en mis primeros años como estudiante.

Jorge Alberto

DEDICATORIA

Encontrándome en la culminación de mi carrera, pareciera ser indescriptible la alegría que estoy viviendo, me siento feliz de demostrar que "LA VIDA NO ES UN SUEÑO", porque, ahora estoy terminando lo que en su inicio parecía serlo, sin embargo, ahora es una bella realidad, dedico este trabajo especialmente a:

DIOS: Por mostrarme y guiarme por el camino de la sabiduría, ante los obstáculos que la vida me presentó, sólo tú eres imprescindible, "GRACIAS SEÑOR".

MI MAMÁ, DORA ALICIA: Especialmente, por ser usted quien con tanto sacrificio, paciencia, lágrimas ve ahora culminado este éxito, siempre ha sido motivo de inspiración, me enseñó que siempre hay que luchar y me lo demostró con realidades, toda mi vida le estaré muy agradecido, LA QUIERO MUCHO.

ELMER ESAÚ: Porque a lo largo de mi vida, se fue convirtiendo en una persona muy importante, por guiarme y apoyarme de una manera desinteresada, por esto y muchas cosas más don Elmer "Muchas Gracias".

CINDY JULISSA Y A SU FUTURO HERMANO: Ustedes son el centro de mí existir, este trabajo se los dedico con mucho amor. Los Amo.

CLARI: Por su paciencia, comprensión y apoyo a lo largo de mi formación académica y por haberse convertido en parte de mi ser, Te Amo.

A MI BISABUELA: Maria Herminia (Q.D.D.G), gracias por ser tan especial conmigo.

A MIS ABUELOS: María Cristina Cortez y Juan Francisco López por los consejos que me dieron a lo largo de mi vida.

A SUSANA DEL CARMEN CORTEZ: Gracias Susa por toda la ayuda que me brindó, jamás olvidaré que usted me enseñó a leer e inició mi proceso de aprendizaje.

MIS TIOS: Paco, Maye, María por el apoyo que me brindaron en diversas circunstancias de mi vida.

MIS PRIMOS: Marlon, Beto, Jorge, Lisseth, Wendy, Alexa, Cristina, Susana, Keven y Nelson, para que este trabajo se convierta en "Energía que los impulse porque con voluntad y equilibrio, se logra todo", adelante si se puede.

MIS AMIGOS: Mauricio Cristales, German Ruíz, Hugo Ramos, Oscar Romero, "Porque en todo tiempo ama el amigo y es como un hermano en tiempo de angustia", gracias por estar conmigo en toda circunstancia.

A JORGE VELÁSQUEZ: Por ser no un compañero de trabajo sino una persona con la que puedo contar en todo momento.

A TODOS MIS DOCENTES: especialmente a MARIO SANCHEZ, gracias por ser parte importante en mi formación académica.

Alcionet Cortez

INDICE

INTRODUCCION.....	ix
CAPITULO I. GENERALIDADES.	
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes.....	3
1.3 Planteamiento del problema.....	4
1.4 Objetivos.....	6
1.5 Alcances y limitaciones.....	7
1.6 Justificaciones.....	9
CAPITULO II. MARCO TEORICO	
2.1 Introducción.....	11
2.2 Aspectos a tomar en cuenta para el estudio del punto de emplazamiento.....	11
2.2.1 Morfología.....	12
2.2.1.1 Morfología alta.....	12
2.2.1.2 Morfología baja.....	13
2.2.1.3 Morfología de los causes.....	14
2.2.2 Geomorfología	15
2.2.3 Hidrografía.....	18
2.2.4 Estudio hidrológico (Estimación del caudal máximo).....	20
2.2.4.1 Punto de control.....	21
2.2.4.2 Estudio de la cuenca.....	21
2.2.4.3 Tiempo de concentración de la cuenca.....	22
2.2.4.4 Intensidad de lluvia.....	23
2.2.4.5 Período de diseño.....	23

2.2.4.6	Métodos para la estimación de caudales máximos.....	24
2.2.4.7	Climatología.....	27
2.2.4.8	Características físicas de la cuenca.....	28
2.2.4.8.1	Orientación de la cuenca.....	29
2.2.4.8.2	Área de la cuenca.....	30
2.2.4.8.3	Longitud del cauce más largo.....	31
2.2.4.8.4	Perímetro de la cuenca	31
2.2.4.8.5	Elevación media de la cuenca.....	31
2.2.4.8.6	Pendiente media.....	33
2.2.4.9	Características físicas de comparación.....	33
2.2.4.10	Período de retorno.....	35
2.2.4.11	Cálculo del caudal máximo.....	35
2.2.5	Estudio hidráulico.....	38
2.2.5.1	Coeficiente de rugosidad de Manning.....	39
2.2.5.2	Curva de descarga natural.....	41
2.2.5.2.1	Tirante crítico y huella en el talud.....	43
2.2.5.2.2	Velocidad de agua.....	44
2.2.5.3	Longitud del claro y cota del tablero.....	45
2.2.5.4	Curva de remanso.....	46
2.2.6	Hidrogeología.....	50
2.2.7	Marco geológico.....	51
2.2.7.1	Geología.....	51
2.2.7.2	Características geológicas del departamento de San Miguel.....	51

2.2.7.3	Estudio de suelos.....	53
2.2.7.3.1	Sondeos.....	54
2.2.7.3.1.1	Investigación exploratoria.....	54
2.2.7.3.1.2	Numero de perforaciones.....	55
2.2.7.3.1.3	Profundidad de las perforaciones.....	57
2.2.7.3.1.4	Métodos de sondeos definitivos.....	58
2.2.7.3.1.5	Métodos geofísicos.....	59
2.2.7.3.2	Análisis de laboratorio.....	59
2.2.8	Estudio topográfico.....	61
2.2.8.1	Levantamiento del eje del camino.....	61
2.2.8.2	Levantamiento del cauce.....	61
2.2.8.3	Levantamiento de secciones transversales sobre el río.....	62

CAPITULO III. ESTUDIOS TÉCNICOS

3.1	Introducción.....	63
3.2	Estudio topográfico.....	63
3.2.1	Criterios para la elección del tipo de obra.....	63
3.2.2	Alineamiento del camino.....	64
3.2.3	Eje principal del camino.....	65
3.2.4	Altimetría del eje principal.....	65
3.2.5	Tipos y corrección del alineamiento.....	65
3.2.5.1	Alineamiento simple.....	65
3.2.5.2	Alineamiento con esviaje.....	66
3.2.5.3	Corrección o cambio de alineamiento.....	66

3.3 Estudio Hidrológico.....	66
3.3.1 Determinación de las características físicas de la cuenca.....	66
3.3.1.1 Área y perímetro de la cuenca.....	66
3.3.1.2 Longitud del cauce más largo.....	70
3.3.1.3 Longitud de las curvas de nivel.....	70
3.3.1.4 Elevación media de la cuenca.....	71
3.3.1.5 Pendiente media.....	72
3.3.1.6 Características físicas de comparación.....	72
3.3.1.6.1 Coeficiente de compacidad.....	72
3.3.1.7 Periodo de retorno.....	74
3.3.1.8 Tiempo de concentración.....	75
3.3.1.9 Calculo del caudal máximo.....	76
3.4 Estudio hidráulico.....	89
3.4.1 Determinación del nivel de aguas máximas	89
3.4.1.1 Coeficiente de rugosidad.....	89
3.4.1.2 Curva de descarga natural.....	90
3.5 Estudio de suelos.....	94
3.5.1 Introducción.....	94
3.5.2 Objetivo.....	96
3.5.3 Descripción del lugar.....	96
3.5.4 Trabajo de campo.....	96
3.5.5 Ensayos de laboratorio.....	97
3.5.6 Resultados obtenidos.....	97
3.5.6.1 Estratigrafía.....	98
3.5.6.2 Correlación entre "n" y la compacidad o consistencia del suelo.....	98
3.5.6.3 Contenido de humedad.....	98

3.5.6.4 Tabulación de "n".....	99
3.5.7 Análisis de resultados.....	100
3.5.8 Conclusiones.....	102
3.5.9 Recomendaciones.....	102
3.5.9.1 Restitución de suelos bajo las fundaciones.....	103
3.5.9.2 Drenaje.....	103
3.5.10 Análisis de cimentación.....	103

CAPITULO IV: ESTUDIO ESTRUCTURAL

4.1 Introducción.....	107
4.1.1 Materiales.....	107
4.2 Puentes de concreto reforzado.....	107
4.2.1 Introducción.....	108
4.2.2 Materiales.....	109
4.2.2.1 Concreto.....	109
4.2.2.2 Acero de refuerzo.....	109
4.2.3 Clasificación de los puentes de concreto reforzado.....	109
4.2.3.1 Puente tipo losa.....	110
4.2.3.2 Puente tipo viga.....	110
4.2.3.3 Puentes de viga cajón.....	111
4.2.3.4 Puentes de marco rígido.....	111
4.2.3.5 Puentes de vigas de concreto reforzado prefabricadas.....	111
4.2.4 Predimensionamiento.....	112
4.2.6 Pilas.....	112

4.2.6.1 Generalidades.....	112
4.2.7 Estribos.....	112
4.2.7.1 Definición y generalidades.....	112
4.2.7.2 Tipos y usos.....	115
4.3 Puentes de concreto presforzado.....	116
4.3.1 Introducción.....	116
4.3.2 Materiales.....	117
4.3.2.1 Nociones fundamentales sobre el concreto.....	117
4.3.2.2 Acero de preesfuerzo, curvas esfuerzo-deformación del acero.....	119
4.3.3 Clasificación.....	119
4.3.3.1 Puente losa de concreto presforzado.....	120
4.3.3.2 Puente de viga de concreto presforzado.....	121
4.3.4 Limitaciones de la relación claro-peralte.....	122

CAPITULO V: ANALISIS DE COSTOS

5.1 Aspectos generales.....	125
5.2 Matriz de comparación de costos.....	127

CAPITULO VI : DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1 Superestructura.....	129
6.1.1 Vigas.....	129
6.1.2 Losas.....	130
6.1.3 Diafragma.....	132
6.1.4 Sistema soportante de barandal, aceras, postes y pasamanos.....	133

6.1.5	Apoyos.....	134
6.1.6	Juntas.....	135
6.1.7	Drenajes.....	136
6.2	Subestructura.....	136
6.2.1	Estribos.....	137
6.2.2	Lloraderos y drenes.....	139
6.2.3	Pilas.....	139
6.3	Normas y especificaciones.....	140
6.4	Parámetros y criterios de diseño de puentes.....	141
6.4.1	Predimensionamiento de la estructura.....	141
6.5	Criterios estructurales para el diseño de puentes de concreto reforzado.....	142
6.6	Diseño de la Superestructura.....	144
6.6.1	Análisis de barandal.....	144
6.6.1.1	Geometría y distribución de cargas.....	145
6.6.1.2	Análisis de la baranda.....	146
6.6.1.3	Análisis del pasamanos.....	147
6.6.1.4	Análisis del poste.....	148
6.6.2	Análisis de la losa intermedia -----	151
6.6.2.1	Determinación de la longitud efectiva del claro----	151
6.6.2.2	Determinación del espesor de la losa-----	152
6.6.2.3	Análisis de las cargas-----	153
6.6.2.4	Análisis de momentos-----	155
6.6.2.5	Análisis por cortante-----	157
6.6.3	Análisis de losa en voladizo-----	158
6.6.3.1	Carga viva de acera y carga del barandal-----	159

6.6.3.2	Determinación de momentos de diseño-----	163
6.6.3.3	Determinación del cortante de diseño-----	166
6.6.3.4	Carga de acera y rueda-----	168
6.6.4	Análisis del cordón-----	176
6.6.4.1	Análisis de carga-----	177
6.6.4.2	Determinación de los momentos de diseño-----	177
6.6.4.3	Determinación de los cortantes de diseño-----	180
6.6.5	Análisis del diafragma-----	183
6.6.5.1	Análisis de carga-----	184
6.6.5.2	Análisis para momento-----	185
6.6.5.3	Análisis para cortante-----	187
6.6.5.4	Momento de diseño-----	189
6.6.5.5	Cortante de diseño-----	189
6.6.6	Análisis de vigas-----	191
6.6.6.1	Análisis de carga-----	192
6.6.6.2	Determinación de momentos y cortantes de diseño-----	221
6.6.7	Diseño de la subestructura (ESTRIBO)-----	234
6.6.7.1	Fuerzas que actúan sobre el estribo-----	234
6.6.7.2	Procedimiento de cálculo del estribo-----	235
6.6.7.3	Fuerzas y presiones que intervienen en el diseño del estribo-----	236
6.6.8	Requisitos generales para el diseño del Concreto reforzado-----	239

CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones.....	247
7.2 Recomendaciones.....	248

CAPITULO VIII:

BIBLIOGRAFÍA.....	251
ANEXOS.....	253
ESTUDIO HIDRAULICO	254
DISEÑO DEL PUENTE	269
CARPETA TECNICA	324
ESPECIFICACIONES TECNICAS	457
PLANOS	524

INTRODUCCIÓN GENERAL

En nuestro país los caminos rurales y vecinales son de gran importancia para el desarrollo económico y social. La actividad económica de las zonas agrícolas se ve interrumpida en la época de invierno cuando las crecidas de los ríos y quebradas imposibilita el paso de vehículos. En el presente trabajo se desarrollaron todos los estudios previos al diseño de cualquier puente, tales como el estudio de suelos, topográfico, hidrológico, hidráulico, etc.

El objetivo principal de este trabajo es elaborar el diseño de un puente de concreto reforzado y preesforzado, de dos claros proponiendo el predimensionamiento geométrico de los elementos que componen la superestructura y la subestructura, así como cada uno de sus respectivos refuerzos, tomando en cuenta las normas AASHTO, ACI y ASTM, Además presentar la alternativa más factible técnica y económicamente a emplearse sobre la quebrada El Tránsito, la cual sirve de límite de los municipios Ereguayquín y El Tránsito.

Además se presenta la respectiva carpeta técnica, la cual contiene los presupuestos con formatos de costos unitarios FISDL, especificaciones, volúmenes de obra, Cantidades de material y los Planos respectivos.

CAPITULO I: GENERALIDADES

INTRODUCCION

A medida que el hombre ha evolucionado en su medio social y productivo buscando las mejores alternativas de diseño para aplicarlas en diferentes áreas tales como: la agricultura, la ganadería, la avicultura, la construcción, etc. ha alcanzado la satisfacción de sus necesidades y ha generado desarrollo económico, social e industrial de su entorno.

En la actualidad El Salvador se encuentra afectado por diferentes factores económicos, sociales y ambientales que lo obligan a la búsqueda continua del desarrollo de sus pueblos y ciudades, estos factores tales como la globalización, superoblación, desempleo, desastres naturales, etc. originan exigencias y necesidades que deben suplirse de forma inmediata.

Los puentes son estructuras que proporcionan una vía de paso para salvar obstáculos sobre ríos, lagos, quebradas, valles, pasos a desnivel, carreteras, entre otros. El cauce de la quebrada El Tránsito es interceptado por la segunda Calle Poniente y es precisamente en este punto donde se ha vuelto necesario la construcción de un puente, debido a que ésta es una calle con un nivel de tránsito considerable por ser una de las principales rutas de acceso a la ciudad de El Tránsito. Al no contar con un puente en este punto el acceso a la ciudad se vuelve difícil para todas las personas que viajan desde las ciudades vecinas de San Jorge y San Rafael Oriente, ya que es por este lugar donde transitan todos los buses del transporte colectivo que realizan su recorrido desde Cantón Las Placitas (San Miguel) hasta la ciudad de Usulután.

El presente trabajo de graduación titulado "PROPUESTA DE DISEÑO

DE UN PUENTE UBICADO AL FINAL DE LA 2ª CALLE PONIENTE DE LA CIUDAD DE EL TRANSITO"; pretende establecer un apropiado diseño del puente a implementar en el punto de estudio, con el único objetivo de mejorar las condiciones de acceso y salida a la ciudad. Es evidente que al implementar una estructura de este tipo será notable el desarrollo que se producirá en las ciudades involucradas, dicha estructura se tomará en base a dos propuestas de diseño.

ANTECEDENTES

Al final de la segunda calle poniente de la ciudad de El Transito se encuentra la quebrada de El Transito, la cual hace intercepción con dicha calle, esta vía es una de las pocas rutas de acceso y salida que posee la ciudad, con el paso del tiempo y debido a las fuertes corrientes de agua que pasan a través de ésta quebrada en la época de invierno, aunado con la extracción de arena para fines constructivos ha provocado un aumento en el ancho de sección de la quebrada, provocando que haya una severa erosión y socavación en los taludes.

Ante tal situación la Alcaldía Municipal de dicha ciudad ha optado por realizar algunos trabajos de mitigación como lo son la construcción de bordas, utilizando para ello la maquinaria correspondiente aumentando así el nivel de los taludes, sin dejar de lado los trabajos realizados por personas que se dedican al mantenimiento constante de la quebrada para que esta pueda servir de camino de acceso.

La construcción de bordas es indispensable al comienzo de cada invierno debido a que justo al costado Poniente del punto de estudio se encuentra ubicada una escuela la cual alberga un promedio 125 niños, y ésta podría verse afectada con las crecidas que a menudo ocurren en la época de lluvia, también unos 100 metros aguas arriba y 150 metros aguas abajo se han construido una serie de muros de retención, los cuales protegen a las viviendas que están ubicadas en las riveras del cauce de la quebrada.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

A falta de una buena vía de acceso entre las ciudades de San Jorge, San Rafael Oriente y El Transito, se percibe la necesidad de construir un puente que facilite la comunicación y acceso entre las poblaciones antes mencionadas. Al Final de la segunda calle poniente de El Transito se interceptan dicha calle con la quebrada de El Transito, esta calle es la que da salida hacia las ciudades de San Rafael Oriente y San Jorge, además de comunicar con barrios aledaños de la ciudad de El Transito también es una ruta de salida hacia la carretera CA-2; de ahí la importancia de tal obra de paso.

En este tramo de la segunda calle poniente, la quebrada de El Transito se vuelve parte de esta calle, al permitir el paso de peatones, bicicletas, automóviles y autobuses que se dirigen a las ciudades vecinas, esta situación se vuelve aun mas difícil en la época de invierno cuando se hacen presentes las lluvias y las escorrentías provenientes de las zonas altas del norte de la ciudad de El Transito pasan a través de ella, dejando consigo una gran erosión que impide el paso de vehículos ó cualquier otro medio de transporte a través de ella.

Dado que esta quebrada es abastecida por decenas de quebradas tributarias ubicadas aguas arriba del punto de interés y que la magnitud de la cuenca es de tamaño considerable hace que el flujo de agua lluvia que pasa a través de ella se convierta en una corriente muy fuerte, capaz hasta de impedir el paso de vehículos pesados como autobuses, dejando de cierta

forma incomunicada la ciudad con otras ciudades cercanas.

Siendo la ciudad de El Transito una ciudad que posee uno de los mas grandes comercios de la zona, esta requiere de buenas vías de acceso que ayuden a impulsar el desarrollo comercial de la misma, en ese sentido la falta de un puente en ese punto de la ciudad se vuelve una situación que le afecta en gran medida al desarrollo económico, ya que los comerciantes de las ciudades aledañas se ven ligeramente afectados con la falta de una constante vía de acceso a la ciudad, provocando con esto que se desvíen hacia otra ruta, ocasionando la perdida de tiempo y de dinero.

OBJETIVOS

❖ OBJETIVO GENERAL

- Proponer un diseño de puente que sea determinado como más factible a través de los estudios técnicos requeridos, el cual estará ubicado al final de la segunda calle poniente de la ciudad de El Transito.

❖ OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Realizar los respectivos estudios técnicos (Hidrológico, Hidráulico, geológico y topográfico) requeridos para la elaboración del diseño del puente sobre la quebrada El Transito, que cumpla con las normas técnicas de la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte, por sus siglas en ingles (AASHTO)
- Elaborar el diseño del puente en base a los resultados obtenidos de los estudios técnicos realizados.
- Elegir en base al análisis económico y estructural entre el tipo de puente de concreto armado y/o preesforzado la opción más favorable a implementarse en el lugar en estudio.

ALCANCES Y LIMITACIONES

En el presente trabajo se presentaran las propuestas viables y factibles del diseño estructural y posterior construcción de un puente en particular ubicado en una vía de carácter urbana.

Es decir, se buscará una alternativa de solución al problema que se presenta, que a juicio de personas expertas en la rama y como resultado de esta investigación, resulte la mas acorde a la necesidad, al mismo tiempo se propondrá una estructura que este dentro de la capacidad tecnológica y económica y cuyos materiales para la construcción estén al alcance en nuestro país.

Para formar un mejor juicio de lo que se busca con esta investigación se mencionan los siguientes aspectos a tomar en cuenta:

ALCANCES.

- ✚ Se realizará el planteamiento y diseño preliminar de alternativas de tipo de puente.
- ✚ Se harán los estudios topográfico, geotécnico, económico, hidrológico e hidráulico.
- ✚ Análisis y diseño final de cada una de las alternativas propuestas.
- ✚ Se evaluaran las alternativas y se seleccionará la más favorable.
- ✚ Se presentaran planos estructurales.
- ✚ Diseño de obras complementarias.

LIMITACIONES.

- ✚ El Trabajo se regirá por medio de las normas ASSHTO (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte) y ACI (American Concrete Institute), ambas de los Estados Unidos de Norte América, ya que nuestro país no cuenta con normas para la realización de dichos análisis.
- ✚ No se consideraran alternativas de puentes de acero, debido a que éste es un material antieconómico para implementarse en este tipo de estructuras.

JUSTIFICACION

En nuestro medio existen muchas comunidades que se encuentran aisladas vía terrestre en épocas invernales por efecto de las crecidas de los ríos, quedando una gran extensión de tierra sin la explotación agrícola, comercial, ganadera, etc. qué de ser aprovechadas tendrían un mejor desarrollo social, económico, cultural, etc.

Para proporcionar acceso a muchas zonas de importancia económica, política y social existen los puentes, los puentes son estructuras que proporcionan una vía de paso para salvar obstáculos sobre ríos, lagos, quebradas, valles, pasos a desnivel, carreteras, entre otros; lo cual hace ver muy importante la construcción de uno en lugares donde éste sea necesario.

Al final de la 2^{da} Calle Poniente de la ciudad de El Transito esta ubicada la quebrada que lleva el mismo nombre, esta quebrada atraviesa esta calle interrumpiendo el paso a través de ella. Esta es una calle de mucha importancia, ya que es esta la que da acceso y salida a las ciudades vecinas de San Rafael Oriente y San Jorge y para esto hay que atravesar dicha quebrada, esta situación es un tanto complicada debido a las constantes transformaciones que esta sufre con el paso vehicular pero la situación se vuelve aún mas difícil en la época de invierno cuando un gran caudal de agua lluvia proveniente de las zonas mas altas, baja por dicha quebrada, esto provoca la erosión de sus riveras al mismo tiempo la escorrentía arrastra basura, árboles y rocas de gran tamaño dejando algunas veces imposibilitado el paso de vehículos a través de ella.

La elaboración del diseño y construcción de un puente en este lugar se

ha vuelto inevitable para la población que a diario hace uso de esta vía y que a menudo se ve interrumpida por las constantes crecientes de agua que bajan a través de esta quebrada, además del flujo de personas y vehículos que usan esta vía, ésta es una de las dos únicas vías de acceso y salida hacia las ciudades de San Rafael Oriente y San Jorge que posee la ciudad de El Transito.

Esto hace que el número de personas beneficiadas con este proyecto no simplemente sean los habitantes de la ciudad de El Transito, sino también los habitantes de las ciudades vecinas y personas que vayan de paso por la ciudad hacia otro destino como caseríos, cantones e incluso la carretera Panamericana.

Al plasmar el diseño de esta obra de paso, se estará avanzando en el proceso de ejecución de esta obra, con lo cual se prevé cambiar el nivel de calidad de las vías de acceso a la ciudad, trayendo éste con sí un aumento en el comercio y por ende un mejoramiento en el nivel de desarrollo social y económico entre los pobladores de las zonas involucradas.

La mayoría de los pueblos muestran su nivel de desarrollo a través de sus obras civiles e infraestructura, con lo cual es indudable que una obra de paso traerá muchos beneficios a la ciudad de El Transito, logrando al mismo tiempo expandir su nivel de desarrollo a poblaciones vecinas.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1 INTRODUCCION

El presente capítulo contiene los pasos o etapas fundamentales para determinar las características y propiedades del lugar de emplazamiento de un puente. Dicha información se detalla a través de estudios previamente clasificados de forma tal que puedan ser utilizados como guías en las diferentes áreas que se requiera, convirtiéndose en herramientas tanto de planificación como de diseño al momento del análisis de las obras de paso.

De igual manera se incluyen los alcances que cada uno de los estudios deben tener, dependiendo de la naturaleza del proyecto y su entorno.

Entre los estudios a considerar están:

- Estudio Topográfico
- Estudio Hidrológico
- Estudio Hidráulico
- Estudio Geológico

Se presenta una serie de cuadros e información que sirven como antecedentes técnicos, que normalmente son utilizados en el país como recursos para la obtención de datos de campo, finalmente se presenta el contenido del Perfil Ambiental, en donde se enmarcan todos los posibles aspectos ambientales que serán influenciados durante la ejecución y después de terminada la obra.

2.2 ASPECTOS A TOMAR EN CUENTA PARA EL ESTUDIO DEL PUNTO DE EMPLAZAMIENTO.

Para que el reconocimiento preliminar y la exploración sea completa, se

deben tomar en cuenta en el estudio del punto de emplazamiento los siguientes aspectos: La morfología, geomorfología, hidrografía, hidrogeología, estudio hidrológico, estudio hidráulico, sismicidad, la geología, tipo de suelos y topografía del lugar.

2.2.1 MORFOLOGÍA.

Al relieve terrestre lo caracterizan diferentes parámetros como la altura o altitud, el desnivel y la pendiente. Por las diferencias de elevación que presenta el relieve terrestre, es conveniente observar la forma de éste, donde la cuenca contribuye con el escurrimiento del agua que fluye hacia un cauce pasando por los puntos más bajos hasta llegar a un punto discontinuo donde se encuentra un camino rural cortado o el punto de emplazamiento de un puente.

La formación que presenta el relieve terrestre constituye las formas de la superficie, las cuales se pueden generalizar en dos grupos, estos son: morfología alta y morfología baja.

2.2.1.1 MORFOLOGIA ALTA

Son formas del relieve terrestre que presentan grandes ondulaciones, por ejemplo, en nuestro estudio, el volcán Chaparrastique. San Miguel presenta grandes diferencias de elevación, sus pendientes presentan cambios bruscos, característico de las zonas con volcanes y cerros. En la morfología alta, predominan las grandes diferencias de elevación; en ellas las laderas oscilan entre moderadas y abruptas y se unen formando algunas divisiones estrechas y formas como cuchillas y picos.

En nuestro país a una elevación mayor de 710 metros sobre el nivel del

mar² (msnm) y menor que 1910 msnm, se le puede considerar un cerro (ver cuadro No 2.1 principales cerros de El Salvador); a una elevación mayor que 1370 msnm y menor que 2125 msnm, si tiene cráter se le puede considerar un volcán (ver cuadro No 2.2 principales volcanes de El Salvador). Sin embargo, en la zona más al norte del país como en Chalatenango, se encuentran cerros con elevaciones mayores a los 2000

² Según Atlas Geográfico Universal y de El Salvador. Grupo Editorial Océano, 1995.

msnm, alcanzando una elevación máxima de 2730 msnm en el Cerro El Pital. En la figura 2.1 puede apreciarse lo que es la morfología alta, esta fotografía fue tomada en la parte alta del municipio de San Jorge, el cual esta dentro de la cuenca en estudio.



Fig. 2.1 La imagen muestra parte de la morfología alta que posee la cuenca en estudio.

2.2.1.2 MORFOLOGIA BAJA

Son las formas de relieve terrestre que presentan ondulaciones suaves

y pendientes moderadas, como es el caso de la meseta central y la llanura aluvial costera de El Salvador, en ésta se puede encontrar un relieve casi horizontal, planicies con muy ligeras irregularidades a poca elevación sobre el nivel del mar. En la morfología baja, predomina el terreno suave sobre el quebrado, pero es posible encontrar en ella cañones o valles estrechos y profundos que originan grandes desniveles en el relieve, es decir, el relieve es llano o casi llano y elevado, de forma tal, que uno de sus lados se eleva abruptamente sobre la región inmediata.

2.2.1.3 MORFOLOGIA DE LOS CAUCES

La forma que presenta la sección de un cauce es muy variada dependiendo del tipo de río o quebrada. Se pueden encontrar anchos de cauces pequeños y profundos o bien grandes y de poca profundidad, como es el caso de la quebrada Las Piletas, que en el municipio de San Jorge se convierte en Quebrada EL Transito. En la figura se pueden apreciar las variaciones en el cauce.

CUADRO No 2.1 PRINCIPALES VOLCANES DE EL SALVADOR

CORR.	VOLCANES	DEPARTAMENTO	ELEVACIÓN (MSNM)
1	Chingo	Santa Ana	1177
2	Lamatepea	Santa Ana	2365
3	San Marcelino	Sonsonate	1200
4	Izalco	Sonsonate	1910
5	San Salvador	San Salvador	1959
6	Guazapa	Cuscatlán	1420
7	Chinchontepoa	San Vicente	2181
8	Tecapa	Usulután	1593
9	Usulután	Usulután	1450
10	Chaparrastique	San Miguel	2129
11	Conchaagua	La Unión	1243
n		TOTAL	19227

Fuente: Adaptado de Atlas Geográfico Universal y de El Salvador. Grupo editorial Océano, 1995.

2.2.2 GEOMORFOLOGIA

La Geomorfología permitirá deducir si el lugar es erosivo o no a través del ancho y la forma que presenta el canal natural, así como también de la pendiente del cauce en el punto de emplazamiento, también se mencionara si existen depósitos aluviales y si el sitio presenta una superficie adecuada para que el agua fluya sin mayores problemas en dicho lugar, cabe mencionar que el agua que se precipita en la tierra en forma de lluvia, golpea el suelo arrancándole partículas según el grado de resistencia que presente la superficie terrestre, haciendo pequeñas incisiones que produce el agua al escurrir superficialmente esto da lugar a la formación de surcos de erosión, que al intensificarse con su ciclo erosivo, éste va formando canales naturales de diferentes profundidades hasta formar cañadas, donde muchas de éstas llegan a convertirse en quebradas o ríos intermitentes. Las quebradas erosionan fuertemente el terreno por donde pasan, comenzando por el desgaste de su lecho y taludes laterales. Como el proceso de erosión se intensifica durante cada período de lluvia, estos procesos al profundizar su cauce, alcanzan la zona de saturación permanente de las aguas subterráneas que al ser alimentadas por éstas se convierten en ríos permanentes.

- **La Erosión.**

Esta se realiza por la acción mecánica, química y físico-química del agua. La morfología, la pendiente del terreno y los materiales que componen los suelos, así como su composición estructural, son factores que determinan el tipo, y el ciclo de erosión de la superficie del suelo.

El cauce de un río se profundiza dependiendo de: La morfología de la región por donde corren sus aguas, el caudal y la velocidad de sus aguas, así como de la naturaleza del terreno por donde se desliza la corriente. Esta erosión origina cañones, valles y barrancos muy estrechos moldeando el relieve de la zona.

Puede ser que en el curso medio o inferior de un río, el cauce se ensanche, dando lugar a la formación de meandros o cauces antiguos principalmente en las zonas de planicie.

Los materiales acarreados por el río durante todo su recorrido, tanto superficialmente como en el fondo llegan a formar los depósitos aluviales dentro de sus márgenes y alrededores.

En el punto de emplazamiento de un puente, se deben tomar en cuenta estos procesos naturales de erosión y depositación porque éstos pueden socavar una estructura o reducir su área hidráulica.

La característica geomorfológica del área de estudio es la presencia de edificios volcánicos, son ellos lo que van a condicionar la geomorfología y las formas existentes en la zona. El edificio volcánico más importante es el que corresponde al volcán de San Miguel o Chaparrastique, con 2130 msnm. Una corta distancia hacia el noroeste se encuentra la Laguna Seca del Pacayal, caldera volcánica casi perfecta con 1315 msnm.

A parte de estos dos edificios volcánicos que están perfectamente conservados, también existen en la zona otras dos elevaciones de menor importancia y que parecen ser conos volcánicos en un avanzado estado de desintegración, el Cerro de Chambala y la Montaña

Lacayo. Todos estos relieves presentan unas incisiones, más o menos importantes, producidas por las quebradas que drenan las aguas superficiales de escorrentía, que en época de lluvia, bajan de las mismas. Su grado de incisión va a depender de la naturaleza y tipo de material por el cual discurre, siendo más profundas sobre materiales sueltos que sobre consolidados.

También se han identificado, sobre todo en el interior de la Laguna Seca de El Pacayal, una serie de deslizamientos o deslaves que afectan a las laderas más inclinadas y que forman acumulaciones en forma de pequeños abanicos en el interior de la caldera de éste volcán. Por último, cabe destacar ya en la zona más alejada de los volcanes y alrededor de la carretera del Litoral, la presencia de una zona llana que llega hasta los cerros situados en la costa. Esta llanura es aprovechada en la actualidad como zona de cultivo de caña de azúcar y como pastizal para el ganado. En la figura 2.2 se muestra la distribución geomorfológica de la cuenca en estudio.

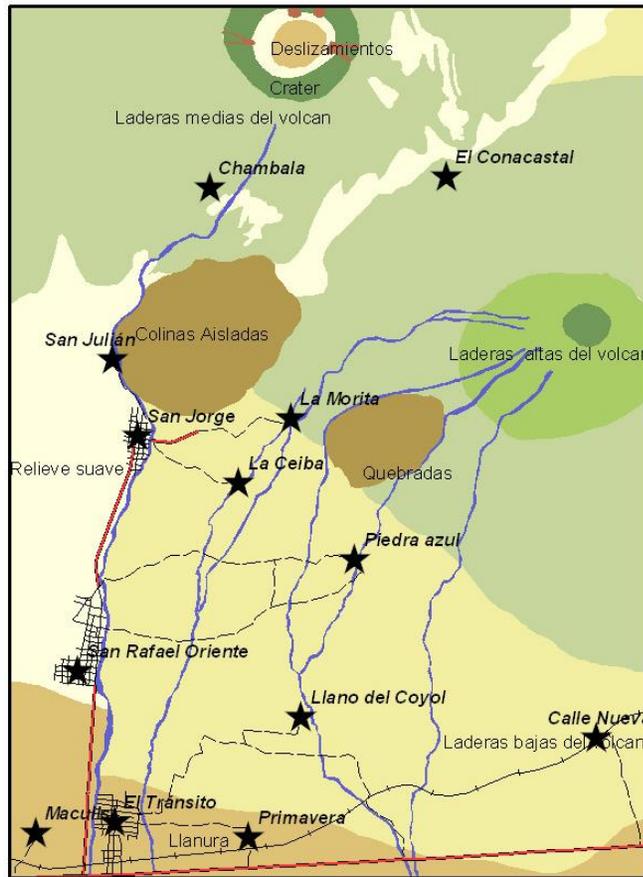


Fig.2.2 Mapa Geomorfológico de la zona en estudio.

2.2.3 HIDROGRAFIA

Todos los proyectos viales de El Salvador generalmente incluyen obras de paso como puentes y bóvedas en los tramos del proyecto; muchos caminos rurales y vecinales que están hechos actualmente, todavía no cuentan con puentes o bóvedas necesarios para acceder a lugares donde las actividades productivas y cotidianas del país se interrumpen por ríos y quebradas en la estación lluviosa, en otros casos por la permanencia de una lámina de agua en el río, cuya altura es suficiente para impedir el paso de vehículos, principalmente al momento de la lluvia.

El Salvador presenta una importante red fluvial, que agrupa diversas cuencas hidrográficas, cada una de las cuales presenta características morfológicas y fisiográficas diferentes.

La cuenca más importante del país es la cuenca del río Lempa (ver figura 2.3) por ser el río más largo y caudaloso de El Salvador, éste recorre una longitud solamente en nuestro territorio de unos 300 Km., pasando por Chalatenango, Cabañas, San Miguel, San Vicente y Usulután.

Se poseen tres tipos de elementos hidrográficos en la zona: ríos, quebradas y zanjos. Los ríos surgen al pie del volcán en la vertiente sur, identificados 7 de ellos en los municipios de El Tránsito y Ereguayquín. La región hidrográfica a la cual pertenece el punto en estudio, se puede ver en el mapa que se muestra en la figura 2.4 (zona sombreada) y se localiza en el departamento de San Miguel, su ubicación geográfica está dada por las siguientes coordenadas: latitud, 13°21' N; longitud, 88°21' O, el mapa representa la forma en como están distribuidas las cuencas grandes en nuestro país, las divisiones mostradas en el mapa han sido realizadas por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (sistema de información Ambiental)

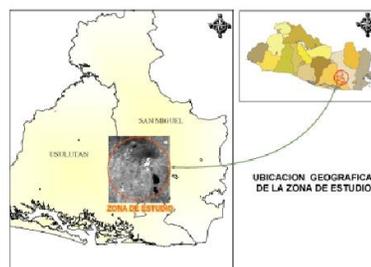


Fig. 2.3 Ubicación geográfica de la cuenca en estudio.

2.2.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico da a conocer las cantidades de agua que fluyen superficialmente en un área de recogimiento determinada o cuenca, evaluando parámetros físicos de la región como: área, perímetro, pendiente, elevaciones, etc.

En El Salvador, las crecidas de los ríos y quebradas ocurren durante la estación lluviosa, comprendida entre el 21 de Mayo y el 16 de Octubre de todos los años, teniendo una duración aproximada de 150 días; algunas veces las crecidas en los ríos ocasionan una serie de daños materiales con las inundaciones, fenómeno que ha afectado el área de la ciudad de El Transito, San Miguel, por ser este el punto en el cual se han unido a la quebrada el Transito, al menos 28 quebradas tributarias; desde el punto de vista hidrológico el proyecto se encuentra en la cuenca del río grande de San Miguel. Para prevenir las inundaciones que puedan ocurrir con las aguas de remanso de una obra de paso, es necesario conocer el caudal y el nivel de aguas máximas en la sección natural del río, y en la sección del cauce con su puente donde se interceptan los ríos o quebradas con los alineamientos de los caminos, y en donde hace falta una obra de paso.

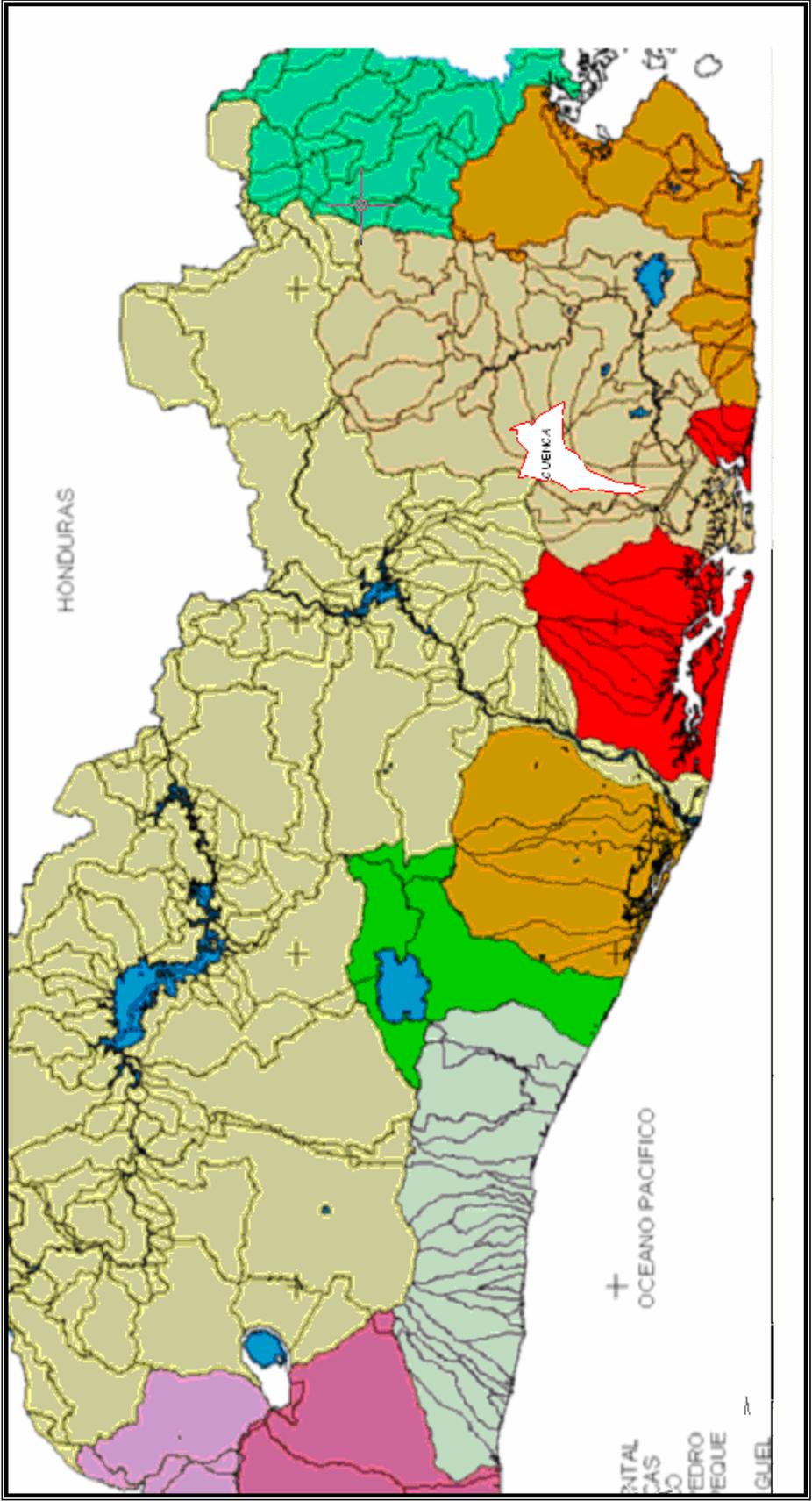


Fig.2.4 División de El Salvador en regiones hidrográficas.

2.2.4.1 PUNTO DE CONTROL.

Es el sitio de interés de todo el estudio, donde se cruza un camino rural ó vecinal con el cauce. En éste punto, el camino se encuentra discontinuo, el agua del río obstaculiza el paso de vehículos y personas que necesitan acceder a lugares que pueden ser los más alejados del país. Por éste punto pasa el agua que es recogida y drenada por toda la cuenca, permitiendo determinar los caudales de agua por medio del estudio hidrológico y llegar a establecer la altura que alcanza el agua en los taludes, posteriormente se fija la longitud y la altura del puente en el punto de emplazamiento.

2.2.4.2 ESTUDIO DE LA CUENCA.

Cuenca, es el área o superficie terrestre delimitada por una línea imaginaria llamada parteaguas, que une los puntos de mayor elevación, parte de las gotas de lluvia que caen, tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida que en este caso es el punto de control.

2.2.4.3 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LA CUENCA.

Es el tiempo que tarda el agua precipitada en recorrer desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de control, en ese momento toda la superficie de la cuenca está drenando agua produciendo el caudal máximo. Este tiempo es función de las características geográficas y topográficas de la zona y por tanto, independiente de la configuración y magnitudes del aguacero. Existen varias formas de hallar el tiempo de concentración,

Tc, de una cuenca (Kirpich, Témez y Giaudotti). Para el caso el tiempo de concentración de la cuenca se calculará por la siguiente fórmula:

$$t_c = \frac{\sqrt{A_c + 1.5L_c}}{0.8Hm} \times 60 \text{ min}$$

Donde:

tc: tiempo de concentración de la cuenca (min.)

Ac: área de la cuenca (km²).

Lc: Longitud del cauce más largo. (mts)

Hm: elevación media de la cuenca definida por la semisuma de elevaciones obtenidas.

2.2.4.4 INTENSIDAD DE LA LLUVIA.

La intensidad de la lluvia es un parámetro que tiene mucho que ver con el proceso de sedimentación, ya que éste se inicia desde el momento en que una partícula del suelo es desprendida debido a la energía cinética producida por el impacto de una gota de lluvia, pasando luego por una serie de procesos hasta llegar a depositarse en el fondo de los ríos.

Mientras más alta sea la intensidad de la lluvia, más alta será la cantidad de partículas que se desprenderán del suelo.

2.2.4.5 PERIODO DE DISEÑO

En un previo análisis para determinar la avenida por el método que se desee, generalmente se obtiene un caudal máximo estimado que tiene una determinada probabilidad de ocurrir y por consiguiente un período de cierto

número de años. Mientras mayor sea este período, menor será la probabilidad de que ocurra la avenida; los caudales serán grandes y por tanto los costos también serán grandes; caso contrario, mientras más pequeño sea este período, la obra será económicamente viable pero insegura. La selección de un período de diseño para el cálculo del caudal máximo, implica en cada caso en particular, el balance de los costos inmediatos y de la reducción correlativa de los estragos eventuales, generalmente difícil de estimar.

2.2.4.7 METODO PARA LA ESTIMACION DE CAUDALES MAXIMOS

Hay muchas maneras de obtener el caudal máximo de una avenida, pero resulta inconveniente mencionar una en especial o de mayor importancia, ya que ninguno de los métodos que existen ha sido adoptado como único ó más preciso.

El fenómeno de las crecidas es muy complejo y depende de muchas variables, debido a esta complejidad resulta recomendable el estudio del problema por los siguientes métodos:

- Métodos Directos
- Métodos Empíricos
- Métodos Estadísticos
- Métodos Hidrometeorológicos

El método que se utilizará para el cálculo de avenida máxima en el diseño del puente será el Método Hidrometeorológico, debido a que este nos permite analizar datos de lluvia y algunas características físicas de la cuenca.

Los métodos Hidrometeorológicos se aplican cuando se dispone de

datos de lluvia (método racional), o bien si se cuenta con datos de lluvia y avenidas reales (Método del Hidrograma Unitario) y el método de las isócronas que no es mas que una ampliación en la aplicación de la formula racional.

▪ **Método racional**

El método racional comenzó a utilizarse alrededor de la mitad del siglo XIX, la idea detrás de este método es que una lluvia con intensidad "I" empieza en forma instantánea y continua en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración "Tc", en el cual toda la cuenca esta contribuyendo al flujo de salida. El producto de la intensidad de lluvia y el área de la cuenca es el caudal de entrada al sistema "IA" y la relación entre este caudal y el caudal pico "Q" (que ocurre en el tiempo Tc) se conoce como el "Coeficiente de escorrentía" C ($0 < C < 1$), este se expresa en la formula racional:

$$Q = C I A$$

Las suposiciones asociadas con el método racional son:

- a) La tasa de escorrentía pico calculada en el punto de salida de la cuenca es una función de la tasa de lluvia promedio durante el tiempo de concentración, es decir, el caudal pico no resulta de una lluvia mas intensa, de menor duración, durante el cual solamente una porción de la cuenca contribuye a la salida de esta.
- b) EL tiempo de concentración empleado es el tiempo para que la escorrentía se establezca y fluya la parte más remota del área de

drenaje hacia el punto de medición del caudal.

c) La intensidad de la lluvia es constante durante toda la tormenta.

▪ **Coefficiente de escorrentía**

El coeficiente de escorrentía "C" es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en realidad. Una selección apropiada del coeficiente de escorrentía requiere del conocimiento y experiencia por parte del hidrólogo.

El coeficiente de escorrentía depende de la topografía, las condiciones del suelo, intensidad de lluvia, grado de compactación del suelo, la vegetación, la pendiente del suelo y proximidad del nivel freático.

Para calcular el coeficiente de escorrentía existen muchos métodos, los cuales son:

- **METODO DIRECTO:** Se logra por medio de un estudio de registro de volúmenes realizados en la estación hidrométrica en un punto que dividido entre el promedio de agua precipitada en la cuenca se obtiene dicho coeficiente.
- **METODO DE COMPARACION:** Cuando no existen estudios de registro hidrométrico en la cuenca en estudio pero en otra sí y que tenga similares características hidromorfológicas, se puede utilizar el mismo coeficiente de escorrentía.
- **METODO DE VENTE CHOW:** Consiste en correlacionar los factores más importantes de la cuenca como lo es la topografía, vegetación y

geología y a partir del nomograma de Vente Chow se obtiene el coeficiente de escorrentía para cada área de la cuenca que varían los elementos antes mencionados y se encuentra la media que representa el coeficiente de escorrentía de la cuenca.

2.2.4.7 CLIMATOLOGÍA

La zona de vida donde se ubica el proyecto, corresponde al Bosque Húmedo Subtropical Caliente (bh-St), Según Holdrige, esta zona se caracteriza por temperaturas altas, períodos de lluvias y sequías bien demarcadas.

Desde el punto de vista climático el proyecto se encuentra en la zona clasificada como Sabana Tropical Caliente; clasificándola Sapper-Lauer como tierra caliente, cuya temperatura oscila entre 17.8 °C y 39.6 °C y con precipitación pluvial promedio anual de 2,017 mm/año y una elevación de 125 m.s.n.m.

En la figura siguiente se muestran las zonas de acuerdo a la altitud y en la siguiente tabla se describen a cada una de ellas.

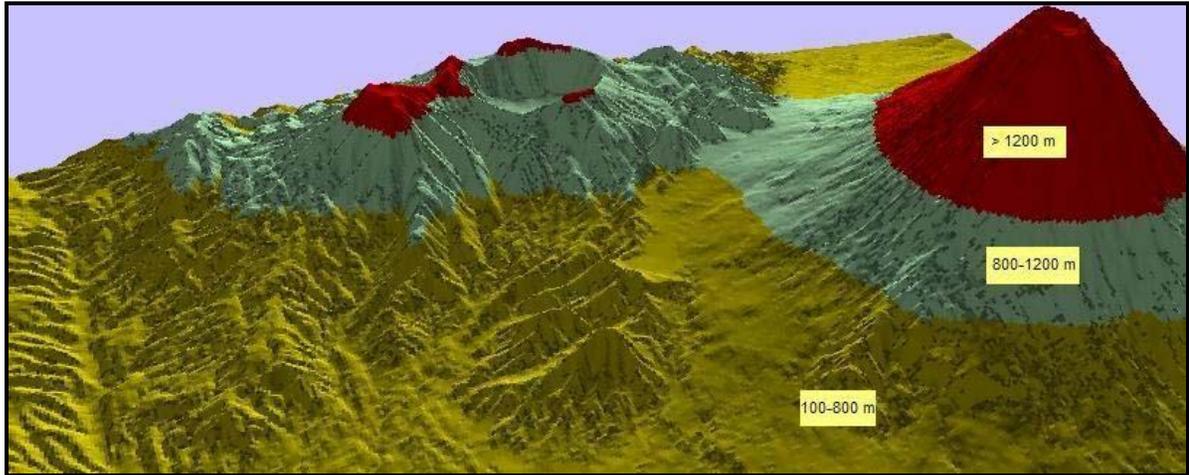


Figura 2.5 Zonas Climáticas de la Cuenca en Estudio

<p>Sabana tropical caliente o Tierra caliente</p>	<p>Corresponde a la parte baja del zona de estudio. Agrupa las zonas situadas entre los 100 y 800 m de altura sobre el nivel del mar, abarcando el área comprendida desde la carretera del Litoral hasta las faldas del volcán de San Miguel, y las de la Laguna Seca del Pacayal, hasta los 800 m de altura.</p> <p>Las temperaturas medias mensuales oscilan entre 25 y 29° C, con una precipitación media superior a los 1.400 mm.</p>
<p>Sabana tropical calurosa o Tierra templada</p>	<p>Se trata de áreas con elevaciones entre 800 y 1200 m. Corresponde a la franja limitada por estas cotas en el volcán de San Miguel y la parte más alt de la Laguna Seca del Pacayal.</p> <p>En esta zona se registran temperaturas anuales de 19 a 21° C, siendo la precipitación media anual de 1800 mm.</p>
<p>Clima tropical de las alturas o Tierra Templada</p>	<p>Este clima afecta a las elevaciones superiores a los 1200 m. Dentro del área de estudio correspondería a las zonas más altas del volcán de San Miguel.</p> <p>Las variaciones de temperatura son de 16 a 19° C, con escaso riesgo de heladas.</p>

Fuente: Estudio de Caracterización de Amenazas Geológicas en la Ladera Sur -Occidental del Volcán Chaparrástique (José de San Antonio GM)

2.2.4.8 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA

El desarrollo de la ciencia hidrológica ha tenido como uno de los resultados la determinación de las características fisiográficas de una cuenca, que son elementos que sirven para el cálculo y entendimiento mismo

de la escorrentía superficial.

Sabemos que la cuenca actúa como un sistema natural de drenaje de las aguas lluvias y posee características especiales, de las cuáles se establece el comportamiento y forma de cómo se realiza dicho drenaje.

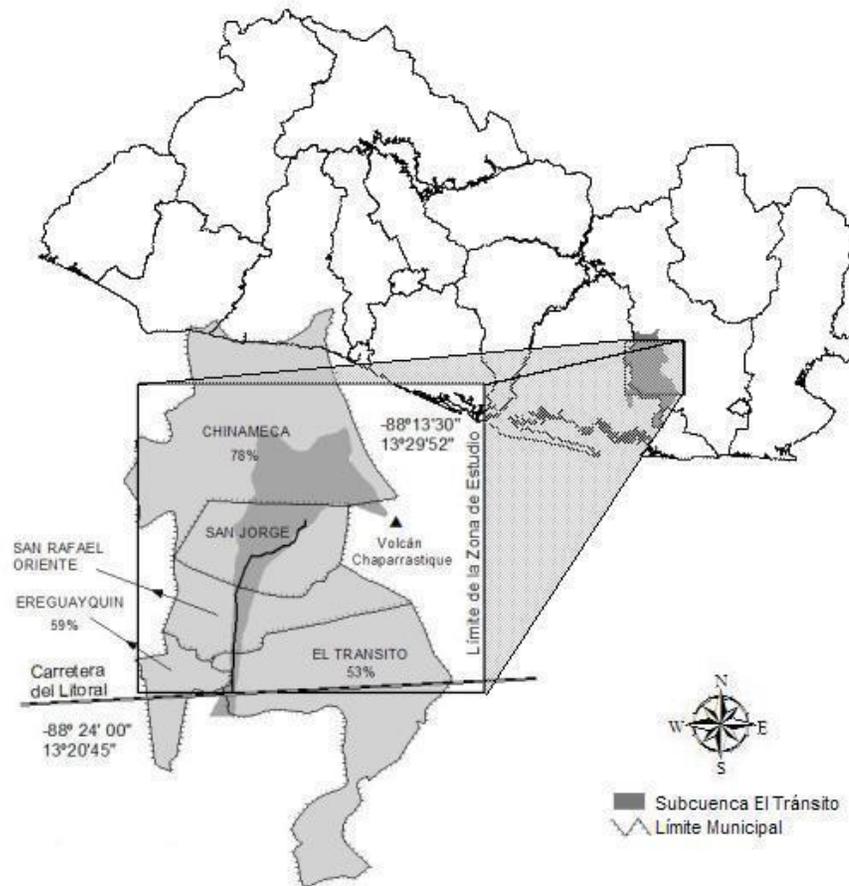
A continuación se enumeran las características físicas que se deben considerar al momento de analizar la cuenca que se está estudiando.

2.2.4.8.1 ORIENTACIÓN DE LA CUENCA

La orientación representa la dirección geográfica de la cuenca. La zona de estudio intercepta a los municipios de Ereguayquín, El Tránsito, San Jorge y Chinameca, y esta ubicada en la vertiente sur del volcán Chaparrastique entre los departamentos de Usulután y San Miguel en la República de El Salvador, limita al sur con la carretera del litoral; al oeste con el límite de la sub cuenca "El Tránsito" (considerando a los cantones Los Encuentros y Maculís del municipio de Ereguayquín); al norte por el límite de la subcuenca "El Tránsito"; y al este por el límite municipal de San Miguel. Se considera a esta zona como un rectángulo, de 10'30" de ancho y 9'7", que parte de una longitud de -88° 24' 00" y una latitud de 13°20'45", ver la siguiente figura:

Fig.2.6
de

Croquis



2.2.4.8.2 ÁREA DE LA CUENCA

Se define como la superficie en proyección horizontal delimitada por medio de una línea imaginaria llamada el parteaguas el cual esta formada por los puntos de mayor nivel topográfico, el método indicado para definirlo consiste en partir del punto de interés, llevando seguimiento horario o antihorario e ir cortando perpendicularmente las curvas de nivel y pasando por los puntos topográficos más elevados, hasta llegar de nuevo al punto de interés, con esto se logra separar la cuenca en estudio de las cuencas vecinas.

2.2.4.8.3 LONGITUD DEL CAUCE MÁS LARGO

En la cuenca, desde el punto de interés ubicado en la ciudad de El Transito, existen diversas quebradas que llegan a conformar una principal y de mayor caudal, una vez delimitada la cuenca se procede a determinar el cauce de mayor longitud y de mayor caudal que se encuentre dentro de la cuenca en estudio; para el caso en particular la quebrada El transito es el cauce principal.

Una vez digitalizados los cuadrantes y delimitada la cuenca, para obtener la longitud del cauce mas largo se hará uso del programa Auto Cad 2005; debiendo colocar el puntero en el punto de interés, se seguirá el recorrido del cauce de una forma cuidadosa para lograr una mayor precisión hasta llegar al origen del tributario, se obtiene la lectura en la escala indicada, generalmente en metros o kilómetros.

2.2.4.8.4 PERÍMETRO DE LA CUENCA:

Es la delimitación de la cuenca utilizando los parteaguas como referencias para poder diferenciar una cuenca con otra, a través de estos se logra determinar los bordes topográficos de la zona de influencia para la quebrada El Transito cuando se da una precipitación sobre el área de la cuenca.

2.2.4.8.5 ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA

Las variaciones de elevación en el interior de una cuenca, así como la elevación media, son datos importantes para el estudio de la temperatura, precipitación y la escorrentía superficial

La forma más precisa para determinar la elevación media de la cuenca es a través de la curva hipsométrica, La curva hipsométrica es el reflejo de la evolución del drenaje de una cuenca, de acuerdo con Strahler, el cuál indica que el ciclo fluvial normal consiste en dos fases principales y una variante de la segunda:

La primera se llama la fase de no equilibrio, la cuál es un principio del ciclo de desarrollo de la cuenca; y la segunda se llama fase del equilibrio correspondiente al desarrollo de la cuenca. Durante esta fase se considera que los procesos de erosión y transporte de sedimentos son constantes.

La curva hipsométrica viene dada por los porcentajes 50% de áreas entre curvas, en la cual se puede presentar uno de los tres casos siguientes:

Primer caso: Que la cuenca sea vieja y ésta presente sedimentación.

Segundo caso: Que la cuenca sea madura y ésta presente un equilibrio entre la erosión y la sedimentación.

Tercer caso: Que la cuenca sea joven, ésta presentará solamente erosión. Sin embargo, se utilizará en este estudio la elevación media calculada por la semisuma de elevaciones siguientes:

$$H_m = (H_{m\acute{a}x} + H_{m\acute{i}n.}) / 2$$

Donde:

H_m: elevación media de la cuenca (msnm).

H_{m^áx}: elevación máxima de la cuenca (msnm).

H_{mⁱn}: elevación mínima de la cuenca (msnm).

2.2.4.8.6 PENDIENTE MEDIA:

Es una de las características hidrológicas más importantes de la cuenca, debido a que ésta es la que rige el drenaje. La pendiente media de la cuenca se calcula por la expresión:

$$S_c = \frac{\sum l_c \cdot D}{A_c} \times 100$$

Donde:

S_c : Pendiente media de la cuenca

$\sum l_c$: Sumatoria de las longitudes de las curvas de nivel en kilómetros.

D : Intervalo entre dos curvas de nivel consecutivas en kilómetros.

A_c : Área total de la cuenca en km²

2.2.4.9 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE COMPARACIÓN

La forma de la cuenca hidrológica afecta los hidrogramas de escurrimiento y las tasas de flujo máximo. La forma de definir las es por las siguientes características que han sido propuestas por Gravelius:

a) Coeficiente de Compacidad

Es adimensional y sus valores son mayores o iguales a uno además se relacionan únicamente con la forma de la cuenca. En cuanto más cerca se encuentre este coeficiente al valor de uno, más forma circular tendrá la cuenca, y por lo tanto habrá mejor aprovechamiento de la precipitación.

El coeficiente de compacidad "Kc" es la relación de dividir el perímetro de la cuenca entre el perímetro de un círculo que contenga el área total de la cuenca.

Para un círculo: $A = \pi r^2$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Luego:

$$p = 2\pi r = 2\pi \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \frac{\sqrt{A}}{0.28}$$

Y obtenemos la expresión siguiente:

$$Kc = \frac{p * 0.28}{\sqrt{Ac}}$$

Donde:

P: Perímetro de la cuenca.

Ac: Área de la cuenca.

b) Factor de Forma:

Este coeficiente relaciona la longitud del eje central de la cuenca con el ancho medio. Comparando dos o más cuencas que poseen características físicas semejantes, tendrá mayor drenaje aquella que posea el coeficiente de forma más elevado, y está dada por la siguiente fórmula:

$$Kf = \frac{Lm}{Le}$$

Donde:

Kf: Coeficiente de forma (adimensional)

Lm: Ancho medio en kilómetros.

Le: Longitud del eje central en kilómetros.

2.2.4.10 PERIODO DE RETORNO

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

En la práctica, usualmente esto se lleva a cabo seleccionando el valor máximo anual de la variable que está siendo analizada, por ejemplo el caudal máximo anual, que es el flujo pico instantáneo máximo que ocurre en cualquier momento del año.

2.2.4.11 CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

CAUDAL DE LA CUENCA: USO DE LA FÓRMULA RACIONAL.

El caudal, es el volumen de agua que recoge la cuenca en la unidad de tiempo y que pasa por el punto de control, es utilizado para el cálculo del tirante crítico de las secciones transversal del río en el punto de emplazamiento El caudal de la cuenca viene dado por la fórmula racional:

$$Q_c = \frac{50}{3}(CiA_c)$$

Donde:

Q_c : es el caudal de la cuenca ($m^3/seg.$).

50/3: factor de conversión de $km^2 mm/min$ a $m^3/seg.$

C : coeficiente de escorrentía (adimensional)

i : intensidad de diseño (mm/min)

A_c : área de la cuenca (km^2)

Debido a que no se cuenta con una estación hidrométrica puntual en el punto de interés, se hará necesario analizar los registros existentes en la estación pluviométrica de Santiago de Maria, ya que es la más próxima aguas arriba.

USO DEL MÉTODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR

Este método presenta el escurrimiento directo de la precipitación en la forma de lluvia sobre una cuenca que no ha sido aforada. El método de escurrimiento del hidrograma triangular, tal como su nombre lo indica, considera la respuesta de la cuenca ante la lluvia como un triángulo. Esta concepción es válida mientras los efectos de almacenamiento dentro de la cuenca no se hacen sentir.

En el hidrograma triangular la configuración del mismo está en función de los tiempos de duración de la tormenta efectiva y tiempo de concentración del flujo.

Duración de la Tormenta (D)

En este tipo de cuenca las tormentas que producen las mayores avenidas son de corta duración y de alta intensidad de lluvia, en tal sentido se utilizan lluvias de varias duraciones tales como 5, 10, 20, 30, 40, 60 y 90

min. Seleccionando la que produzca mayor caudal (Q_p)

Tiempo Base (T_b)

En la generación del hidrograma triangular, el tiempo base es el resultado de sumar la duración de la tormenta y el tiempo de concentración.

$$T_b = D + T_c$$

Volumen de escorrentía (V)

Es la parte de precipitación que llega a la red hidrográfica (corrientes) dando lugar a la generación de avenidas.

El volumen de escorrentía viene dado por:

$$V = A \times L_{ef.}$$

Donde:

V = Volumen de escorrentía

A = área de la cuenca

$L_{ef.}$ = Lluvia efectiva

Pero:

$$L_{ef.} = D + I + C$$

Donde:

D = Duración de la tormenta

I = Intensidad de lluvia

C = Coeficiente de escorrentía

Caudal Máximo (Q_p)

De hidrograma triangular se tiene que:

$$V = \frac{1}{2} Q_p T_b$$

Por lo que: $Q_p = 2V / T_b$

Nota: Todas las formulas mencionadas para el método del hidrograma triangular son las usadas para obtener los resultados que se presentan en el cuadro siguiente:

CUADRO No 2.1 CUADRO DE AVENIDA MAXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES DE LLUVIA

CUADRO DE AVENIDA MÁXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES Y PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS.									
DURACION DE LA LLUVIA (min)	PERIODO DE RETORNO (años)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/min)	LAMINA DE LLUVIA (mm)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PONDERADO	LLUVIA EFECTIVA (mm)	AREA DE LA CUENCA	VOL. DE ESCORRENTIA DIRECTA (m3)	TIEMPO BASE	CAUDAL MÁXIMO Qp (m3/seg)

En el cuadro anterior se tabularan los resultados de caudales máximos para diferentes duraciones con un periodo de retorno de 25 años.

2.2.5 ESTUDIO HIDRÁULICO.

Con el estudio hidráulico se llega a relacionar el estudio hidrológico aplicando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad. Este sirve para determinar el nivel de aguas máximas en el punto de interés y el área hidráulica más eficiente, con el fin de obtener el dimensionamiento hidráulico o predimensionamiento de la obra de paso. En el estudio hidráulico se llega a determinar la sección hidráulica óptima, que es capaz de manejar el caudal de la cuenca, en los cuales, se utilizan parámetros de diseño que comparan un factor geométrico calculado a partir de sus dimensiones con el factor hidráulico calculado en base al caudal de la cuenca, la rugosidad del cauce y la pendiente del río.

La formula que relaciona estos parámetros es la siguiente:

$$\frac{Qn}{S^{\frac{1}{2}}} = AhRh^{\frac{2}{3}}$$

Factor hidráulico = Factor geométrico

Donde:

- Q: Caudal de la cuenca (M³/Seg)
- S: Pendiente del río.
- n: Factor de rugosidad de Manning
- Ah: Área hidráulica (m²)
- Rh: Radio hidráulico (mts)
- $Rh = Ah / Pm$
- Pm: Perímetro mojado (mts)

Este se realiza en las secciones transversales del río obtenidas en el estudio topográfico, ubicadas una en el punto de emplazamiento y las otras aguas arriba y aguas abajo donde el río presente condiciones desfavorables como meandros, angostamientos del cauce o donde exista un flujo turbulento.

2.2.5.1 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

El Coeficiente de rugosidad de Manning es un parámetro que indica la rugosidad del lecho del canal natural, éste depende del tamaño y forma de la sección transversal del canal, del tamaño de sus partículas de la vegetación, alineamiento del canal, depósitos y socavaciones, etc.

El coeficiente de rugosidad "n" de Manning se puede obtener

mediante dos formas: por medio de tablas y determinándola en campo.

➤ **Por medio de tablas:**

Las tablas que se utilizan son las de Ven Te Chow (ver cuadro No.2.3), ya que ésta considera los siguientes factores:

1. Rugosidad de la superficie: los granos finos dan un valor bajo de "n" y los granos gruesos un valor alto de "n".
2. Vegetación: esta reduce la velocidad del agua en el canal, retarda el flujo, dependiendo de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación.
3. Alineamiento del canal: Curvaturas suaves dan lugar a un valor bajo de "n", mientras que curvaturas con meandros severos aumentan el valor de "n".
4. Depósitos y socavaciones: La depositación aluvial puede cambiar un canal muy irregular en uno uniforme y disminuir el valor de "n", mientras que la erosión aumenta el valor "n".

➤ **Determinación de n en campo:**

La rugosidad es función del diámetro de la partícula que produce la fricción o rugosidad, esta viene dada por la siguiente fórmula:

$$n = (\sqrt[12]{\phi_{90}}) / 64$$

Donde:

n : coeficiente de rugosidad de Manning.

64: constante o numero de Reynols para flujo laminar

ϕ_{90} : Es el diámetro en mm de la curva granulométrica

correspondiente al 90% del material que pasa la malla.

CUADRO N° 2.3 VALORES DE RUGOSIDAD DE RÍOS EN CURSOS NATURALES.

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	Manning
Cursos en planicie:	n
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025
2. Igual que I pero mas piedras y pastos.	0.030
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos.	0.033
4. Igual que 3, pero algunos pastos y piedras.	0.035
5. Igual que 4, nivel inferior, pendiente y sección inefectiva	0.040
6. Igual que 4, pero más piedra	0.045
7. Tramo sucio, con pastos y pozos profundos	0.050
8. Tramos con mucho pasto, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera arbustos bajos.	0.075
Cursos en montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidos para niveles	n
9. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030
10. Fondo: Cantos rodados con grandes rocas	0.040

Adaptada de Hidráulica de canales abiertos de Ven Te Chow, segunda Edición.

Las muestras de material, se deben obtener en las depositaciones aluviales cerca de las riveras del río cuarteando un área de 1 mt², hasta obtener 2 libras de material por cada banco, llevar al laboratorio de suelos y materiales estas muestras y efectuar el análisis granulométrico.

2.2.5.2 CURVA DE DESCARGA NATURAL.

La curva de descarga relaciona el área hidráulica, el perímetro mojado

y el tirante hidráulico, con el factor hidráulico con la finalidad de llegar a obtener el tirante crítico o nivel de aguas máximas. El cálculo de la curva de descarga se tabula en el cuadro No. 2.4. La sección hidráulica óptima se obtiene cuando el valor factor hidráulico (relaciona todos los elementos hidráulicos contenidos en la sección transversal tales como el caudal de diseño, coeficiente de manning y la pendiente del cauce.) es aproximadamente igual al valor del factor geométrico (relaciona todos los elementos geométricos contenidos en la sección transversal área hidráulica y perímetro mojado) calculado a partir de la siguiente fórmula:

$$\frac{Qn}{S^{\frac{1}{2}}} = AhRh^{\frac{2}{3}}$$

Factor hidráulico = Factor geométrico

Donde:

Q: caudal de la cuenca (m³/seg.).

n: rugosidad de Manning.

S: pendiente del río.

A_H: área hidráulica (m²)

R_H: radio hidráulico (mts) R_H = A_H/P_m

P_m: perímetro mojado (m)

Para realizar el cálculo de la curva de descarga de una manera ordenada, se deben tabular los datos en una tabla que contenga la siguiente información:

CUADRO NO.2.4 TABULACIÓN DEL CÁLCULO DE LA CURVA DE DESCARGA.

Tirante Y (mts.)	Área Hidráulica $A_h(\text{mt}^2)$	Perímetro mojado P_m (mts.)	Radio Hidráulico $R_H = A_H / P_m$ (mts.)	Factor Geométrico $F_G = A_H R_H^{2/3}$	caudal (mt'/seg) $Q = (S^{1/2} / n) F_G$

En el dibujo del perfil transversal del cauce en el punto de emplazamiento, que se ha realizado a través del levantamiento topográfico, se debe variar el tirante, el cual hace cambiar el área hidráulica y el perímetro mojado, que al relacionarlo con la curva de descarga, puede llegarse a obtener la igualdad entre el factor hidráulico y el factor geométrico.

El factor geométrico es la relación $F_G = A_H R_H^{2/3}$ y el caudal se obtiene al multiplicar el factor geométrico por la relación $S^{1/2} / n$; es decir:

$$Q = A_H R_H^{2/3} S^{1/2} / n$$

2.2.5.2.1 TIRANTE CRÍTICO Y HUELLA EN EL TALUD.

El tirante crítico es la altura del agua donde el factor geométrico es igual al factor hidráulico, representando el nivel de aguas máximas alcanzado en la sección. Se utiliza para conocer el nivel de aguas máximo que alcanza el agua en la sección transversal del río, ésta altura ayuda a determinar la altura de la parte inferior de la obra agregándole una altura para objetos de arrastre.

Con el cálculo del factor hidráulico: $Qn/S^{1/2}$, que es constante, se entra en la curva de descarga hasta interceptarla, éste se proyecta al eje vertical y se lee el valor del tirante el cual es el tirante crítico de la sección

transversal.

Una vez que se ha establecido el tirante crítico a través del estudio hidráulico, éste se debe comparar con las huellas de los taludes que deja marcado el río; el valor que sea mayor, se utilizará para el cálculo de la cota del tablero (se determina sumando el tirante crítico o nivel de aguas máximas, la altura para objetos de arrastre, la altura de la viga y la altura del peralte de la losa).

La curva de descarga se dibuja a partir de la tabla anterior, donde en el eje "x" se encuentra el factor geométrico (F_G), y en el eje "y", el tirante.

2.2.5.2.2 VELOCIDAD DEL AGUA.

La velocidad del agua, es la distancia que recorre ésta en el cauce del río en la unidad de tiempo. En una forma práctica, la velocidad del agua se puede determinar experimentalmente midiendo una distancia en el sentido de la corriente del río y dejando caer un objeto que puede ser durapax durante varias veces y medir el tiempo de recorrido para determinar la velocidad media que tiene el agua en el punto de interés. Por medio de la velocidad, se puede determinar en el río si hay depositación o erosión; generalmente los valores de la velocidad pueden variar entre 0.15 y 9.70 mts/seg., y en algunos casos mayores, para asegurar un equilibrio entre erosión y depositación, es decir, que para que no se dañe los estribos, se pretende regular la velocidad en el río mediante gradas disipadoras de energía para que éstas oscilen en un rango aceptable.

La velocidad del agua en el río que se necesita conocer es cuando

alcanza el tirante crítico, sin embargo, se pueden conocer la velocidad en los diferentes tirantes que se presentan tabulados en el cuadro No.2.4, de la curva de descarga, dividiendo el caudal entre el área hidráulica:

$$V = Q/A_H$$

Donde:

V : velocidad del agua en el punto de emplazamiento

Q: caudal de la cuenca

A_H: área hidráulica de la sección transversal.

2.2.5.3 LONGITUD DEL CLARO Y COTA DEL TABLERO.

- **Longitud del claro.**

La longitud de la obra de paso en el punto de emplazamiento se fija previamente con el estudio de suelos y el tramo local del eje previamente establecido a partir de la geometría en los alineamientos y sección transversal en el lugar donde se hace la penetración estándar para la ubicación de los estribos.

- **Cota del tablero.**

Se debe realizar otro estudio hidráulico para determinar el tirante crítico, con la variante que se deben incluir los estribos del puente.

Una vez que se ha establecido el tirante crítico, la longitud del claro y el área hidráulica de la sección óptima, se debe calcular el área para el paso de los cuerpos flotantes que son arrastrados por la corriente con el fin de evitar daños en la súper estructura del puente. El área para objetos de arrastre o cuerpos flotantes se puede calcular de las siguientes dos formas:

Primero: Es igual a la tercera parte del área hidráulica

$$A_o = A_H / 3$$

Donde:

A_o : área para objetos de arrastre.

A_H : área hidráulica óptima.

Segundo: Calculando un caudal de diseño.

El caudal de diseño, es el caudal de la cuenca incrementado con un factor de seguridad hidráulico del 50%, calculado a partir de la siguiente fórmula:

$$Q_D = 1.5 Q_C$$

Donde:

Q_D : Caudal de diseño.

Q_C : Caudal de la cuenca.

1.5: Factor de seguridad.

Si: $Q_D = 1.5 Q_C$, entonces: $A_D V = 1.5 A_o V$, se eliminan las velocidades por ser iguales: $A_D = 1.5 A_o$. Lo cual indica que $A_o = 0.5 A_H$, es decir:

$$A_o = A_H / 2$$

Según entrevistas realizadas en la Dirección General de Caminos, la experiencia de ésta Institución demuestra que el valor de la altura para objetos de arrastre es aproximadamente de 1 mt.

2.2.5.4 CURVA DE REMANSO.

Cuando la obra de paso es construida en el punto de emplazamiento, ésta reduce el área hidráulica de la sección natural del cauce, aumentando la

velocidad y la altura del tirante normal del agua produciendo cambios en el perfil del agua hasta cierta longitud del cauce donde vuelve a coincidir con su curso normal. Al cambio producido en el perfil del agua se le conoce como *remanso*.

El remanso puede producir inundaciones aguas arriba y en las cercanías al puente, donde los taludes del cauce sean bajos. La altura de remanso, se analiza a partir del estudio hidráulico, restando la altura del tirante crítico de la sección natural del tirante crítico de la sección con muro, tal como se muestra en la siguiente fórmula:

$$H_{rem} = Y_2 - Y_{1crit}$$

Donde:

H_{rem} : Altura de remanso.

Y_{1crit} : Tirante crítico de la sección natural.

Y_{2crit} : Tirante crítico de la sección con muro.

La curva de remanso se tabula en el Cuadro No. 2.5.

Con el fin de facilitar el cálculo de la curva de remanso, se presentan a continuación las siguientes fórmulas:

• *Curva de remanso.*

$$\frac{d_y}{d_x} = S_o \cdot \frac{1 - (K_o / K)^2}{1 - (Z_c / Z)^2}$$

Donde:

dy/dx : Factor que determina la curva de remanso o de desagüe.

S_o : Pendiente del río.

K_n : Transporte para flujo normal (Es una constante para flujo normal)

K : Transporte para flujo normal (Es una variable que depende del área hidráulica, radio hidráulica y n de Manning).

Z_c : Factor de sección para flujo crítico (Es una constante para flujo crítico)

Z : Factor de sección para flujo crítico (Es una variable que depende del área hidráulica y del ancho de la sección hidráulica)

El parámetro que se utiliza para la determinación si es una situación de una curva de remanso o desagüe es el siguiente:

$dy/dx > 0$ es un remanso y por lo tanto se pueden presentar problemas de inundación.

$dy/dx < 0$ es un desagüe y por lo tanto no presenta problemas de inundación.

• *Transporte para flujo normal.*

Transporte para flujo normal (valor constante):

$$K_n = Q_c / \sqrt{S_o}$$

Donde:

K_n : Constante de transporte para flujo normal.

Q_n : Caudal de la cuenca.

S_o : Pendiente del río.

Transporte para flujo normal (valor variable):

$$K = (A_H R_H^{2/3}) / n$$

Donde:

K : Variable de transporte para flujo normal.

A_H : Área- hidráulica.

R_h : Radio Hidráulico.

n : coeficiente de rugosidad de manning.

Factor de sección para flujo crítico

Factor de sección para flujo crítico (valor constante)

$$Z_c = Q_c / \sqrt{g}$$

Donde:

Z_c : Constante del factor de sección para flujo crítico.

Q_c : Caudal de la cuenca.

g : Aceleración de la gravedad (9.81 mt/ seg²).

Factor de sección para flujo crítico (valor variable):

$$Z = \sqrt{(A_H^3/T)}$$

Donde:

Z : Variable del factor de sección para flujo crítico.

A_H : Área hidráulica.

T : Ancho de la sección hidráulica.

CUADRO NO. 2.5 TABULACIÓN DE LA CURVA DE REMANSO.

Y	T	A_H	$R_H^{2/3}$	K	Z	dy/dx	ΔA	x

▪ **Gradas disipadoras de energía**

Cuando la velocidad del agua es grande y puede socavar la estructura, se hace necesario colocar gradas disipadoras de energía para reducir la energía

cinética y energía potencial del agua para evitar daños a la obra.

- La longitud de cada grada disipadora de energía es de 10 mts alcanzando todas las gradas una longitud total igual a la longitud de la curva de remanso.
- La altura de las gradas disipadoras de energía es igual a la pendiente del cauce en el punto de emplazamiento multiplicada por 10.

$$h = 10 \times SR \text{ (mts,)}$$

- El ancho de la grada disipadora de energía esta determinada por el ancho del cauce.

2.2.6 HIDROGEOLOGIA

Las características hidrogeológicas en las cercanías de un río se pueden observar si se examinan por ejemplo los taludes de éste, o las superficies cercanas en las que se pueden encontrar taludes que se mantienen húmedos en la estación seca y lluviosa. La permanencia de la humedad en los taludes, permite que el agua se infiltre a los subestratos, haciendo que éstos pierdan resistencia, es decir, que se altere la estructura y capacidad de carga del suelo; convirtiéndose en un suelo incapaz de soportar una estructura en un momento dado.

Generalmente, los sondeos de penetración estándar deben realizarse en estos puntos de debilidad donde se encuentra el camino y que posteriormente serán ubicadas las pilastras de los puentes o los estribos.

2.2.7 MARCO GEOLOGICO.

2.2.7.1 GEOLOGÍA

Es la ciencia que estudia la tierra, su composición, su estructura, los fenómenos de toda índole que tienen lugar en ella y su pasado mediante los elementos que han quedado en las rocas. No es una ciencia meramente descriptiva, sino que cada caso busca el porqué de la forma, que establece esa mutua dependencia, las leyes que lo rigen y el encadenamiento de los hechos que constituyen la historia de la tierra.

2.2.7.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DE SAN MIGUEL

En la leyenda del Mapa Geológico de El Salvador se presentan los diferentes tipos de rocas (unidades o miembros) que conforman cada una de las formaciones donde éstas se agrupan por edades y en donde además se define la zona de mayores afloramientos de acuerdo al nombre de dicha formación.

La mayoría de los suelos de la zona de estudio son Andisoles (80%); le sigue en porcentaje de extensión territorial los Litosoles (17.8%), ubicados en los alrededores del volcán Chaparrastique y Chinameca; y finalmente, se tienen Latosoles arcillo rojizos en una mínima cantidad (1.2%) ubicados al este del caserío Camposanto del Cantón San Andrés de San Miguel.

En relación al uso del suelo se establece que en los últimos 25 años no ha existido un cambio significativo en la cobertura boscosa de la zona. Esta conclusión se determinó al comparar fotografías aéreas de la zona de 1979 con una imagen satelital reciente, ver las siguientes figuras,

coincidiendo con la información proporcionada por habitantes del lugar.

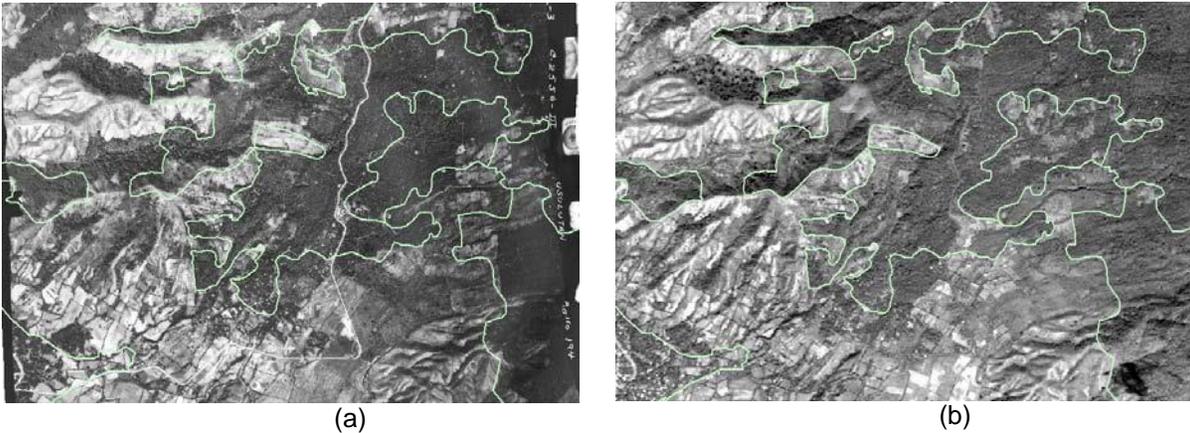


Fig. 2.6 a) Fotografía aérea de la zona de 1979 y b) Imagen Satelital IRS 2002

En la siguiente figura se muestra la división geológica de la zona oriental de El Salvador.

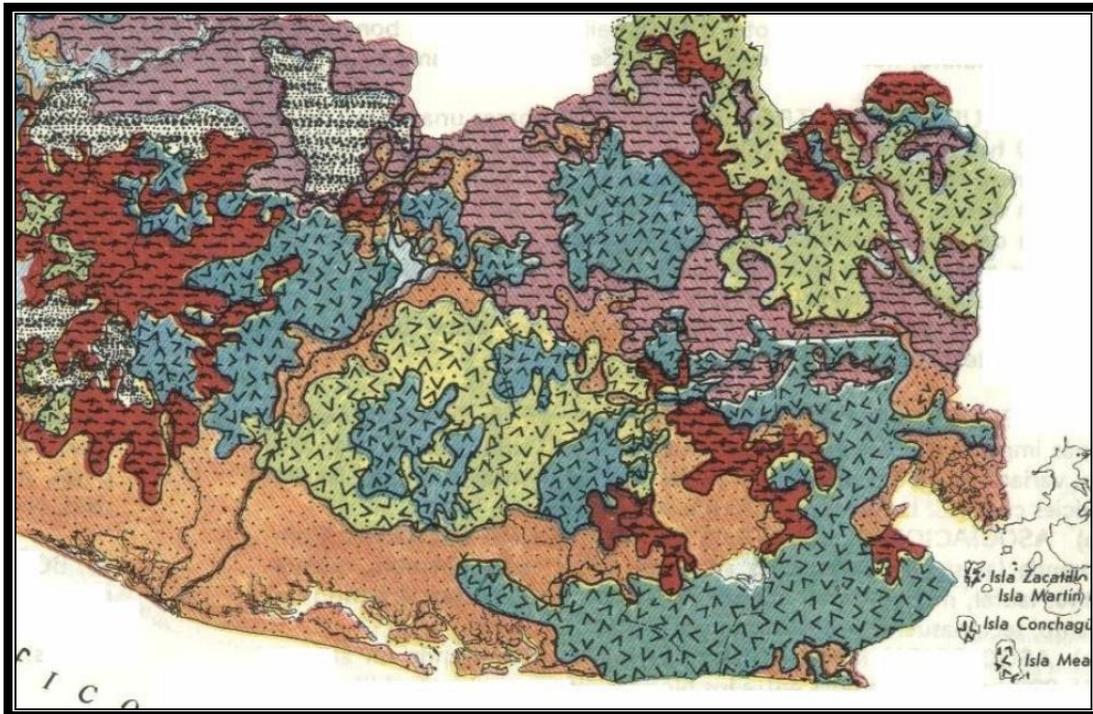


Fig. 2.7 zonificación rocosa de la zona oriental (ministerio del medio ambiente, sistema de información ambiental).

2.2.7.3 ESTUDIO DE SUELOS

Dentro de toda obra civil se aprecia de una manera obvia la necesidad de contar con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo que se está tratando. El conjunto de estos datos debe llevar al ingeniero civil o al constructor a adquirir una concepción razonablemente y exacta de las propiedades físicas del suelo en estudio de hecho el propósito general de los estudios de suelos es determinar de una manera general las condiciones del subsuelo del sitio donde será el emplazamiento del puente, para este caso. Para dicho fin se encuentran una serie de métodos y procedimientos que dan a conocer las propiedades del suelo, estas pueden realizarse en el laboratorio por procedimientos simples y económicos, pero debe tenerse presente que se debe adquirir información suficiente respecto al suelo, información tal que con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad, permita formarse una idea clara de las propiedades del suelo. De manera general las pruebas de laboratorio proporcionan información del suelo en estudio, pero no lo suficientemente para conocer en su totalidad las características del suelo, por lo que se hace necesario recurrir a métodos un poco más complejos en campo.

Las características que se buscan en los suelos son: tipo de suelo, humedad óptima de compactado, densidad seca máxima, peso húmedo máximo, ángulo de fricción interna del suelo, cohesión del suelo, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y el coeficiente de permeabilidad "k" del suelo.

La prueba de penetración estándar permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo mediante el número de golpes necesarios para

hincar el penetrómetro estándar y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio.

Con esta prueba se puede conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras que se obtienen en la prueba para determinar las propiedades que posean los suelos en estudio, usualmente se determinan el contenido de humedad natural, se hace una descripción visual manual y se determina la resistencia al corte estimada mediante correlaciones empíricas respecto al número de golpes utilizados para penetrar cierta profundidad.

Con estos estudios de suelos se pretende determinar la ubicación, calidad y volumen de ciertas formaciones geológicas que posean características favorables para el emplazamiento del puente.

2.2.7.3.1 SONDEOS

Los principales sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de exploración y muestreo para conocer el subsuelo, en general son los siguientes:

2.2.7.3.1.1 INVESTIGACIÓN EXPLORATORIA

También se conoce como investigación preliminar y su objetivo principal es conseguir información precisa referente a las condiciones reales del suelo en el sitio. Deben averiguarse la profundidad, el espesor, la extensión y la composición de cada estrato del suelo, la profundidad de las rocas y la profundidad del agua subterránea, además, se acostumbra obtener información preliminar aproximada (ó definitiva, si es viable) referente a la resistencia y compresibilidad de los estratos, con el fin de poder llevar a cabo los cálculos preliminares o definitivos de la estabilidad y los asentamientos de las

fundaciones de las estructuras.

En esta fase de la investigación es necesario casi sin excepción, recurrir a la perforación y toma de muestras, una programación cuidadosa de ella permite obtener información específica y confiable con la menor cantidad posible de recursos. La principal dificultad en esta programación radica en determinar la ubicación, el espaciamiento y la profundidad de las perforaciones, respecto a la frecuencia del muestreo, la dificultad es menor dada que es una operación que se encuentra más o menos normalizada.

2.2.7.3.1.2 NÚMERO DE PERFORACIONES

La dificultad mencionada para establecer el programa surge principalmente de que la aplicación de los criterios que conducirían a una evaluación satisfactoriamente segura y completa de las condiciones del suelo muchas veces es incompatible con las limitaciones de tiempo y dinero. En principio, el número de perforaciones debe ser el apropiado para proporcionar una determinación razonable de la extensión, el espesor y la profundidad del estrato o estratos portantes previstos y para localizar todos los posibles puntos blandos en el suelo de soporte que pudieran afectar en forma adversa la seguridad y el comportamiento del diseño propuesto. Sin embargo, en la práctica, las limitaciones de tiempo y costos no permiten llevar a cabo una exploración lo suficientemente detallada para poder evaluar en forma definitiva por lo menos los dos puntos esenciales señalados. Lo mejor que puede hacerse es practicar las perforaciones en sitios probablemente representativos, en consecuencia, el diseño de fundaciones incorpora

inevitablemente algún grado de contingencia, con relación al número de perforaciones que deberá hacerse dependerá de lo siguiente:

- 1) El grado de contingencia que puede tolerarse
- 2) El grado de contingencia involucrado.

1. El grado de contingencia tolerable está relacionado con la sensibilidad de la estructura (o del tipo de fundación que se contempla) y con las variaciones o sitios débiles del suelo. Una estructura apoyada en pocos pilotes de alta capacidad sería más sensible que la misma estructura apoyada en muchos pilotes de baja capacidad.

2. El grado de contingencia involucrado está relacionado con la uniformidad aparente (o la falta de ella) de los estratos en el sitio.

Se han hecho algunos intentos de utilizar estas dos variables (sensibilidad de la estructura y uniformidad aparente del suelo) para establecer recomendaciones cuantitativas referentes al número y espaciamiento de perforaciones necesarias. Sin embargo, estas no pueden considerarse como definitivas y hasta el presente tienen un valor similar al de las recomendaciones generales basadas en la experiencia. Esto no excluye que, con el suficiente acoplo y evaluación de experiencias locales o regionales relacionadas con la índole del proyecto, sea posible establecer recomendaciones más concretas y racionales que permitan cierto grado de normalización en este campo.

Como conclusión, es evidente que la programación siempre está notablemente condicionada por las experiencias similares, el criterio y las consideraciones subjetivas de la persona a cargo de ella.

Como punto de partida, ordinariamente se acostumbra hacer una estimación preliminar de la ubicación y el espaciamiento de las perforaciones, que deberán ajustarse aumentando el número, si se requiere información adicional, o disminuyéndolo, si los resultados de las perforaciones indican uniformidad. La concentración de cargas, la sensibilidad de la estructura y las limitaciones de tiempo y costo, también ayudarán a hacer los ajustes necesarios para llegar al programa definitivo más aconsejable.

2.2.7.3.1.3 PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES.

El criterio básico para establecer la profundidad hasta la cuál deben llevarse las perforaciones exploratorias puede enunciarse como se expresa a continuación.

Debe descubrirse la presencia de cualesquiera estratos cuyas características de resistencia y compresibilidad, al no ser consideradas en el diseño de la fundación, puedan afectar adversamente el comportamiento de la estructura.

En el caso más frecuente, la profundidad dada a la perforación debe cumplir el objetivo de suministrar información sobre aquellas características que permitan llevar a cabo las predicciones de asentamientos, y que comprenda todos los estratos que puedan consolidarse o comprimirse materialmente bajo las cargas de la estructura.

No es posible dar reglas generales para seleccionar profundidades de perforaciones, debido a que para una de las cargas y dimensiones dadas de la estructura las profundidades donde no son significativos los asentamientos

dependen del perfil del subsuelo.

Dentro de las reglas empíricas, la que aparece como más lógica y presenta un enfoque más racional es la sugerida por Hvorslev, quién refiriéndose a sugerencias de De Beer, señala que las perforaciones deben llevarse hasta una profundidad en donde el incremento de esfuerzo vertical producido por la construcción propuesta sea el 10% ó menos de la presión vertical efectiva inicial a esta profundidad.

Como todas las reglas empíricas, ésta no es precisa ni cubre todos los casos. Debe aplicarse teniendo en cuenta en lo posible el perfil geológico y respetando ciertas profundidades mínimas, y debe considerarse sin validez en los casos de suelos muy compresibles o rellenos no controlados.

2.2.7.3.1.4 MÉTODOS DE SONDEO DEFINITIVOS.

Se incluyen en este tipo los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestras de roca, que no pueden obtenerse por los métodos de carácter preliminar. También cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos y/o a falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que a continuación se mencionan:

1. Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
2. Métodos de perforación con tubo de Pared delgada
3. Métodos rotatorios de perforación para roca.

2.2.7.3.1.5 MÉTODOS GEOFÍSICOS.

Estos métodos tienen como propósito determinar las variaciones de las características físicas de los diferentes estratos de suelo. Estos métodos se han aplicado sobre todo a cuestiones de Geología y Minería y en mucha menor escala a la Mecánica de Suelos para realizar investigaciones preliminares de lugares donde localizar presas de tierra. Los métodos son rápidos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, los métodos son:

1. Sísmico
2. De resistencia eléctrica
3. Magnético y gravimétrico

2.2.7.3.2 ANÁLISIS DE LABORATORIO.

Para definir en forma precisa las características principales de los suelos se determinan ciertas pruebas a nivel de laboratorio, dentro de estas pruebas están:

- *Granulometría:* Las proporciones de los granos de diferentes tamaños que contiene un suelo se puede determinar en el laboratorio por medio del tamizado de los granos gruesos, y por sedimentación de los granos finos. Para el análisis se sacan las curvas granulométricas.
- *Humedad:* Se define la humedad de un suelo como el peso del agua que contiene dividido por el peso del suelo seco multiplicado por cien. La humedad se calcula como la diferencia entre el peso de suelo húmedo menos el peso del suelo seco dividido entre el peso del suelo seco y multiplicado por cien.

• *Densidad Especifica o Densidad Relativa:* Se define como la relación del peso en el aire de un volumen dado de material al peso en el aire de un volumen igual de agua destilada a una temperatura de 4°C.

• *Compactación Proctor:* La densidad máxima del Proctor, del material seco, es el mayor peso unitario. La resistencia a la penetración del suelo compactado, se puede obtener introduciendo la aguja Proctor dentro de cada muestra compactada, determinando la resistencia a la penetración en libras por pulgada cuadrada.

• *Peso específico o peso volumétrico:* Se define como el estado de compacidad de un suelo con respecto a sus estados en que el material más suelto y más denso, al cual puede llevarse por medio de procedimientos específicos de laboratorio. Esta prueba se aplica a los materiales sin cohesión que no dan curvas proctor bien definidas.

• *Límites de Atterberg ó Límites de consistencia:* Se usan para diferenciar los materiales de plasticidad apreciable (arcillas) y los materiales pocos o no plásticos (limos). Se determina el límite líquido, límite plástico y el índice de plasticidad. El detalle de estas pruebas se puede ver en las especificaciones ASTM D 423-54T, 424-54T.

• *Pruebas Triaxiales:* Estas pruebas son ampliamente utilizadas en la actualidad para encontrar las características de Esfuerzo-Deformación del suelo. Existen tres tipos de pruebas triaxiales:

1. Prueba Lenta S (Consolidada, Drenada)
2. Prueba de Consolidación Rápida R (Consolidada, No Drenada)
3. Prueba Rápida Q (No Consolidada, No drenada).

2.2.8 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

2.2.8.1 LEVANTAMIENTO DEL EJE DEL CAMINO.

Se debe fijar un banco de marca como referencia para todo el levantamiento. El levantamiento del eje del camino se debe realizar entre 100 y 200 mts atrás del sitio de emplazamiento, y entre 100 y 200 mts adelante del mismo dependiendo de la topografía y forma del alineamiento. Se deben realizar los levantamientos planimétricos convencionales con teodolito y cinta y la nivelación o altimetría con nivel fijo y estadia o realizando ambas con estación total.

La planimetría de detalle se realiza con teodolito y cinta para definir la posición del eje respecto al cauce, por medio de deflexiones. La toma de detalles se realiza para configurar el ancho de la calle, tomando como referencia los árboles y taludes según se tenga, así como las cercas y alambrados existentes, además, se requiere el ángulo de esviaje entre el eje del río y el eje del camino, la ubicación de los sondeos para el estudio de suelos y la ubicación de los pozos a cielo abierto.

La altimetría se realiza con nivel fijo y estadia para determinar la morfología del eje del camino, dicha configuración, definida por las curvas de nivel y puntos prominentes o apropiados para bancos de marca o puntos de referencia desfavorables para replanteo o control de niveles.

2.2.8.2 LEVANTAMIENTO DEL CAUCE.

El levantamiento del cauce se debe amarrar a la planimetría del eje del camino con el fin de ubicarlo, así mismo las secciones transversales del cauce y

el sentido de la corriente de éste.

2.2.8.3 LEVANTAMIENTO DE SECCIONES TRANSVERSALES SOBRE EL RÍO.

Las secciones transversales del río o del cauce se deben ubicar de la siguiente manera: una en el punto de emplazamiento, sobre el eje del camino, otra perpendicular al cauce en el punto de emplazamiento; una sección aguas arriba y una aguas abajo. En el punto más desfavorable, es decir, donde se genera mayor turbulencia, que por lo general se da en los meandros. Además, se debe tener en cuenta la divagancia del río tratando de levantar el ancho total del cauce, también se deben incluir los taludes laterales y el lecho del cauce.

CAPITULO III: ESTUDIOS TECNICOS

3.1 INTRODUCCIÓN

El presente documento contiene los resultados de los estudios previos al diseño del puente. Estos estudios son necesarios ya que con ellos se obtendrán los parámetros a considerar para iniciar el diseño estructural del puente.

También se presenta el plano topográfico con el alineamiento horizontal y el perfil que muestra las condiciones naturales de la superficie del terreno donde se pretende construir el puente.

Los objetivos que con cada uno de los estudios se persigue son los siguientes:

- Estudio Topográfico: este pretende trazar el alineamiento idóneo del puente con la carretera.
- Estudio Hidrológico: con este se da a conocer el volumen de agua que fluye por el cauce.
- Estudio Hidráulico: a través de este se logra determinar el nivel de aguas máximas.
- El estudio Geológico: a través de este se pueden conocer las propiedades estratigráficas del suelo.
- Estudio de tráfico: Este determina el volumen del tráfico promedio diario y sus proyecciones con la finalidad de dimensionar la obra de paso.

Todos los estudios a excepción del estudio de tráfico han sido considerados en el documento.

3.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO (LEVANTAMIENTO Y CRITERIOS DE ALINEAMIENTO)

3.2.1 CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE OBRA.

El levantamiento topográfico, tal como se describió en el capítulo

anterior, se llevó a cabo con una cuadrilla topográfica y haciendo uso de estación total se logró levantar el cauce con una precisión casi exacta, posteriormente a la etapa del levantamiento se prosiguió a hacer el dibujo y como resultado obtenido se logró el plano que se adjunta al documento en los anexos; dicho plano se analizó con el propósito de ubicar el posible alineamiento del puente con la calle ya existente.

Una vez establecido el sitio donde presuntamente se ubicará la obra, es necesario efectuar un análisis del lugar con el objeto de determinar el tipo de obra de paso a emplear. El estudio en el punto de emplazamiento debe comprender los siguientes aspectos:

- *Sección transversal del río y planta*
- *Alineamiento vertical y horizontal del eje del camino.*
- *Esquema de ubicación del paso.*

3.2.2 ALINEAMIENTO DEL CAMINO.

Por lo general la alineación se adapta a la topografía del terreno; en el cruce donde será la ubicación del puente. En el caso de la quebrada El Transito tenemos definido el punto de emplazamiento ubicado al final de la 2ª Calle Poniente y se puede observar que los taludes están bien definidos además la calle cruza en un tramo recto al cauce de la quebrada.

El cauce se define en el plano topográfico; su definición es importante para determinar la ubicación de la obra, este paso debe de hacerse de tal forma que las condiciones naturales del cauce puedan mantenerse con la menor perturbación posible es decir:

- El cauce debe ser definido y permanente.
- El cruce debe hacerse en un tramo recto del cauce.
- No debe existir trastornos hidráulicos locales como islas, pozos, socavaciones y erosiones.
- Los taludes del cauce deberán ser uniformes procurando una semejanza de un canal artificial.

3.2.3 EJE PRINCIPAL DEL CAMINO.

El eje del camino existente próximo a la quebrada El Transito (ver plano topográfico en anexos), en la estación de invierno presenta impedimento de paso vehicular por el lodo acumulado en los baches dificultando así el acceso a vehículos pequeños. Durante la estación seca la quebrada permite el acceso vehicular utilizando para ello un mantenimiento constante para evitar hundimientos en la zona.

3.2.4 ALTIMETRÍA DEL EJE PRINCIPAL.

La alineación se encuentra en áreas planas y en pendientes suaves constituyendo problemas de drenaje superficial del camino donde las pendientes son menores del 1% (ver sección de alineamiento en plano topográfico adjunto a los anexos).

3.2.5 TIPOS Y CORRECCIÓN DEL ALINEAMIENTO

3.2.5.1 ALINEAMIENTO SIMPLE

Este tipo de alineamiento se caracteriza por tener un ángulo de 90° entre los ejes de la obra de paso y el río.

Tal es el caso de la estructura del puente necesario en la quebrada El Transito, que se desarrollará en este estudio el cuál tendrá un ángulo de 0° de esviaje respecto al eje de la quebrada.

3.2.5.2 ALINEAMIENTO CON ESIVIAJE.

En este alineamiento la configuración es diferente ya que se tiene un ángulo de esviaje diferente de 0° respecto al eje del cauce.

3.2.5.3 CORRECCIÓN O CAMBIO DEL ALINEAMIENTO.

Cuando un alineamiento no es posible mantenerlo, ya sea debido a que es difícil que los vehículos alcancen a pasar por dicho lugar por la geometría del camino, por el tipo de material de suelo a soportar la estructura (capacidad de carga del suelo) o alguna otra causa; se busca el punto más adecuado para el alineamiento del eje del camino. Además de buscar un punto clave en el alineamiento que conserve el eje del camino, buscar el cambio, siempre que sea necesario también por razones económicas donde el puente salga más corto, ya que no es lo mismo en costos un metro de camino que un metro de puente.

Se tomarán en cuenta los puntos obligados por los que el camino deba pasar ya sea por razones de tipo social, económicas, políticas y técnicas.

3.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO.

3.3.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA.

3.3.1.1 ÁREA Y PERÍMETRO DE LA CUENCA.

El área de la cuenca se definió por medio de una línea imaginaria llamada parteaguas; el método que se utilizó está un tanto fuera del contexto que se

maneja tradicionalmente en la hidrología, pero resulta más preciso al momento de obtener la lectura del área, el perímetro y las longitudes de las curvas de nivel de la cuenca.

Inicialmente se dispone del mapa topográfico donde se encuentra la cuenca que contiene a la Quebrada El Transito en una escala 1:25,000, como se muestra en la figura 3.1.

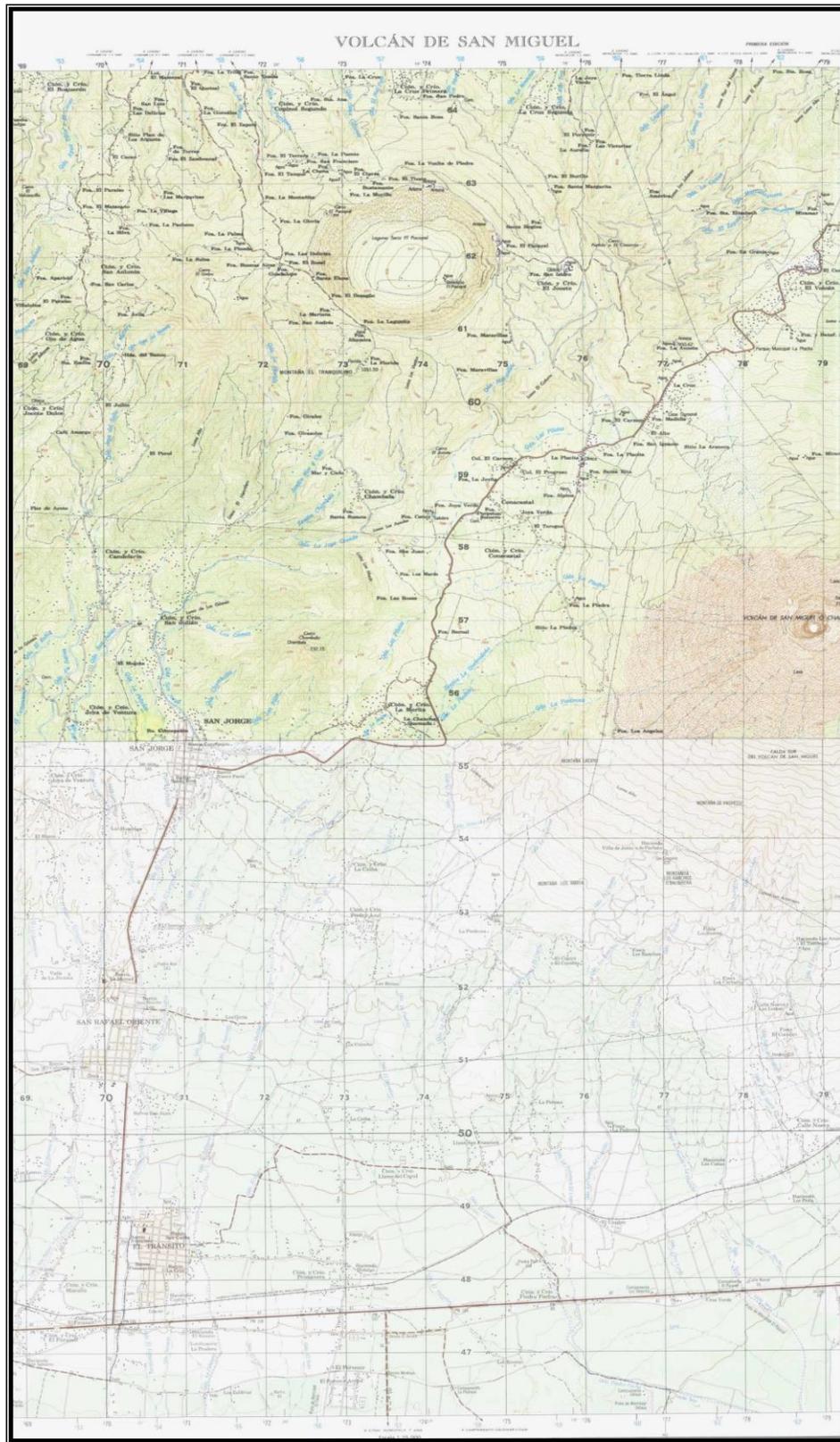


Fig. 3.1 Figura que muestra los cuadrantes topográficos que contienen la cuenca en estudio.

Una vez establecida la cuenca en estudio se prosiguió a la digitalización haciendo uso del programa Corel Photo Paint 12. Terminada la etapa de digitalización se procedió a marcar los cauces definidos dentro de la cuenca para su futura visualización y análisis, posteriormente se continuó con el proceso de exportar la imagen a programa AutoCad versión 2005 y a través de éste obtener el área, el perímetro de la cuenca, la longitud del cauce mas largo la identificación de los puntos mas elevados y bajos de la cuenca y las longitudes de las curvas de nivel que pertenecen a dicha cuenca.

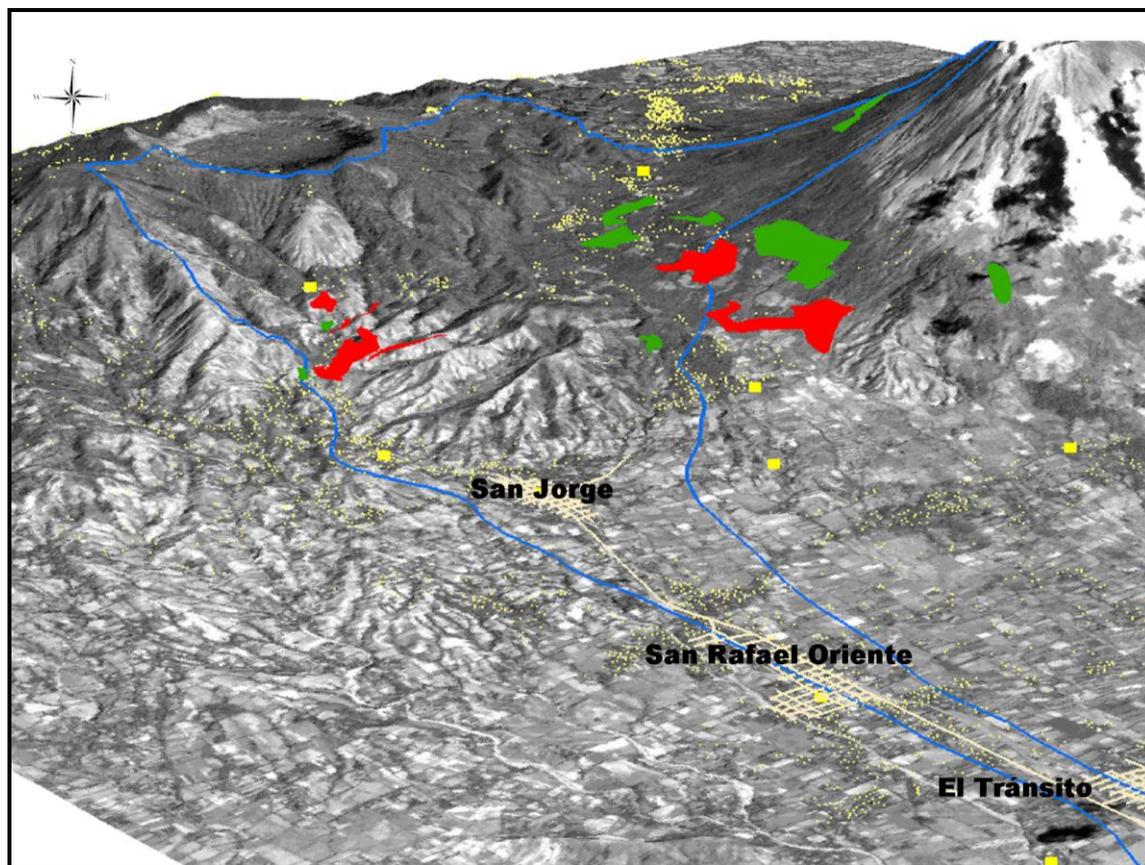


Fig. 3.2 Imagen tridimensional de la cuenca en estudio (Vista Sur-Oeste)

Las lecturas registradas hasta el punto de emplazamiento del puente son:

Área de la cuenca: $A_c = 42,03 \text{ Kms}^2$

Perímetro de la cuenca: $P_m = 40.31 \text{ Kms.}$

Se muestra la siguiente figura para poder tener una mejor apreciación del tamaño, forma, longitud y ubicación de la cuenca.



Fig. 3.3 Imagen tridimensional de la cuenca en estudio (Vista Sur-Este).

3.3.1.2 LONGITUD DEL CAUCE MÁS LARGO.

En la cuenca desde el punto de interés de la Quebrada El Tránsito existen diversos cauces que llegan a conformar uno principal y de mayor caudal, después de un proceso de cálculo en AutoCad 2005 de identificación y medición del cauce mas largo de la cuenca se obtuvo el siguiente resultado:

$L. = 17.37 \text{ Kms.}$

3.3.1.3 LONGITUD DE LAS CURVAS DE NIVEL.

Haciendo uso nuevamente del AutoCad, posteriormente a la etapa de

digitalización de los cuadrantes topográficos de la cuenca en estudio, se procedió a leer las longitudes de cada una de las curvas isócronas que se identificaron con la siguiente formula:

$$D = (H_{\text{máxc}} - H_{\text{mínc}}) / 6$$

Donde:

D: intervalo entre curvas de nivel (m)

H_{máxc}: elevaciones máxima de la cuenca (msnm)

H_{mínc}: elevaciones mínima de la cuenca (msnm)

Luego:

$$D = \frac{2,129.94m - 124.00m}{6} = 334.32m$$

Utilizaremos D = 340m para curvas de nivel exactas en el cuadrante y facilitar la comprensión de los datos.

CUADRO NO 3.1 ELEVACIÓN Y LONGITUDES DE ISOCRONAS

LONGITUD DE CURVAS DE NIVEL	
CURVAS ISOCRONAS	LONGITUDES
340.00 mts	3.82 km
680.00 mts	15.94 km
1020.00 mts	12.73 km
1360.00 mts	2.09 km
1700.00 mts	1.07 km
2040.00 mts	0.18 km
TOTAL	35.84 km

3.3.1.4 ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA.

El cálculo de la elevación media se realizo utilizando la siguiente fórmula:

$$H_m = (H_{\text{máxc}} + H_{\text{mínc}}) / 2$$

Donde:

H_m : Elevación media de la cuenca (msnm)

$H_{máxc}$: Elevación máxima de la cuenca (msnm)

$H_{mínc}$: Elevación mínima de la cuenca (msnm)

Obteniéndose el siguiente resultado:

$$H_m = \frac{2,129.94m + 124.00m}{2} = 1,126.97m$$

3.3.1.5 PENDIENTE MEDIA.

El valor de la pendiente media se obtuvo por medio de la ecuación siguiente:

$$S_c = \frac{\sum L * D}{A_c} * 100$$

Donde:

$\sum L$: sumatoria de las longitudes de cada curva de nivel (Km)

D : intervalo entre curvas de nivel (Km)

A_c : área de la cuenca (km²)

S_c : pendiente de la cuenca (%)

Sustituyendo obtenemos:

$$S_c = \frac{35.84km * 0.340km}{42.03km^2} * 100 = 28.51\%$$

3.3.1.6 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE COMPARACIÓN.

3.3.1.6.1 COEFICIENTE DE COMPACIDAD.

Tal como ya fue definido, el coeficiente de compacidad determina la

forma de la cuenca; entre más se acerque su valor a "1" más forma circular tendrá la cuenca y entre más se aleje a ese valor más forma irregular tendrá. El valor se determina relacionando el perímetro de la cuenca entre el perímetro de un círculo que contenga el área total de la cuenca; tal como se muestra a continuación:

Perímetro de la cuenca:

$$P = 40.31 \text{ Kms.}$$

Área de la cuenca:

$$A = 42.03 \text{ km}^2$$

Luego:

$$Kc = \frac{P_{est.} * 0.2821}{\sqrt{A_{est.}}}$$

Sustituyendo valores:

$$Kc = \frac{40.31 * 0.2821}{\sqrt{42.03}} = Kc = 1.75$$

El valor obtenido constata la forma irregular y alargada de la cuenca como puede apreciarse en la siguiente figura:

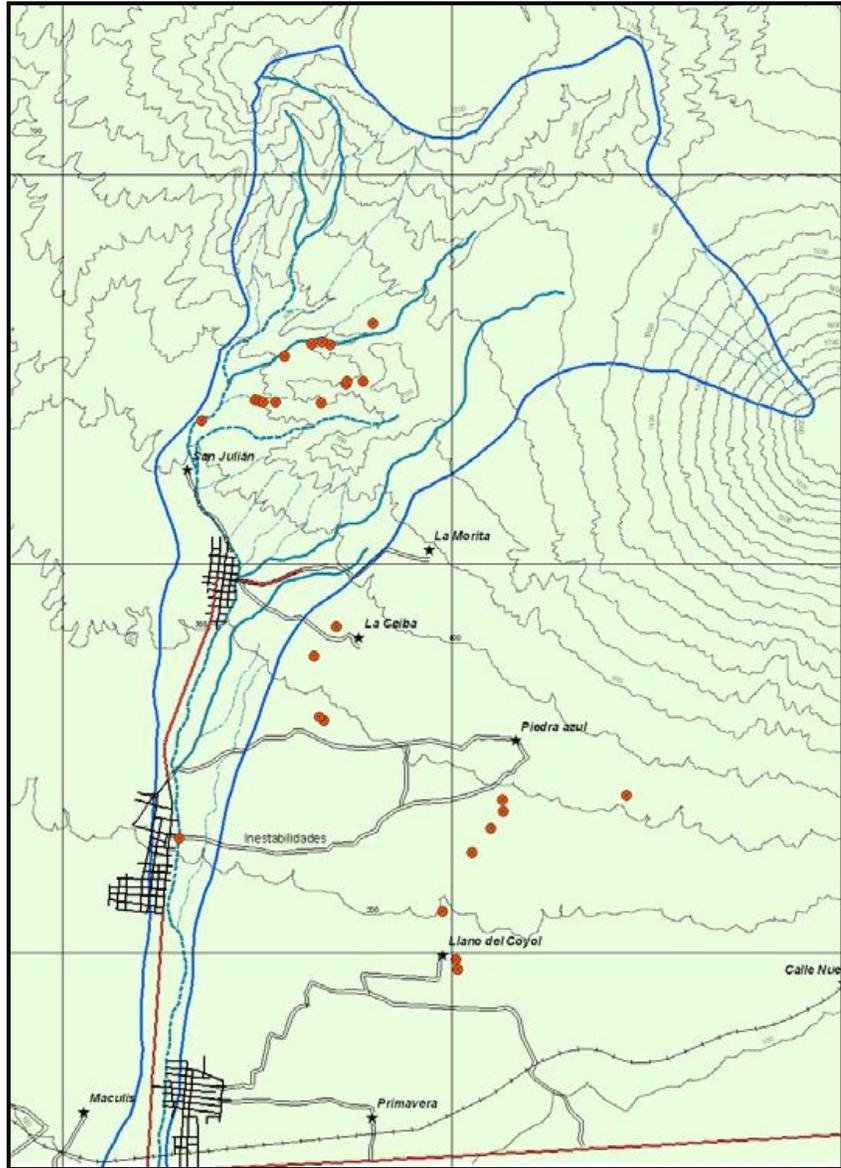


Fig. 3.4 figura representativa de la forma de la cuenca en estudio.

3.3.1.7 PERÍODO DE RETORNO

Para encontrar un período de retomo adecuado para el diseño del puente sobre la quebrada El Transito en base a los datos de registros habrá que hacer uso de varios cálculos para poder determinar un período "T" que supere el valor del caudal máximo anual registrado en la estación de Santiago de Maria.

Aunque una manera practica de obtener el periodo de retorno es a través de resúmenes basados en experiencias pasadas en el diseño para estructuras de control de agua tal como se muestra en el cuadro siguiente:

CUADRO No 3.2 CRITERIOS DE DISEÑO GENERALIZADO PARA ESTRUCTURAS DE CONTROL DE AGUA.

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO
Alcantarillas de Carreteras	
Volúmenes de tráfico bajo	5-10
Volúmenes de tráfico medio	10-25
Volúmenes de tráfico alto	50-100
Puentes de Carreteras	
Sistema secundario	10-50
Sistema primario	50-100
Aeropuertos	
Volúmenes bajos	5-10
Volúmenes medios	10-25
Volúmenes altos	50-100
Diques	
En fincas	2-50
Alrededor de ciudades	50-200

De acuerdo a la tabla anterior se estableció un periodo de retorno de 50 años ya que este es un puente de sistema secundario.

3.3.1.8 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

Una vez calculada el área de la cuenca, la longitud del cauce más largo y la elevación media; se puede encontrar el tiempo de concentración por medio

de la formula siguiente:

$$T_c = \frac{\sqrt{Ac} + 1.5 * L_c}{0.8\sqrt{Hm}} = \frac{\sqrt{42.03kms^2} + 1.5 * 17.37kms}{0.8\sqrt{1,126.97mts}} = 1.21horas$$

3.3.1.9 CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

Luego de definir todos los parámetros y características de la cuenca hasta el punto de emplazamiento de la quebrada El Transito donde se construirá el puente, se procede a calcular el caudal de aguas máximas que drenaría por el punto de interés, de la siguiente manera:

$$Q_c = k * C * I * A_c$$

Donde:

Q_c: Caudal de aguas máximas que drena sobre la cuenca hasta el punto de interés.

K: Constante numérica para transformar las unidades de los componentes de la formula.

C: Coeficiente de Escorrentía, este fue calculado por medio de un nomograma donde se relacionan el tipo de suelo predominante, tipos de roca y pendiente de la cuenca de la siguiente manera:

En el mapa Geológico de El Salvador, conocido como Tipo de rocas, se ubica la cuenca hidrológica en estudio según las coordenadas que se encuentran en el cuadrante.

Se debe determinar el grado de permeabilidad del suelo, es decir, si es impermeable, semi-permeable o permeable.

Posteriormente en el mapa de Capacidad Productiva del suelo, se sobrepone la cuenca hidrográfica para definir el tipo de cultivo de la cuenca y determinar la densidad de cobertura vegetal.

Con este dato, se define el número de línea del Nomograma para el cálculo de la escorrentía, luego se entra en el Nomograma para el Cálculo del Coeficiente de Escorrentía con la permeabilidad del suelo, el número de línea y la pendiente de la cuenca, luego se proyecta una línea hacia arriba para determinar el Coeficiente de Escorrentía C .

Para la pendiente de la cuenca utilizamos el valor obtenido en el inciso 3.3.1.5 el cual fue de 28.51 %.

Esta fórmula establece una relación entre el caudal en función del área de la cuenca y la intensidad de lluvia, a pesar de ser fórmula, se considera como un método, dado que por su estructura es aplicable en condiciones climatológicas propias del lugar estudiado.

Para aplicar este método en cuencas de área mayor a 10 km² es necesario descomponer la superficie de la cuenca en un cierto número de sectores, limitado por líneas (ISOCRONAS) en las que una gota de agua tarda en llegar tiempos sucesivos de valor t , $2t$, $3t$, siendo t la unidad de tiempo considerada.

El coeficiente de escorrentía está en función de tres variables: La cobertura vegetal, tipo de suelo y la pendiente del terreno.

Para una facilidad de interpretación y cálculo del coeficiente de escorrentía se elaboró una familia de curvas para las diferentes condiciones.

Las condiciones del tipo de terreno están definidas en función de la permeabilidad del mismo, éstas se determinaron en base a un mapa geológico de la región.

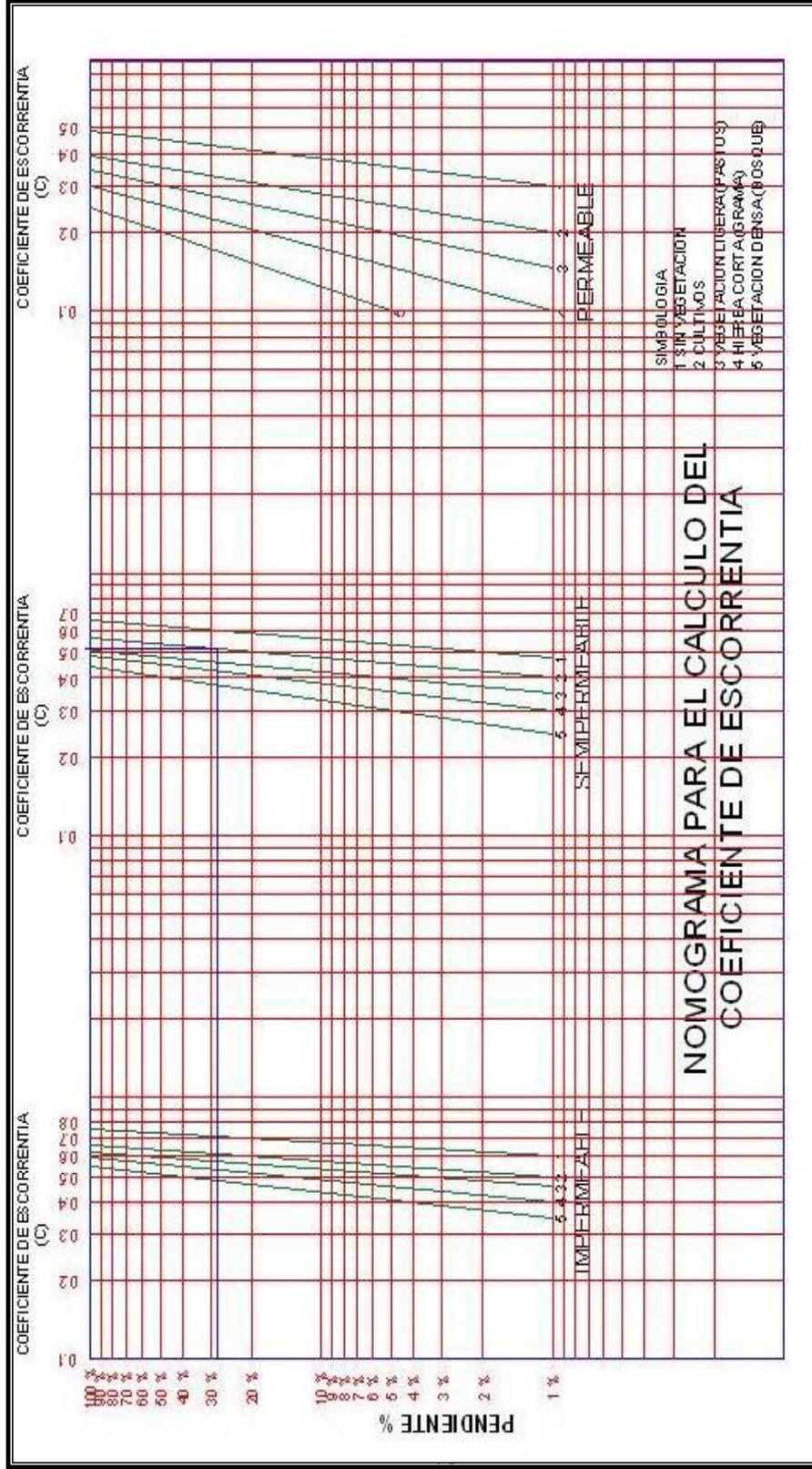


Fig. 3.5 Nomograma para el cálculo del coeficiente de escorrentía "C"

I: Intensidad de lluvia en mm/min, para esta se siguen los siguientes pasos:

Se calcula el Tiempo de Concentración de la cuenca hasta el punto de interés, utilizando la siguiente fórmula:

$$T_c = \frac{\sqrt{A_c + 1.5 * L_c}}{0.8\sqrt{H_m}}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración de la cuenca (minutos)

Ac: Área de la cuenca (km²)

Lc: Longitud del cauce principal ó cauce más largo (km)

Hm: Elevación media de la cuenca

Sustituyendo valores obtenemos:

$$T_c = \frac{\sqrt{42.03kms^2 + 1.5 * 17.37kms}}{0.8\sqrt{1,126.97mts}} = 1.21horas$$

$$\mathbf{T_c = 1.21 Horas}$$

Los datos de intensidad de precipitaciones proporcionados por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET), son los siguientes:

ESTACION: **Santiago de María**
 Intensidad de precipitación máxima anual
 ELEMENTO: (Absoluta) en mm/min para diferentes
 períodos

INDICE: **U-6**

UBICACIÓN	
LATITUD:	13° 29,1'
LONGITUD:	88° 28,3'
ELEVACIÓN:	920 msnm

Período (minutos)

AÑOS	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1969	2,50	1,96	1,77	1,60	1,37	1,45	1,20	0,70	0,58	0,47	0,41	0,18	0,09
1970	4,00	2,79	2,20	1,88	1,51	1,05	0,97	0,68	0,55	0,29	0,24	0,19	0,14
1971	3,88	2,54	1,95	1,56	1,29	1,06	0,91	0,74	0,58	0,47	0,40	0,31	
1972	2,76	2,36	1,81	1,62	1,39	1,07	0,84	0,57	0,43	0,30	0,25	0,20	
1973	1,96	1,96	1,96	1,74	1,41	1,05	0,84	0,59	0,54	0,34	0,31	0,17	
1974	1,78	1,64	1,35	1,19	0,93	0,71	0,62	0,45	0,38	0,34	0,31	0,30	0,24
1975	2,68	2,02	1,75	1,54	1,39	1,07	0,84	0,59	0,45	0,37	0,34	0,28	0,23
1976	3,84	3,52	2,88	2,41	1,86	1,43	1,15	0,78	0,59	0,47	0,39	0,29	0,25
1977	2,44	1,67	1,53	1,56	1,18	1,07	0,98	0,68	0,52	0,45	0,39	0,30	0,25
1978	3,88	2,73	2,22	1,79	1,42	1,27	1,00	0,68	0,52	0,42	0,35	0,26	0,18
1979	3,94	2,74	2,15	1,90	1,58	1,51	1,09	0,89	0,75	0,75	0,76	0,59	0,41
1980	3,54	2,37	1,89	1,50	1,21	0,97	0,78	0,54	0,41	0,33	0,28	0,20	0,10
1981	5,62	2,59	1,93	1,84	1,50	1,10	1,03	0,93	0,75	0,62	0,53	0,40	0,28
1982	3,08	2,31	2,04	1,86	1,50	1,19	0,95	0,66	0,50	0,47	0,38	0,29	0,22
1983	2,94	2,22	1,81	1,61	1,35	1,02	0,78	0,54	0,41	0,33	0,27	0,21	0,05

Luego se ordenan los datos de intensidad de lluvia en forma ascendente y se calcula la frecuencia empírica, utilizando la fórmula que se encuentra en hoja de Probabilidades Gumbell:

$$F_m = 100 * M / (N + 1)$$

Donde:

F_m: frecuencia empírica (%)

M: posición del dato

N: número total de datos

FRECUENCIA EMPIRICA Y ORDENAMIENTO DE INTENSIDADES

CODIGO: U-6 Estación: Santiago de María

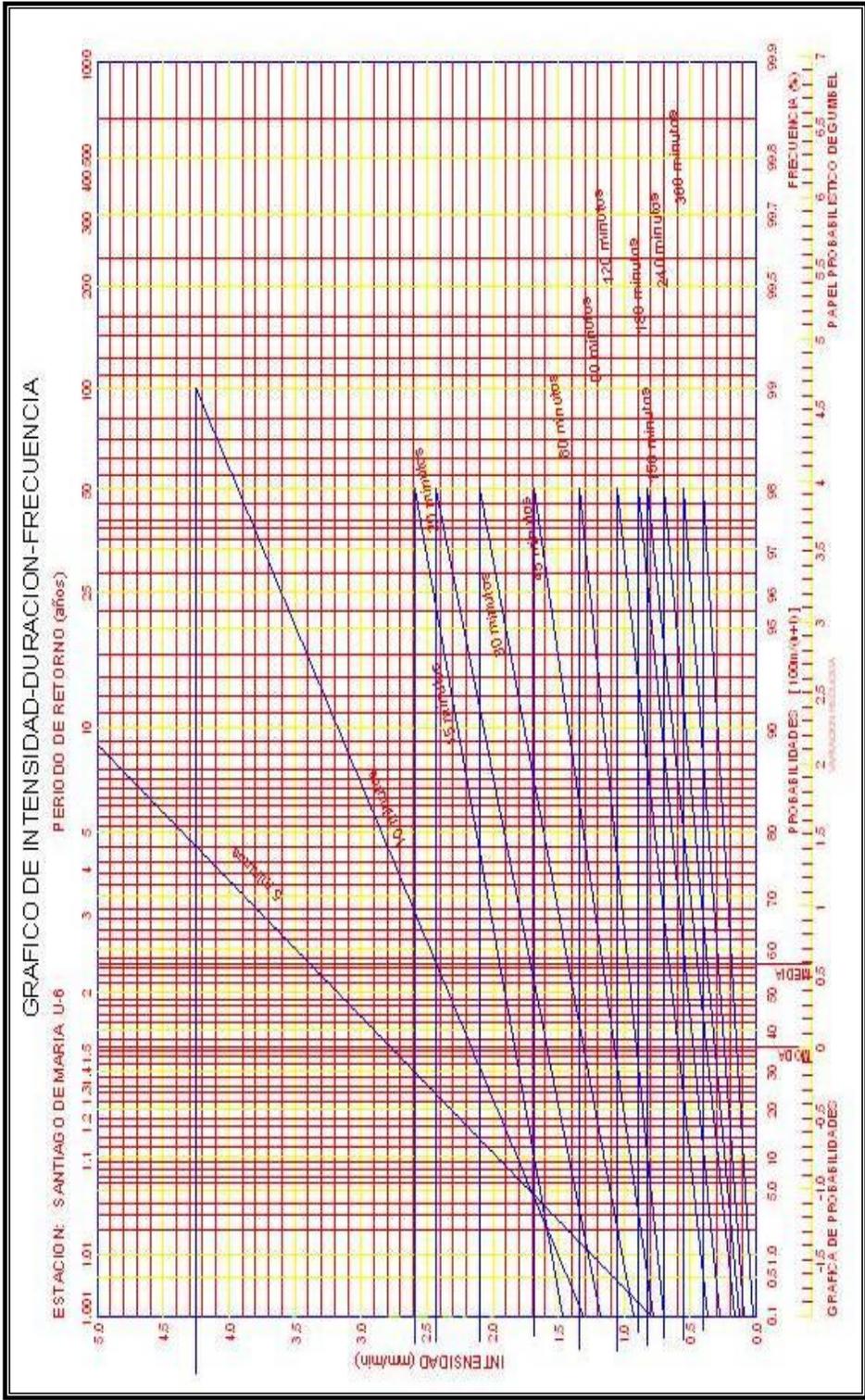
FRECUENCIA
EMPIRICA

ORDENAMIENTO ASCENDENTE DE DATOS

n	AÑOS	fm	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1	1969	6,3%	1,78	1,64	1,35	1,19	0,93	0,71	0,62	0,45	0,38	0,29	0,24	0,17	0,05
2	1970	12,5%	1,96	1,67	1,53	1,50	1,18	0,97	0,78	0,54	0,41	0,30	0,25	0,18	0,09
3	1971	18,8%	2,44	1,96	1,75	1,54	1,21	1,02	0,78	0,54	0,41	0,33	0,27	0,19	
4	1972	25,0%	2,50	1,96	1,77	1,56	1,29	1,05	0,84	0,57	0,43	0,33	0,28	0,20	
5	1973	31,3%	2,68	2,02	1,81	1,56	1,35	1,05	0,84	0,59	0,45	0,34	0,31	0,20	
6	1974	37,5%	2,76	2,22	1,81	1,60	1,37	1,06	0,84	0,59	0,50	0,34	0,31	0,21	0,10
7	1975	43,8%	2,94	2,31	1,89	1,61	1,39	1,07	0,91	0,66	0,52	0,37	0,34	0,26	0,14
8	1976	50,0%	3,08	2,36	1,93	1,62	1,39	1,07	0,95	0,68	0,52	0,42	0,35	0,28	0,18
9	1977	56,3%	3,54	2,37	1,95	1,74	1,41	1,07	0,97	0,68	0,54	0,45	0,38	0,29	0,22
10	1978	62,5%	3,84	2,54	1,96	1,79	1,42	1,10	0,98	0,68	0,55	0,47	0,39	0,29	0,23
11	1979	68,8%	3,88	2,59	2,04	1,84	1,50	1,19	1,00	0,70	0,58	0,47	0,39	0,30	0,24
12	1980	75,0%	3,88	2,73	2,15	1,86	1,50	1,27	1,03	0,74	0,58	0,47	0,40	0,30	0,25
13	1981	81,3%	3,94	2,74	2,20	1,88	1,51	1,43	1,09	0,78	0,59	0,47	0,41	0,31	0,25
14	1982	87,5%	4,00	2,79	2,22	1,90	1,58	1,45	1,15	0,89	0,75	0,62	0,53	0,40	0,28
15	1983	93,8%	5,62	3,52	2,88	2,41	1,86	1,51	1,20	0,93	0,75	0,75	0,76	0,59	0,41

n **15**

Posteriormente se Grafican los datos de Intensidad-Duración-Frecuencia en una hoja de Probabilidades Gumbell, y trazar las líneas rectas de tal manera que éstas se aproximen a la dispersión de los puntos. Esta será la gráfica de Intensidad-Duración-Frecuencia.



Elegir el período de diseño de la obra, en el siguiente cuadro:

Tipo de estructura	Periodo de diseño
Bóvedas	50 años
Puentes en sistemas primarios	(50-100) años
Puentes en sistemas secundarios	(10-50) años
Puente con alcantarillas	(5-50) años

En el gráfico Intensidad - duración - frecuencia, trazar una línea vertical desde el período de diseño de la obra hasta interceptar las líneas de la gráfica de Intensidad - duración - frecuencia, y proyectar éstas intersecciones hacia el eje de intensidades. Estas lecturas, se deben tabular en un cuadro de Intensidad - Duración.

DURACIÓN	PERIODO DE RETORNO: TR (años)			
	10	25	50	100
5			6,89	
10			3,94	
15			2,59	
20			2,43	
30			2,10	
45			1,69	
60			1,34	
90			1,05	
120			0,90	
150			0,83	
180			0,70	
240			0,55	
360			0,41	

Intensidades en mm/minuto

Posteriormente Graficar en papel doble logaritmo 3x3 ciclos, las lecturas del cuadro de Intensidad-Duración. Esta gráfica se conoce como:

Intensidad - Duración. Utilizando para ello el periodo de retorno de 50 años y tiempo de concentración calculado anteriormente igual a 1.21 horas (72.6 horas), obteniendo como resultado la gráfica Intensidad - Duración la cual se presenta a continuación:

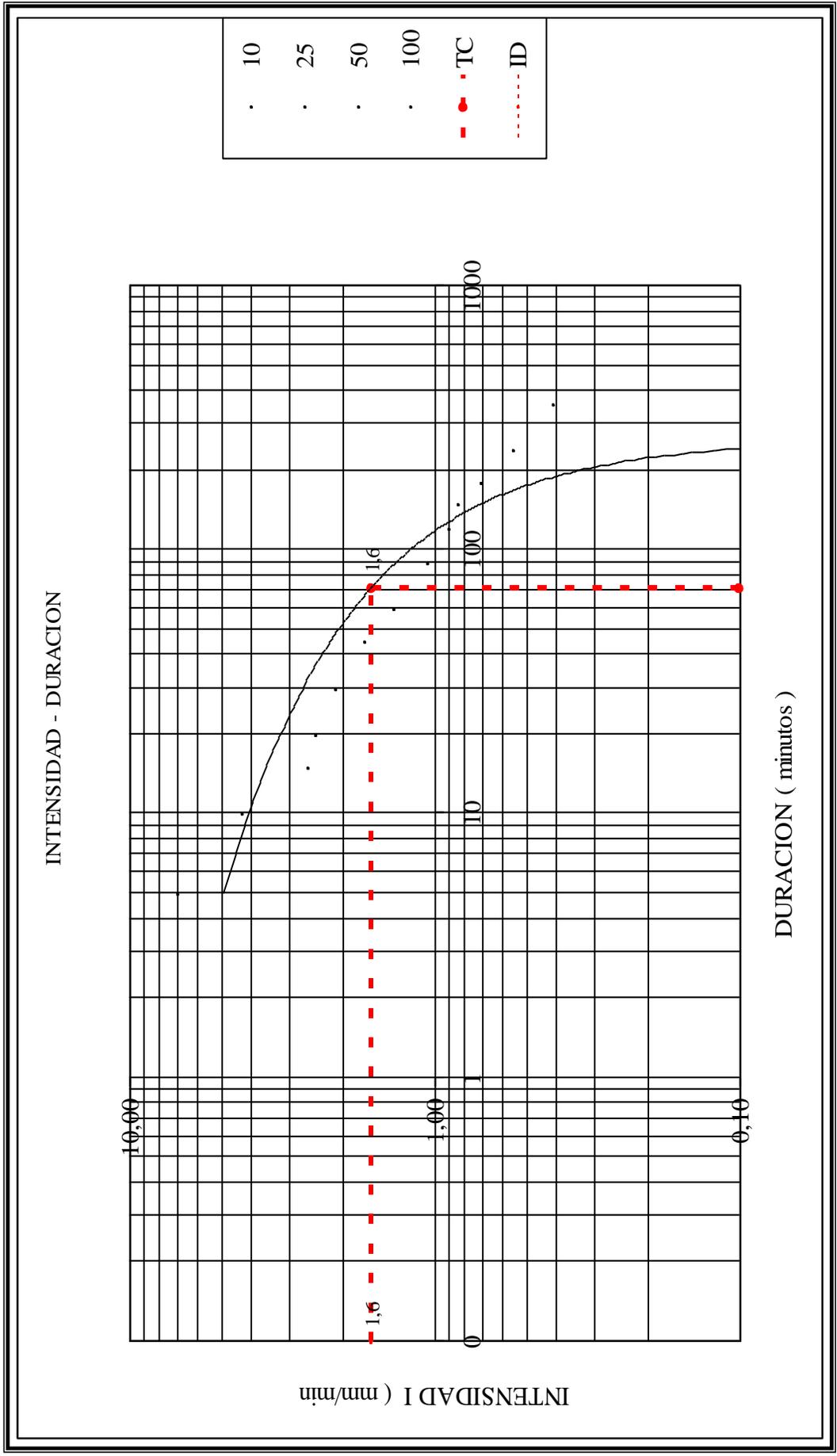


Fig. 3.7 Gráfica para determinar el valor de la intensidad de lluvia.

En la gráfica de Intensidad - Duración, ubicar el tiempo de concentración de la cuenca en el eje de las duraciones e interceptar la gráfica de Intensidad -Duración, proyectarlo hacia el eje de las Intensidades, y leer el valor de Intensidad Máxima anual para el período de diseño de la obra. Este valor es la Intensidad de diseño de la cuenca y tiene unidades en mm/min. Obteniendo el valor de $i = 1.181 \text{ mm/min}$.

Luego con todos los valores encontrados anteriormente se tiene:

RESUMEN DE CALCULO DE LOS CAUDALES PARA CADA AREA

Nº	PENDIENTE	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA	INTENSIDAD (mm/min)	AREA (Km2)	CAUDAL (M3/Seg)
1	3.09%	0.33	1.181	7.36	2.84
2	15.99%	0.43	1.181	12.96	6.58
3	26.29%	0.44	1.181	17.24	8.96
4	27.98%	0.42	1.181	3.31	1.64
5	28.85%	0.40	1.181	0.58	0.28
6	28.99%	0.45	1.181	0.57	0.31
				42.03	

CAUDAL DE LA CUENCA= 343.44 M3/Seg

USO DEL MÉTODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR

Este proceso se realizó como se describe en el capítulo anterior y se obtuvieron los siguientes resultados para diferentes intensidades de lluvia, con los datos que nos proporcionó el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET) de la estación meteorológica de la ciudad de Santiago de María (Índice U-16), ubicada en el departamento de Usulután, cabe mencionar que para el cálculo del coeficiente de escorrentía se realiza un promedio de los coeficientes encontrados en el método anterior (Método Racional), éste nuevo

coeficiente recibe el nombre de coeficiente de esorrentía ponderado, éstas operaciones nos proporcionaron un coeficiente igual a **0.41**.

CUADRO DE AVENIDA MÁXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES Y PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS.

DURACION DE LA LLUVIA (min)	PERIODO DE RETORNO (años)	INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/min)	LAMINA DE LLUVIA (mm)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PONDERADO	LLUVIA EFECTIVA (mm)	AREA DE LA CUENCA	VOL. DE ESCORRENTIA DIRECTA (m3)	TIEMPO BASE	CAUDAL MÁXIMO Qp (m3/seg)
5	50	6.89	34.44	0.41	14.12	42.03	593,463.18	4,656.00	254.92
10	50	3.94	39.36	0.41	16.14	42.03	678,194.40	4,956.00	273.69
15	50	2.59	38.82	0.41	15.92	42.03	669,035.43	5,256.00	254.58
20	50	2.43	48.68	0.41	19.96	42.03	838,868.36	5,556.00	301.97
30	50	2.10	63.10	0.41	25.87	42.03	1,087,315.05	6,156.00	353.25
45	50	1.63	73.35	0.41	30.07	42.03	1,260,900.00	7,056.00	357.40
60	50	1.34	80.65	0.41	33.07	42.03	1,389,819.46	7,956.00	349.38
90	50	1.05	94.78	0.41	38.86	42.03	1,633,337.71	9,756.00	334.84
120	50	0.90	107.48	0.41	44.07	42.03	1,852,196.53	11,556.00	320.56
150	50	0.83	124.47	0.41	51.03	42.03	2,144,904.38	13,356.00	321.19
180	50	0.70	125.15	0.41	51.31	42.03	2,156,691.27	15,156.00	284.60
240	50	0.55	131.92	0.41	54.09	42.03	2,273,216.09	18,756.00	242.40
360	50	0.41	146.07	0.41	59.89	42.03	2,517,122.06	25,956.00	193.95

CAUDAL MAXIMO =

357.40

M3/SEG

3.4 ESTUDIO HIDRÁULICO.

3.4.1 DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS.

En el capítulo II se especificó que se logra relacionar los estudios hidráulicos e hidrológicos aplicando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad, ya que el estudio hidráulico sirve para determinar el nivel de aguas máximas en el punto de interés y el área hidráulica más eficiente. En este paso nos auxiliamos del estudio topográfico dibujado en el programa Softdesk y en cual podemos visualizar las secciones que presenta el cauce de la quebrada a cada 20 mts ubicados cien metros aguas arriba y cien metros aguas abajo (ver planos en anexos) y una visualización de la altimetría del eje central del cauce. Gracias al fácil manejo e interpretación de los resultados que obtuvimos del estudio topográfico nos damos cuenta que el cauce de la quebrada está bien definido y no presenta variaciones significativas a lo largo de su recorrido por lo tanto, encontramos el nivel de aguas máximas para el estacionamiento - 0+020, ya que este mantiene el cauce en su estado natural y es el más cercano al punto de interés, no así el estacionamiento 0+000 el cual ha sido modificado por las diversas obras de mitigación que realizan para poder cruzar la quebrada.

3.4.1.1 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n" DE MANNING.

El valor de "n" de Manning que se determinó fue según el cuadro 2.3 del Capítulo II de 0.040, ya que entre las características que el río presenta se encuentran las siguientes:

Canal natural limpio, recto sin fallas o pozos profundos, con piedras; siendo estas las que más se adaptan a las características de la quebrada en estudio.

3.4.1.2 CURVA DE DESCARGA NATURAL

Para encontrar el nivel máximo que el agua alcanzará en función del caudal de diseño que hemos encontrado el cual es de $357.40\text{m}^3/\text{seg}$, se logra a través de la curva de descarga natural.

Para esto se deberán tomar en cuenta datos del estudio topográfico los cuales se presentan a continuación:

Elevación máxima $H_{\text{máx}} = 199.76 \text{ m}$

Elevación mínima $H_{\text{mín}} = 194.60 \text{ m}$

Longitud estudiado del cauce $L_c = 227.66 \text{ m}$; luego procedemos a encontrar la pendiente a partir de la formula siguiente:

$$S = (h_{\text{max}} - h_{\text{min}} / L_c) * 100$$

$$S = (199.76\text{m} - 194.60\text{m} / 227.66\text{m}) * 100$$

$$S = 2.27 \%$$

Dadas las condiciones físicas del cauce en el punto en estudio, se considerará un valor de $n = 0.040$, luego, sabiendo que el caudal máximo es de $357.40 \text{ m}^3/\text{seg}$. encontramos el factor hidráulico a través de la siguiente formula:

$$Fh = Q * n / S^{1/2} \quad \text{Para flujo normal}$$

$$Fh = Q^2 / 2g \quad \text{Para flujo crítico}$$

Al sustituir los valores correspondientes en la ecuación anterior se obtiene:

$$Fh = \frac{357.40 \times 0.04}{\sqrt{0.0227}} = 90.21$$

$$Fh = \frac{357.40^2}{2 \times 9.81} = \mathbf{6510.44}$$

El factor hidráulico (Fh) servirá para compararlo con el factor geométrico, al hacerlo se buscará de que estos se acerquen lo mas posible y así poder determinar la sección hidráulica optima, para obtener una visualización mas ordenada de los datos, a continuación presentamos toda la información en la siguiente tabla:

CUADRO No 3.3 TABULACION DE LA CURVA DE DESCARGA

y mt	Ah mt ²	T mt	A ³ M ⁶	2T mt	A ³ /2T m ⁵	Q ² /2g mt ³ / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	14,32	34,46	2933,42	68,92	42,56	6510,44
0,90	36,71	55,12	49463,20	110,23	448,73	6510,44
1,40	68,79	71,21	325532,89	142,42	2285,69	6510,44
1,90	107,41	83,27	1239248,52	166,55	7440,88	6510,44
1,84	102,09	81,72	1063863,23	163,43	6509,60	6510,44

En la tabla anterior se consideran los valores de "Y" (tirante), el área hidráulica (Ah), el perímetro mojado (Pm), el radio hidráulico (Rh), el factor geométrico (Fg), el caudal (Q) y la velocidad (V).

Para los valores de Y se consideran a cada 0.5 mts, el área hidráulica se calcula para cada "y" para todas las secciones, el perímetro mojado se calcula de manera similar al área hidráulica, el radio hidráulico se encuentra de dividir Ah entre Pm, así:

$$Rh = \frac{Ah}{Pm}$$

El factor geométrico se encuentra mediante la siguiente fórmula:

$$Fg = Ah \times R^{\frac{2}{3}}$$

Se encuentra un valor del factor geométrico para cada tirante (a cada 0.5 metros) y se compara con el factor Hidráulico (Fh), hasta que ambos lados de la ecuación de continuidad sean aproximadamente iguales. A partir de todos estos valores obtenidos, se genera la siguiente curva:

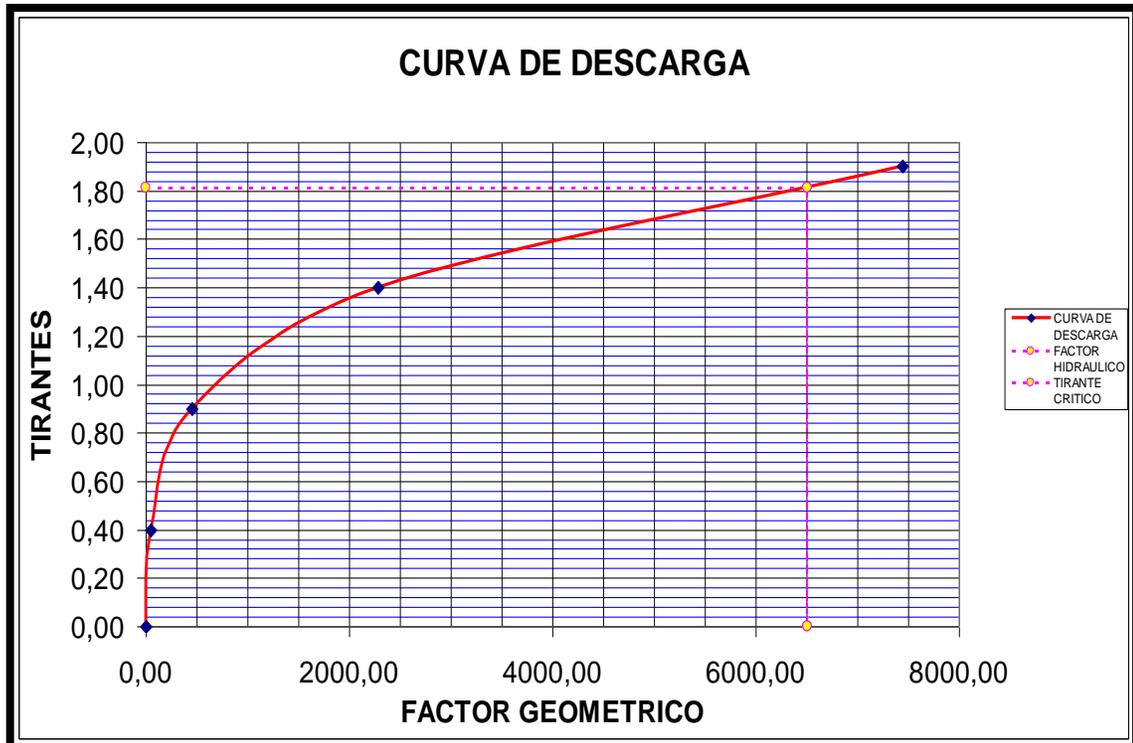


Fig. 3.7 Gráfica de la curva de descarga.

A partir de los datos tabulados en la Tabla 3.3 nos damos cuenta que los factores Geométricos e Hidráulicos son iguales para un tirante igual a **1.84 mts.**, el cual genera un área hidráulica Optima igual a **102.09 m²** y una velocidad del agua de **3.50 mts/seg.**

Posteriormente como aclaramos en la Capitulo 2 (sección 2.2.5.3) se debe incluir un área para objetos de arrastre según la siguiente formula:

$$A_a = A_h / 3$$

Donde:

Ah: Área Hidráulica óptima

Aa: Área para objetos de arrastre

$$Aa = \frac{102.09m^2}{3} = \mathbf{34.03 \text{ m}^2}$$

Luego el área hidráulica total será la suma del área hidráulica optima más el área para objetos de arrastre.

$$Aht = Ah + Ao$$

$$Aht = 102.09 \text{ m}^2 + 34.03 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{Aht = 136.12 \text{ m}^2}$$

Sabiendo que la descripción que definirá el puente será de origen rectangular y con el valor del área hidráulica definido obtenemos la longitud del claro del puente:

$$L = Ah / y$$

Donde:

L : Longitud del claro del puente

Ah: Área Hidráulica optima

Y : Tirante critico, para el cual los factores Hidráulico y geométrico son aproximadamente iguales.

$$L = \frac{102.09m^2}{2.75} = \mathbf{37.12 \text{ mts}}$$

Recomendamos en este caso utilizar un claro de puente de 40 metros.

Con la longitud del claro definida procedemos a encontrar la altura de objetos de arrastre de la siguiente manera:

$$Ho = Ao / L$$

Donde:

H_o : Altura de objetos de arrastre

A_o : Área para objetos de arrastre

L : Longitud del claro del puente

$$H_o = \frac{34.03m^2}{40m} = \mathbf{0.85}; \text{ El MOP recomienda que se utilice un valor no menor de 1.}$$

Luego la altura libre que deberá poseer el puente es la siguiente:

$$H = y + H_o$$

Donde:

H : Altura libre del puente en estudio

y : Tirante critico, para el cual los factores Hidráulico y geométrico son aproximadamente iguales.

H_o : Altura de objetos de arrastre

$$H = 2.75 \text{ mts} + 1.00 \text{ mts.}$$

$$\mathbf{H = 3.75 \text{ mts}}$$

3.5 ESTUDIO DE SUELOS.

3.5.1 INTRODUCCIÓN

Presentamos por este medio los resultados de la investigación del subsuelo realizada en el terreno donde se proyecta construir un puente sobre una quebrada ubicada en la Ciudad El Transito, Departamento de San Miguel. Esta investigación se hizo a través del *Método de penetración estándar*:

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la practica y proporciona más información

útil en torno al subsuelo y no solo en lo referente a la descripción si no también a sus propiedades mecánicas.

En suelos puramente friccionantes, la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que como repetidamente se indico es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea sí bien tosca pero útil de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.



Fig. 3.7 Imagen que muestra la cuadrilla de perforadores realizando uno de los sondeos de la prueba de penetración estándar (SPT) en el punto de emplazamiento.

3.5.2 OBJETIVO

El estudio de Mecánica de Suelos se orientó para determinar las condiciones del sub-suelo y las características físicas y mecánicas de los estratos detectados, definir la capacidad de carga del sub-suelo y dar las recomendaciones necesarias para la cimentación de las estructuras proyectadas, descapote, cota de fundación, drenajes, etc.

Para tal fin se realizaron 4 sondeos exploratorios, con equipo de penetración estándar, distribuidos según se muestra en los planos presentados (ver anexos), la máxima profundidad explorada fue de 4.0 mts., detectándose suelo compacto en el fondo de cada sondeo.

3.5.3 DESCRIPCIÓN DEL LUGAR

El sitio estudiado se encuentra en la zona donde se proyecta construir un puente sobre una quebrada en la ciudad de El Transito, departamento de San Miguel.

La topografía del terreno presenta, actualmente, la conformación normal causada por la erosión del agua en el lecho de una quebrada.

3.5.4 TRABAJO DE CAMPO

Se realizaron 4 sondeos exploratorios con equipo de Penetración Estándar, con el objeto de obtener muestras representativas y continuas

para su identificación, determinar su contenido de humedad y la resistencia presentada por el suelo a la penetración de una cuchara partida de 2' (50.8 mm) de diámetro externo, hincada con un martillo de 140 lbs (63.5 Kg.) que se deja caer desde una altura de 30" (76 cm.) contándose los golpes necesarios para penetrar un pie (30.5 cm.), según se establece en la norma ASTM D-1586 "PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y MUESTREO DE SUELOS CON CUCHARA PARTIDA"

3.5.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas se analizaron en el Laboratorio efectuándose ensayos según se describe en las Normas ASTM siguientes:

D-2216 "DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL LABORATORIO".

D-2488 "DESCRIPCIÓN DE SUELOS, PROCEDIMIENTO VISUAL-MANUAL".

D-2487 "CLASIFICACIÓN DE SUELOS PARA PROPÓSITOS DE INGENIERÍA".

3.5.6 RESULTADOS OBTENIDOS

Al estudiar los resultados obtenidos durante la exploración del subsuelo, los datos del análisis de las muestras en el Laboratorio y la información de la inspección de campo realizada durante el proceso de sondeo; se han podido observar los siguientes aspectos importantes:

3.5.6.1 ESTRATIGRAFÍA

La estratigrafía del lugar presenta características coherentes como puede apreciarse en las columnas y perfiles estratigráficos que acompañan

este estudio, las que en términos generales pueden describirse como arenas (SP) o arenas con rastros de arcilla SP(SC) los que superficialmente se encuentran sueltos hasta profundidades que van de 1.5 a 3 mts.

3.5.6.2 CORRELACIÓN ENTRE "N" Y LA COMPACIDAD O CONSISTENCIA DEL SUELO.

En base al número de golpes de la prueba de Penetración Estándar la Consistencia o Compacidad de los suelos puede clasificarse como:

CUADRO NO 3.4 CUADRO DE CORRELACIÓN ENTRE "N" Y LA COMPACIDAD O CONSISTENCIA DE LOS SUELOS.

SUELOS COHESIVOS		SUELOS FRICCIONANTES	
CONSISTENCIA	N	COMPACIDAD	N
Muy blanda	0-1	Muy suelto	0-4
Blanda	2-4	Suelto	5-10
Media	4-8	Semi-suelto	11-20
Firme	9-15	Semi-compacto	21-30
Dura	16-30	Compacto	31-50
Muy dura	mas de	Muy compacto	mas de 50

3.5.6.3 CONTENIDO DE HUMEDAD

Los contenidos naturales de humedad del subsuelo en la zona estudiada, varían entre 10.8 y 29.6 por ciento detectándose los valores máximo, mínimo y promedio en cada sondeo según se detalla a continuación:

CUADRO NO 3.5 CUADRO DE CONTENIDO DE HUMEDAD.

SONDEO	W máximo %	W mínimo %	W promedio %
1	23.4	11.1	17.6
2	26.0	10.8	18.4
3	29.6	15.8	23.3
4	20.3	13.0	17.0

3.5.6.4 TABULACIÓN DE "N"

Dada la relación que existe entre "N" y la capacidad de carga del suelo, a continuación se presenta una tabla resumen de los valores de "N" en cada sondeo, la cruz (+) indica contaminación con orgánicos, / el asterisco (*) suelos orgánicos:

CUADRO NO 3.6 CRITERIOS DE DISEÑO GENERALIZADO PARA ESTRUCTURAS DE CONTROL DE AGUA.

Prof.	S1	S2	S3	S4
0.5	10	17	8	15
1.0	13	7	4	12
1.5	4	7	13	8
2.0	14	9	15	10
2.5	8	49	74	5
3.0	12	R	R	10
3.5	45			17
4.0	R			60
4.5				R

3.5.7 ANALISIS DE RESULTADOS

A continuación se consignan los resultados obtenidos en el campo y en las pruebas de laboratorio:

- Existe en el área explorada una zona en estado suelto con baja capacidad de carga, no habiéndose detectado un estrato superficial contaminado con orgánicos. Todo lo cual se detalla en el cuadro siguiente:

CUADRO NO 3.7 CUADRO CON PROFUNDIDADES DE ESTRATOS CON ORGÁNICOS Y ESTRATOS SUELTOS.

NUMERO DE SONDEO	PROFUNDIDAD DEL ESTRATO CONTAMINADO CON ORGANICOS		PROFUNDIDAD DEL ESTRATO SUELTO	
	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR
1	-----	-----	0+0.0	0-2.5
2	-----	-----	0+0.0	0-2.0
3	-----	-----	0+0.0	0-1.0
4	-----	-----	0+0.0	0-3.0

- Los estratos arcillosos y areno-arcillosos son susceptibles a disminuir su cohesión con la presencia de agua hasta convertirse en "lodo" sin ninguna capacidad de carga.
- En los suelos contaminados con orgánicos no puede considerarse la compacidad o consistencia presentada al momento de la prueba como

permanente ya que con el tiempo según la fase orgánica se vaya descomponiendo en agua, gases y un muy pequeño residuo mineral, se incrementará el volumen de vacíos y la deformabilidad a la vez que se reducirá la capacidad de carga.

- Los contenidos naturales de humedad de suelo, se encuentran dentro de lo que podría considerarse como NORMALES para el tipo de suelo detectado presentándose contenidos de humedad promedio que oscilan entre 17 y 23.3%.
- Para los estratos detectados, siempre que no estén contaminados con orgánicos, se pueden tomar los siguientes parámetros para el análisis numérico de sus propiedades:

CUADRO NO 3.8 CUADRO CON PROPIEDADES PARA SUELOS COHESIVOS Y FRICCIONANTES

SUELOS FRICCIONANTES		SUELOS COHESIVOS	
Φ ángulo de fricción interna	"N"	q_u Kg/cm ²	"N"
29	5-10*	0.6-1.2	5-10*
30	11-15	1.2-1.9	10-15
31	16-20	1.9-2.5	15-20
32	21-25	2.5-3.1	21-25
33	26-30	3.1-3.7	25-30

* NOTA: Bajo circunstancias inferiores a las señaladas será necesario considerar la posibilidad de "falla local" con los siguientes valores:

$$\Phi' = \text{Arc.tg}(2/3 \text{tg } \Phi)$$

$$c' = 2/3c$$

3.5.8 CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos en el campo, en las pruebas de Laboratorio, que se practicaron en las muestras obtenidas, y en la inspección realizada en el campo, durante el proceso de sondeo, podemos concluir:

➤ SUELO ORGÁNICO

No se han detectado suelos con contenidos apreciables de orgánicos.

➤ SUELO SUELTO

Los suelos sueltos alcanzan profundidades que varían entre 1 y 3 mts y están constituidos por arenas (SP) principalmente sedimentarios.

➤ CONTENIDO DE HUMEDAD

Los contenidos naturales de humedad del suelo se pueden considerar como normales para si tipo de suelo detectado

➤ NIVEL FREÁTICO

El nivel superficial de agua en los suelos de la zona, dada su alta permeabilidad fluctúa en función del nivel de agua de la quebrada

3.5.9 RECOMENDACIONES

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en las pruebas de Campo y Laboratorio así como Las conclusiones de ellas deducidas nos permitimos

recomendar lo siguiente:

3.5.9.1 RESTITUCIÓN DE SUELOS BAJO LAS FUNDACIONES

Debido al estado suelto y sedimentario encontrándose por tanto sujetos a la erosión y resedimentación en la "repunta" y posterior caudal permanente durante las lluvias, encontrándose especialmente vulnerables durante temporales a lo que hay que sumar que el agua penetra los suelos arenosos del lugar por su alta permeabilidad, las restituciones bajo fundaciones deberán hacerse con mampostería de piedra o concreto ciclópeo descartándose el uso de suelo - cemento ya que éste aunque es resistente a la compresión es altamente erosionable.

3.5.9.2 DRENAJE

Durante el proceso constructivo deberán evitarse empozamientos y filtraciones de agua en la superficie del terreno y especialmente en las excavaciones.

3.5.10 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Para la solución de la cimentación, será necesario hacer una restitución bajo las fundaciones con mampostería de piedra o concreto ciclópeo debiendo tener la restitución una dimensión en planta que confine adecuadamente la zona cargada por las fundaciones y una profundidad tal que penetre en el estrato resistente basal; la profundidad que la restitución deberá penetrar en el estrato basal compacto deberá establecerse tomado en cuenta la profundidad

actual de suelos sueltos o semi-sueltos y el posible incremento de esta profundidad debido a la erosión causada en el cauce por el flujo de agua tomando en cuenta el incremento de dicha erosión debido al estrechamiento del cauce, por lo que se deberán tomar medidas especiales para el encauzamiento del agua en la zona del proyecto incluidos guarda niveles.

CAPITULO IV: ESTUDIO ESTRUCTURAL

4.1 INTRODUCCIÓN

En esta parte del trabajo se darán los alineamientos para elegir una solución determinada en cuanto a la forma, dimensiones, tipo y funcionamiento estructural del puente, dando importancia al material a emplear. Esta serie de decisiones está restringida por las propiedades de cada material tanto en su carácter resistivo como versátil, es decir, su comportamiento estructural y su adaptabilidad a sistemas de construcción y condiciones locales.

En cada uno de los análisis que se haga de los distintos materiales se expondrán las formas posibles que la estructura puede tener así como los claros recomendables que garanticen buen servicio y deformaciones dentro de límites tolerables. Distintos tópicos se analizarán para cada material sin perder de vista su relación con otros materiales y para contar con una idea más clara de este análisis se aplicará lo expuesto.

4.1.1 MATERIALES

Básicamente se analizarán tres opciones:

- Acero
- concreto Reforzado
- Concreto Preesforzado

De cada uno de los materiales se analizará lo siguiente:

- Propiedades
- Accesibilidad y factibilidad de emplearse en el país.
- Claros permisibles

- Costo y Tiempo de Erección de la Obra (Relativo a otros materiales)
- Sistema o sistemas estructurales que pueden realizarse con cada material.
- Criterios de Diseño; Análisis y dimensionamiento de elementos estructurales.
- Alternativas de forma.

Es necesario conocer todos los aspectos antes mencionados así como la forma en que se interrelacionan y restringen. El empleo de un material determinado no es una solución única, con frecuencia es mejor usar distintos materiales según la necesidad de cada porción del puente. La exposición de las características del material debe usarse como una guía o punto de partida al comenzar el proceso de selección. En la aplicación al ejemplo se observarán la mayoría de los aspectos considerados, sin profundizar en un diseño detallado pero sí señalando las restricciones que los distintos aspectos imponen. Estos análisis conducirán a conclusiones que deberán apearse a nuestra realidad y a nuestras posibilidades como país subdesarrollado sin perder de vista el hecho de que cada problema es único y que generalizar soluciones sería erróneo y lo que en determinado momento nos parezca ilógico puede encajar como solución óptima en circunstancias distintas.

4.2 PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

4.2.1 INTRODUCCIÓN

Se pretende en esta sección hacer una pequeña discusión sobre varios tipos de estructuras de concreto reforzado, usadas comúnmente en puentes. Por medio del análisis preliminar y un proporcionamiento de dimensiones aproximadas basadas en teoría, práctica y juicio, el diseñador puede

establecer la geometría probable y dimensiones, las cuales permiten analizar y diseñar la estructura.

4.2.2 MATERIALES

4.2.2.1 CONCRETO.

El concreto es un material con aspecto de piedra, obtenido permitiendo que una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua se endurezca dentro de moldes de la forma y dimensiones de la estructura deseada. En las fundaciones, se usa, además, el concreto ciclópeo, para evitar filtraciones de agua. El concreto ciclópeo no es más que una mezcla de cemento, agua y agregado grueso de diámetros mucho mayores que los que se usan en concreto simple.

4.2.2.2 ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo debe de ser corrugado excepto para espirales o cables en los cuales se puede utilizar alambre liso. El acero debe cumplir con los requisitos que exige la ASTM.

4.2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

Antes de hablar de una clasificación de puentes de concreto reforzado, debemos conocer los casos en que podemos tener concreto reforzado en un puente:

- a) Puentes en los que tanto la superestructura como la subestructura son de concreto reforzado.

b) Puentes en los que la superestructura es de concreto preesforzado y la subestructura de concreto reforzado.

c) Puentes en los cuales la superestructura es de acero y la subestructura de concreto reforzado.

Los puentes de concreto reforzado los podemos clasificar de la siguiente manera:

- a) Tipo Losa.
- b) Tipo Viga.
- c) Tipo Cajón.
- d) Tipo de Marco Rígido.

4.2.3.1 PUENTE TIPO LOSA

Estos puentes consisten de una losa densa o aligerada, directamente apoyada sobre los estribos y pilares intermedios, pudiendo ser simplemente apoyados o continuos. Este tipo de puentes es económico hasta para claros de 8 metros.

4.2.3.2 PUENTE TIPO VIGA

En este tipo de puente la viga de concreto puede ser colada monolíticamente con la losa como un puente de viga "T", o separadamente para formar una viga y puente tipo losa.

Con este tipo de viga podemos tener claros de 9 a 25 mts. Para salvar claros

cortos es recomendable considerar vigas "T" o losas aligeradas para puentes.

4.2.3.3 PUENTES DE VIGA CAJÓN

Estas vigas pueden consistir de un panel simple para una carretera de dos carriles, o de paneles múltiples, o paneles simples o múltiples con brazos en voladizo en ambos lados, para proporcionar el ancho necesario del camino y reducir los costos de la subestructura y claro recto del camino. Los puentes de viga cajón de concreto reforzado pueden usarse para salvar claros de 25 a 60 mts. Su Alta resistencia torsional la hacen apropiados en - alineamientos curvos.

4.2.3.4 PUENTES DE MARCO RÍGIDO

El puente de marco rígido con su losa cubierta, colada monolíticamente con los estribos, es otro tipo de puente de concreto que resulta económico hasta para claros de 21 mts.

En condiciones donde el espacio vertical se encuentra limitado, es de gran utilidad este tipo de puente debido a su bajo peralte en la mitad del claro, el cual puede ser tan pequeño como $1/40$ de la longitud del claro.

4.2.3.5 PUENTES DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO PREFABRICADAS

El espaciamiento de las vigas, "S" puede variar como justificación para comparar el costo de las formaletas de las vigas contra el del espesor adicional de losa. Es más económico usar un mayor peralte y un

espaciamiento de viga más grande.

4.2.4 PREDIMENSIONAMIENTO.

Las pilas Constituyen los apoyos intermedios de la superestructura de los puentes de dos o más claros. Su función más importante es la de transmitir las reacciones principales las fuerzas horizontales-longitudinales o transversales a las fundaciones del puente.

El número de pilas y su ubicación dependen de factores tales como la luz total del puente, el tipo de material a usar, las cargas actuantes y sobre todo del criterio del diseñador y su experiencia. Así, podemos decir que la ley total del puente nos dice en primera instancia la necesidad de usar los apoyos intermedios o no; existe también el condicionamiento del material empleado ya que cada uno, sea acero, concreto reforzado o prefabricado, permite ciertas luces máximas sin presentar problemas estructurales de deflexión o vibración excesivas; otra restricción al funcionamiento de los distintos materiales es la longitud de las cargas actuantes y las solicitaciones impuestas a los elementos, siendo evidente que la magnitud de las cargas y las luces permisibles son inversamente proporcionales. Finalmente, será el diseñador el que, luego de un análisis de los aspectos anteriores, el que escoja la ubicación y número de apoyos más adecuados para el sistema estructural adoptado para el puente.

4.2.5 PILAS

4.2.6.1 GENERALIDADES

TIPOS Y USOS

Las variables en los apoyos pueden ser: su forma, la disposición de los elementos y el tipo de material a usarse. Entre estos tipos tenemos:

A) TIPO CABALLETE

Aquí, cada pila consiste de dos o más pilotes de resistencia, generalmente ubicados en el mismo plano y unidos en sus extremos superiores por una viga constituyendo un marco. Pueden ser de Sección transversal de forma rectangular u octogonal, con uno de sus extremos de forma aguda para facilitar su colocación. Su longitud depende de la carga a soportar y del tramo no enterrado. El puente de Oro usó este tipo de pila.

B) MURO O PARED DE CONCRETO

Tipo muy usado en pasos a desnivel sobre más de dos carriles con separador central dando un buen apoyo transversal a la estructura.

Pueden diseñarse como paredes péndulo, con juntas en los dos extremos o como paredes en voladizo.

C) PILAS EN FORMA DE " T "

Usadas específicamente para apoyar un par de vigas, una en cada extremo del patín. Pueden hacerse totalmente de concreto o combinado con acero estructural.

D) PILA AISLADA

Puede tener sección rectangular o circular y se usa para apoyar puentes con vigas cajón con diafragma integral actuando como viga transversal.

E) PILA DE MAMPOSTERÍA

Usada antiguamente como apoyo central a base de piedra para puentes de arco. Actualmente se hacen de concreto con o sin enchapado en piedra. Puede reducirse su peso empleando secciones huecas con bastante acero.

F) PILAS MUY ALTAS

Pueden ser necesarias según las condiciones topográficas del lugar. Se puede usar concreto reforzado o prefabricado, sólidas o huecas. Ha habido pilas de 38 mts. en St. George, Estado de Delaware, EE.UU.

4.2.6 ESTRIBOS

4.2.6.1 DEFINICIONES Y GENERALIDADES

➤ ESTRIBO.

El estribo de un puente de concreto es una fundación, que posee alas laterales, y sirve para transmitir las cargas procedentes de la superestructura a la cimentación. También funciona a veces, como muro de contención que sostiene el relleno de tierra situado junto a su trasdós y también como una protección contra la erosión.

Para puentes de concreto, los estribos son construidos generalmente de concreto reforzado, aunque a veces se hacen de mampostería de piedra.

La mampostería de piedra es usada como la cara de los estribos de concreto para efectos de preservación de la superficie y por razones estéticas. Las diferencias que se pueden enumerar de los muros estribos respecto de los muros convencionales, son:

a) Los muros estribos soportan las reacciones extremas del claro del puente.

b) Los muros estribos están restringidos en la parte superior por el tablero del puente, de modo que la presión activa del terreno sea anulada.

➤ **ALETAS.**

Son las extensiones laterales (alas) que forman parte de los muros estribos y que tienen por objeto proteger el relleno de los costados. Las aletas pueden ser muros de gravedad o muros de concreto. Es necesario dejar juntas de dilatación verticales en las zonas de unión de las aletas con el muro estribo, a efecto de evitar la formación de grietas desagradables. A veces en lugar de construir una junta de dilatación, se deja una pequeña acanaladura vertical en la zona de intersección. Con lo cual, cualquier grieta que se forme resulta imperceptible. Lo más ventajoso sería situar la referida junta o acanaladura en el extremo de la zona de apoyo del tablero del puente.

4.2.6.2 TIPOS Y USOS

Existen dos tipos básicos de estribos: Muros Estribos de extremo abierto y Muros estribos de extremo cerrado, estribos de Extremo Abierto (Tipo U).

A) Estribo Tipo Diafragma:

Tiene superficies horizontales desprovistas de parapetos y cuyo uso fundamental es el de servir de apoyo a los extremos fijos de los tramos.

B) Estribo Tipo Silla

Su uso fundamental es el de servir de asiento al puente.

Estribos de Extremo Cerrado:

a) Tipo Cantiliver

- b) Tipo Puntal
- c) Tipo Marco Rígido.
- d) Tipo Célula
- e) Tipo Gravedad

Puede decirse que los estribos de extremo abierto tienen mayor aceptación y uso que los de extremo cerrado. El primero tiene las paredes del estribo más bajas, lo que disminuye la posibilidad de asentamiento de la vía o carretera, mucho más que los estribo: de extremo cerrado con sus terraplenes altos.

Si el estribo cerrado se utiliza sin pilastros exteriores, se proporciona a la estructura, una mayor flexibilidad para dilatación futura.

De los estribos de extremo abierto, el que más se usa es el de tipo diafragma, ya que elimina la expansión de la sobrecarga y algunos problemas de unión con la cubierta pero, este tipo no permite movimientos ilimitados bajo efectos térmicos y de agrietamiento y tampoco se puede usar para longitud mayores de los 90 metros, a menos que se provea de articulaciones o de un mecanismo que restrinja dichos movimientos.

4.3 PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO

4.3.1 INTRODUCCIÓN

En este tipo de diseño, lo que se hace es introducir esfuerzos internos a fin de reducir los esfuerzos de tensión a que se verá sometida la pieza al entrar en funcionamiento.

En los miembros de concreto preesforzado, el refuerzo consiste en

tensar el acero que en este caso recibe el nombre de cable.

Básicamente, el concreto preesforzado es casi el mismo que el concreto reforzado. Las diferencias entre ambos son mínimas.

El concreto preesforzado ofrece una forma de utilizar los materiales (concreto y acero) de una manera efectiva y eficiente, y sin tener grandes deformaciones causadas por altos esfuerzos.

En el diseño por pretensado, se incluyen esfuerzos iniciales contrarios a los que se producen bajo las cargas de servicio, para así de esta manera, los esfuerzos internos resultantes sean casi cero.

Ya sea que el tensado se aplique antes de colar el miembro o después, se le llamará "Pretensado" "Postensado".

La ventaja de los elementos de concreto preesforzado es que no necesariamente han de ser colados sobre sus apoyos, sino que puede hacerse en moldes cerca del lugar de la obra o en cualquier otro lugar.

La longitud de estos elementos tienen una limitante, que es el de la dificultad de montaje que pueden presentar grandes vigas, además del claro a cubrir.

4.3.2 MATERIALES

4.3.2.1 NOCIONES FUNDAMENTALES SOBRE EL CONCRETO.

Por muchas razones, el concreto utilizado en la construcción presforzada es de una resistencia más alta que el usado en estructuras de concreto reforzado. Por lo general el concreto está sometido a grandes fuerzas y generalmente, un incremento en la resistencia conduce a soluciones

más económicas. También, el uso de concreto de alta resistencia, permite una reducción en las dimensiones de la sección del elemento preesforzado. Esto trae como consecuencia, una reducción en la carga muerta de la estructura, y la posibilidad de usar el concreto preesforzado en estructuras de grandes claros, resulta entonces una realidad tanto técnica como económica. Se podría pensar que paralelamente existirían problemas serios de deflexiones y agrietamientos, como resultado del empleo de secciones más pequeñas que en concreto reforzado; sin embargo, estos son controlados por medio del preesfuerzo.

Existen todavía otras ventajas. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia; así, las pérdidas de preesfuerzo que ocurren debido al acortamiento elástico del concreto son menores. Las pérdidas por flujo plástico, las cuales son proporcionales a las pérdidas elásticas son también menores. Además, el concreto de alta resistencia tiene también una resistencia mayor a la tensión, así, la formación de grietas de flexión y de tensión diagonal es retardada. Finalmente, en elementos postensados, en la zona de anclaje, el concreto de alta resistencia permite reducir el tamaño de los dispositivos de anclaje.

En la práctica, el uso de resistencia a la compresión entre 280 y 420 Kg/cm² es generalmente especificada en miembros de concreto preesforzado. Debe puntualizarse, sin embargo, que la resistencia del concreto asumida en el diseño debe ser obtenida con certeza, porque los altos esfuerzos calculados debido a la fuerza de preesfuerzo realmente ocurren en el miembro.

A continuación, se estudiarán las propiedades fundamentales del

concreto, que todo ingeniero que pretende diseñar estructuras de concreto preesforzado, debe de conocer.

Estas propiedades son:

- a) Resistencia a la comprensión
- b) Características de las curvas esfuerzo-deformación.
- c) Módulo de elasticidad
- d) Resistencia a la tensión
- e) Contracción y flujo plástico.

4.3.2.2 ACERO DE PREESFUERZO Y CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO.

La mayoría de las propiedades mecánicas del acero, de interés para el ingeniero, se pueden obtener de las curvas esfuerzo-deformación. Entre las características importantes se puede mencionar: Limite proporcional, límite elástico, punto de fluencia, resistencia, ductilidad y deformación de endurecimiento.

4.3.3 CLASIFICACIÓN:

- 1) Por el tipo de claro
 - a) Continuo
 - b) Simplemente apoyado
 - c) Marco rígido (actualmente en desuso)
- 2) Por la longitud de los claros
 - a) Cortos (hasta 12 mts.)
 - b) Medios (de 12 hasta 30 mts.)

c) Largos (más de 30 mts.)

3) Por su sección transversal

a) Sección simétrica en I

b) Sección asimétrica en I

c) Sección en T

d) Sección en T invertida

e) Sección Viga Cajón

i) Constante

ii) Variable

f) Losa

i) Nervada

ii) Densa

La forma más simple es la forma rectangular que tienen todas las losas sólidas y usadas para vigas de claros cortos. Para cimbra la sección rectangular es la más económica.

Las secciones T e I se usan porque los brazos de palanca son mayores, lo cual aumenta el momento resistente de la pieza. La sección I tiene el concreto concentrado en sus extremos, que como se explicó, es la causa de su alto momento resistente.

4.3.3.1 PUENTE LOSA DE CONCRETO PREESFORZADO

Las secciones de losa de más o menos 20 centímetros de espesor, con núcleos redondos de más o menos 14 cm. de diámetro espaciados a 20 cm,

centro a centro, se usan frecuentemente para techos y pisos de claros cortos en donde se desea un plafón plano.

La sección Dynacore, que ha sido desarrollada recientemente, que consiste en una losa aligerada, tiene núcleos rectangulares y con un peralte de 61 cm. pueden obtenerse claros hasta de 27.4m.

a) Colados en el lugar, puentes pretensados: Con losa densa podemos tener hasta 24 mts. (80 - pies); losas nervadas hasta 45 mts. (150 pies) Losas cajón parcialmente aligerados por encima de 45 mts. (150 pies), son recomendadas donde - una relación baja de claro-peralte se necesita, ya sea claro simple, claro continuo en voladizo (relaciones claro-peralte de 40 pueden usarse).

b) Puentes precolados pretensados: Losas sólidas para claros de 6 a 9 mts. (19 a 30 pies); losas con núcleo para claros de 9 a 24 mts. (30 a 80 pies) las relaciones claro-peralte pueden oscilar alrededor de 25 a 33, aproximadamente.

4.3.3.2 PUENTE DE VIGA DE CONCRETO PREESFORZADO

a) Colado en el lugar, puente pretensado:

Este tipo de puente es aplicable para claros de 24 a 300 mts. (80 a 1000 pies). Puede ser tipo viga "T" o viga "cajón". Estos claros son muy aplicables ya sean claros simples, voladizos o continuos.

La relación claro-peralte de 22 es usualmente utilizado para claros simples y de

25 para claros continuos.

b) Puentes de vigas de sección "T", "I" o "Cajón" precoladas. Este tipo de puente es aplicable para claros de 9 a 50 mts. (30 a 160 pies). La relación claro-peralte para vigas I es 18 para claros simples y de 20 para claros continuos. Para vigas cajón separadas, la relación es de 18 y 22 respectivamente y para vigas tipo cajón continuas de 25 y 28 respectivamente.

Las secciones en I se usan en edificios con una losa colada en el lugar para obtener una acción compuesta.

Para puentes, se han estandarizado cuatro de tales secciones por el Joint Committee of the AASHTO - PCI, que también ha estandarizado 8 secciones para vigas en caja preesforzada, así como también 8 secciones para losas con núcleo preesforzado.

Cuando son colados in situ, la simplicidad de la cimbra es de primera importancia. Así, las losas sólidas con núcleos o sin ellos, y formas en T con lados verticales o inclinados, son a menudo convenientes. Solamente cuando las normas pueden volverse a usar varias veces podría considerarse económica la sección en I y algunas otras formas complicadas.

4.3.4 LIMITACIONES DE LA RELACIÓN CLARO-PERALTE

Por razones de economía y estética, relaciones claro-peralte más altas son casi siempre usadas para concreto preesforzado que para concreto reforzado. Estas relaciones más altas son posibles debido a que las deflexiones pueden ser mucho mejor controladas en el diseño preesforzado.

CUADRO N° 4.1 CUADRO DE LIMITES APROXIMADOS PARA LA RELACIÓN CLARO-PERALTE.

LIMITES APROXIMADOS PARA LA RELACIÓN				
CLARO PERALTE	CONTINUOS SPANS		SIMPLE SPANS	
	ROOF	FLOOR	ROOF	FLOOR
One-way solid slabs	52	48	48	44
Two-way solid slabs (supported on columns only)	48	44	44	40
Two-way waffle slabs (3 ft waffles)	40	36	36	32
Two-way waffle slabs (12 ft waffles)	36	32	32	28
One-way slabs with small cores	50	46	46	42
One-way slabs with large cores	48	44	44	40
Double tees and single tees (side by side)	40	36	36	32
Single tees (spaced 20-ft centers)	36	32	32	28

Por otro lado, cuando estas relaciones se vuelven muy altas; la comba y la deflexión se vuelven muy sensitivas a las variaciones en las cargas, en las propiedades de los materiales, en la magnitud y localización del preesfuerzo y en la temperatura. Además, los efectos producidos por la vibración se tornan más agudos.

Es muy difícil establecer un simple juego de limitaciones de relación de claro-peralte porque la limitación propia, para preesforzado y para cualquier otro tipo de construcción, debería variar con la naturaleza y magnitud de la carga viva, las características de drenaje, las condiciones límites, la forma y variaciones de la sección, los módulos de elasticidad, y la longitud misma del

claro. En efecto, si una estructura es cuidadosamente investigada para posible curvatura, deflexión y vibraciones, no hay razón para apegarse a una reglamentación de relaciones. Sin embargo, como resultado de experiencia acumulada, los valores que aparecen en la tabla 4.1 pueden ser tomados como una guía preliminar para la elaboración del diseño.

En general, cuando la relación claro-peralte está un 10%) debajo de lo estipulado en la tabla 4.1 los problemas de comba, deflexión y vibración no ocurrirán a menos que ocurran cargas extremadamente pesadas o movimientos telúricos.

Los valores de la tabla, son aplicables a concreto semi-pesado y liviano, pero deberán de ser reducidos en un 55 para concreto con un E_c menor de 3,000.000 psi (20.69 KN/mm²). Para claros largos (digamos, más de 70 pies equivalentes a 21 m) y para cargas pesadas (digamos, cargas vivas sobre 100 libras por pulgada²), los valores de la tabla deberían de reducirse en un 5 a 10%.

CAPITULO V: ANALISIS DE COSTOS

5.1 ASPECTOS GENERALES

Como ya se mencionó en la Introducción del presente trabajo, el aspecto económico es uno de los que debe tomarse en cuenta, sobre todo en proyectos de puentes, ya que constituyen obras de gran envergadura en las que un error a estas alturas, al estimar cantidades de obra y costos, puede significar miles de colones perdidos.

Se mencionó también que ningún aspecto podía considerarse o analizarse independientemente de los otros, sino que debía armonizar con ellos para llegar a la solución óptima, el aspecto económico no es la excepción y es así como este criterio puede descartar una alternativa que funcione perfecta mente como estructura, pero más cara que otra que brinda la misma seguridad.

Para el caso específico de puentes entra en juego el aspecto de costo desde el mismo inicio de los análisis de alternativas:

Comparando el costo estimado, por ejemplo, de una alternativa que cruce un río en una parte no muy estrecha con el de otra que sí lo haga, empleando un puente más corto, se debe averiguar qué cuesta menos:

$CALLE MAS CORTA + PUENTE LARGO < CALLE MAS LARGA Y COMPLICADA + PUENTE CORTO.$

- a) El costo se determina por medio de índices de costo por metro lineal, tanto para los caminos de acceso como para los principales.
- b) Decidido un paso determinado, se comparan alternativas estructurales variando forma, modelo, materiales y número de claros en función de sus propiedades.

Conocidos los volúmenes de obra mediante análisis estructurales

aproximados, se puede tener una idea del costo total tomando en cuenta los costos unitarios vigentes y así contar con un criterio aceptable de comparación de alternativas.

No deben olvidarse otros aspectos:

- El costo de un puente no es sólo el de la obra en sí, deben añadirse los costos de mantenimiento, para que funcione adecuadamente.

Nunca debe sacrificarse seguridad para reducir costos, o sea, no perder de vista el cumplimiento de las Normas de Diseño que garantizan la seguridad de los usuarios de la obra.

Cabe mencionar que el análisis de costos puede desechar alguna alternativa y obligar al diseñador a regresar a los pasos de análisis originales y así ir afinando los cálculos hasta lograr un diseño seguro, con factibilidad de realización y al menor costo posible.

Se plantean alternativas estructurales, las que se predimensionan según criterios, de diseño estructural. Estas se evalúan determinando las cantidades aproximadas de la obra y utilizando precios unitarios vigentes, los cuales pueden ser determinados con gran exactitud.

Los ítems a considerar en el costo de cada alternativa, son aquellos que más influencias tienen en el costo total de la obra. Los ítems, cuyas cantidades son pequeñas en proporción al costo total, son consideradas dentro de un porcentaje de más o menos 15%, llamada Porcentaje de contingencia.

c) El costo definitivo se determina una vez seleccionada la alternativa y se realiza el diseño final. En este último cálculo se determinan los costos de todos los ítems (presupuesto). Este costo es el que se usa para licitar.

5.2 MATRIZ DE COMPARACIÓN DE COSTOS

Una matriz que permita una rápida y adecuada evaluación de las alternativas se vuelve necesaria en esta etapa del proyecto.

En ella se evalúan los siguientes aspectos del proyecto para cada una de las posibles alternativas:

- a) Costos de construcción
- b) Mantenimiento
- c) Reemplazabilidad
- d) Uso de materiales locales
- e) Uso de mano de obra local
- f) Tiempo y métodos de construcción

a) **COSTOS DE CONSTRUCCIÓN:** Estos dependen de los materiales (y de d, e y f) a utilizar. Pero no hay que olvidar que a pesar de que buscamos disminuir costos no podemos sacrificar la seguridad de la obra.

b) **MANTENIMIENTO:** A través de toda la vida de la obra, habrá que brindarle un servicio de reparaciones y sustitución de elementos que se deterioran. Esto constituye el llamado *Gasto de Mantenimiento*.

c) **REEMPLAZABILIDAD:** Esto se refiere a la facilidad con la que se puedan sustituir piezas o elementos dañados del puente.

d) **USO DE MATERIALES LOCALES:** Esto nos trae una economía de divisas, tan importantes para los países pobres, lo cual reduce aún más nuestro costo.

e) **USO DE MANO DE OBRA LOCAL:** Lo mismo que el factor del Uso de

materiales locales utilizando preferiblemente mano de obra y no equipo sofisticado.

f) **TIEMPO Y MÉTODOS DE CONSTRUCCION:** Por lo general en nuestro país esto se relega a un segundo término. El tiempo de construcción puede incrementar los gastos financieros, si es muy largo.

Para el llenado de la *Matriz de Comparación de Costos*, se requiere de mucho criterio y juicio. Se asigna una puntuación que está de acuerdo a una escala prefijada por nosotros mismos con anterioridad. En nuestro medio, lo más común es una escala de 0 a 10. Una adecuada puntuación es la que más se acerca al 10, por lo cual, la Alternativa más adecuada es la que en la columna de los "TOTALES", que es la suma de cada uno de las 6 variables para cada alternativa, tenga la puntuación más alta.

CAPITULO VI:
~
DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1 SUPERESTRUCTURA

Es la parte del puente, formada por las vigas, losas, aceras y pasamanos.

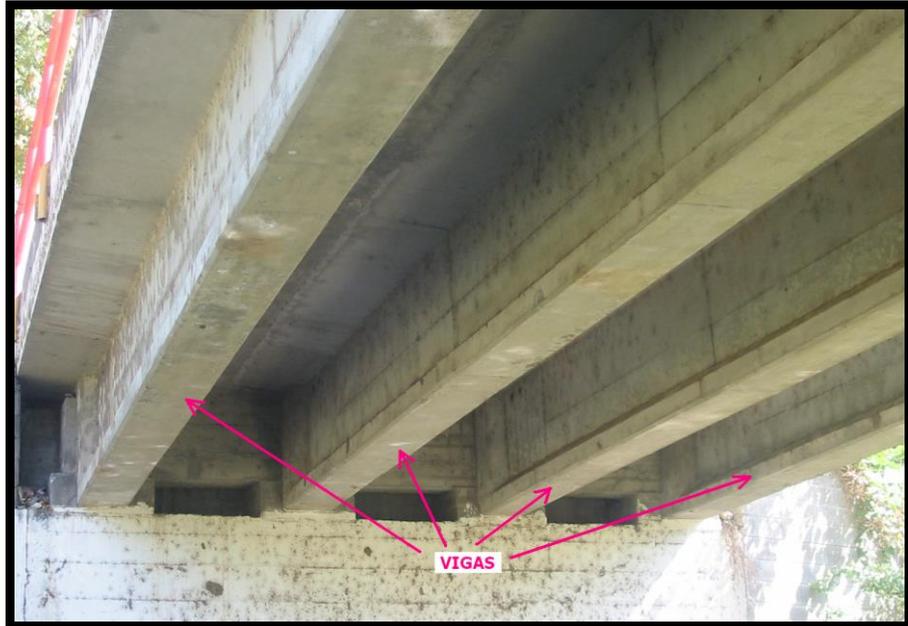
6.1.1 VIGAS

Generalmente las vigas son elementos estructurales de sección rectangular, generalmente colocadas en forma horizontal, aunque en ciertas ocasiones poseen algún grado de inclinación. Siguen la dirección del tráfico del puente por lo que se les denomina vigas longitudinales. Las dimensiones de su sección transversal y longitud dependen de la magnitud de las cargas que soportarán, de tal modo que sean capaces de absorber y transmitir dichas cargas a los elementos que las sostienen, es decir, la subestructura (Ver Fotografía No. 6.1).

En las estructuras de puentes, en ningún caso una viga exterior tendrá menor capacidad soportante que una viga interior.

Las vigas dispuestas longitudinalmente y paralelas al eje del camino son las vigas primarias o principales y según se apoye sobre los elementos que conforman la subestructura. Generalmente para el tipo de obras que se están analizando, éstas actúan como vigas simplemente apoyadas.

Las vigas de concreto reforzado constan básicamente, de un refuerzo longitudinal de acero dispuestos tanto en la zona de tensión como en la zona de compresión, rodeada de estribos que le dan confinamiento tanto a la varilla como al concreto.



Fotografía 6.1 Vigas Longitudinales de un puente.

6.1.2 LOSAS

Las losas son miembros estructurales de superficie continua y planas, apoyadas sobre un conjunto de vigas, formando los tableros del puente (Ver Fotografía N° 6.2)



Fotografía 6.2 Imagen que muestra la sección de la losa de un puente.

La función principal de las losas es soportar las cargas transversales que actúan en ellas y transmitir las cargas directamente a las vigas o a los elementos de apoyo. Las partes que soportan y conforman la estructura del tablero son los elementos resistentes tales como: vigas y diafragmas.

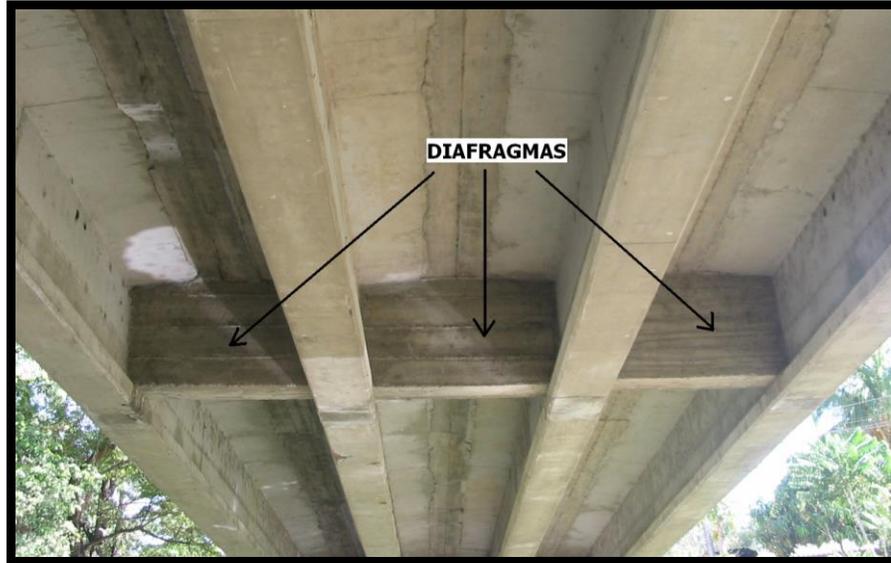
Las losas pueden construirse como losas densas o losas nervadas, pero en este caso solo se consideran losas densas.

En la losa debe realizarse drenaje transversal y este debe realizarse proporcionando una corona adecuada generalmente el bombeo tiene una pendiente de 3%. El flujo de agua cuesta abajo en una sección de la cuneta del camino de acceso deberá ser interceptada ya que no debe permitírsele correr sobre el puente. El drenaje longitudinal en puentes largos, debe ser realizado por medio de invernales o resumideros.

Donde se necesiten tubos de bajada, deben ser de material rígido y resistente a la corrosión.

6.1.3 DIAFRAGMAS

Se considera a los diafragmas como elementos simplemente apoyados (Ver Fotografía No. 6.3), que sirven de rigidizadores entre vigas, y que a su vez transmiten fuerzas a las vigas longitudinales a través del cortante vertical, el cual se transmite por apoyo directo de la losa sobre la viga y por medio de varillas de acero que traspasan la viga longitudinal.



Fotografía 6.3 Vista típica de los diafragmas de un puente.

Por lo general el tablero de la superestructura de un puente debe construirse conjuntamente; por lo que primero se construyen las vigas y luego el diafragma se construye monolíticamente con la losa.

Las especificaciones de la AASHTO, establecen en el Art. 8.12.2, que éstos elementos se colocan uno en cada extremo del puente, a una distancia más o menos de 50 cms. del borde del tablero y en puntos intermedios donde no se rompa la continuidad de la losa y sea necesario apoyar los bordes de esta sobre el diafragma. Por lo general, los diafragmas transversales, tienen entre 6 a 8 pulgadas de espesor.

Según el artículo No. 8.12.2, se coloca un diafragma intermedio a cada 40 pies (12.20 mts.) ubicado en el centro del claro del puente, a partir de 80 pies (24.40 mts), se colocan 2 diafragmas intermedios distribuidos a un tercio de la longitud del claro cada uno de manera que exista simetría con la estructura.

6.1.4 SISTEMA SOPORTANTE DE BARANDAL, ACERAS, POSTES Y PASAMANOS

El sistema soportante de barandal, está constituido por la losa en voladizo, sobre la que se apoyan los diversos elementos del puente, cumpliendo con la función de dar seguridad y comodidad para los usuarios (Ver Fotografía No. 6.4)



Fotografía 6.4 Imagen del sistema soportante de barandal de un puente.

Las aceras, postes y pasamanos son elementos complementarios que están en contacto directo con el usuario. Las aceras son aquellos elementos que forman parte de un puente con la finalidad de darles paso a los peatones con cierto grado de seguridad; éstas se construyen en forma monolítica con la losa, el cual está separado por un cordón a un nivel superior de ésta. '

El sistema soportante del barandal lo constituye la parte de losa en

voladizo sobre el cual descansa el conjunto acera - barandal.

Los barandales consisten en postes y pasamanos de concreto reforzado o postes de concreto y pasamanos metálicos.

En el país generalmente se opta por los pasamanos de concreto reforzado, ya que son más económicos de conservar, aunque su aspecto estético no suele ser muy atractivo. Últimamente se encuentran de moda los pasamanos metálicos.

6.1.5 APOYOS

En los diseños de puentes, es necesario tomar precauciones, con el fin de controlar los cambios de longitud que resultan de las variaciones de la temperatura, además para claros largos, es necesario permitir la rotación en los apoyos que acompañan la deflexión de la estructura cargada.

En general, uno de los extremos de la viga, se impedirá el movimiento horizontal (apoyo fijo), mientras que en el otro extremo debe diseñarse para permitir dichos movimientos.

Los apoyos móviles más utilizados en nuestro medio, son los apoyos elastoméricos (El material elastomérico más utilizado en nuestro medio es el neopreno), los cuales constan de hojas de material elastomérico adheridos a capas de láminas de acero. Todos los componentes se moldean en conjunto (por medio de pernos) para formar una unidad integral y los extremos de las platinas de acero se cubren con material elastomérico para impedir la corrosión. Estas unidades absorben los movimientos horizontales mediante deformaciones de cortante de las diferentes capas del material del

elastomérico

6.1.6 JUNTAS

Las juntas de expansión en un tablero son una de las causas principales de mantenimiento de los puentes, como resultado de la corrosión de las juntas y del concreto adyacente. El detalle más utilizado en nuestro medio consiste en ángulos de acero que se empotran con anclajes de varillas de acero en el concreto (juntas de extremo: cabezal - losa, junta intermedia: losa - losa). Generalmente se colocan una junta en cada extremo del puente en la unión cabezal - losa, cuando los claros son grandes y llevan pila central, se coloca otra junta en esta sección, siendo una junta losa - losa.

Cuando se colocan losas de aproximación, es necesario colocar una junta en la unión losa de aproximación - cabezal.



Fotografía 6.5 Imagen de una junta entre losa y losa.

6.1.7 DRENAJES

El agua de la superficie de la superestructura de los puentes, debe evacuarse tan rápido y directamente como sea posible. Por ello, a la calzada se le da un bombeo con una pendiente del 3% e inclinando las cunetas hacia las entradas de los drenajes. Generalmente la pendiente de la cuneta es del 2%.

En puentes construidos con pendiente, generalmente no se requieren disposiciones para el drenaje longitudinal, ya que el agua es transportada por el bombeo transversal hasta las cunetas y luego hasta el extremo más bajo del puente desde donde son evacuadas hacia la calzada.

Si el puente no tiene pendiente en el sentido longitudinal, para evacuar el agua superficial en nuestro medio generalmente se utilizan tubos de PVC con un diámetro de 3 pulg. Colocadas aproximadamente al punto medio entre postes.

Es recomendable colocar en la parte inferior de las losas cortagotas con el fin de evitar que por adherencia el agua escurra hasta las vigas.

6.2 SUBESTRUCTURA

La subestructura son elementos de apoyo de un puente cuya función principal es transmitir las cargas de la superestructura al suelo. Generalmente en nuestro medio se construyen de mampostería de piedra por ser este tipo de elemento el más económico de construir, ya que se pueden aprovechar los materiales del lugar, aunque en algunos casos resulta más económica la alternativa de concreto reforzado cuando los materiales principales como la piedra no se encuentra en el lugar y los costos de transporte son muy elevados.

Entre los apoyos podemos distinguir los estribos que son los apoyos extremos, y las pilas que son los apoyos intermedios.

6.2.1 ESTRIBOS

Un estribo sirve para dos funciones principales. Soporta el extremo de un tramo de puente y proporciona cuando menos algo de soporte lateral para el suelo en que descansa la calzada adyacente al puente. Por lo tanto un estribo puede definirse como una combinación de muro de retención y cimentación que soporta un extremo de la superestructura de un puente y que a la vez transmite las cargas al suelo de cimentación, sostiene el relleno de tierra situado junto al muro y también ofrece protección contra la erosión. (Ver Fotografía No. 6.6).

Los estribos son construidos a base de concreto reforzado, mampostería reforzada y mampostería de piedra (tipo muro de gravedad) siendo éste último el que más se utiliza en caminos rurales y vecinales ya que es muy adecuado debido a los costos que presenta y a la accesibilidad de la materia prima en la zona del proyecto (piedra, arena, cemento, agua).

Los principios que gobiernan el análisis de la estabilidad y resistencia de los muros de contención en voladizo, son en su mayor parte aplicables a los estribos de este mismo tipo y aletones.

Las diferencias entre un muro convencional y un estribo son:

1. Los estribos soportan en la corona o cabeza, las reacciones extremas de las vigas del claro del puente.
2. Los estribos están restringido en la parte superior por el tablero del

puente.

Generalmente un estribo consta de cuatro partes: el asiento del puente o cabezal, cuerpo, aletones y fundación.

El asiento del puente es la parte del estribo donde se apoya directamente la superestructura. El cuerpo del puente es el que sostiene el asiento del mismo y soporta el ancho del terraplén que se encuentra directamente en el extremo de la superestructura. Los aletones en este tipo de puentes generalmente se construyen de mampostería de piedra.

En los muros de mampostería de piedra generalmente el cabezal es una pieza de concreto reforzado, con el objeto de soportar a la superestructura del puente y diluir las cargas concentradas transmitidas de las vigas en cargas uniformemente distribuidas, logrando así eliminar esfuerzos concentrados que pueden ser perjudiciales para la piedra.



Fotografía 6.6 Vista típica de un estribo de mampostería y aletones de un puente.

6.2.2 LLORADEROS Y DRENES

Todos los estribos deberán estar provistos de sus respectivos drenes. Los drenes generalmente deben ser colocados en los puntos más bajos donde pueden obtenerse escurrideros libres y deberán estar espaciados no mayor de 3 mts. y con un diámetro no menor de 3 plgs. (Ver Fotografía No.6.7).



Fotografía 6.7. Vista típica de los drenajes de un puente.

6.2.3 PILAS

Se entiende por una pila de un puente aquella parte de la subestructura que recibe la acción de dos tramos de la superestructura y tiene como función primordial la transmisión de las cargas horizontales y verticales provenientes de la superestructura hacia las cimentaciones y repartirlas de tal forma que no exceden el esfuerzo admisible del terreno.

Las pilas pueden ser de concreto reforzado o mampostería de piedra. Las cimentaciones de las pilas en cauce de río son las más vulnerables sobre todo a causa de los riesgos de socavación y a las degradaciones causadas por

las corrientes del agua.

Además deberán causar la menor perturbación posible al paso del agua, por lo que su forma generalmente empleada es rectangular con triángulos o segmentos de círculo en los extremos aguas arriba y aguas abajo. La ventaja de hacer simétrica la pila estriba en que esta hace simétrica las cargas verticales de la pila.

Cuando las pilas no están protegidas contra la socavación, el único medio de prevención consiste en proteger la base mediante taludes de piedra. Las partes principales de una pila son: la corona, el cuerpo y la zapata.



Fotografía 6.8. Vista típica de la pila central de un puente.

6.3 NORMAS Y ESPECIFICACIONES.

El conocimiento de las especificaciones que rigen el diseño de puentes es el primer paso que debe darse al estudiar tales estructuras, puesto que en

ellas se definen muy claramente las cargas máximas por aplicarse para propósitos de diseño, así como también su distribución, valores de impacto, alturas límites, propiedades de los materiales, criterios estructurales y otros datos específicos de diseño.

Las normas que se utilizan en este estudio son:

- Las STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES. Fifteenth edition. 1998. Conocidas como las normas de la AASHTO ya que rigen principalmente el diseño de la estructura que se proyecta y que podría regir a cualquier otro diseño de puentes de concreto. En nuestro medio generalmente se utilizan estas normas ya que no existen normas propias de nuestro país.

- Building Code Requirements for Reinforced (ACI 318-89) and Commentary (ACI 318 R-89) del American Concrete Institute, conocido en nuestro medio como el Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI318-89) y comentarios (ACI 318 R89) que son las normas del American Concrete Institute (Building Code Requirements for Reinforced (ACI 318-89) and Commentary (ACI 318 R-89)) traducidas por el instituto Mexicano del Cemento y el Concreto A.C.

6.4 PARÁMETROS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES.

6.4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA.

Según las normas de diseño de cambios de las M.O.P. para terrenos

planos, ondulados y montañosos se tienen las características que se presentan en el cuadro No. 6.1.

De acuerdo a las normas del M.O.P. sugieren que para la carga de diseño de puentes en caminos urbanos se utilice como vehiculo de diseño el tipo HS-20, por lo tanto cuando se refiera al vehiculo de diseño se supondrá que es el tipo HS-20 44.

Cuadro No 6.1 Ancho de rodamiento de la superestructura.

Clasificación.	Ancho de vía (mts).	Ancho de pavimento.	Ancho de rodamiento de puente	Carga de diseño
RURAL	5.0	-	3.0	HS-15
TERCIARIA	6.0	-	6.5	HS-15
SECUNDARIA	9.5	6.50	7.4	HS-15
PRIMARIA	12.0	7.30	7.9	HS-20

6.5 CRITERIOS ESTRUCTURALES PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO. GENERALIDADES.

El estudio se ha desarrollado partiendo del análisis general de un puente recto de un solo claro en caminos rurales y vecinales, que es soportado por vigas longitudinales y sistema de losas de piso de concreto reforzado.

Los elementos de la superestructura que se analizan son los siguientes: (Ver figura No, 6.1).

- a) Barandal combinado trafico-peatonal.
- b) Losa intermedia: entre dos vigas longitudinales.
- c) Losa en voladizo.
- d) Cordón.
- e) Diafragmas: o vigas transversales que se unen a las vigas longitudinales.
- f) Viga interna.
- g) Viga externa.

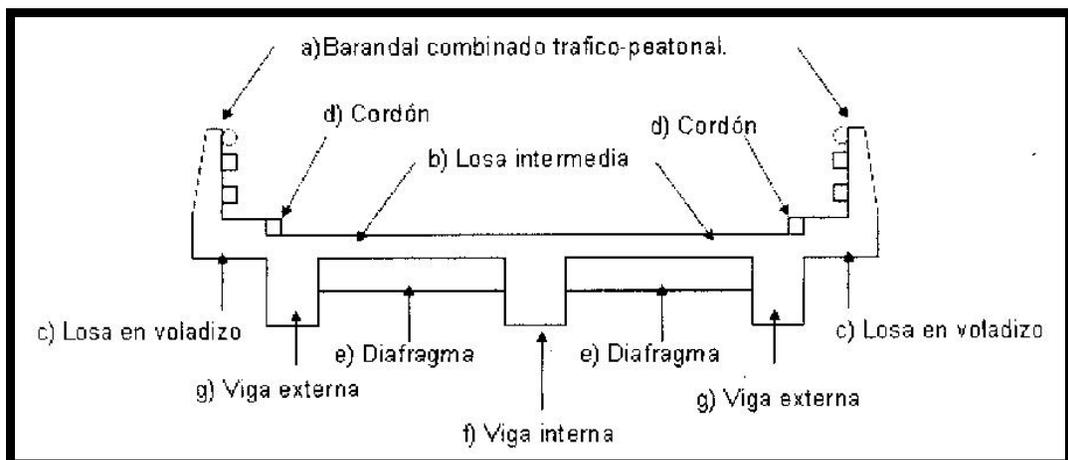


Figura No 6.1 Elementos que conforman la superestructura

Cuando se haga referencia a los artículos en la sección de cargas en el puente, debe entenderse que se refieren a las Normas AASHTO; y cuando se haga referencia a los artículos del Diseño estructural del puente, se refieren a las Normas A.C.I.

6.6 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

6.6.1 ANÁLISIS DEL BARANDAL.

El barandal no cumple ninguna función estructural en el puente, pero su análisis y su diseño constituye uno de los elementos mas importantes a considerar, ya que su función principal es brindar seguridad, frenando un vehículo que entre en colisión con este. Las normas AASHTO definen 3 tipos de barandales:

- Peatonal.
- Para bicicletas.
- Para tráfico.

De los cuales se pueden combinar en trafico-bicicletas y trafico-peatonal. En este apartado se considera el barandal combinado trafico-peatonal, el cual se compone de los postes, unos pasamanos superiores y dos barandas inferiores de protección del tráfico.

El barandal debe estar ubicado del lado del tráfico y los postes se colocan detrás del barandal.

Es esencial la continuidad de la baranda y el anclaje de los extremos.

El material del barandal puede ser de concreto, metálico o combinación de estos, este diseño solo considerara los barandales metálicos y los de concreto reforzado.

Es necesario indicar que el barandal se diseña por el método de cargas de servicio.

6.6.1.1 GEOMETRÍA Y DISTRIBUCIÓN DE CARGAS.

Los requisitos correspondientes a la geometría del barandal, se encuentran en el Art. 2.7.1.1 y los requisitos correspondientes a las cargas que actúan sobre este, se encuentran en el Art. 2.7.1.3. El diseño se efectúa para que resistan las cargas en cualquier posición.

En la figura 2.7.4B (Traffic Railing de la AASHTO) se muestran los diferentes barandales de tráfico de los cuales se han tomado los barandales de poste sin parapeto.

CARACTERÍSTICAS LIMITES DEL BARANDAL.

Las alturas de los barandales son medidas con respecto a la superficie superior del cordón.

En el cuadro No 6.2 se reúnen las características que condicionan las alturas del barandal, y en la figura No 6.2 se muestra la posición del punto de aplicación de dichas cargas.

Cuadro No 6.2 Dimensiones del barandal trafico-peatonal.

BARANDAL	BARANDA INFERIOR(H_1)		BARANDA SUPERIOR(H_2)		PASAMANOS (H_s)	
	mt.	Pla.	mt.	Pla.	mt	Pla.
ALTURA	0.38	15	0.69	27	1.07	42
ALTURA	0.51	20	0.81	32	1.19	47

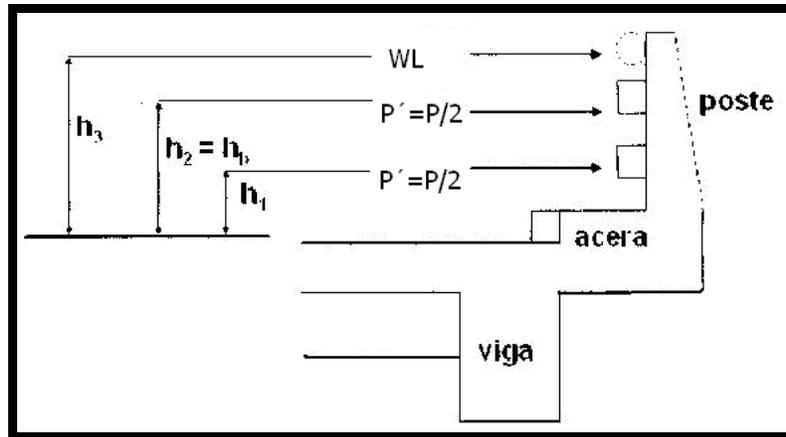


Figura No 6.2 Carga viva del barandal

La separación máxima entre barandas es de 15 plg.

Según el Art. 2.7.1.3.1, cuando la altura de la baranda superior del tráfico es mayor de 33 plg., se aplicara un factor C a la carga transversal total, distribuidas a las barandas de tráfico y a los postes.

$$C = \frac{1 + (H_2 - 33)}{18} \geq 1$$

Donde:

C : factor de carga.

H_2 : Altura de la baranda superior (plg).

Este artículo no se aplicara en este tipo de barandal, ya que la altura la baranda superior es de 32 plg.

6.6.1.2 ANÁLISIS DE LA BARANDA.

Atendiendo a las disposiciones del Art. 2.7.1.3.5, las barandas se diseñaran a flexión para un momento tanto en el centro del claro como en los

postes de:

$$M_b = \frac{P'L}{6} \quad (6.1)$$

Donde:

M_b : momento de diseño de la baranda.

P' : es la mitad de la carga de diseño en baranda trafico-peatonal, viene dado por:

$P' = P = P/2 = P/3$, según el tipo del barandal. En nuestro caso será $P/2$.

L : separación entre postes.

P : carga de diseño igual a $P = 10,000$ lbs.

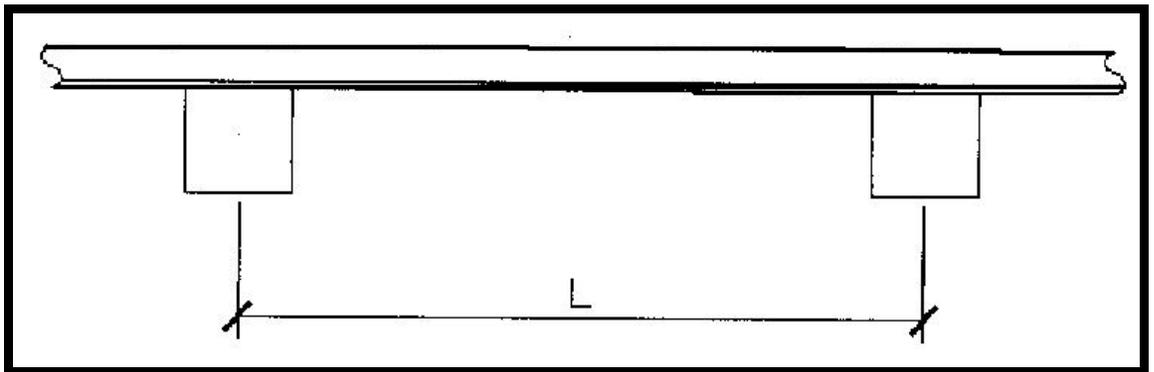


Figura No 6.3 Vista superior de la baranda

El cortante de diseño de las barandas será igual a:

$$V_b = P' = \frac{P}{2} \quad (6.2)$$

6.6.1.3 ANÁLISIS DEL PASAMANO.

El momento de diseño del pasamano, viene dado por:

$$M_p = \frac{wL^2}{10} \quad (6.3)$$

Donde:

M_p : momento de diseño del pasamanos.

W : carga distribuida igual a $w = 50$ lbs/pie.

L : separación entre postes.

El cortante de diseño del pasamano será igual:

$$V_p = wL \quad (6.4)$$

6.6.1.4 ANÁLISIS DEL POSTE.

Según el Art. 2.7.1.3.3, se analizarán 2 condiciones de carga independientemente aplicadas en el poste.

PRIMERA CONDICIÓN: CARGA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL AL POSTE.

La carga transversal al poste, será de acuerdo a la figura 2.7.4.B de las normas AASHTO, la cual será aplicada en la cara del barandal que da al tráfico.

La carga longitudinal resulta de la carga del pasamanos y de las barandas, será un medio de la carga transversal dividida entre 4 postes en la longitud continua de la baranda. En la figura No 6.4 se muestra la aplicación de la carga transversal y longitudinal en el poste; el cálculo del momento se regirá por las condiciones mayores de fuerzas internas que ocurren en la base del poste, estas vienen dado por:

Para carga transversal:

$$M_1 = P'(h_1 + h_2) + wLh_3 \quad (6.5)$$

Para carga longitudinal:

$$M = \frac{M_1}{8} \quad (6.6)$$

Donde.

M_1 : momento debido a la carga transversal al poste.

M_2 : momento debido a la carga longitudinal al poste.

P' : es la mitad de la carga de diseño en la baranda trafico-peatonal.

w : carga distribuida igual a $w = 50$ lbs/pie

L : separación entre postes.

H_1 y h_2 : altura de las barandas inferiores.

h_3 : altura de pasamanos.

CALCULO DE CORTANTE:

La carga mayor es la transversal, por tanto, el cortante que rige el diseño es el producido por la carga transversal:

$$V = P' + P' + WL = wL + P \quad (6.7)$$

$$V = 10,000 + 50L \quad (\text{lbs})$$

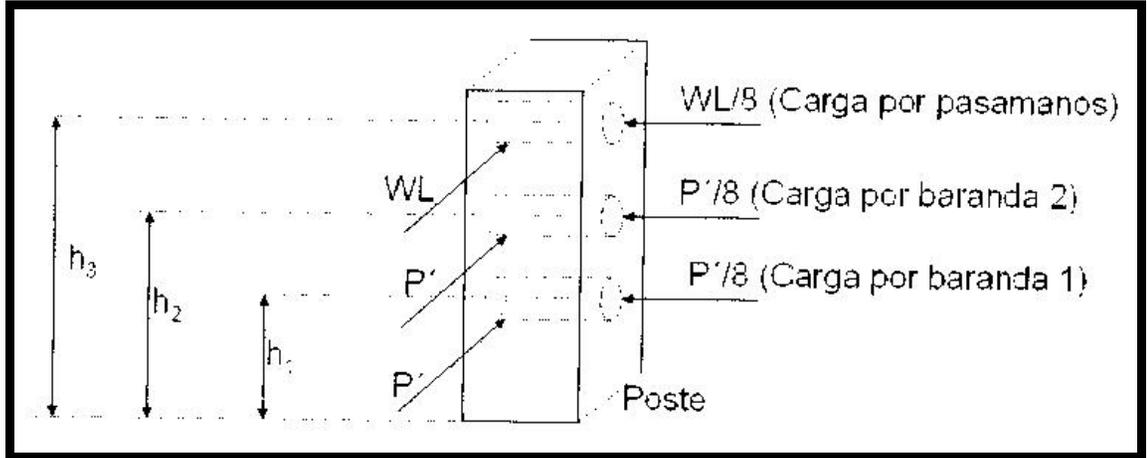


Figura No 6.4 Carga longitudinal y transversal en el poste.

Donde:

V: cortante de diseño que rige, debido a la carga transversal al poste.

SEGUNDA CONDICIÓN: CARGA TRASERA AL POSTE.

Según el Art. 2.7.1.3.3, se aplicara de forma independiente de la condición anterior, igual a un cuarto de la carga transversal, es decir:

Calculo del momento: este se obtiene en base a un análisis estático simple.

$$M_3 = \frac{M_1}{4} \quad (6.8)$$

$$V = \frac{wL + P}{4} \text{ (No rige)} \quad (6.9)$$

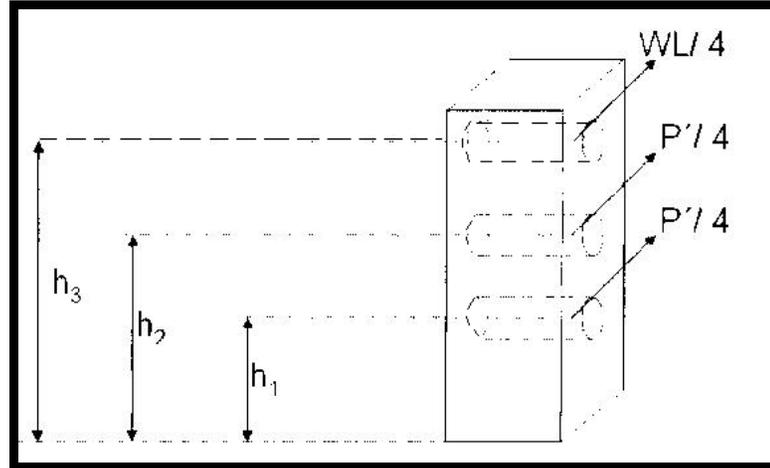


Figura N° 6.5 Carga trasera al poste.

6.6.2 ANÁLISIS DE LA LOSA INTERMEDIA.

La losa intermedia es la que se encuentra entre dos vigas longitudinales, aquí se analiza una losa de concreto reforzado soportada por vigas longitudinales. En la figura N° 6.6 se muestran las partes de la losa.

6.6.2.1 DETERMINACION DE LA LONGITUD EFECTIVA DEL CLARO DE LA LOSA.

En las normas AASHTO la longitud efectiva del claro (S) se utilizara en el cálculo de la distribución de carga y momento flexionante para losas monolíticas apoyadas en vigas de concreto según el artículo 3.24.1.2 a define:

$$S = s$$

Donde:

s : longitud entre rostros internos de vigas.

6.6.2.2 DETERMINACIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA.

Según el artículo 8.9.2, limita los peraltes de las superestructuras para control de deflexiones, en este se encuentran expresiones para determinar el espesor de losas con refuerzo principal paralelo al tráfico para claros simples y continuos.

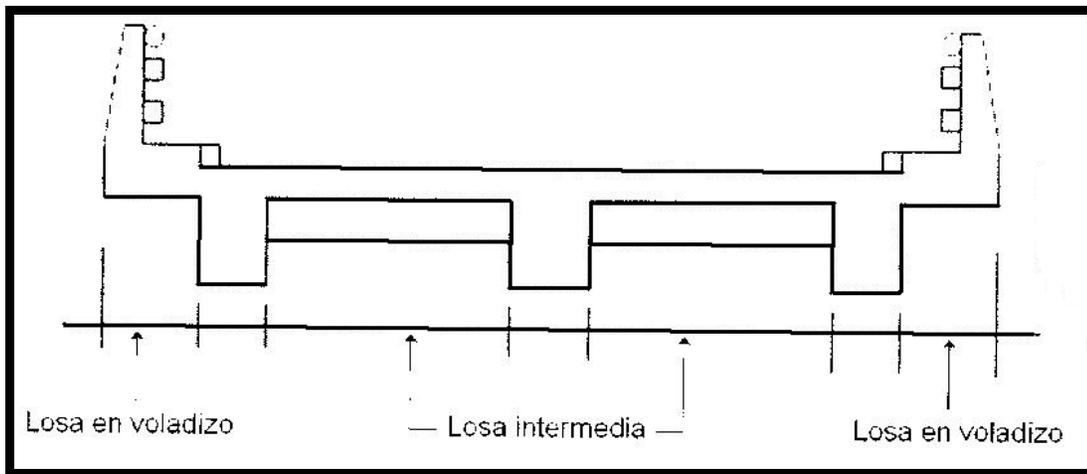


Figura No 6.6 Tipos de losas en la sección transversal de un puente.

La losa que se está analizando tendrá el refuerzo principal perpendicular al tráfico, en este caso se utilizará el cuadro No 6.3 por similitud en las condiciones de apoyo se puede usar la expresión para losas de claro continuo.

Cuadro No 6.3 Espesor de la losa para puentes.

Tipo de superestructura	Espesor mínimo de la losa	Espesor mínimo de la losa
Puentes con refuerzo paralelo al tráfico.	$1.2 (S+10)/30$	$(S+10)/30 > 0.542$
T-Girders.	$0.070S$	$0.065S$
Box Girders	$0.060S$	$0.055S$
Pedestrian structure Girders.	$0.033S$	$0.033S$

Fuente: Artículo 8.9.2, tabla de las normas AASHTO.

La formula que se utilizara es la siguiente:

Para claro simple:

$$h_L = \frac{1.20(S+10)}{30} \quad (\text{pies}) \quad (6.10)$$

Para claro continuo:

$$h_L = \frac{(S+10)}{30} \geq 0.542 \text{ pies} \quad (\text{pies}) \quad (6.11)$$

Por lo que el espesor mínimo para este tipo de losas es de 16.5 cms.

Donde:

S = Longitud efectiva del claro (longitud centro a centro de apoyos. pies)

6.6.2.3 ANÁLISIS DE CARGAS.

Se analizara un tramo de losa comprendida entre dos vigas longitudinales.

- **CARGA MUERTA.**

Las cargas muertas a considerar son las provenientes de la carpeta de

rodadura y el peso propio de la losa. En el Art. 3.3.6, se dan a conocer los pesos recomendados para el cálculo de la carga muerta, como se muestra en el cuadro No 6.4

Cuadro No 6.4 Materiales para el cálculo de la carga muerta.

Material.	Peso	Peso (Kg/mt³)
Concreto simple o	150	2400
Grava, tierra o arena	120	1920
Asfalto de 1 plg., de	9	144

La carga muerta total (W_D) viene dada por: peso de carpeta de rodadura + peso propio de la losa.

• **CARGA VIVA.**

Las normas AASHTO, en el Art. 3.24.3, simplifican el análisis para determinar el momento por carga viva en las losas intermedias. La carga viva es la siguiente:

Camión Tipo.	Carga aplicada P
H-20 o HS-20	16000
H-15 o HS-15	12000

• **IMPACTO.**

Debido a que es necesario considerar en el efecto dinámico de la aplicación repentina de la carga móvil, el momento por carga viva se incrementara por una fracción de impacto. Según el Art. 3.8.2, la fracción del impacto se calcula mediante la expresión siguiente:

$$I = \frac{50}{L+125} \leq 0.30 \quad (6.12)$$

Donde:

L: longitud del claro de diseño de la losa (pies).

El momento por impacto es la fracción del impacto multiplicado por el momento debido a carga viva.

$$M_1 = IM_L \quad (6.13)$$

Donde:

M_1 : momento por impacto.

M_L : momento por carga viva.

6.6.2.4 ANÁLISIS DE MOMENTOS.

• CALCULO DEL MOMENTO POR CARGA MUERTA.

Las normas AASHTO no definen un procedimiento de distribución de carga muerta para losas intermedias, por lo que se permite utilizar tanto para momento positivo y negativo, el siguiente valor teórico:

$$M_D = \frac{W_D S^2}{10} \quad (6.14)$$

Por lo que, el momento por carga muerta viene dado por:

Donde:

M_D : momento por carga muerta, tanto positivo como negativo.

S : longitud de la losa entre vigas.

• **CALCULO DEL MOMENTO POR CARGA VIVA.**

En el Art. 3.24.3.1 caso A, se analiza el momento para carga viva con un refuerzo principal perpendicular al trafico, para claros de 2' a 24' inclusive.

Para losas continuas sobre más de tres apoyos, se multiplicara por un factor de continuidad de 0.8 y se tomara el valor resultante como el máximo momento positivo y negativo. (Ver cuadro No 6.5).

Cuadro No 6.5 Determinación del máximo momento positivo y negativo según el número de claros³³.

MENOS DE 3 APOYOS	MAS DE 3 APOYOS
$M_I, =(S+2)P/32$	$M_L=0.8(S+2)P/32$

Donde:

S en pies.

P en libras (P_{15} o P_{20}).

³³ El máximo momento positivo y negativo viene dado en esta expresión en Ibs-pie por pie de losa.

• **DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DE DISEÑO.**

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre este elemento solo actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, se analiza la combinación de cargas dada por el grupo I.

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I}) \quad (6.15)$$

De la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (Ver anexo de la tabla 3.22.1A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_D = 1.0$

Por lo tanto:

• Para una losa diseñada por el método de factor de carga el momento último es:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1.30 & \beta_D &= 1.0 & \beta_L &= 1.0 \\ M_U &= 1.3(M_D + M_L + M_I) & & & & (6.16) \end{aligned}$$

6.6.2.5 ANÁLISIS POR CORTANTE:

De acuerdo con el artículo 3.24.4 (momento por carga viva), las losas que se diseñan según el artículo 3.24.3 se consideran satisfactoriamente por adherencia y cortante.

CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES ADICIONALES.

SENTIDO PRINCIPAL DE DISEÑO.

Tanto el lecho superior como el lecho inferior se diseñan para soportar el momento último, tomando en cuenta las especificaciones del A.C.I. al utilizar el método de resistencia última.

SENTIDO SECUNDARIO DE DISEÑO.

En el lecho inferior se diseña para soportar un porcentaje del momento último, determinado por la AASHTO en el artículo 3.24.10.2:

Cuadro No 6.6 Diseño del refuerzo principal de la losa intermedia.

Diseño principal.	Sistema Ingles (%)	Sistema métrico (%)
Paralelo al trafico	100 / $\sqrt{S} \leq 50\%$	55 / $\sqrt{S} \leq 50\%$
Perpendicular al trafico	220 / $\sqrt{S} \leq 67\%$	121 / $\sqrt{S} \leq 50\%$

Donde:

S: claro de la losa.

Luego, el momento ultimo para el lecho superior paralelo al trafico es igual a $M_U \cdot \text{Porcentaje}$.

$$M_d = \% M_U$$

LECHO SUPERIOR.

En el lecho superior se diseña para soportar el efecto de tensión y contracción debido a la temperatura, la AASHTO en el articulo 8.20.1 especifica que el acero debido a temperatura es $1/8$ de $p1g^2$ / pie (2.64 cm^2 / ml).

6.6.3 ANÁLISIS DE LA LOSA EN VOLADIZO.

Según el artículo 3.24.2.2 en el diseño de losas debe aplicarse una carga de rueda ubicada sobre la acera, a un pie de la cara del barandal. Por otra parte, el articulo 3.24.5.2 señala que se aplicaran las cargas de barandal según el articulo 2.7, indicando, además, la longitud efectiva de la losa E_B que resiste las cargas del barandal.

Para el análisis de la losa en voladizo, el artículo 3.24.5.2 también indica que las cargas de rueda y barandal no serán aplicadas simultáneamente, por lo

que, se concluye que se deben de analizar dos condiciones:

- Carga viva de acera y carga horizontal del barandal.
- Carga viva de acera y carga de rueda.

6.6.3.1 CARGA VIVA DE ACERA Y CARGA DEL BARANDAL.

La figura No 6.7 nos muestra la distribución de la carga viva de acera y carga de barandal, en la losa en voladizo.

Según el artículo 2.1.2 el ancho de acera es la distancia comprendida entre el rostro de la baranda hasta la base del cordón.

$$P = 10,000\text{lb.}$$

$$P' = P / 2 = 5,000\text{lbs.}$$

$$W = 50\text{lbs /pie}$$

L = separación entre postes.

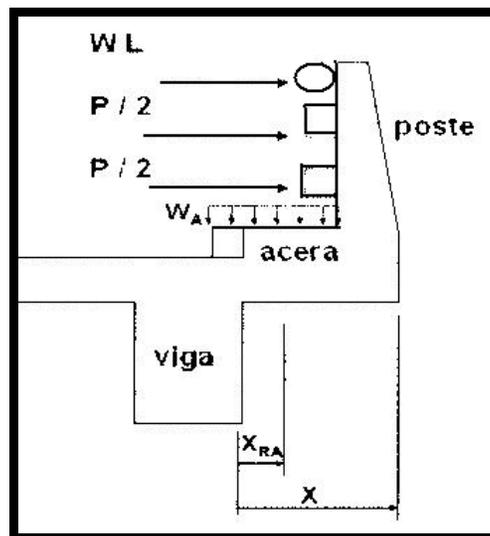


Figura No 6.7 Distribución de carga viva de acera y barandal

La AASHTO en el Art. 3.24.5.2 especifica una longitud efectiva que es la que resiste las cargas del barandal. Este valor es de suma importancia ya que el análisis de carga se hace en base a esa longitud.

El Art. 3.24.5.2 especifica que la longitud efectiva es:

$$E_B = 0.80X + 3.75 \quad (6.17)$$

Donde:

E_B = longitud efectiva que resiste las cargas del barandal (pie).

X = distancia desde el centro del poste hasta el punto de apoyo (pie).

X_{RA} = distancia desde el centro de aplicación de la resultante de cargas de acera hasta el punto de apoyo.

ó: $E_B = 0.80X + 1.143$

(6.18)

Donde:

E_B = longitud efectiva que resiste las cargas del barandal (mt).

X = distancia desde el centro del poste hasta el punto de apoyo (mt).

X_{RA} = distancia desde el centro de aplicación de la resultante de cargas de acera hasta el punto de apoyo.

• CARGA VIVA.

Las cargas a considerar son las siguientes:

1. Carga viva de acera de acuerdo con el artículo 3.14.1
2. Carga viva de barandal de acuerdo con el artículo 2.7.1.3.3

CARGA VIVA DE ACERA.

La carga viva de acera de acuerdo con el artículo 3.14.1 determina los valores que se muestran en el cuadro No 6.7.

Cuadro No 6.7 Carga viva de acera.

Longitud del claro (pie)	Carga de acera W_A (Lb/pie ²)
0-25	85
26-100	60
100 o mas	P

Siendo P:

$$P = \left(30 + \frac{3000}{L}\right) \left(\frac{55 - W}{50}\right) < 60 \text{ lb/pie}^2 \quad (6.19)$$

Donde:

P : carga viva de acera (lb/pie²).

L : longitud cargada de la acera (pie).

W : ancho de la acera (pie).

W_A : termino utilizado para nombrar la carga de acera, aunque no es un término definido por las normas AASHTO.

CARGA VIVA DE BARANDAL.

El barandal seleccionado para análisis es un barandal de trafico y peatonal (ver figura No 6.8).

Es de hacer notar que las alturas h_1 , h_2 y h_3 se miden a partir de la base de la losa y no con respecto a la superficie de referencia.

CARGA MUERTA.

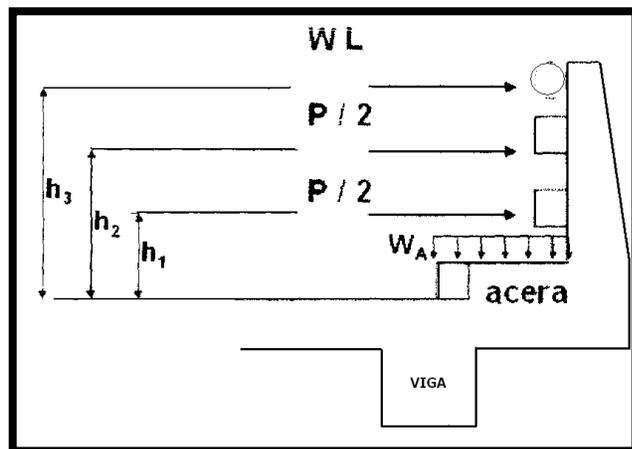
La carga muerta consistirá en los pesos de los elementos que soporta la losa, comprendidos en la longitud E_B .

Los pesos a considerar son:

1. Barandas: peso de barandas de tráfico y pasamanos en la longitud E_B .

W_B : peso de barandas.

X_B : Distancia desde el centro de la baranda hasta el apoyo de la losa.



$$P = 10,000 \text{ lb.}$$
$$P' = P / 2 = 5,000 \text{ Lb.}$$
$$W = 50 \text{ Lb / pie}$$
$$L = \text{separación entre postes.}$$

Figura No 6.8 Distribución de carga viva de acera y barandal

2. Postes: peso de los postes contenidos en E_B .

W_P : peso de postes.

- X_P : Distancia desde el centro del poste hasta el apoyo de la losa.
3. Acera: peso muerto de la acera en la longitud E_B .
 W_{AC} : peso muerto de la acera.
 X_{AC} : Distancia desde el centro de gravedad de la acera hasta el apoyo de la losa.
4. Losa: peso de la losa en voladizo en la longitud E_B .
 W_L : peso muerto de la losa.
 X_L : Distancia desde el centro de gravedad de la losa en voladizo hasta el apoyo de la losa.
5. Servicios públicos: peso de los elementos de los servicios públicos en la longitud E_B
 W_S : peso muerto de los elementos de los servicios públicos.
 X_S : Distancia desde el centro de gravedad de los elementos de los servicios públicos al apoyo de la losa.

6.6.3.2 DETERMINACIÓN DE MOMENTOS DE DISEÑO.

La determinación de los momentos de diseño se hará con la combinación de carga dadas por el grupo I: carga muerta + carga viva + carga debido a impacto.

• MOMENTO POR CARGA VIVA.

$$M_L = M_{AC} + M_{BL} \quad (6.20)$$

• **MOMENTO POR CARGA VIVA DEBIDO A LA ACERA.**

$$M_{AC} = W_A (\text{ancho de acera})(E_B)X_{RA} \quad (6.21)$$

Donde:

M_{AC} : Momento por carga viva debido a la acera (lb.pie)

Ancho de acera: Será medido desde el rostro del pasamanos que da al tránsito hasta la base del cordón, según el artículo 2.1.2.

X_{RA} : Distancia desde el centro de aplicación de la resultante de la carga de acera hasta el apoyo.

• **MOMENTO POR CARGA VIVA DEBIDO AL BARANDAL.**

$$M_{BL} = (P / 2)h_1 + (P / 2)h_2 + WLh_3 \quad (6.22)$$

Donde:

M_{BL} : Momento por carga viva debido al barandal (Ib.pie)

• **MOMENTO PRODUCIDO POR IMPACTO.**

Atendiendo lo estipulado por el artículo 3.8.12 no se aplicara impacto a cargas de acera.

Para la carga de barandal, por ser esta una carga que considera el efecto dinámico de choque contra el barandal, es una carga de impacto, por lo que no se factoriza por la fracción de impacto definida por la AASHTO. Por lo tanto, para carga de acera y barandal, no existe momento de impacto producido al factorizar el momento de carga viva por la fracción de impacto..

• **MOMENTO POR CARGA MUERTA.**

Estos elementos son los producidos por los pesos de los elementos que soporta la losa, comprendidos en una longitud E_B .

En el cuadro No 6.8 se muestran como se obtienen los momentos por carga muerta de cada elemento.

Cuadro No 6.8 Momentos debidos a carga muerta para la losa en voladizo.

Elemento	Formula para obtener el momento.
Barandas	$W_B X_B$
Postes	$W_P X_P$
Acera	$W_{AC} X_{AC}$
Losa	$W_L X_L$
Servicios públicos	$W_S X_S$

MOMENTO TOTAL PRODUCIDO POR CARGA MUERTA:

$$M_D = W_B X_B + W_P X_P + W_{AC} X_{AC} + W_L X_L + W_S X_S \quad (\text{lb.pie}) \quad (6.23)$$

• **DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DE DISEÑO.**

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre este elemento sobre actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, se analizara la combinación de cargas dada por el grupo I.

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se obtienen los valores de

γ y β_D (Ver anexo de la tabla 3.22.1 A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_D = 1.0$.

Por lo tanto:

- Para una losa diseñada por el método de factor de carga el momento último (M_U) es:

$$\gamma = 1.30 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.0$$

$$M_U = 1.30(M_D + M_L) \qquad (6.24)$$

- Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio el momento (M) es:

$$\gamma = 1.00 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.0$$

$$M = M_D + M_L \qquad (6.25)$$

6.6.3.3 DETERMINACION DEL CORTANTE DE DISEÑO.

- **CORTANTE POR CARGA VIVA.**

Será el producido por la carga viva de acera en la longitud E_B .

$$V_L = W_A (\text{ancho de acera})(E_B)$$

(6.26)

- **CORTANTE POR CARGA MUERTA.**

Será el cortante producido por los pesos de los elementos que soporta la losa en la longitud E_B .

V_D = Cortante producido por el peso de barandas, postes, aceras, losas y de servicios públicos.

• **CORTANTE POR IMPACTO.**

No existe cortante vertical por impacto puesto que la carga aplicada al barandal tiene sentido transversal.

• **CORTANTE DE DISEÑO.**

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, sobre este elemento solo actúa la carga muerta, carga viva, se analiza la combinación de cargas dada por el grupo I.

$$V = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_{L+I}) \quad (6.27)$$

De la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (Ver anexo de la tabla 3.22. 1 A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

- Para una losa diseñada por el método de factor de carga el cortante ultimo (V_U) es:

$$\begin{array}{lll} \gamma = 1.30 & \beta_D = 1.0 & \beta_L = 1.0 \\ V_U = 1.30(V_D + V_L) & & (6.28) \end{array}$$

- Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\begin{array}{lll} \gamma = 1.00 & \beta_D = 1.0 & \beta_L = 1.0 \\ V_U = V_D + V_L & & (6.29) \end{array}$$

6.6.3.4 CARGAS DE ACERA Y RUEDA.

Según el artículo de la AASHTO, la figura No 6.9 muestra la distribución de la carga viva de acera y carga de rueda en la losa en voladizo.

La AASHTO en el artículo 3.24.5.1 especifica una longitud efectiva que es la que resiste las cargas de rueda. Este valor es de suma importancia ya que el análisis de carga se hace en base a esa longitud.

El artículo 3.24.5.2 especifica que la longitud efectiva es:

$$E_R = 0.80X + 3.75 \quad (6.30)$$

Donde:

E_R = longitud efectiva que resiste la carga de rueda (pies).

X = distancia desde la cara de rueda hasta el punto de apoyo (pies).

X_{RA} = distancia desde el centro de aplicación de la carga de acera hasta el apoyo. CR = Carga de rueda de eje trasero.

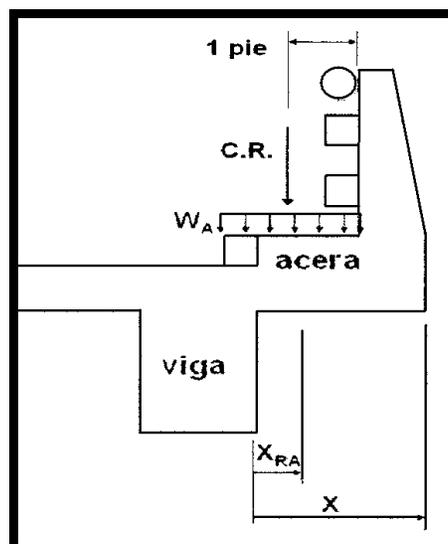


Figura No 6.9 Carga de acera y rueda

• **CARGA VIVA.**

La carga viva de acera de acuerdo con el artículo 3.14.1 determina los valores según el cuadro No 6.7.

• **CARGA DE RUEDA.**

Por ser la mayor carga, y por lo tanto, la más desfavorable, se usara la carga de rueda para ejes trasero, según la distribución de cargas ilustradas en el cuadro 6.9.

Cuadro No 6.9 Carga de rueda en puentes.

Vehículo de diseño	Carga de rueda (CR:Lbs)
H 15	12000
H 20	16000

• **CARGA MUERTA.**

La carga muerta consistirá en los pesos de los elementos que soporta la losa, comprendidos en la longitud E_R .

Los pesos a considerar son:

1. Barandas: peso de barandas de tráfico y pasamanos en la longitud

E_R

W_B : peso de barandas.

X_B : Distancia desde el centro de la baranda hasta el apoyo de la losa.

2. Postes: peso de los postes contenidos en E_R .

W_P : peso de postes contenidos en E_R .

X_P : Distancia desde el centro del poste hasta el apoyo de la losa.

3. Acera: peso muerto de la acera en la longitud E_R .
 W_{AC} : peso muerto de la acera en la longitud E_R .
 X_{AC} : Distancia desde el centro de gravedad de la acera hasta el apoyo de la losa.
4. Losa: peso de la losa en voladizo en la longitud E_B .
 W_L : peso muerto de la losa en voladizo en la longitud E_R .
 X_L : Distancia desde el centro de gravedad de la losa en voladizo hasta el apoyo de la losa.
5. Servicios públicos: peso de los elementos de los servicios públicos en la longitud E_R .
 W_s : peso muerto de los elementos de los servicios públicos en la longitud E_R .
 X_s : Distancia desde el centro de gravedad de los elementos de los servicios públicos al apoyo de la losa. '

• **DETERMINACIÓN DE MOMENTOS DE DISEÑO.**

La determinación de los elementos de diseño se hará con la combinación de cargas dadas por el grupo I: carga muerta + carga viva + carga de impacto.

• **MOMENTO POR CARGA VIVA.**

$$M_L = M_{AC} + M_{CR} \quad (6.31)$$

• **MOMENTO POR CARGA VIVA DEBIDO A LA ACERA.**

$$M_{AC} = W_A (\text{ancho de acera})(E_B)X_{RA}$$

Donde:

M_{AC} = Momento por carga viva debido a la acera (lb.pie)

X_{RA} = Distancia desde el centro de aplicación de la resultante de la carga de acera hasta el apoyo.

El ancho de la acera será medido desde el rostro del pasamanos que da al tránsito hasta la base del cordón, según el artículo 2.1.2.

• **MOMENTO POR CARGA DE RUEDA.**

$$M_{CR} = CR(X)$$

Donde:

M_{CR} : Momento por carga de rueda (lb.pie)

CR : Carga de rueda.

X : distancia desde la carga de rueda hasta el apoyo (pie).

• **MOMENTO PRODUCIDO POR IMPACTO.**

Atendiendo lo estipulado por el artículo 3.8.1.2 no se aplicara impacto a cargas de acera.

Para el calculo de la fracción de impacto par carga de rueda, la longitud L para brazos en voladizo será medida desde el centro de momentos hasta el eje mas lejano según el artículo 3.8.2.2.C de la AASHTO.

Para este caso L será igual a X , que es la distancia en pies desde la carga de rueda hasta el apoyo de la losa.

El momento por impacto será calculado únicamente para el momento de carga de rueda.

MOMENTO POR IMPACTO:

$$M_I = 0.30M_{CR}$$

(6.33)

MOMENTO POR CARGA MUERTA.

El momento por carga muerta será el momento producido por los pesos de los elementos que soporta la losa, comprendidos en una longitud E_R .

En el cuadro No 6.8, se muestran como se obtienen los momentos por carga muerta de cada elemento.

• MOMENTO TOTAL PRODUCIDO POR CARGA MUERTA.

$$M_D = W_B X_B + W_p X_{,,} + W_{AC} X_{AC} + W_L X_L + W_S X_S \quad (\text{lb. pie})$$

• DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DE DISEÑO.

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre este elemento sobre actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, se analizará la combinación de cargas dada por el grupo I.

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (Ver anexo de la tabla 3.22.1 A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

• Para una losa diseñada por el método de factor de carga el momento último (M_U) es:

$$\gamma = 1.30$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$M_U = 1.30(M_D + 1.3M_{CR} + M_{AC}) \quad (6.34)$$

Solo el momento por carga de rueda se afecta por impacto.

- Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio el momento (M) es:

$$\gamma = 1.00 \quad \beta_D = 1.0 \quad \beta_L = 1.0$$

$$M_U = M_D + 1.3M_{CR} + M_{AC} \quad (6.35)$$

Según el artículo 3.24.2.2, los esfuerzos para esta combinación de carga no serán mayores de 150 % de los esfuerzos permisibles, es decir:

$$\sigma_c \leq 150\% \sigma_p$$

- **DETERMINANTE DEL CORTANTE DE DISEÑO.**
- **CORTANTE POR CARGA VIVA.**

Será el producido por la carga viva de acera en la longitud E_R , más el efecto de la carga de rueda.

- **CORTANTE POR CARGA DE ACERA.**

$$V_{AC} = W_A (\text{ancho de acera})(E_R) \quad (6.36)$$

- **CORTANTE POR CARGA DE RUEDA.**

$$V_{CR} = CR$$

- **CORTANTE POR CARGA VIVA.**

$$V_L = V_A + V_{CR}$$

$$(6.37)$$

CORTANTE POR CARGA MUERTA.

Será el cortante producido por los pesos de los elementos que soporta la losa en la longitud E_R .

V_D : Cortante producido por el peso de barandas mas peso de postes mas peso de aceras mas peso de losas mas peso de servicios públicos. Todos calculados para la longitud E_R .

• CORTANTE POR IMPACTO.

Según el artículo 3.8.2.2.13 de la norma AASHTO, para cortante en brazos en voladizo, siempre se usara un factor de impacto del 30%.

$$V_I = 0.30V_{CR}$$

• CORTANTE DE DISEÑO.

Para la combinación de cargas dadas por el artículo 3.22.1, sobre este elemento solo actúa la carga muerta, carga viva, se analiza la combinación de cargas dada por el grupo I.

$$V = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (Ver anexo de la tabla 3.22. 1A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_D = 1.0$ Por lo tanto:

• Para una losa diseñada por el método de factor de carga el cortante ultimo (V_U) es:

$$\begin{array}{lll} \gamma = 1.30 & \beta_D = 1.0 & \beta_L = 1.0 \\ V_U = 1.30(V_D + 1.3V_{CR} + V_{AC}) & & (6.38) \end{array}$$

- Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.00 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.0$$

$$V_U = 1.0V_D + 1.3V_{CR} + V_{AC} \qquad (6.39)$$

Según el artículo 3.24.2.2, los esfuerzos para esta combinación de carga no serán mayores de 150 % de los esfuerzos permisibles, es decir:

$$\sigma_c \leq 150\% \sigma_P$$

- **DETERMINACIÓN DE MOMENTOS Y CORTANTES QUE RIGEN EL DISEÑO.**

Para cada condición de carga, se ha considerado una longitud de losa distinta (E_B o E_R), para poder comparar los resultados, es necesario transformar los momentos y cortantes encontrados en el apartado 6.6.3.1 (carga de acera y barandal).

- **PARA CARGA DE ACERA Y BARANDAL.**

Momento de diseño para la condición de carga: Carga de acera y barandal = M_I
 Cortante de diseño para la condición de carga: Carga de acera y barandal = V_I

- **PARA CARGA DE ACERA Y RUEDA.**

Momento de diseño para la condición de carga: Carga de acera u rueda, transformado a la longitud efectiva.

$$E_B = M_{II} \frac{E_B}{E_R} \qquad (6.40)$$

Cortante de diseño para la condición de carga: carga de acera y rueda,

transformada a la longitud efectiva.

$$E_B = V_{II} \frac{E_B}{E_R} \quad (6.41)$$

• **MOMENTO QUE RIGE EL DISEÑO.**

El mayor entre M_I y $M_{II} \frac{E_B}{E_R}$

• **CORTANTE QUE RIGE EL DISEÑO.**

El mayor entre V_I y $V_{II} \frac{E_B}{E_R}$

6.6.4 ANÁLISIS DEL CORDÓN.

El artículo 3.14.2, determina las cargas que se consideran en el análisis del cordón. Se consideran dos condiciones:

1. Fuerza lateral aplicada directamente sobre el cordón.
2. Fuerza sobre el barandal que afecta el cordón.

• **FUERZA LATERAL APLICADA DIRECTAMENTE SOBRE EL CORDÓN.**

• **GEOMETRÍA DEL CORDÓN.**

El artículo 2.2.5 de la AASHTO, especifica que el ancho máximo del cordón será de 9 plg; así mismo indica que la altura del cordón será mayor de 8 plg y preferiblemente no será mayor de 10 plg (ver figura No 6.10).

Las medidas horizontales de los cordones se toman a partir de la base del rostro que dan al tráfico y las verticales a partir de la superficie de la losa de piso.

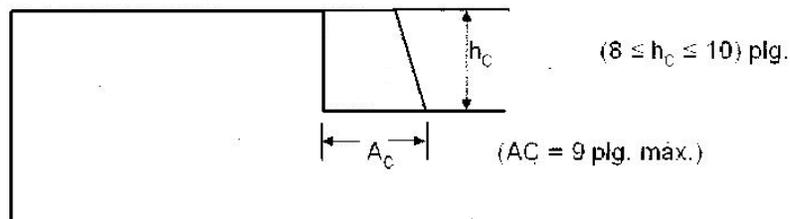


Figura No 6.10 Dimensiones del cordón

Donde:

A_c = Ancho de cordón.

h_c = Altura de cordón.

6.6.4.1 ANÁLISIS DE CARGAS SOBRE EL CORDÓN.

• CARGA SOBRE EL CORDÓN.

El artículo 3.14.2.1 de la AASHTO, especifica que los cordones serán diseñados para una fuerza lateral no menor de 500 lb/pie lineal de cordón, aplicada al borde del cordón o a una elevación de 10plg. sobre el piso si el cordón es más alto de 10 plg.

6.6.4.2 DETERMINACION DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO.

Será el momento calculado en la sección A-A' (ver figura No 6.11).

$$M_{CL} = 500h_c$$

Donde:

M_{CL} : Momento externo en lb.pie/pie para carga lateral aplicada directamente sobre el cordón.

h_c : En pies.

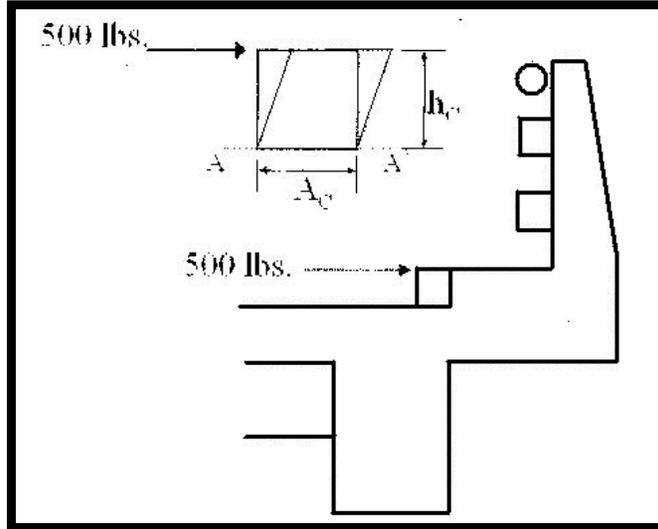


Figura No 6.11 Carga lateral aplicada directamente sobre el cordón

Para este caso solo existe carga viva de diseño y por la naturaleza de la carga que simula un impacto de llanta contra el cordón, no se factoriza la carga viva por la fracción de impacto, por lo tanto,

$$M = M_L = M_{CL}$$

$$M = 500h_c$$

Donde:

M : Momento debido a la carga viva en lb.pie/pie para carga lateral aplicada directamente sobre el cordón.

h_c : En pies.

De la combinación de cargas dad por el grupo I, se obtiene que:

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

Ya que no existen momentos debidos a carga muerta y carga de impacto la ecuación se reduce y de la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se

obtienen los valores de γ , (Ver anexo de la tabla 3.22.1A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

- a) Para un cordón diseñado por el método de factor de carga el momento último (M_U) es:

$$\gamma = 1.30 \qquad \beta_D = 1.0$$

$$M_U = 1.30 (1.67M_{CL})$$

$$M_U = 2.17M_{CL}$$

$$M_U = 1085h_c$$

Donde:

M : Momento último de diseño en lb-pie/pie para carga lateral aplicada directamente sobre el cordón.

h_c : En pies.

- b) Para un cordón diseñado por el método de cargas de servicio el momento (M) es:

$$\gamma = 1.00 \qquad \beta_D = 1.0$$

$$M = M_L = M_{CL}$$

$$M = 500h_c$$

Donde:

M : Momento de diseño en lb-pie/pie para carga lateral aplicada directamente sobre el cordón.

h_c : En pies.

6.6.4.3 DETERMINACION DEL CORTANTE DE DISEÑO.

Para un pie de cordón:

$$V_{CL} = 500 \text{ lb. / pie cordón.}$$

CORTANTE DE DISEÑO.

Para este caso solo existe carga viva de diseño y por la naturaleza de la carga que simula un impacto de llanta contra el cordón, no se factoriza la carga viva por la fracción de impacto, por lo tanto,

$V = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_L + I)$, De la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se obtienen los valores de γ (Ver anexo de la tabla 3.22. 1A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

a) Para un cordón diseñado por el método de factor de carga el cortante último (V_U) es:

$$\gamma = 1.30 \qquad \beta_D = 1.0$$

$$V_U = 1.30 (1.67V_L)$$

$$V_U = 2.17V_{CL}$$

$$V_U = 1085h_c$$

$$V_U = 1085 \text{ lbs/pie de cordón.}$$

b) Para un cordón diseñado por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.0 \qquad \beta_D = 1.0$$

$$V = V_L = V_{CL} = 500 \text{ lb/pie de cordón}$$

CARGAS QUE AFECTAN AL CORDÓN.

El artículo 3.14.2.2 de la AASHTO, indica que cuando la acera, el cordón y el barandal forman un sistema integral, el cordón será diseñado para poder resistir las cargas del barandal de trafico (ver figura No 6.12), y los esfuerzos sobre el cordón serán calculados congruentemente.

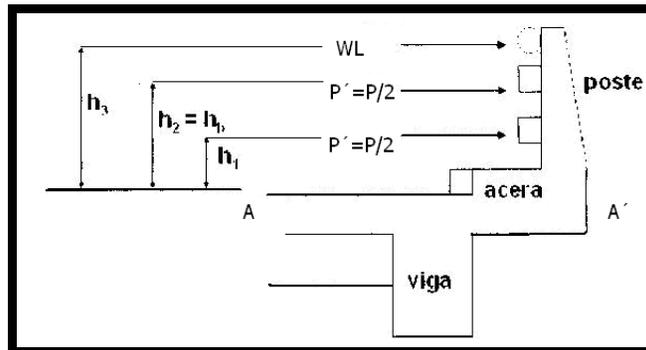


Figura No 6.12 Distribución de cargas sobre el barandal

MOMENTOS DE DISEÑO.

El momento de diseño será el momento calculado en la sección A-A' (ver figura No 6.12), producidos por las cargas sobre el barandal. La AASHTO en el artículo 3.2.4.5.2 especifica una longitud de losa que es la que resiste las cargas del barandal. Este valor es de suma importancia ya que el análisis de carga se hace en base a esa longitud; donde se analizara el cortante producido por la carga de barandal que afecta el cordón.

$$E_B = 0.80X + 3.75$$

Donde:

E_B = Longitud de la losa que resiste las cargas del barandal (pie).

X = Distancia desde el centro del poste hasta el punto de apoyo de la

losa en voladizo (pie).

El momento en la sección A-A' será:

$$M_B = P'(h_1+h_2)+wLh_3$$

Donde:

M_B : Momento externo producido por las cargas sobre el barandal, el cual afecta al cordón y esta distribuido en E_B .

a) CORDÓN DISEÑADO POR EL MÉTODO DE CARGAS DE SERVICIO:

$$M = M_B = P'(h_1 + h_2) + wLh_3 \quad (\text{En lb-pie para una longitud } E_B)$$

b) CORDÓN DISEÑADO POR EL MÉTODO DE FACTOR DE CARGA:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.67$$

$$M_U = 2.171M_B$$

$$M_U = 2.171(P'(h_1 + h_2) + wLh_3) \quad (\text{En lb-pie para una longitud } E_B)$$

DETERMINACIÓN DE MOMENTOS Y CORTANTES QUE RIGEN EL DISEÑO.

Se han analizado 2 condiciones de carga para el cordón:

- Fuerza lateral aplicada directamente sobre el cordón.
- Fuerza sobre el barandal que afecta el cordón.

Los efectos de la fuerza lateral directa fueron analizados para un pie de cordón, mientras que los efectos debidos a la fuerza del barandal se encuentran distribuidos en una longitud igual a E_B :

Para carga lateral directa sobre el cordón:

Los efectos de esta condición serán multiplicados por E_B .

Momento de diseño para carga lateral transformando a la longitud efectiva

E_B :

$$M_B = M_{CL}E_B \quad (6.42)$$

Cortante de diseño para carga lateral transformando a la longitud efectiva

E_B :

$$V_B = V_{CL}E_B \quad (6.43)$$

Para carga del barandal que afecta al cordón:

Momento de diseño para carga de barandal que afecta al cordón = M_B

Cortante de diseño para carga de barandal que afecta al cordón = V_B

MOMENTOS QUE RIGEN EL DISEÑO.

Será el mayor entre M_{CL} , E_B y M_B .

Si este momento es mayor que el momento de diseño de la losa en voladizo, se debe suministrar refuerzo para el excedente de momento.

CORTANTES QUE RIGEN EL DISEÑO.

Será el mayor entre V_{CL} , E_B y V_B .

6.6.5 ANÁLISIS DEL DIAFRAGMA.

La función principal de los diafragmas es resistir las fuerzas laterales y rigidizar la estructura, de manera que al actuar la estructura como un todo,

se de una adecuada distribución de las cargas.

Con respecto a diafragmas, AASHTO indica, en el artículo 3.24.9, que los diafragmas serán diseñados para resistir el cortante y momento totales producidos por las cargas de rueda que pueden actuar sobre ellos.

6.6.5.1 ANÁLISIS DE CARGAS.

6.6.5.2 CARGA MUERTA.

El diafragma no tiene como función resistir la carga de la losa, puesto que este se apoya sobre las vigas; la losa únicamente le transmite los efectos de la carga de rueda. Por lo tanto, la carga muerta será únicamente el peso propio del diafragma.

W_D = Peso propio del diafragma por pie lineal.

= sección del diafragma por peso volumétrico del concreto.

CARGA VIVA.

De acuerdo con el artículo 3.24.9, la carga viva será el peso de la carga de rueda trasera para el tipo de camión de diseño utilizado.

Para diafragmas con longitudes menores o iguales a 6' (1.83 mts), solo se consideran una carga de rueda ya que la separación entre ruedas es de 6' y físicamente solo una rueda puede estar sobre el diafragma.

Para diafragmas con longitudes mayores a 6' se consideraran las dos cargas de rueda en la posición que se produzca máximos esfuerzos.

Cuando la distancia entre vigas longitudinales es mayor de 12' (3.66 mts), se deben considerar las cargas de rueda, de carriles de tránsito

contiguo, que sean aplicables.

Las cargas a considerar son:

Para H-15 y HS-15, CR = 12,000 lb

Para H-20 y HS-20, CR = 16,000 lb

6.6.5.2 ANÁLISIS PARA MOMENTO.

El artículo 3.25.1.2 indica que la distribución lateral de la carga de rueda será aquella producida al asumir que el piso actúa como un claro simple entre largueros o vigas. Por la similitud de las condiciones de apoyo de la losa y el diafragma, se puede asumir el modelo de una viga simplemente apoyada para el análisis del diafragma.

MOMENTO POR CARGA MUERTA.

Será el producido por el peso propio del diafragma:

$$M_D = \frac{W_D L^2}{8} \quad (6.44)$$

L = distancia centro a centro de las vigas longitudinales que soportan el diafragma.

MOMENTO POR CARGA VIVA.

El momento por carga viva será el producido por la carga de rueda, cuya acción será considerada como se explica a continuación:

a) Para $L < 6'$ (1.83 mts.) únicamente se considerara una carga de rueda pues

físicamente solo una rueda puede estar sobre el diafragma, puesto que la separación entre ruedas es de 6'. (ver figura No 6.13)

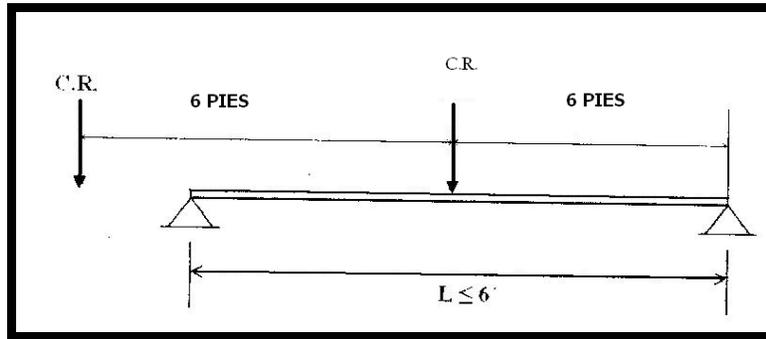


Figura No 6.13 Carga de rueda para momento máximo.

Luego, el momento por carga viva es:

$$M_L = \frac{CRL}{4}; \text{ (lbs-pie)} \quad (6.45)$$

b) Para $6' < L < 12'$, (1.83 mt. $< L < 3.26$ mt.) se analiza por medio de la línea de influencia para $L / 2$, según se muestra en la figura No 6.18.

A partir del análisis estructural, se obtiene que el momento máximo será cuando $X=L/2$, por lo que el momento por carga viva será nuevamente:

$$M_L = \frac{CRL}{4}; \quad 6' < L < 12'$$

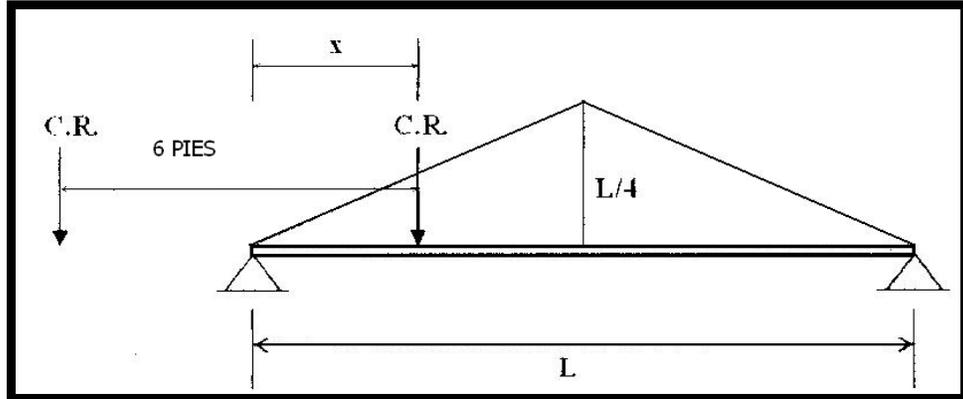


Figura No 6.14 Línea de influencia para momento en $L / 2$.

c) Para $L > 12'$, la variación en el análisis consiste en que debe tomarse en cuenta la acción de cargas de rueda de los carriles adyacentes.

Por lo general, los diafragmas son lo suficientemente cortos como para que únicamente se revise el momento máximo al centro. Para momentos máximos en otras posiciones se deberá construir la respectiva línea de influencia.

6.6.5.3 ANÁLISIS PARA CORTANTE.

CORTANTE POR CARGA MUERTA.

Como se aclaraba anteriormente, únicamente tenemos el peso propio del diafragma, por lo tanto:

$$V_D = \frac{W_D L}{2} \quad (6.46)$$

CORTANTE POR CARGA VIVA.

Será el producido por las cargas de rueda que actúan sobre el diafragma.

Para $L < 6'$, el cortante máximo será la carga de rueda que actúa sobre uno de

los apoyos.

Para $L > 6'$, se construirá la línea de influencia para la reacción en el apoyo.

(Ver figura No 6.15)

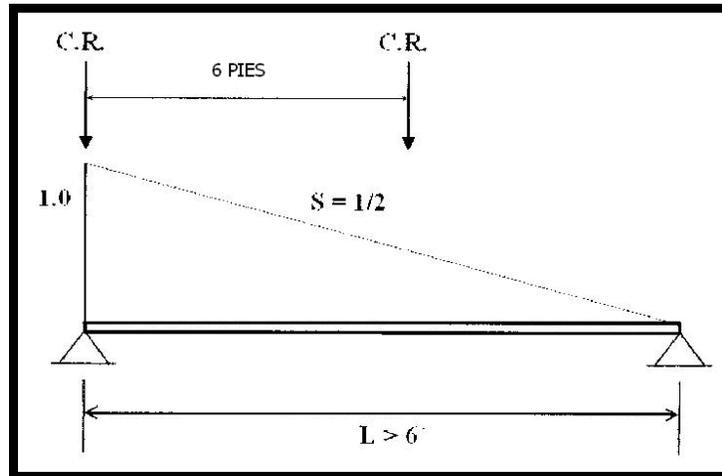


Figura No 6.15 Línea de influencia para reacción en el apoyo.

$$V_L = CR + CR(1/L (L-6))$$

$$V_L = 2CR(1-5/L) \text{ Lbs.} \quad (6.47)$$

Para $L > 12'$, el análisis debe considerar las cargas de rueda, de carriles adyacentes, que puedan influir en el claro de análisis.

IMPACTO.

La expresión para obtener la función de impacto es:

$$I = \frac{50}{L+125} \leq 0.30$$

Donde:

L: Es la longitud en pies del claro del miembro, centro a centro de los

apoyos. (Art. 2.8.2.2.C).

6.6.5.4 MOMENTO Y CORTANTE DE DISEÑO.

MOMENTO DE DISEÑO.

Para el grupo I:

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (Ver anexo de la tabla 3.22.1A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

- Para un diafragma diseñado por el método de factor de carga el momento último (MU) es:

$$\gamma = 1.30 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.67$$

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

$$M = 1.30(M_D + 1.67(1.30M_L))$$

$$M = 1.30(M_D + 2.17M_L) \qquad (6.48)$$

- Para un diafragma diseñado por el método de cargas de servicio el momento (M) es:

$$\gamma = 1.00 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.30$$

$$M = M_D + 1.30M_L \qquad (6.49)$$

6.6.5.5 CORTANTE DE DISEÑO.

Para la combinación de cargas dadas por el artículo 3.22.1, ya que sobre este elemento sobre actúa la carga muerta, carga viva, se analiza la

combinación de cargas dada por el grupo I.

$$V = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de las normas AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (Ver anexo de la tabla 3.22.1 A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

- Para un diafragma diseñado por el método de factor de carga el cortante último (VU) es:

$$\gamma = 1.30 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.67$$

$$V = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_{L+I})$$

$$V = 1.30(V_D + 1.67(1.30V_L))$$

$$M = 1.30(V_D + 2.17V_L) \qquad (6.50)$$

- Para un diafragma diseñado por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.00 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.30$$

$$V = V_D + 1.3V_L \qquad (6.51)$$

CRITERIOS ESTRUCTURALES ADICIONALES.

Una forma bastante generalizada para el anclaje de los estribos del diafragma es anclar dos extremos de las ramas individuales del estribo en U mediante un gancho estándar más un anclaje de $0.5 L_d$. Pero L_d se toma como la diferencia entre $h/2$ y el inicio del gancho..

$$L_d = \frac{0.06Abfy}{\sqrt{f'c}} \geq 0.006fy < 30.5cm \quad (6.52)$$

Este valor no necesita ser mayor de 30.5 cms.

Deberá colocarse cerca de las caras del alma (para miembros con $h > 2$ pie), un refuerzo longitudinal que tenga un área total igual al 10 % A_s a tensión por flexión, a una separación menor o igual a 30 centímetros.

En el lecho superior del diafragma se colocara el acero mínimo (A_{smin}), sirven para sujetar los estribos. A veces se utiliza el refuerzo transversal del lecho superior de la losa de tráfico.

Se obtiene cierta continuidad entre diafragma y viga, proporcionando alguna cantidad de acero que atraviese la viga y que mejore la transmisión de cargas.

6.6.6 ANÁLISIS DE VIGAS LONGITUDINALES PARA PUENTES.

En el análisis que llevaremos a cabo se tomara las siguientes consideraciones:

- a) Se da como conocida la sección transversal del puente, que determina que solo existe un carril de trafico.
- b) Se considera que las secciones de las vigas son conocidas, producto de un predimensionamiento.
- c) Se asume como conocidas el numero de vigas longitudinales en la sección del
puente así como la separación entre ellas.
- d) Para el análisis de cargas, se tendrá muy en cuenta el principio de

sobreposición de efectos, para carga muerta, carga viva e impacto.

e) El vehículo de diseño es el HS 20 - 44

6.6.6.1 ANÁLISIS DE CARGAS

El análisis se realiza para cargas verticales, por lo que se considera carga muerta, carga viva e impacto.

CARGA MUERTA

La carga muerta consistirá en los pesos de los elementos estructurales soportantes, es decir, la carga muerta debido a la viga o carga muerta propia y por el peso de los elementos estructurales que se encuentran sobre el puente, considerada como carga muerta sobrepuesta.

CARGA MUERTA PROPIA.

La carga muerta propia estará constituida por una carga muerta uniformemente distribuida y cargas puntuales que representan el peso de diafragmas intermedios.

CARGA DISTRIBUIDA

La carga muerta distribuida WD a lo largo del claro, se obtendrá al sumar los pesos por unidad de longitud del peso propio de la viga mas el peso de la losa.

Para viga interna, la franja de losa será una franja central de un ancho medido entre los puntos medios de los ejes adyacentes a la viga como se muestra en la figura No 6.16. Para viga externa, de acuerdo con el artículo

3.23.2.3.1.1, la franja de losa a considerar será la porción de losa de piso cargada por el larguero o viga. (Ver figura N° 6.17)

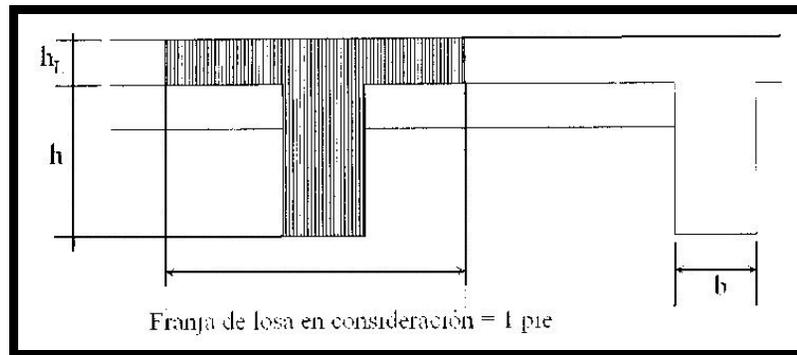


Figura No 6.16 Sección de viga interna y losa para carga muerta

Donde:

W_v : peso de la viga por unidad de longitud.

W_v : $b \cdot h$ (peso volumétrico del concreto)

W_L : peso de la losa por unidad de longitud.

W_L : $1 \cdot h$ (peso volumétrico del concreto)

W_D : Carga distribuida debido a la carga muerta propia.

$$W_D = W_v + W_L$$

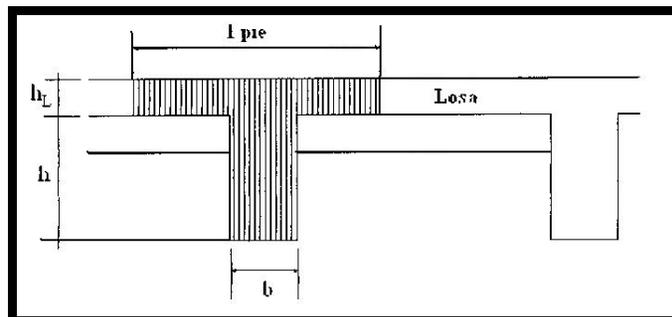


Figura No 6.17 Sección de viga externa y losa para carga muerta.

CARGA PUNTUAL

La carga puntual a aplicar tendrá el valor del peso del diafragma que esta comprendido en el ancho de la losa considerado.

La porción del diafragma a considerar en una viga interna se muestra en la figura No 6.18.

La porción del diafragma a considerar en una viga externa se muestra en la figura No 6.19.

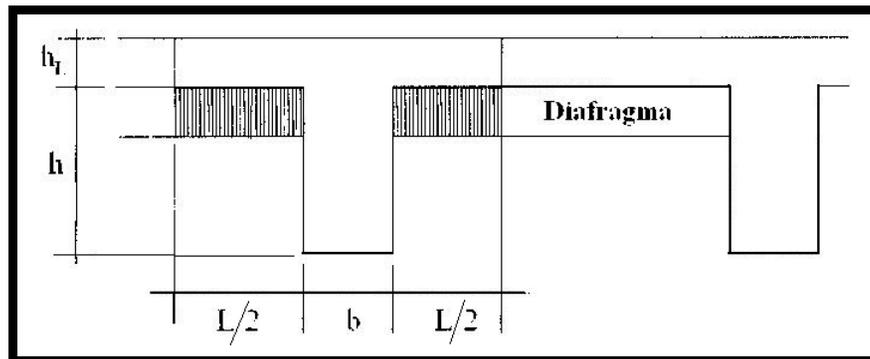


Figura No 6.18 Porción de diafragma considerada en el análisis de viga interna.

La carga puntual P se obtendrá así:

Para la viga interna:

$$P = L \text{ (Sección transversal del diafragma) (Peso volumétrico del concreto)}$$

Para la viga externa:

$$P = L/2 \text{ (Sección transversal del diafragma) (Peso volumétrico del concreto)}$$

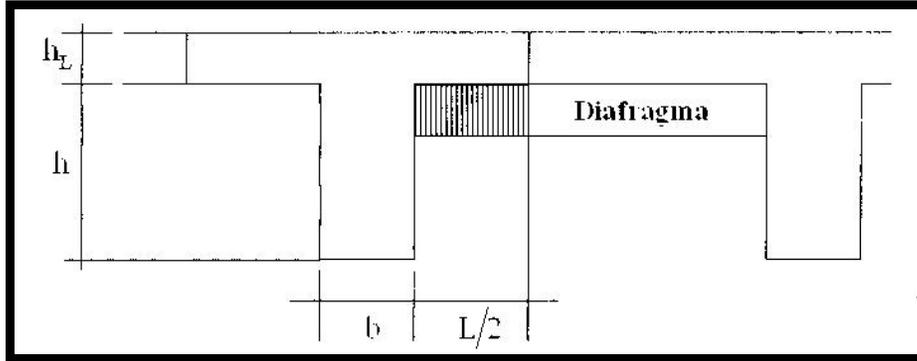


Figura No 6.19 Porción de diafragma considerada en el análisis de viga externa

MODELO DE CARGA POR CARGA MUERTA PROPIA.

El modelo de carga por carga muerta será el formado por la carga distribuida debido a carga muerta propia y la carga puntual del peso del diafragma, tal como se muestra en la figura No 6.20.

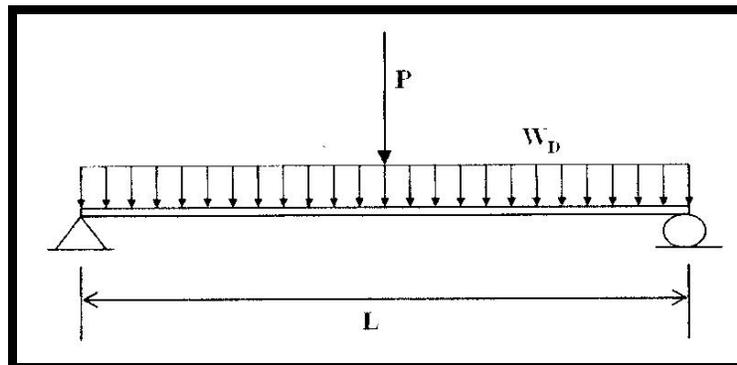


Figura No 6.20 Modelo de carga por carga muerta propia

CARGA MUERTA SOBREPUESTA.

Según lo expuesto en el artículo 3.23.2.3.1.1, de la AASHTO, la carga muerta debido al peso de la acera, cordón, barandal, postes, servicios públicos y carpeta de rodadura, cuando estos elementos son colocados

después de curar la losa, se repartirá igualmente a todas las vigas, tanto internas como externas.

Por lo tanto, la carga muerta sobrepuesta será una carga uniformemente distribuida y repartida igualmente a todas las vigas.

Siendo:

$$W'_D = \frac{W}{(Ln)} \quad (6.53)$$

Donde:

W'_D : carga distribuida debido a carga muerta sobrepuesta.

W : Peso de acera, cordón, barandal, postes, servicios públicos y carpeta de rodadura.

L : Longitud del claro del puente.

N : Numero de vigas longitudinales.

MODELO DE CARGA POR CARGA MUERTA SOBREPUESTA.

El modelo de carga por carga muerta sobrepuesta se muestra en la figura No 6.21.

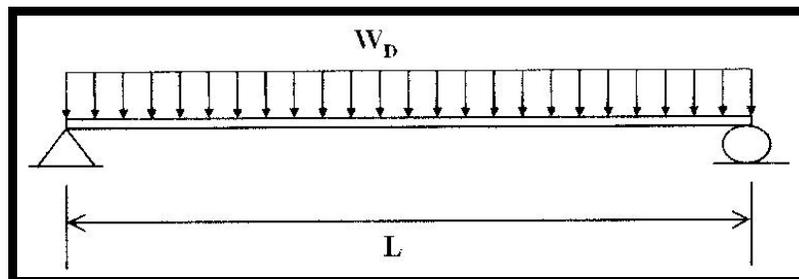


Figura No 6.21 Modelo de carga por carga muerta superpuesta.

CARGA MUERTA TOTAL.

La carga muerta total, tanto para viga interna como externa, estará por la carga muerta propia y la carga muerta sobrepuesta.

El modelo de carga debido a carga muerta total, se obtendrá al sumar los respectivos modelos de carga debido a la carga muerta propia y la carga muerta sobrepuesta.

El modelo de carga total se muestra en la figura No 6.22.

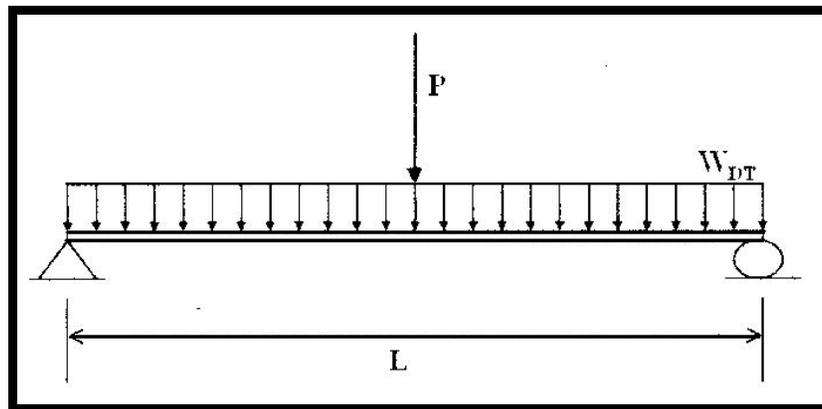


Figura No 6.22 Modelo de carga muerta total.

Donde:

P : Carga puntual debido al peso del diafragma.

W_D : Carga distribuida debido a la carga muerta propia.

W'_D : Carga distribuida debido a la carga muerta sobrepuesta.

W_{DT} : Carga distribuida debido a la carga muerta total.

$$W_{DT} = W_D + W'_D$$

L : Longitud del claro del puente.

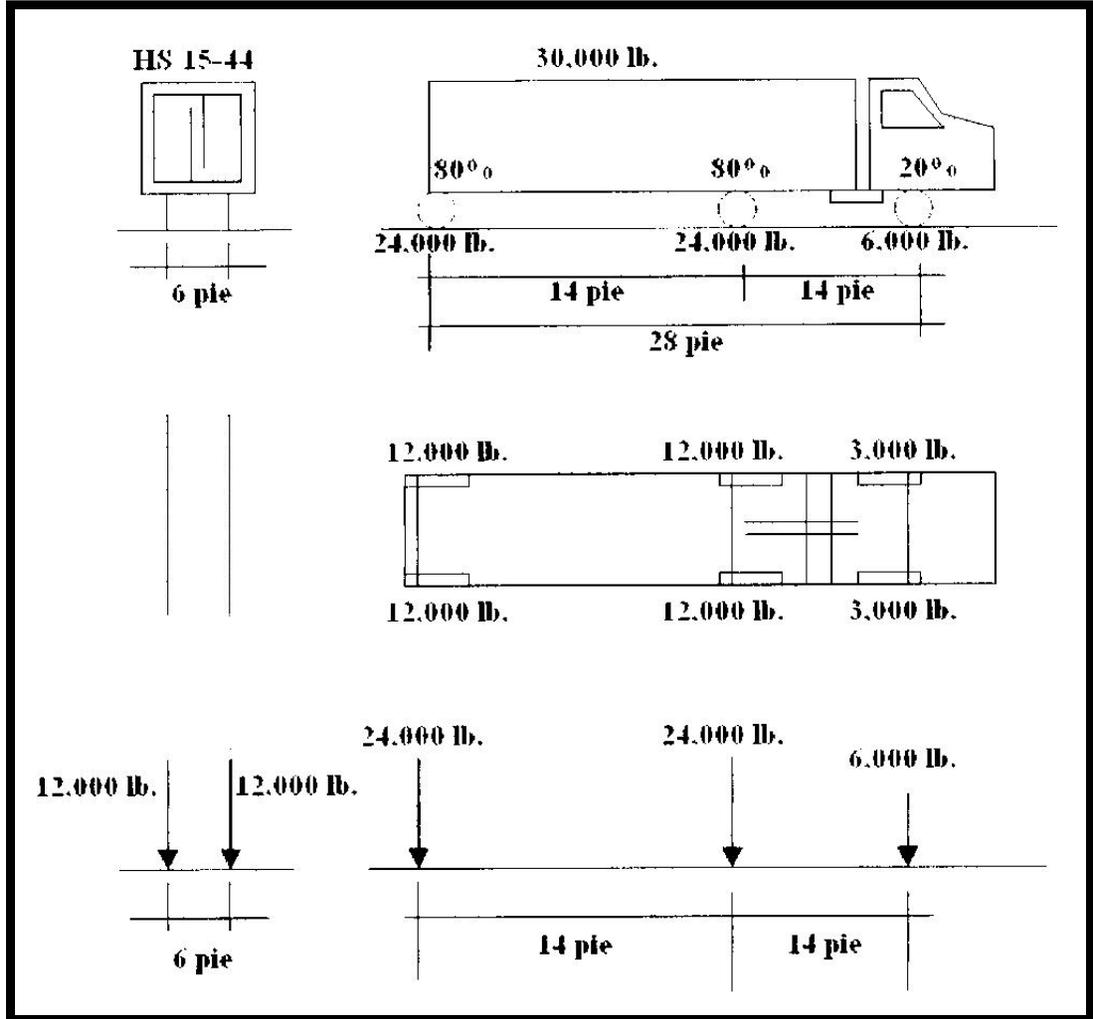


Figura No 6.23 Carga viva del vehículo de diseño.

TREN DE CARGA.

Atendiendo lo estipulado en el artículo 3.11.4.1 de la AASHTO, el tren de carga o tipo de carga viva móvil a utilizar, será aquel que produzca los mayores esfuerzos, ya sea el camión tipo (Ver figura No. 6.23 y figura No. 6.24) o el carril de carga.

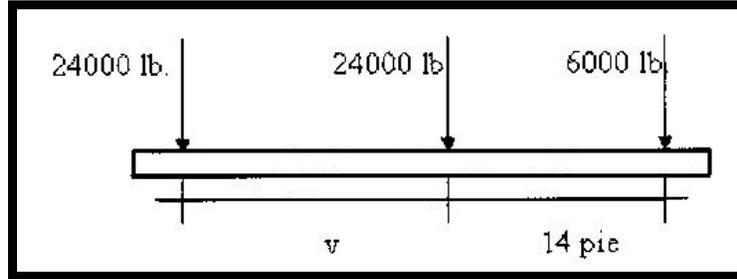


Figura No. 6.24 Tren de carga: carga por eje.

Donde:

V: Distancia entre los ejes traseros para un camión tipo HS 15-44, y $14' \leq v \leq 30'$.



Figura No. 6.25 Carril de carga

AASHTO especifica en el artículo 3.7.6, que para los camiones tipo HS, la separación variable entre los ejes traseros (v) es de utilidad para que puedan colocarse los ejes pesados en los claros adyacentes de tal forma que se produzca el máxima momento negativo en claros continuos. Para puentes de un solo claros se obtendrán, mayores esfuerzos entre más cercanas estén las cargas, por lo que dicha separación se mantendrá constante e igual a 14 pies.

REDUCCIÓN DE LA INTENSIDAD DE CARGA.

Debido a la baja probabilidad de que ocurran condiciones extremas en todos los carriles a la vez, se deberá reducir la intensidad de carga, dependiendo del número de carriles de tránsito del puente según lo estipulado en el artículo 3.12 de la AASHTO.

La reducción de la intensidad de carga, se efectuará afectando a la carga por eje por un factor de reducción de intensidad de carga (FIC), dichos valores de reducción se presentan en el cuadro No. 6.10

Cuadro No. 6.10 Factor de reducción de intensidad de carga (FIC)

No. de carriles	Factor
1 ó 2	1.00
3	0.90
4 ó más	0.75

Por lo que para el caso, no será necesario aplicar un factor de reducción de intensidad ya que se ha considerado que los puentes solo posean un carril.

DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA DE RUEDA.

Las normas AASHTO, en el Art. 3.23.2.1, especifican que la carga de rueda en el camión tipo o su correspondiente carril de carga, deberá distribuirse en forma lateral (en sentido transversal del puente). Dicha distribución tiene como objetivo determinar qué fracción de la carga de

rueda es la que se debe considerar que actúa sobre la viga.

Como los ejes del camión tipo constan de 2 ruedas cada uno, las respectivas cargas de rueda para un camión tipo H ó HS se obtienen multiplicando las cargas de ejes por 0.50. Por lo tanto, se define:

FR: factor de conversión de carga de eje a carga de rueda. (FR = 0.50)

DISTRIBUCIÓN DE CARGA DE RUEDA PARA VIGAS INTERNAS.

En el caso de las vigas o largueros interiores, la Tabla 3.23.1 de AASHTO (Ver cuadro No. 6.11), proporciona directamente el factor de distribución de la carga de rueda para cada tipo de viga.

Cuadro No. 6.11 Factor de distribución de carga de rueda (FCR)

No.de carriles	Factor
1 ó 2	0.50
3	0.50
4 ó más	0.50

DISTRIBUCIÓN DE CARGA DE RUEDA PARA VIGAS EXTERNAS.

Para la viga externa, el FCR se determinará de la siguiente manera:

La distribución de carga lateral de la carga de rueda (CR), se hará al considerar que la losa actúa como un claro simple entre vigas longitudinales, según lo especificado en el Art. 3.23.1.2, donde la reacción obtenida debido a la carga de rueda, tanto delantera como trasera, es la que se aplicará a la viga para calcular los momentos y los cortantes.

Además, para el análisis por carga viva, en vigas exteriores, se deberán considerar 2 condiciones para determinar el FCR.

CONDICIÓN I

Carga de rueda a un pie de la cara del cordón, según lo especificado en el Art. 3.24.2.1.

Para ésta condición se considerará la carga viva de acera y las cargas de tráfico (ver Fig. No. 6.26), para simplificar el sistema se podrá aplicar la superposición de efectos para los dos tipos de carga viva.

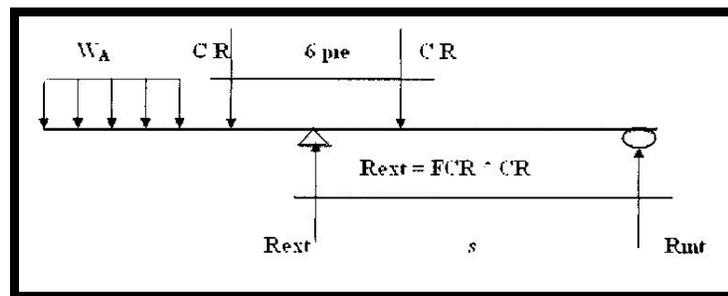


Figura No. 6.26 Condición I para el análisis de carga viva para viga externa.

Donde:

W_A : carga distribuida debida ala carga viva en acera, determinada según Art. 3.14.1.

CR : carga de rueda trasera o delantera.

R_{ext} : Reacción en viga exterior debido a la carga viva e igual al factor de distribución por carga de rueda multiplicado por la carga de rueda.

Se debe calcular por separado el factor de distribución por carga para la rueda de acera y para la carga de rueda.

FCR : factor de distribución de carga de rueda.

FCA : factor de distribución de carga de acera.

CONDICIÓN II

Carga de rueda a un pie de cara interna del barandal, según Art. 3.24.2.2, se muestra en la figura No. 6.27.

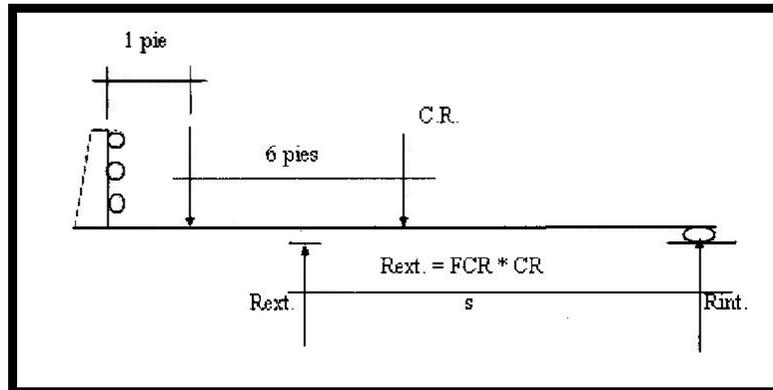


Figura No. 6.27 Condición II para el análisis de carga viva para viga externa.

CARGA VIVA DE ACERA.

Definida por el Art. 3.14.1

WA = carga de acera

Carga viva de acera

Longitud del claro (pies)	Carga de acera (Wa en lbs/pie)
0-25	85
26-100	6
100 ó más	P

Siendo P:

$$P = (30 + 3000/L)(55 - W_a) / 50 < 60 \text{ lbs/pie}$$

Donde:

L : longitud cargada de la acera (pie)

W_a : ancho de la acera (pie)

IMPACTO.

Los cortantes y momentos de impacto serán determinados como un porcentaje producidos por la carga viva. La fracción de impacto viene dada por

$$I = \frac{50}{(L_1 + 125)}$$

Donde:

I :fracción de impacto.

L_1 : longitud en consideración para determinar la fracción de impacto.

CONSIDERACIONES PARA CORTANTE.

Para cortante, L_1 se considerará como la longitud en pies de la parte cargada del claro desde el punto en consideración hasta la reacción más lejana, según Art. 3.8.2.2d.

Por ejemplo para la figura No. 4.28 se calculará la fracción de impacto para distintos puntos:

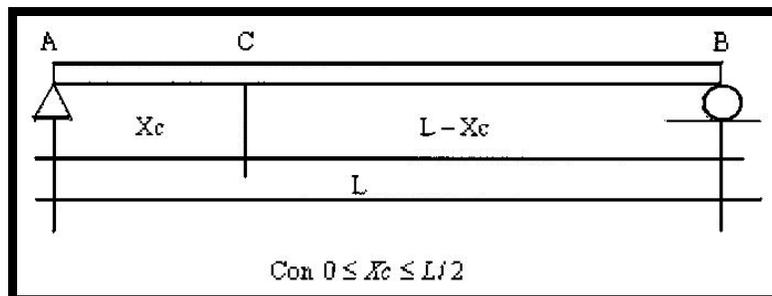


Figura No. 6.28 Longitud de impacto para viga.

C : punto de consideración.

X_c : distancia desde el apoyo (A o B) hasta el punto C

L : longitud del claro.

L_1 : longitud en consideración para determinar la fracción de impacto.

Para un punto cualquiera C:

$$X = X_c \quad L_1 = L - X_c,$$

Con: $0 \leq X_c \leq L/2$

Para:

$$X_c = 0 \quad L_1 = L$$

$$X_c = L/4 \quad L_1 = L - L/4$$

$$X_c = L/3 \quad L_1 = L - L/3$$

$$X_c = L/2 \quad L_1 = L - L/2$$

CONSIDERACIONES PARA MOMENTO FLECTOR

Para momento flector, L_1 , será la longitud del claro de acuerdo con el Art. 3.8.2.2c. La fracción de impacto será la misma para todos los puntos a considerar e igual a:

Donde:

L_1 = longitud del claro para puentes de un claro.

CÁLCULO DE MOMENTOS Y CORTANTES.

CONSIDERACIONES GENERALES.

PUNTOS DE ANÁLISIS.

Dependiendo de la longitud del puente y del criterio del diseñador, los momentos y cortantes máximos se pueden determinar para diferentes puntos:

Para claros grandes:

A cada $1/8$ ó $1/10$ de la luz del puente.

Para claros pequeños:

Únicamente en $L/4$, $L/3$, $L/2$ y en los apoyos.

Una vez definidos los puntos de análisis se procede a construir las líneas de influencia para cortante y momento.

Las líneas de influencia para cortante y momento son determinadas, ya que éstas constituyen un método sencillo de evaluar cuál es la posición de la carga que va a producir los máximos esfuerzos en el punto que se está estudiando.

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA CORTANTE.

Para el apoyo, la forma de la línea de influencia para la reacción, se ilustra en la figura No. 6.29.

Para puntos intermedios, la forma de la línea de influencia para cortante, se ilustra en la figura No. 6.30.

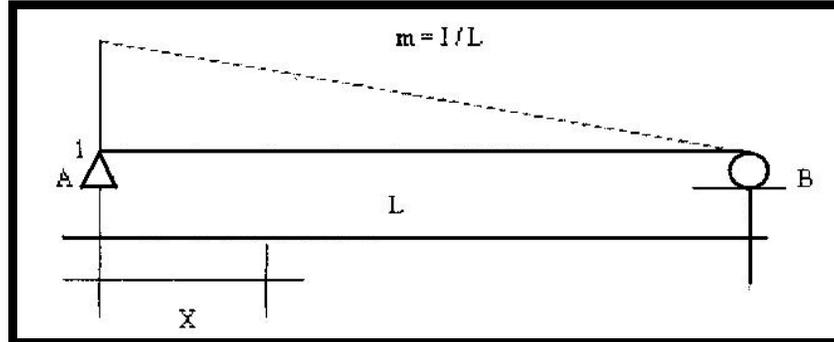


Figura No. 6.29 Línea de influencia para cortante

$$R_A = 1 - X / L \quad (6.54)$$

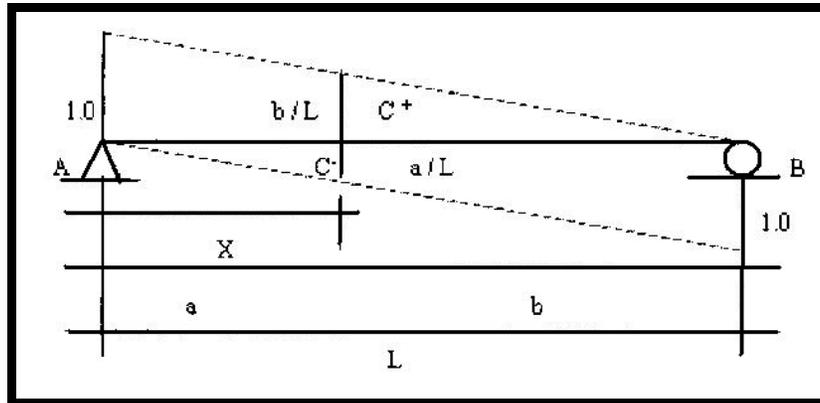


Figura No. 6.30 En la reacción del apoyo.

$$\text{Para: } 0 \leq x \leq a \quad V_c = -x / L \quad (6.55)$$

$$\text{Para: } a \leq x \leq L \quad V_c = 1 - x / L \quad (6.56)$$

PARA PUNTOS INTERMEDIOS.

LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA MOMENTO FLECTOR.

La forma general de la línea de influencia para momento, para vigas simplemente apoyadas, se muestra en la figura No. 6.3 I.

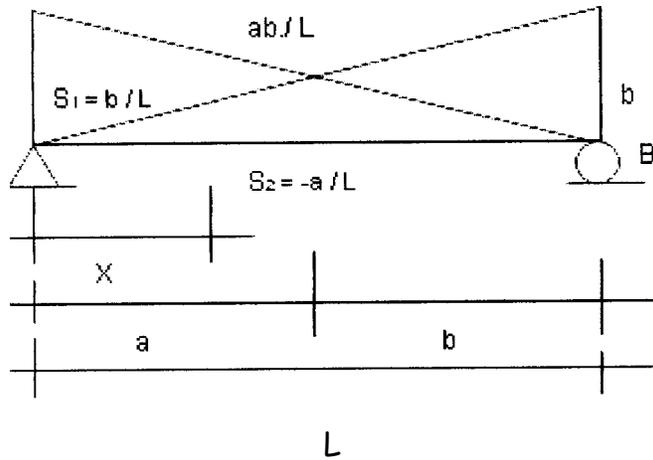


Figura No. 6.31 Línea de influencia para momento.

Para: $0 \leq x \leq a$ $M_c = bx / L$ (6.57)

Para: $a \leq x \leq L$ $M_c = \frac{a}{(1 - x/L)}$ (6.58)

CÁLCULO DE CORTANTE.

Los cortantes a determinar son los debidos a carga muerta, carga viva e impacto.

Para la obtención del cortante total que actúa en una sección dada, resulta muy ventajoso el análisis por separado y después sobreponer los efectos.

CÁLCULO POR CARGA MUERTA.

La carga muerta esta constituida por la carga muerta propia y la carga muerta sobrepuesta ó superpuesta. (Ver figura No. 6.32).

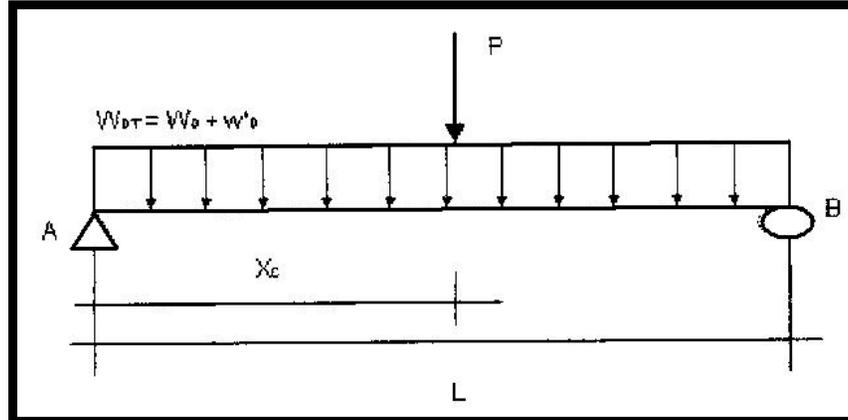


Figura No. 6.32 Modelo de carga por carga muerta total

Ya que el modelo estructural es estáticamente determinado, la determinación del cortante en un punto cualquiera C puede hacerse en forma directa.

Haciendo sumatoria de momento en B (Ver figura No. 6.32), se tiene:

$$R_A = (P / 2) + W_{DT}L/2 \quad (6.59)$$

Para un punto C entre A y L / 2, se tiene:

$$\text{Para: } 0 \leq x \leq L/2 \quad V_{DC} = R_A - W_{DT} \cdot x_C \quad (6.60)$$

Para un punto C entre L / 2 y B, se tiene:

$$\text{Para: } L/2 \leq x \leq L \quad V_{DC} = R_A - P - W_{DT} \cdot x_C \quad (6.61)$$

Donde:

V_{DC} = Cortante para carga muerta total en un punto C.

CORTANTE POR CARGA VIVA.

Para el cálculo de cortante por carga viva será necesaria la

construcción de la línea de influencia de cortante y la evaluación de los efectos producidos por el tren de carga, ya sea el camión tipo ó el carril de carga.

CORTANTE PRODUCIDO POR EL CAMIÓN TIPO.

Para un punto cualquiera C , se construirá la línea de influencia de cortante y se colocará el camión del lado que esté más alejado de la reacción. Con esto se logra obtener mayores ordenadas en la línea de influencia.

Para las cargas de camión, la carga trasera se colocará justo sobre el punto C y se evaluará escogiendo únicamente la ordenada mayor de la línea de influencia, independientemente de su signo. Las otras cargas se colocarán a cada 14', sobre el lado en consideración.

Es ventajoso realizar el análisis con las respectivas cargas de ejes, de esta manera resulta fácil comparar los resultados con las tablas del Apéndice A que proporciona la AASHTO, en las cuales se presentan los valores de la reacción y momento máximo para puentes de claros simples.

Para nuestro caso se utilizará las cargas del camión HS 20 - 44 y con una separación de ejes traseros de 14' para lograr producir mayores efectos (Ver figuras No. 6.33 y No.6.34).

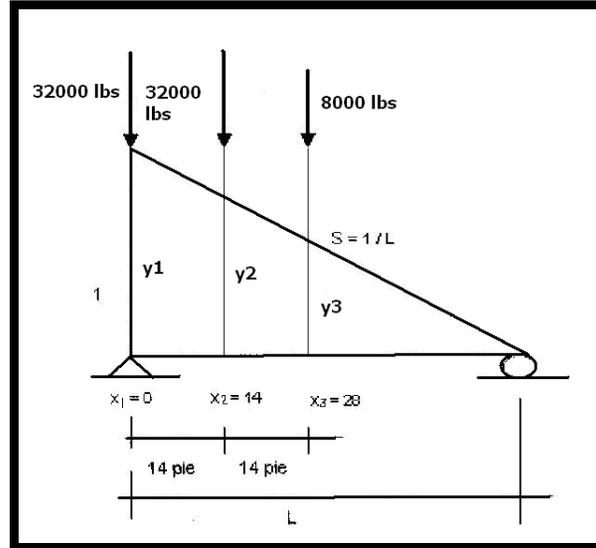


Figura No. 6.33. Ilustración del cálculo de cortante en el apoyo debido a carga de camión HS 20 -44.

$$R_{A1} = - X/L$$

$$R_{AL} = 32000(y_1) + 32000(y_2) + 8000(y_3)$$

$$R_{AL} = 32000(1.0) + 32000(1-14/L) + 8000(1- 28/L)$$

(6.62)

Donde:

R_{AL} : Reacción en el apoyo A producida por carga viva.

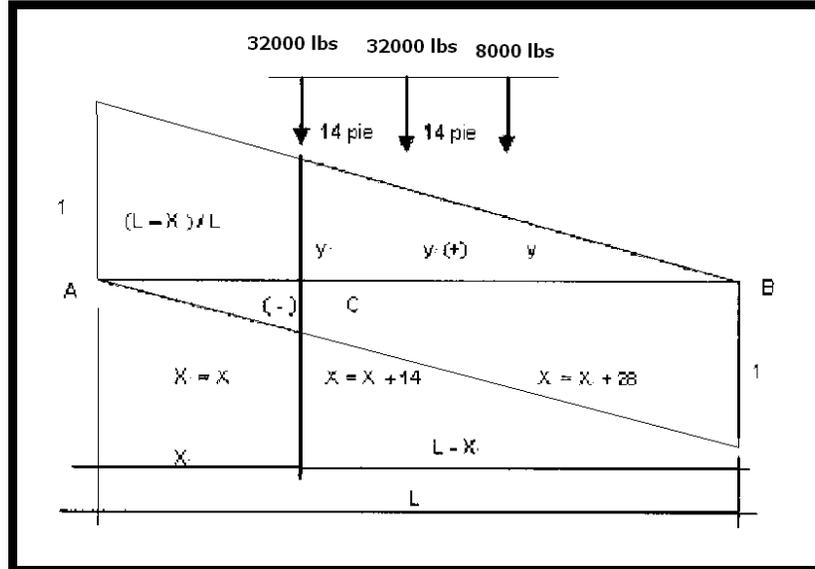


Figura No. 6.34 Ilustración del cálculo de cortante para puntos intermedios debido a carga de camión HS 20

Para $(L - X_C) \geq X_C$

$$V_{LC} = 32000y_1 + 32000y_2 + 8000y_3$$

$$V_{LC} = 32000(1 - X_C/L) + 32000(1 - (X_C + 14)/L) + 8000(1 - (X_C + 28)/L)$$

(6.63)

Donde:

V_{LC} = cortante por carga viva en un punto C.

CORTANTE POR CARRIL DE CARGA.

Para cualquier punto C, una vez construida la respectiva línea de influencia para cortante, únicamente se cargará la porción del claro que esté más alejada del apoyo; de esta manera se obtienen mayores valores, ya que, si se cargan ambas porciones, el cortante en el punto C se vería reducido por el cortante que produce la carga que se encuentra en la porción más cercana al apoyo, efecto que se aprecia en el diagrama de la línea de influencia por el

cambio de signo que tiene en la porción más cercana al apoyo (Ver figura No. 6.35)

Para el apoyo, la carga distribuida se colocará en toda la longitud y la carga concentrada sobre el apoyo (Ver figura No. 6.36).

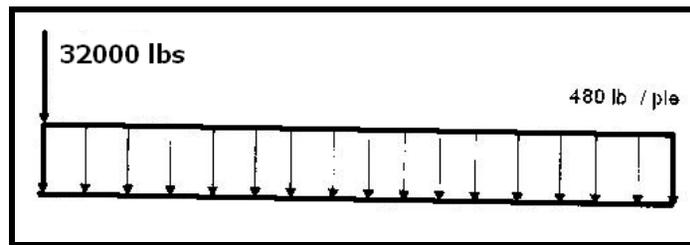


Figura No. 6.35 Cortante por carga viva en el apoyo.

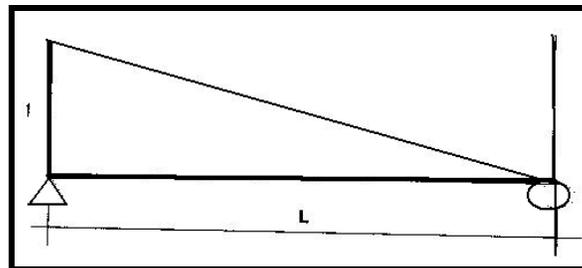


Figura No. 6.36 Líneas de influencia

$$R_{AL} = 26000 + ((L(l) / 2)640)$$

$$R_{AL} = 26000 + (320L) \text{ lbs} \quad (6.64)$$

Donde:

R_{AL} = reacción en el apoyo A producida por carga viva.

Para puntos intermedios:

Para +

$$V_{CL} = 26000(1 - x_c / L) + 640(1/2)(L - x_c)\left(\frac{L - x_c}{L}\right)$$

$$V_{CL} = 26000\left(\frac{L-x_c}{L}\right) + 320\left(\frac{L-x_c}{L}\right)^2 \quad (\text{En libras}) \quad (6.65)$$

Donde:

V_{CL} = Cortante por carga viva en un punto C.

La carga concentrada se evaluará con la ordenada correspondiente a la porción del claro a partir del punto C que esté más alejada de la reacción.

Para el carril de carga HS 15, se tiene:

Para el apoyo, la carga distribuida se colocará en toda la longitud y la carga concentrada sobre el apoyo (Ver figura No. 6.37).

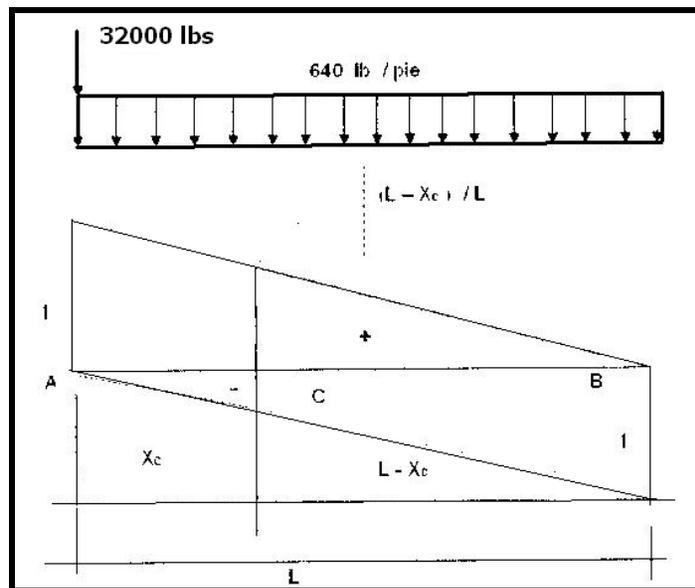


Figura No. 6.37 Cortante por carga viva en puntos intermedios.

$$R_{AL} = 26000 + L(1.0/2)640$$

$$R_{AL} = 26000 + 320L \quad (\text{En libras})$$

Donde:

R_{AL} : Reacción en el apoyo A producido por carga viva.

CÁLCULO DE MOMENTO FLECTOR.

Los momentos a ser determinados son los producidos por carga muerta, carga viva e impacto.

Al igual que para cortante se analizarán por separados los efectos de carga muerta, carga viva e impacto y luego se sobrepondrán los efectos.

MOMENTO POR CARGA MUERTA.

La carga muerta está constituida por la carga muerta propia y la carga muerta sobrepuesta, como se muestra en la figura No. 6.38.

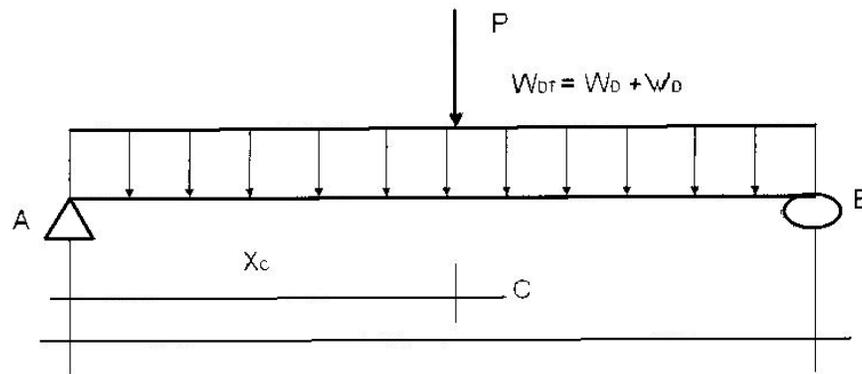


Figura No. 6.38

Modelo de carga por carga muerta total.

Donde:

P : carga muerta puntual debido al peso del diafragma.

W_D : Carga distribuida debido a la carga muerta propia.

W'_D : Carga distribuida debido a carga muerta sobrepuesta.

W_{DT} :Carga distribuida debido a la carga muerta total.

La determinación del momento en un punto cualquiera C puede hacerse en forma directa, ya que el sistema es estáticamente determinado. Haciendo sumatoria de momentos en B , se tiene:

$$R_A = (P / 2) + W_{DT}L/2 \quad (\text{En Libras})$$

Para un punto C entre A y $L/2$, se tiene:

$$\text{Para: } 0 \leq X_C \leq L/2 \quad M_{DC} = R_A x_c - \frac{W_{DC} \cdot x_c}{2} \quad (\text{En libras-pie}) \quad (6.65)$$

Donde:

M_{DC} :Momento por carga muerta total en un punto cualquiera C .

MOMENTO POR CARGA VIVA.

Una vez determinados los puntos de interés para evaluar los momentos producidos por carga viva, se procede a la construcción de la respectiva línea de influencia para momento y se evalúan los efectos producidos por el tren de carga, tanto para el camión tipo como para el carril de carga.

MOMENTO PRODUCIDO POR EL CAMIÓN TIPO.

Para un punto cualquiera C , se construirá la respectiva línea de influencia para momento y se colocarán las cargas de camión de forma que produzcan los máximos efectos, los cuales se logran cuando una de las cargas de eje trasero se encuentra en el punto de máxima ordenada de línea de influencia.

Para los camiones Tipo H, la carga trasera de eje siempre se colocará sobre el punto en consideración, mientras que la otra carga se colocará en la

porción del claro definida por el punto en estudio y la reacción más lejana. En dicha porción, la pendiente de la línea de influencia será menor, por lo que se obtendrán mayores ordenadas.

Para los camiones tipo HS, una de las dos cargas traseras se colocará sobre el punto en consideración y la otra en la porción mayor del claro, la carga delantera se colocará a la derecha (posición de Carga II) o a la izquierda (posición de Carga I) del punto en estudio (Figura No. 6.39), dependiendo de cual posición produce los mayores efectos.

De acuerdo a lo anterior, para los camiones HS, las posibles posiciones de carga de ejes son:

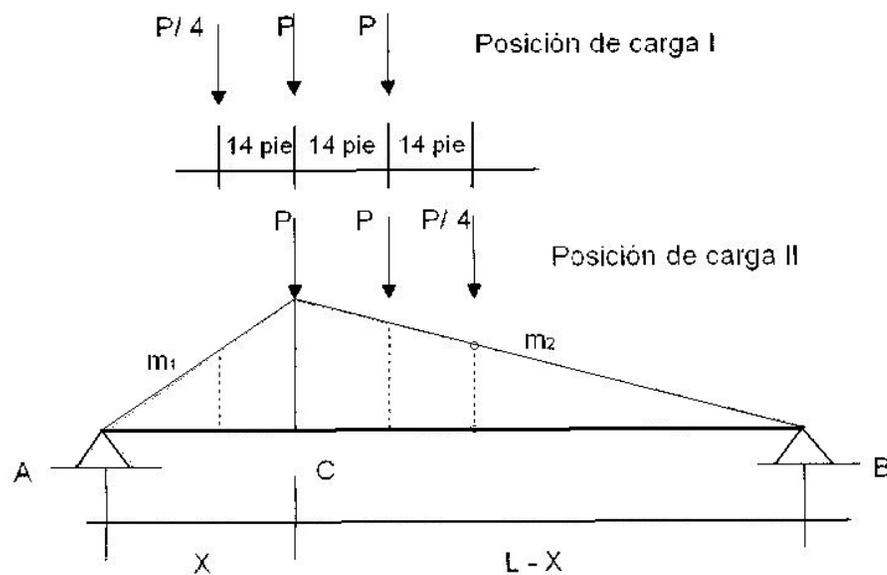


Figura No. 6.39

Posibles posiciones de carga de eje para camiones HS 20

Donde:

P : Carga de eje trasero para camión tipo HS (HS-20).

P/4 : Carga de eje delantera para camión tipo HS (HS-20).

- m_1 : Pendiente de la línea de influencia para momento en el tramo x
- m_2 : Pendiente de la línea de influencia para momento en el tramo $L - x$.
- y_1 : Ordenada de la línea de influencia a una distancia $x - 14'$.
- y_2 : Ordenada de la línea de influencia a una distancia $x + 28'$.

A continuación se ilustra las posiciones de carga de ejes de un camión HS 20 para producir los mayores efectos.

POSICIÓN DE CARGA I.

Para un punto C entre $L/3$ y $L/2$, la posición de carga I controla el diseño, (ver figura No. 6.40)

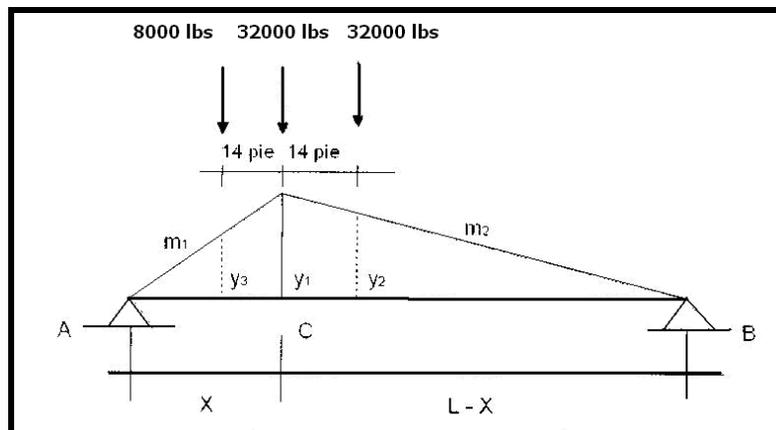


Figura No. 6.40 Posición de carga L.

Para $L/3 \leq x_c \leq L/2$

Por lo tanto:

$$M_C = 32000(y_1) + 32000(y_2) + 8000(y_3)$$

$$M_C = 32000(x) \frac{(L-x)}{L} + 32000(x/L)(L-x-14) + 8000\left(\frac{L-x}{L}\right)(x-14)$$

Que al ser desarrollada da como resultado:

$$M_C = 8000/L(-9x^2 + x(9L - 42) - 14L) \quad (\text{En libras-pie}) \quad (6.67)$$

POSICIÓN DE CARGA II.

Para un punto C entre el apoyo izquierdo y $L/3$, la posición de carga II controla el diseño, (Ver figura No. 6.41).

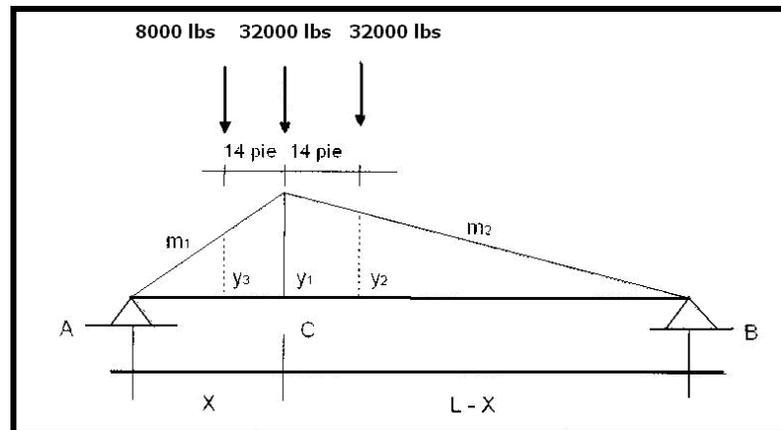


Figura No. 6.41 Posición de carga II.

Para $0 \leq x_c \leq L/3$

Por lo tanto:

$$M_C = 32000(y_1) + 32000(y_2) + 8000(y_3)$$

$$M_C = 32000(x_c) \frac{(L-x_c)}{L} + 32000(x_c/L)(L-x_c-14) + 8000(x_c)(L-x_c-28)$$

Que al ser desarrollada da como resultado:

$$M_C = \left(\frac{8000x_c}{L}\right)(9(L - x_c)) - 84 \quad (\text{En libras-pie}) \quad (6.68)$$

MOMENTO POR EL CARRIL DE CARGA.

El máximo momento producido por el carril de carga, en cualquier punto C, se dará cuando la carga concentrada para momento se encuentre sobre dicho punto (Ver figura No. 6.42)

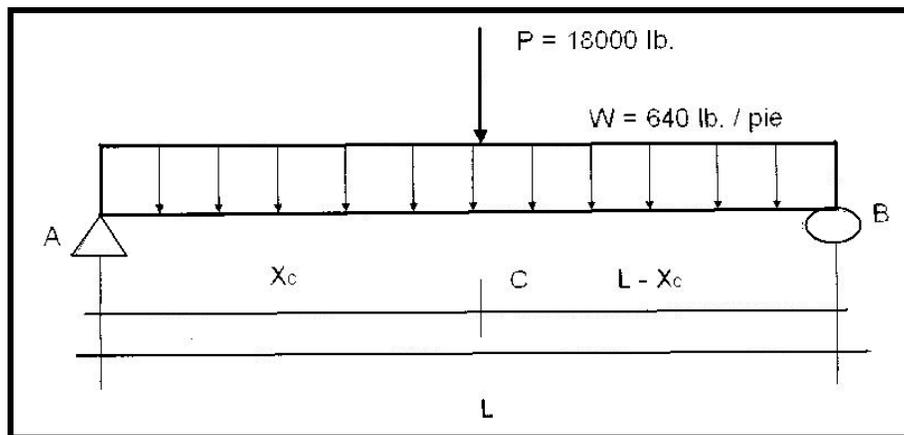


Figura No. 6.42 Modelo de carga para carril de carga (Para las cargas carril HS 20)

Para $0 \leq x_c \leq L/2$

Haciendo sumatoria de los momentos en B:

$$R_A = WL / 2 + 18000(L - x_c)/L \quad (\text{En Libras}) \quad (6.69)$$

Para un punto C entre A y L/2, se tiene:

$$M_c = R_A x_c + (640/2)(x_c^2) \quad (\text{En libras - pie}) \quad (6.70)$$

El máximo momento que produce esta condición de carga siempre estará a L/2.

6.6.6.2 DETERMINACIÓN DE MOMENTOS Y CORTANTES DE DISEÑO. DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS Y CORTANTES PRODUCIDOS POR EL TREN DE CARGA.

Como existe una relación directa entre las cargas y los efectos que producen, resulta adecuado el cálculo de los momentos y cortantes para un solo carril de carga y posteriormente hacer la determinación de los momentos y cortantes que actúan sobre la viga. Esta determinación se logra al multiplicar los momentos y cortantes de carril por los factores de reducción de intensidad de carga, factor de rueda y factor de distribución de carga de rueda.

DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO PRODUCIDO POR EL TREN DE CARGA.

Para un punto cualquiera C , el momento por carga viva (Cálculo del momento flector) y se le llamó M_c . Dicho momento es producido por el tren de carga considerado en un solo carril.

El momento por carga viva que actúa sobre la viga interna y externa se obtendrá al multiplicar el momento de carril por los respectivos factores de distribución.

Para un punto cualquiera C :

$$M_{LC} = M_c (FIC)(FR)(FCR) \quad (6.71)$$

Donde:

M_{LC} : Momento por carga viva que actúa sobre la viga interna o externa en un punto C .

M_c : Momento producido por el tren de carga en un punto C .

FIC : Factor de reducción de intensidad de carga, según artículo 3.12.1 de la ASHTO.

FR : Factor de conversión de carga de eje a carga de rueda según artículo 3.23.2.1 de la AASHTO (FR = 0.50).

F_{CR} : Factor de distribución de carga de rueda, según artículo 3.23.1.2, 3.24.2.1 y 3.24.2.2 de la AASHTO.

Para nuestro caso:

Factor	Observaciones
FIC	1.0
FR	0.50
F _{CR}	Varios.

DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE PRODUCIDO POR EL TREN DE CARGA.

El cortante por carga viva producido por el tren de carga fue determinado en la sección (cortante por carga viva), dicho cortante fue determinado considerando un solo carril de carga.

Para un punto cualquiera C:

$$V_{LC} = V_c(FIC)(FR)(F_{CR}) \quad (6.72)$$

Donde:

V_{LC} : Cortante por carga viva que actúa sobre la viga interna o externa en un punto C.

V_c : Cortante producido por el tren de carga en un punto C

F_{IC} : Factor de reducción de intensidad de carga, según artículo 3.12.1 de la AASHTO.

F_R : Factor de conversión de carga de eje a carga de rueda según artículo

3.23.2.1 de la AASHTO (FR = 0.50).

F_{CR} : Factor de distribución de carga de rueda, según artículo 3.23.1.2, 3.24.2.1 y 3.24.2.2 de la AASHTO.

Para nuestro caso:

Factor	Observaciones
FIC	1.0
FR	0.50
FCR	Varios.

MOMENTOS DE DISEÑO PARA VIGA INTERNA.

Sean:

M_{DC} : Momento por carga muerta total en un punto cualquiera C .

M_{Lc} : Momento por carga viva que actúa sobre la viga interna o externa en un punto C .

I : Fracción por impacto para momento.

DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DE DISEÑO.

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre este elemento sobre actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, se analiza la combinación de cargas dada por el grupo I.

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

De tabla 3.2.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D . (Ver anexo 2 de la tabla 3.22. 1. A de la AASHTO.

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.67$.

Por lo tanto:

Para una losa diseñada por el método de factor de carga para cualquier punto C el momento último (M.) es:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1.30 & \beta_D &= 1.0 & \beta_L &= 1.67 \\ M &= \gamma(\beta_D M_{DC} + \beta_L M_{L+I}) \\ M &= 1.30(M_D + 1.67(1.0+I)M_{LC}) \\ M &= 1.30M_{DC} + 2.17(1+I)M_{LC} \end{aligned} \quad (6.73)$$

Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio, para cualquier punto C el momento (M) es:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1.00 & \beta_D &= 1.0 & \beta_L &= 1.00 \\ M &= 1.0(M_D + 1.0(1.0+I)M_{LC}) \\ M &= M_{DC} + (1+I)M_{LC} \end{aligned} \quad (6.74)$$

Según el artículo 3.24.2.2, los esfuerzos combinados para esta combinación de carga no serán mayores de 150% de los esfuerzos permisibles, es decir:

$$\sigma_c \leq 150\% \sigma_p$$

CORTANTE DE DISEÑO PARA VIGA INTERNA.

Sean:

V_{DC} : Cortante por carga muerta total sobre en un punto cualquiera C .

V_{LC} : Cortante por carga viva que actúa sobre la viga interna en un punto C .

I : Fracción por impacto para cortante.

CORTANTE DE DISEÑO.

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre este elemento sobre actúa la carga muerta, carga viva, se analiza el la combinación de cargas dada por el grupo I.

$$V = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D
(Ver anexo de la tabla 3.22.1.A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.0$.

Por lo tanto:

Para una losa diseñada por el método de factor de carga el cortante último (V_U) es:

$$\gamma = 1.30 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.67$$

$$V = \gamma(\beta_D V_{DC} + \beta_L V_{L+I})$$

$$V = 1.30(V_D + 1.67(1.0+I)V_{LC})$$

$$V = 1.30V_{DC} + 2.17(1+I)V_{LC} \qquad (6.75)$$

Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1.00 & \beta_D &= 1.0 & \beta_L &= 1.00 \\ V &= 1.0(V_D + 1.0(1.0+I)V_{LC}) \\ V &= V_{DC} + (1+I)V_{LC} \end{aligned} \quad (6.76)$$

MOMENTO DE DISEÑO PARA VIGA EXTERNA.

Para viga externa se analizan tres condiciones:

CONDICIÓN I:

Carga de rueda a un pie del cordón, artículo 3.24.2.1 de la AASHTO.

CONDICIÓN II:

Carga de rueda a un pie del barandal, artículo 3.24.2.2 de la AASHTO.

CONDICIÓN III:

Viga externa igual a viga interna.

Estas tres condiciones se consideraron al determinar el factor de carga de rueda.

M_{DC} : Momento por carga muerta total en un punto cualquiera C para viga exterior.

M_{LC} : Momento por carga viva vehicular que actúa sobre la viga externa en un punto C.

M_{AC} : Momento por carga viva de acera en un punto C.

I : Fracción por impacto para momento.

MOMENTO DE DISEÑO POR EL MÉTODO DE LAS CARGAS DE SERVICIO.

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre este elemento actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, se analiza el la combinación de cargas dada por el grupo I.

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (ver anexo 2 de la tabla 3.22.1.A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_D = 1.67$.

Por lo tanto:

Para cualquier punto C el momento (M) es:

$$\gamma = 1.00 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.0$$

Según el Art. 3.8.4.2 grupo B, para la carga de acera no se considerará el efecto de impacto.

Para condición 1, se ilustra la figura No. 6.43.

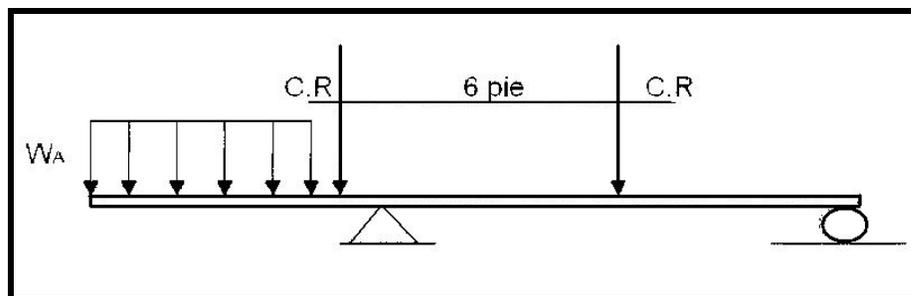


Figura No. 6.43 Condición de carga I.

$$M = 1.0(M_{DC} + 1.0(1.0+I)M_{LC}+M_{AC})$$

$$M = M_{DC} +(1+I)M_{LC} + M_{AC} \quad (6.77)$$

Según el artículo 3.23.2.3.1.3, para ésta condición de carga, los esfuerzos permisibles en la viga o larguero exterior pueden ser incrementados en un 25%, con tal que la viga no sea de menor capacidad que la requerida si no hubiera acera.

PARA CONDICION II

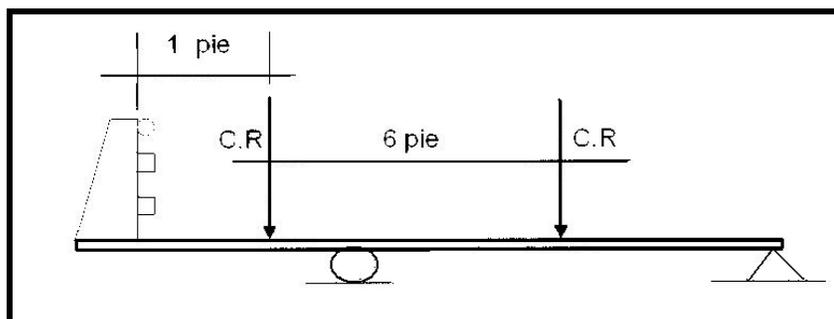


Figura No. 6.44 Condición de carga II

$$M = 1.0(M_{DC} + 1.0(1.0+I)M_{LC})$$

$$M = M_{DC} + (1.0+I)M_{LC} \quad (6.78)$$

PARA CONDICIÓN DE CARGA II.

Comparar con viga interna.

**PARA UNA VIGA DISEÑADA POR EL MÉTODO DE FACTOR DE CARGA,
PARA CUALQUIER PUNTO C EL MOMENTO ÚLTIMO (M_U) ES:**

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que este elemento actúa sobre la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, se analiza la combinación de cargas dadas por el grupo I.

$$M = \gamma(\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

PARA CONDICION I

De la tabla 3.22.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D .
(Ver anexo de la tabla 3.22.1.A de la AASHTO).

C. R

Del artículo 3.23.2.3.1.3 de la AASHTO se obtiene le valor de $\beta_L = 1.25$.

Por lo tanto:

Para cualquier punto C el momento (M) es:

$$\gamma = 1.30 \quad \beta_D = 1.0 \quad \beta_L$$

$$= 1.25$$

$$M = 1.30(M_{DC} + 1.25(1.0+I)M_{LC} + M_A)$$

$$M = 1.3M_{DC} + 1.625(1+I)M_{LC} + 1.625 M_A \quad (6.79)$$

PARA CONDICION II

De la tabla 3.22.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (ver anexo 2 de la tabla 3.22.1.A de la AASHTO).

Del artículo 3.23.2.3.1.3 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_L = 1.67$.

Para cualquier punto C el momento (M) es:

$$\gamma = 1.30 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.67$$

$$M = 1.3(M_{DC} + 1.67(1.0+I)M_{LC})$$

$$M = 1.3M_{DC} + 2.171(1.0+I)M_{LC} \quad (6.80)$$

PARA CONDICIÓN III

Comparar con viga interna.

CORTANTE DE DISEÑO PARA VIGA INTERNA.

Para viga externa se analizan tres condiciones:

CONDICIÓN I:

Carga de rueda a un pie del cordón, artículo 3.24.2.1 de la AASHTO.

CONDICIÓN II:

Carga de rueda a un pie del barandal, artículo 3.24.2.2 de la AASHTO.

CONDICIÓN III:

Viga externa igual a viga interna.

Estas tres condiciones se consideraron al determinar el factor de carga de rueda.

V_{DC} : Cortante por carga muerta total en un punto cualquiera C para viga exterior.

V_{LC} : Cortante por carga viva vehicular que actúa sobre la viga externa en un punto C .

V_{AC} : Cortante por carga viva de acera en un punto C .

I : Fracción por impacto para momento.

CORTANTE DE DISEÑO POR EL MÉTODO DE LAS CARGAS DE SERVICIO.

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre este elemento actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, se analiza el la combinación de carga dada por el grupo I.

$$V = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D .(ver anexo de la tabla 3.22.1.A de la AASHTO).

Del artículo 3.24.2.2 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_D = 1.0$

Por lo tanto:

Para cualquier punto C el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.0 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.0$$

Según el Art. 3.8.4.2 grupo B, para la carga de acera no se considerará el efecto de impacto. Para condición I, se ilustra la figura No. 6.45.

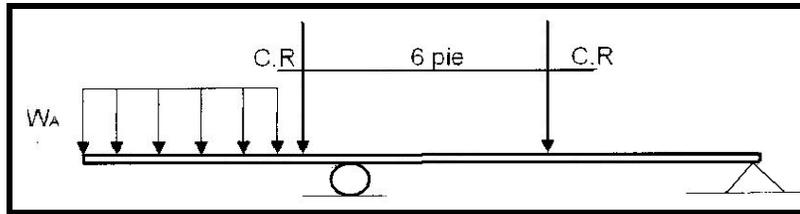


Figura No. 6.45 Condición de carga I

$$V = 1.0(V_{DC} + 1.0(1.0+I)V_{LC} + V_{AC})$$

$$V = V_{DC} + (1.0+I)V_{LC} + V_{AC} \tag{6.81}$$

Según el artículo 3.23.2.3.1.3, para ésta condición de carga, los esfuerzos permisibles en la viga o larguero exterior pueden ser incrementados en un 25%, con tal que la viga no sea de menor capacidad que la requerida si no hubiera acera.

PARA CONDICIÓN II.

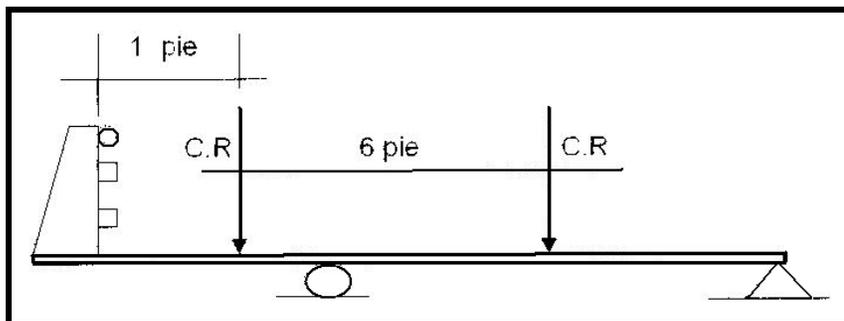


Figura No. 6.46 Condición de carga II.

$$V = 1.0(V_{DC} + 1.0(1.0+I)V_{LC})$$

$$V = V_{DC} + (1.0+I)V_{LC}$$

PARA CONDICIÓN DE CARGA III.

Comparar con viga interna.

PARA UNA VIGA DISEÑADA POR EL MÉTODO DE FACTOR DE CARGA, PARA CUALQUIER PUNTO C EL CORTANTE ÚLTIMO (V_U) ES:

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre este elemento actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, se analiza la combinación de cargas dadas por el grupo I.

$$V = \gamma(\beta_D V_D + \beta_L V_{L+I})$$

De la tabla 3.22.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ y β_D (ver anexo de la tabla 3.22.1.A de la AASHTO).

Del artículo 3.23.2.3.1.3 de la AASHTO se obtiene el valor de $\beta_D = 1.0$

Por lo tanto:

Para una viga diseñada por el método de factor de carga el cortante último (V_U) es:

$$\gamma = 1.30 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.25$$

$$V_U = 1.30(V_{DC} + 1.0(1.0+I)V_{LC} + V_A)$$

$$V = 1.30V_{DC} + 1.625(1.0+I)V_{LC} + 1.625 V_A \qquad (6.82)$$

PARA CONDICIÓN II.

$$\gamma = 1.30$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$V_U = 1.30(V_{DC} + 1.67(1.0+I)V_{LC})$$

$$V = 1.30V_{DC} + 2.171(1.0+I)V_{LC} \quad (6.83)$$

PARA CONDICIÓN DE CARGA III:

Comparar con viga interna.

6.7 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA (ESTRIBO)

6.7.1 FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE EL ESTRIBO.

Las principales fuerzas que actúan en los estribos son:

- El peso propio del muro (W), que actúa en el centro de gravedad de la sección transversal.
- El empuje del suelo debido al relleno contra el respaldo del muro (E_a), que forma un ángulo normal al mismo.
- La reacción normal del suelo sobre la base del muro (N).
- La fuerza de fricción que se desarrolla entre el suelo y la base del muro.
- El empuje que el terreno ejerce sobre el frente del muro (E_p)

Fuerzas debido al agua.

- Presiones hidrostáticas: son debidas a la acumulación de agua en el frente o en respaldo del muro.
- Fuerzas de filtración: son debidas al flujo de agua a través del relleno del muro.

- Subpresiones: son las provocadas por el agua retenida en la base del muro.

Otras fuerzas:

- Las vibraciones producidas por el tráfico.
- Fuerzas de impacto, debidas al frenaje de vehículos.
- Fuerzas sísmicas, producidas por temblores en la masa del suelo aumentando momentáneamente el empuje lateral contra el muro.
- Cargas concentradas sobre la corona del muro.

6.7.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL ESTRIBO.

Para el cálculo del estribo se prosigue de la siguiente manera:

1. Seleccionar las dimensiones tentativas del muro.
2. Analizar la estabilidad frente a las fuerzas que lo solicitan tal que cumpla los requisitos estructurales.

Se realizan varios tanteos hasta que los resultados sean satisfactorios, modificando las dimensiones del estribo.

Se determinan las magnitudes de las fuerzas que actúan sobre el estribo como: los empujes de tierra (el empuje activo y el empuje pasivo), empujes dinámicos (sismo), sobrecargas proporcionadas por la superestructura sobre la subestructura, peso propio del muro y peso de la tierra.

Cuando se tienen todas las magnitudes de las fuerzas que actúan sobre la subestructura se analiza la estabilidad contra deslizamiento, volteo y capacidad soportante del suelo.

6.7.3 FUERZAS Y PRESIONES QUE INTERVIENEN EN EL ESTRIBO. EMPUJE DE TIERRA.

Las presiones laterales de tierra son las fuerzas producidas por la masa de suelo. La variación de la magnitud de la presión lateral de la tierra cambia dependiendo de la naturaleza de la misma, de sus características físicas de cada tipo de suelo (cohesión, ángulo de fricción interna y peso volumétrico del suelo), por su peso unitario y por la altura del relleno. Las presiones laterales ejercidas sobre el estribo se muestran en la figura 6.47.

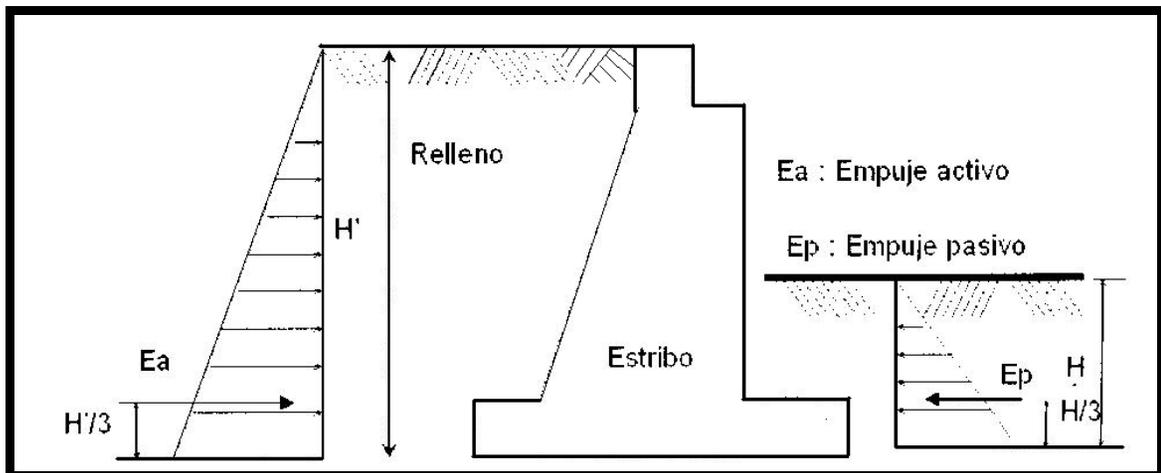


Figura No. 6.47 Empujes de tierra sobre un muro

La estabilidad de los estribos depende del empuje pasivo, empuje activo dinámico y empuje activo estático, según la teoría de Ranking.

El empuje pasivo (E_p) es la resistencia que una masa de suelo opone a su desplazamiento cuando es solicitada por una fuerza lateral. El empuje activo estático (E_a) es aquel que produce una acción en el muro debido a la carga gravitacional de la masa de suelo que es retenida (relleno).

El empuje activo dinámico (E_{ae}) es una carga adicional que se provoca al muro por efecto de las fuerzas eventuales como los movimientos sísmicos en el

suelo³⁴

En el cuadro No. 6.11 se presentan las propiedades y empujes por metro lineal de estribo para suelos cohesivos y no cohesivos.

Cuadro No. 6.11 Determinación de empujes.

PROPIEDADES	Tipo de suelo			
	Suelo cohesivo		Suelo no cohesivo	
Empuje pasivo	Ep	$E_p = 1 / 2 \gamma_s H_1^2 K_p - 2CH_1 \sqrt{K_p}$	Ep	$E_p = 1/2 \gamma_s h_1^2 k_p$
Coefficiente de presión pasiva	Kp	$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$	Kp	$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
Empuje activo	Ea	$E_a = 1 / 2 \gamma_s H^2 K_a - 2CH \sqrt{K_a}$	Ea	$E_a = 1 / 2 \gamma_s H^2 K_a$

Donde:

γ_s : peso volumétrico del suelo.

H_1 : profundidad del lado pasivo.

K_a y K_p : coeficientes de presión activo y pasivo

C : cohesión.

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo..

³⁴ Tomado de Trabajo de Graduación "Manual de fundaciones de las estructuras según tipos de suelos y condiciones de terreno", de Aguirre Ramírez, Gil Oswaldo

El empuje activo dinámico (E_{ac}), que se encuentra en el Art. 40 del Reglamento Emergencia de Diseño sísmico de El Salvador, se debe tomar en cuenta para efectos de diseño del estribo, para que las fuerzas que tienen lugar por efectos de la aceleración en el suelo no provoquen su inestabilidad. Estas se calcularán así:

$$E_{DH} = (3 / 8) \gamma_s H^2 (A_{hmax}) \quad (6.84)$$

$$E_{DV} = (1 / 2) \gamma_s H^2 (A_{vmax}) \quad (6.85)$$

Donde:

E_{DH} : es el empuje dinámico horizontal, que actúa a 0.6H sobre la base del muro.

E_{DV} : es el empuje dinámico vertical, que actúa a 0.2H del talón del muro, y que debe traducirse en fuerza lateral aplicada a H/3 del muro, así:

$$E_{ah} = E_{DV} k_a \quad (6.86)$$

$A_{hmáx}$: es el coeficiente de aceleración horizontal.

$A_{vmáx}$: es el coeficiente de aceleración vertical.

Los coeficientes de aceleración horizontal y vertical, para la zona I como para la zona II de acuerdo con el cuadro No. 6.12 son los siguientes:

Cuadro No. 6.12 Coeficientes de aceleración sísmica.

COEFICIENTE	ZONA	
	I	II
$A_{hmáx}$	0.20	0.10
$A_{vmáx}$	0.10	0.05

Fuente: Tomada de Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994.

En la figura No. 6.48, se indican las fuerzas dinámicas consideradas en el estribo.

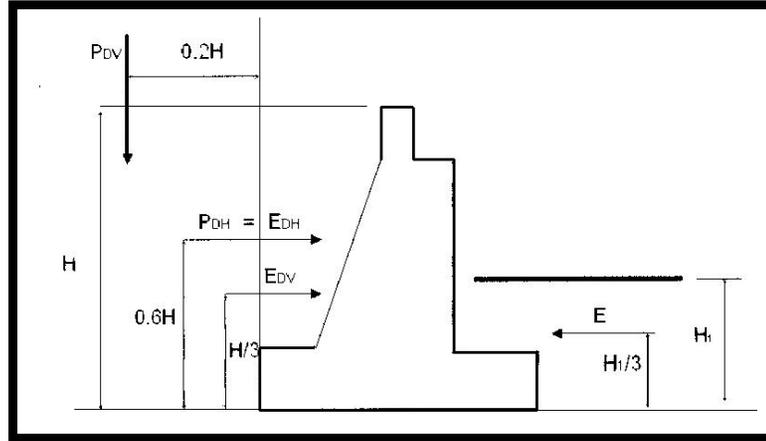


Figura No. 6.48 Fuerzas dinámicas actuantes en el estribo.

6.8 REQUISITOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO.

RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS.

Cuadro No. 6.13 Recubrimientos mínimos del concreto para protección del acero de refuerzo.

Condiciones del concreto.	Recubrimiento mínimo (cm.)
Concreto colocado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a éste.	7.5
Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima: refuerzo principal	5.0
Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima: estribos, anillos y espirales.	4.0
Concreto para losas de puentes: refuerzo superior.	5.0
Concreto para losas de puentes: refuerzo inferior	2.5
Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo: refuerzo principal	4.0
Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo: estribos, anillos y espirales.	2.5

- El recubrimiento mínimo para paquetes de varillas debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, pero no debe ser mayor de 5.1 cm., excepto para concretos colados sobre el suelo y permanentemente expuestos a éste. En éste

caso, el recubrimiento mínimo será de 7.6 cm

REFUERZO MÍNIMO.

• FLEXIÓN.

En cualquier sección de un miembro a flexión, excepto muros y losas, donde por análisis se requiera acero de refuerzo, la relación proporcionada no será menor que la obtenida por medio de:

$$P_{min} = 14/f_y \quad (6.87)$$

• COMPRESIÓN

REFUERZO MÍNIMO POR CORTANTE.

Debe colocarse un área mínima de refuerzo por cortante en todo miembro sujeto a flexión, excepto en losas y zapatas, donde el esfuerzo de diseño por cortante sea mayor que 0.5 del refuerzo por cortante permisible, V_c proporcionado por el concreto. El área de refuerzo mínima no será menor que:

$$A_{vmin} = 3.5 bS/f_y \quad (6.88)$$

ESPACIAMIENTO LÍMITE DEL REFUERZO.

Para concreto colado en el lugar la distancia libre entre las varillas paralelas en un mismo lecho no será menor que 1.5 veces el tamaño mínimo de los agregados, ni menor que 3.87 cm. Para concreto prefabricado, la distancia libre entre varillas paralelas en un mismo lecho no será menor que un diámetro de la varilla, 1 1/3 veces el tamaño máximo de los agregados, ni menor que 2.5 cm. Donde el refuerzo positivo o negativo está colocado en dos lechos o más,

las varillas en el lecho superior serán colocadas directamente sobre aquellas varillas que están ubicadas en lecho inferior con una distancia libre entre lechos no menor que 2.5 cm.

Las limitaciones de la distancia libre entre varillas también se aplica a la distancia libre entre un traslape o varillas adyacentes.

Los grupos de varillas paralelas de refuerzo armado en paquetes que actúan como unidad deben limitarse a 4 varillas para cada paquete. Las varillas mayores a la No. 11 (35.81 mm.) serán limitadas a 2 en cualquier paquete colocadas en vigas. Varillas individuales en un paquete que se cortan dentro del claro de un miembro deben terminar en puntos distintos y separados a distancias de 40 veces el diámetro de la varilla.

En losas el refuerzo principal a flexión será espaciado a no más de 1.5 veces el ancho del muro o losa, no menor que 45.7 cm.

Si el peralte del miembro excede de 61 cm., se colocará refuerzo longitudinal en la cara, teniendo un área total por lo menos igual al 10% del área de refuerzo de flexión a tensión. La separación de tal refuerzo no excederá de 30.5 cm. ó el ancho del alma, el menor de las dos.

LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO.

- La tensión o compresión calculadas en el refuerzo en cada sección, será desarrollado a cada lado por la longitud de anclaje, anclaje en el extremo o por una combinación de ambos. Las secciones críticas para desarrollo del refuerzo en miembros a flexión están en los puntos de esfuerzos máximos y los puntos del claro donde termina o se dobla. El

refuerzo se extenderá más allá del punto en el cual ya no se requiere para resistir la flexión una distancia igual al peralte efectivo del miembro, 15 veces el diámetro de la varilla o $1/20$ la distancia del claro libre, el mayor: excepto para apoyos de claros simples y para extremos libres en voladizo.

- Refuerzo para momento positivo.

Por lo menos $1/3$ del refuerzo por momento positivo en miembros simplemente apoyados y $1/4$ para miembros continuos, debe prolongarse a lo largo de la misma cara del miembro hasta el apoyo. En vigas, dicho refuerzo ha de prolongarse por lo menos 15.2 cm. en el apoyo.

MÉTODOS DE DISEÑO.

El diseño de los miembros de concreto debe hacerse ya sea haciendo referencia a las cargas de servicio y esfuerzos permisibles como se dispone el diseño por cargas de servicio o alternativamente, con los factores de carga y resistencia como se dispone en el diseño por el factor de carga.

MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA. (DISEÑO POR EL FACTOR DE CARGAS).

• REQUISITOS POR RESISTENCIA.

1. RESISTENCIA REQUERIDA.

Las estructuras y los miembros estructurales deberán diseñarse para obtener resistencias de diseño, al menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para fuerzas y cargas factorizadas, bajo las combinaciones de cargas y fuerzas a las que puede estar sometida.

Cada parte de la estructura debe estar dimensionada para el grupo de

cargas que sean aplicables y se usará el mayor diseño requerido.

2. FACTOR DE REDUCCIÓN.

Cuadro No. 2.14 Factor de reducción de resistencia cp.

Condición:	Factor de reducción
Para flexión.	0.90
Para cortante	0.85
Para miembros en compresión con refuerzo con espiral,	0.75
Para miembros en compresión con refuerzo de estribos, a flexión o sin ésta.	0.70
Aplastamiento en el concreto.	0.70

• SUPOSICIÓN DEL DISEÑO.

1. Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto son directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
2. La máxima deformación unitaria útil en la fibra extrema de compresión del concreto será: $\epsilon_U = 0.003$
3. En el refuerzo, cuando el esfuerzo sea inferior a la resistencia de fluencia especificada f_y , para el grado del acero usado, debe tomarse E_s veces la deformación del acero. Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , el refuerzo se considera independiente de la deformación e igual a f_y .
4. La resistencia a la tensión del concreto no deberá considerarse en los cálculos.
5. La resistencia entre la distribución del esfuerzo por compresión en el

concreto y su deformación se puede suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que resulte de la predicción de la resistencia y que coincida con numerosos resultados de prueba.

6. El requisito anterior se puede considerar satisfecho si emplea una distribución rectangular equivalente del refuerzo en el concreto es de $0.85 f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, que esté limitada por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_{1c} a$ a partir de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión. La distancia c desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, se medirá en la dirección perpendicular a dicho eje. El factor β_{1c} deberá tomarse como 0.85 para concretos menores de 280 kg. / cm^2 y se reducirá a razón de 0.05 por cada 70 kg / cm^2 que aumente la resistencia sobre 280 kg / cm^2

• **FLEXIÓN.**

1. Para miembros a flexión, el porcentaje de refuerzo p proporcionado, no debe exceder de 0.75 del porcentaje balanceado p_b .
2. Para secciones rectangulares con refuerzo a tensión únicamente, el momento resistente de diseño se calcula por:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad (6.89)$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (6.90)$$

El porcentaje de refuerzo balanceado:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c(6090)}{f_y(6090 + f_y)}$$

(6.91)

CORTANTE.

1. Resistencia al cortante.

El esfuerzo cortante facturado, V_u , se calculará por:

$$V_u = V_u / (\phi b d) \quad (6.92)$$

Donde:

b : espesor del alma.

d : distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo

longitudinal tensión.

2. Esfuerzo cortante soportado por el concreto.

Para miembros sujetos solamente a cortante y a flexión o sujetos a compresión axial, el esfuerzo cortante soportado por el concreto, V_c , no excederá de $0.53\sqrt{f'_c}$, valor que puede utilizarse cuando no se haga un cálculo más detallado. Cuando exista tensión significativa, el refuerzo por cortante se diseñará para soportar el cortante total, a menos que se haga un cálculo más preciso.

3. Refuerzo por cortante.

Cuando se proporciona refuerzo por cortante perpendicular al eje, el área requerida se calculará por:

$$A_v = (V_U - V_c)bs / f_y$$

(6.93)

El valor $(V_U - V_c)$ no excederá de $2.1 \sqrt{f'_c}$.

4. Cortante por fricción
5. Cortante horizontal en miembros compuestos.

La transmisión total de fuerzas de corte horizontal podrá asumirse cuando requisitos idénticos a los mencionados en el diseño de cargas de servicio, sean satisfechos.

LIMITACIONES DEL PERALTE DE LA ESTRUCTURA.

Los espesores mínimos de la losa están estipulados en el cuadro No. 6.3

CAPITULO VII:
CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Uno de los factores que tienen influencia en el desarrollo de las zonas urbanas, es el acceso a una infraestructura vial adecuada, por lo que el mejoramiento de los caminos, incluye las obras de paso, como mecanismo para mejorar a corto plazo el nivel de desarrollo socioeconómico del lugar.
- El concreto reforzado es un factor determinante para la elección de la alternativa de diseño de puentes para caminos rurales y vecinales, ya que la tecnología es mas accesible, la mano de obra calificada esta mas disponible, y los materiales necesarios para su realización se encuentran con facilidad en el mercado nacional, lo cual disminuye los costos en la formulación y realización de proyectos en zonas rurales, evitando la importación de tecnologías, materiales y personal calificado.
- De la tabla de combinación de carga de las especificaciones, puede observarse que existen diez grupos de combinación de carga de los cuales para nuestro medio los grupos que rigen el diseño son para la superestructura del grupo IA y en la subestructura grupo I
- El sistema poste-barandal no tiene una función estructural en el puente, sin embargo, las normas AASHTO, especifican que deben cumplirse con las condiciones mínimas de carga para dar seguridad vial.

RECOMENDACIONES

Se presentan a continuación algunas recomendaciones que por importancia en el diseño de puentes se hace necesario traerlas a consideración.

- Todo elemento que forma parte de una obra de paso deberá diseñarse a partir de las normas técnicas: STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES o comúnmente conocidas como normas AASHTO.
- Se recomienda que para la obtención de resultados mas precisos en cuanto a la capacidad de carga del suelo se realice una exploración del suelo más certera, con el objetivo de mejorar los resultados que se obtienen mediante la prueba de penetración estándar.
- Las secciones propuestas para cada elemento son el resultado de varios estudios técnicos realizados previo al diseño de los mismos, por lo que se recomienda mantenerlas al momento de construir la obra, por consiguiente, cualquier cambio en el diseño deberá ser consultado con personal altamente calificado en el ramo y será exclusiva responsabilidad de quien lo realice.
- Debido al estado suelto y sedimentario encontrándose por tanto sujetos a la erosión y resedimentación en la "repunta" y posterior caudal permanente durante las lluvias, encontrándose especialmente vulnerables durante temporales a lo que hay que sumar que el agua penetra los suelos arenosos del lugar por su alta permeabilidad, las restituciones bajo fundaciones deberán hacerse con mampostería de piedra o concreto ciclópeo

descartándose el uso de suelo - cemento ya que éste aunque es resistente a la compresión es altamente erosionable.

- Se recomienda la creación de una ordenanza pública para evitar la extracción de arena en la zona cercana al punto de emplazamiento, hacer una evaluación de la vulnerabilidad de la cuenca y proponer soluciones para la protección de la misma.
- Para la solución de la cimentación, será necesario hacer una restitución bajo las fundaciones con mampostería de piedra o concreto ciclópeo debiendo tener la restitución una dimensión en planta que confine adecuadamente la zona cargada por las fundaciones y una profundidad tal que penetre en el estrato resistente basal.
- La profundidad que la restitución deberá penetrar en el estrato basal compacto deberá establecerse tomando en cuenta la profundidad actual de suelos sueltos o semi-sueltos y el posible incremento de esta profundidad debido a la erosión causada en el cauce por el flujo de agua tomando en cuenta el incremento de dicha erosión debido al estrechamiento del cauce, por lo que se deberán tomar medidas especiales para el encauzamiento del agua en la zona del proyecto incluidos guarda niveles.
- En el diseño de puentes de concreto conviene realizar los estudios correspondientes para cada situación en particular, en nuestro caso concluimos que después de analizar técnica y económicamente las alternativas de concreto reforzado y/o concreto preesforzado, se recomienda utilizar la segunda alternativa, porque técnicamente nos

ofrece mejores condiciones de control de calidad y reduce el tiempo de ejecución del proyecto, además la diferencia económica no representa un cambio representativo en cuanto al concreto reforzado.

BIBLIOGRAFIA

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL 1996 STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES (AASHTO) 1996
- HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS. VEN TE CHOW
EDITORIAL MC GRAW HILL INTERAMERICANA S.A. de C.V.
COLOMBIA, 1984
- MONTREAL, JOSE LUIS. 1995 ATLAS GEOGRAFICO UNIVERSAL Y DE EL SALVADOR, GRUPO OCEANO, EDITORIAL ESPAÑA.
- HERNANDEZ DIAZ, SANDRA ELIZABETH. 1997 GUIA BASICA PARA REALIZAR ESTUDIOS HIDROLOGICOS EN EL SALVADOR
- AREVALO CISNEROS, RODOLFO ARMANDO. 1984. ANALISIS DE UNA ALTERNATIVA DE DISEÑO PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO LAS CAÑAS, UTILIZANDO CONCRETO REFORZADO. EL SALVADOR.
- BONILLA VELASQUEZ, ROBERT ALEXANDER. 1997. PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SAN JUAN SOBRE EL RIO EL SAUCE. EL SALVADOR.
- MARTIN, JOSE GUILLERMO. 1990 ANALISIS ESTRUCTURAL DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE UN CLARO. EL SALVADOR.
- MERRIT, FREDERICK S. MANUAL DEL INGENIERO CIVIL. EDITORIAL MC. GRAW HILL

- MANUAL DEL CONSTRUCTOR. 2005.
- JAIME PERLA PALACIOS, GUIA PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO EN CAMINOS VECINALES Y RURALES. UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR. 1998
- MONOGRAFIAS DEL DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL Y SUS MUNICIPIOS, CENTRO NACIONAL DE REGISTROS (CNR) 1992
- CARLOS EDUARDO PARADA. DISEÑO DE PUENTE ENTRE GUARNECIA Y POTRERO SULA SOBRE EL RIO LEMPA, TEXISTEPEQUE, SANTA ANA. UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR. 2001.

ANEXOS

ANALISIS DEL ESTUDIO HIDRAULICO

ESTUDIO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Quebrada El Transito

Municipio de El transito, Departamento de San Miguel.

ELEVACIONES DEL CAUCE

Elevación máxima Hmáx = **199,76** m
 Elevación mínima Hmín = **194,60** m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Lc = **227,66** m

PENDIENTES DEL CAUCE

$S_R = (199,76 - 194,60) / 227,66 \times 100 = 2,27\%$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

n = **0,038**

CAUDAL DE LA CUENCA

Qc = **357,40** mt³/seg

FACTOR HIDRÁULICO

$F_H = 357,40 \times 0,038 / \sqrt{0,023} = 90,21$

FLUJO NORMAL

ESTACION -0+100

y mt	Ah mt ²	Pm mt	Rh mt	Fg	Q mt ³ / seg	V mt / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	20,84	57,64	0,36	10,58	41,90	2,01
0,90	51,53	65,07	0,79	44,11	174,74	3,39
1,40	85,22	70,34	1,21	96,85	383,72	4,50
1,34	81,13	69,65	1,16	89,82	355,84	4,39

Elevación @ **0,50**

ENTRADA DE DATOS

Ah	Pm
0,00	0,00
20,84	57,64
51,53	65,07
85,22	70,34
81,13	69,65

FLUJO CRITICO

ESTACION -0+100

y mt	Ah mt ²	T mt	A ³ M ⁶	2T mt	A ³ /2T m ⁵	Q ² /2g mt ³ / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	20,84	57,59	9050,93	115,18	78,58	6510,44
0,90	51,53	64,93	136821,75	129,86	1053,58	6510,44
1,40	85,22	69,90	618905,85	139,80	4427,14	6510,44
1,90	120,77	71,92	1761259,13	143,83	12245,08	6510,44
1,57	97,23	70,85	919180,62	141,71	6486,53	6510,44

Elevación @ **0,50**

ENTRADA DE DATOS

Ah	T
0,00	0,00
20,84	57,59
51,53	64,93
85,22	69,90
120,77	71,92
97,23	70,85

EL REGIMEN DEL FLUJO ES

FLUJO CRITICO

ESTUDIO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Quebrada El Transito

Municipio de El transito, Departamento de San Miguel.

ELEVACIONES DEL CAUCE

Elevación máxima Hmáx = 199,76 m
Elevación mínima Hmín = 194,60 m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Lc = 227,66 m

PENDIENTES DEL CAUCE

Sr = (199,76 - 194,60)km /227,66 x 100 = 2,27%

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

n = 0,038

CAUDAL DE LA CUENCA

Qc = 357,40 mt³/seg

FACTOR HIDRÁULICO

F_H = 357,40 x 0,04 / √0,023 = 90,21

FLUJO NORMAL

ESTACION -0+060

Elevación @ 0,50

y mt	Ah mt²	Pm mt	Rh mt	F _G	Q mt³ / seg	V mt / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	21,28	54,25	0,39	11,40	45,18	2,12
0,90	49,76	59,99	0,83	43,92	174,02	3,50
1,40	80,95	65,29	1,24	93,43	370,14	4,57
1,39	80,30	64,76	1,24	92,68	367,20	4,57

ENTRADA DE DATOS

Ah	Pm
0,00	0,00
21,28	54,25
49,76	59,99
80,95	65,29
80,30	64,76

FLUJO CRITICO

ESTACION -0+060

Elevación @ 0,50

y mt	Ah mt²	T mt	A³ M⁶	2T mt	A³/2T m⁵	Q²/2g mt³ / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	21,28	54,15	9639,12	108,30	89,00	6510,44
0,90	49,76	59,78	123193,77	119,55	1030,46	6510,44
1,40	80,95	64,85	530418,14	129,70	4089,64	6510,44
1,90	113,77	65,92	1472750,17	131,85	11170,06	6510,44
1,62	95,06	65,74	859108,97	131,49	6533,74	6510,44

ENTRADA DE DATOS

Ah	T
0,00	0,00
21,28	54,15
49,76	59,78
80,95	64,85
113,77	65,92
95,06	65,74

EL REGIMEN DEL FLUJO ES

FLUJO CRITICO

ESTUDIO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Quebrada El Transito

Municipio de El transito, Departamento de San Miguel.

ELEVACIONES DEL CAUCE

Elevación máxima Hmáx = 199,76 m
 Elevación mínima Hmín = 194,60 m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Lc = 227,66 m

PENDIENTES DEL CAUCE

SR = (199,76 - 194,60)km /227,66 x 100 = 2,27%

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

n = 0,038

CAUDAL DE LA CUENCA

Qc = 357,40 mt³/seg

FACTOR HIDRÁULICO

FH = 357,40 x 0,04 / √0,023 = 90,21

FLUJO NORMAL

ESTACION -0+040

y mt	Ah mt²	Pm mt	Rh mt	FG	Q mt³ / seg	V mt / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	18,70	48,41	0,39	9,92	39,29	2,10
0,90	57,09	52,86	1,08	60,09	238,08	4,17
1,40	72,70	57,09	1,27	85,41	338,36	4,65
1,47	75,28	57,67	1,31	89,91	356,23	4,73

Elevación @ 0,50

ENTRADA DE DATOS

Ah	Pm
0,00	0,00
18,70	48,41
57,09	52,86
72,70	57,09
75,28	57,67

FLUJO CRITICO

ESTACION -0+040

y mt	Ah mt²	T mt	A³ M⁶	2T mt	A³/2T m⁵	Q²/2g mt³ / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	18,70	48,30	6537,11	96,59	67,68	6510,44
0,90	57,09	52,63	186032,51	105,26	1767,40	6510,44
1,40	72,70	56,74	384224,73	113,48	3385,72	6510,44
1,90	100,32	58,64	1009509,99	117,28	8607,54	6510,44
1,62	90,95	58,46	752279,90	116,91	6434,47	6510,44

Elevación @ 0,50

ENTRADA DE DATOS

Ah	T
0,00	0,00
18,70	48,30
57,09	52,63
72,70	56,74
100,32	58,64
90,95	58,46

EL REGIMEN
DEL FLUJO ES

FLUJO CRITICO

SECCION 0+040

ESTUDIO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Quebrada El Transito

Municipio de El transito, Departamento de San Miguel.

ELEVACIONES DEL CAUCE

Elevación máxima H_{máx} = **199,76** m
 Elevación mínima H_{mín} = **194,60** m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

L_c = **227,66** m

PENDIENTES DEL CAUCE

S_R = (199,76 - 194,60)km /227,66 x 100 = 2,27%

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

n = **0,038**

CAUDAL DE LA CUENCA

Q_c = **357,40** mt³/seg

FACTOR HIDRÁULICO

F_H = 357,40 x 0,04 / √0,023 = 90,21

FLUJO NORMAL

ESTACION -0+020

Elevación @ **0,50**

y mt	Ah mt ²	Pm mt	Rh mt	Fg	Q mt ³ / seg	V mt / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	22,39	39,76	0,56	15,27	60,51	2,70
0,90	44,88	48,87	0,92	42,41	168,01	3,74
1,40	70,50	54,30	1,30	83,90	332,40	4,72
1,90	97,98	57,54	1,70	139,72	553,54	5,65
1,49	75,07	54,85	1,37	92,54	366,62	4,88

ENTRADA DE DATOS

Ah	Pm
0,00	0,00
22,39	39,76
44,88	48,87
70,50	54,30
97,98	57,54
75,07	54,85

FLUJO CRITICO

ESTACION -0+020

Elevación @ **0,50**

y mt	Ah mt ²	T mt	A ³ M ⁶	2T mt	A ³ /2T m ⁵	Q ² /2g mt ³ / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	22,39	39,67	11230,39	79,35	141,53	6510,44
0,90	44,88	48,50	90416,07	97,01	932,05	6510,44
1,40	70,50	53,55	350328,08	107,10	3271,16	6510,44
1,90	97,98	56,39	940615,88	112,79	8339,68	6510,44
1,75	89,74	55,56	722772,72	111,11	6504,90	6510,44

ENTRADA DE DATOS

Ah	T
0,00	0,00
22,39	39,67
44,88	48,50
70,50	53,55
97,98	56,39
89,74	55,56

**EL REGIMEN
DEL FLUJO ES**

FLUJO CRITICO

SECCION 0+020

ESTUDIO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Quebrada El Transito

Municipio de El transito, Departamento de San Miguel.

ELEVACIONES DEL CAUCE

Elevación máxima Hmáx = **199,76** m
 Elevación mínima Hmín = **194,60** m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Lc = **227,66** m

PENDIENTES DEL CAUCE

$S_R = (199,76 - 194,60) / 227,66 \times 100 = 2,27\%$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

n = **0,038**

CAUDAL DE LA CUENCA

Qc = **357,40** m³/seg

FACTOR HIDRÁULICO

$F_H = 357,40 \times 0,04 / \sqrt{0,023} = 90,21$

FLUJO NORMAL

ESTACION 0-020

Elevación @ **0,50**

y mt	Ah m ²	Pm mt	Rh mt	Fg	Q m ³ / seg	V mt / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	11,12	28,79	0,39	5,89	23,35	2,10
0,90	30,13	47,54	0,63	22,23	88,09	2,92
1,40	58,82	65,84	0,89	54,56	216,16	3,67
1,90	94,27	74,68	1,26	110,12	436,26	4,63
1,76	83,70	73,69	1,14	91,11	360,96	4,31

ENTRADA DE DATOS

Ah	Pm
0,00	0,00
11,12	28,79
30,13	47,54
58,82	65,84
94,27	74,68
83,70	73,690

FLUJO CRITICO

ESTACION 0+020

Elevación @ **0,50**

y mt	Ah m ²	T mt	A ³ M ⁶	2T mt	A ³ /2T m ⁵	Q ² /2g m ³ / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	11,12	28,75	1373,18	57,50	23,88	6510,44
0,90	30,13	47,47	27360,69	94,95	288,17	6510,44
1,40	58,82	65,75	203515,37	131,50	1547,69	6510,44
1,90	94,27	74,45	837815,06	148,90	5626,62	6510,44
1,96	98,88	74,69	966833,58	149,38	6472,48	6510,44

ENTRADA DE DATOS

Ah	T
0,00	0,00
11,12	28,75
30,13	47,47
58,82	65,75
94,27	74,45
98,88	74,69

EL REGIMEN
DEL FLUJO ES

FLUJO CRITICO

ESTUDIO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Quebrada El Transito

Municipio de El transito, Departamento de San Miguel.

ELEVACIONES DEL CAUCE

Elevación máxima Hmáx = **199,76** m
 Elevación mínima Hmín = **194,60** m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Lc = **227,66** m

PENDIENTES DEL CAUCE

SR = (199,76 - 194,60)km /227,66 x 100 = 2,27%

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

n = **0,038**

CAUDAL DE LA CUENCA

Qc = **357,40** mt³/seg

FACTOR HIDRÁULICO

FH = 357,40 x 0,04 / $\sqrt{0,023}$ = 90,21

FLUJO NORMAL

ESTACION 0-040

y mt	Ah mt²	Pm mt	Rh mt	Fg	Q mt³ / seg	V mt / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	17,50	49,60	0,35	8,74	34,61	1,98
0,90	45,12	62,89	0,72	36,16	143,24	3,18
1,40	80,55	77,95	1,03	82,33	326,19	4,05
1,90	120,06	80,47	1,49	156,76	621,06	5,17
1,46	85,02	78,06	1,09	90,00	356,56	4,19

Elevación @ **0,50**

ENTRADA DE DATOS	
Ah	Pm
0,00	0,00
17,50	49,60
45,12	62,89
80,55	77,95
120,06	80,47
85,02	78,058

FLUJO CRITICO

ESTACION 0-040

y mt	Ah mt²	T mt	A³ M⁶	2T mt	A³/2T m⁵	Q²/2g mt³ / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	17,50	49,56	5357,54	99,11	54,06	6510,44
0,90	45,12	62,79	91825,41	125,58	731,23	6510,44
1,40	80,55	77,80	522632,77	155,60	3358,78	6510,44
1,90	120,06	79,93	1730679,78	159,85	10826,90	6510,44
1,66	101,09	79,18	1033057,73	158,35	6523,89	6510,44

Elevación @ **0,50**

ENTRADA DE DATOS	
Ah	T
0,00	0,00
17,50	49,56
45,12	62,79
80,55	77,80
120,06	79,93
101,09	79,18

EL REGIMEN
DEL FLUJO ES

FLUJO CRITICO

SECCION 0-040

ESTUDIO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Quebrada El Transito

Municipio de El transito, Departamento de San Miguel.

ELEVACIONES DEL CAUCE

Elevación máxima Hmáx = **199,76** m
 Elevación mínima Hmín = **194,60** m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Lc = **227,66** m

PENDIENTES DEL CAUCE

S_R = (199,76 - 194,60)km /227,66 x 100 = 2,27%

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

n = **0,038**

CAUDAL DE LA CUENCA

Q_c = **357,40** mt³/seg

FACTOR HIDRÁULICO

F_H = 357,40 x 0,04 / √ 0,023 = 90,21

FLUJO NORMAL

ESTACION 0-060

y mt	Ah mt ²	Pm mt	Rh mt	Fg	Q mt ³ / seg	V mt / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	18,47	54,52	0,34	8,98	35,56	1,93
0,90	47,36	61,87	0,77	39,63	157,02	3,32
1,40	79,84	68,40	1,17	88,50	350,64	4,39
1,90	115,60	76,84	1,50	151,78	601,34	5,20
1,42	81,20	68,67	1,18	90,80	359,73	4,43

Elevación @ **0,50**

ENTRADA DE DATOS

Ah	Pm
0,00	0,00
18,47	54,52
47,36	61,87
79,84	68,40
115,60	76,84
81,20	68,67

FLUJO CRITICO

ESTACION 0-060

y mt	Ah mt ²	T mt	A ³ M ⁶	2T mt	A ³ /2T m ⁵	Q ² /2g mt ³ / seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	18,47	54,47	6301,90	108,93	57,85	6510,44
0,90	47,36	61,73	106227,04	123,46	860,44	6510,44
1,40	79,84	68,18	508895,89	136,37	3731,78	6510,44
1,90	115,60	76,54	1544804,42	153,09	10091,09	6510,44
1,66	97,76	71,54	934294,04	143,07	6530,15	6510,44

Elevación @ **0,50**

ENTRADA DE DATOS

Ah	T
0,00	0,00
18,47	54,47
47,36	61,73
79,84	68,18
115,60	76,54
97,76	71,54

**EL REGIMEN
DEL FLUJO ES**

FLUJO CRITICO

SECCION 0-060

ESTUDIO HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE PASO

Quebrada El Transito

Municipio de El transito, Departamento de San Miguel.

ELEVACIONES DEL CAUCE

Elevación máxima Hmáx = 199,76 m
 Elevación mínima Hmín = 194,60 m

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

Lc = 227,66 m

PENDIENTES DEL CAUCE

S_R = (199,76 - 194,60)km /227,66 x 100 = 2,27%

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

n = 0,038

CAUDAL DE LA CUENCA

Q_c = 357,40 mt³/seg

FACTOR HIDRÁULICO

F_H = 357,40 x 0,04 / √0,023 = 90,21

FLUJO NORMAL

ESTACION 0-080

y mt	Ah mt ²	Pm mt	Rh mt	Fg	Q mt ³ /seg	V mt/seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	14,61	51,12	0,29	6,34	25,12	1,72
0,90	41,75	57,72	0,72	33,64	133,28	3,19
1,40	72,32	64,80	1,12	77,81	308,28	4,26
1,90	106,28	71,50	1,49	138,41	548,38	5,16
1,53	80,96	66,59	1,22	92,24	365,42	4,51

Elevación @ 0,50

ENTRADA DE DATOS

Ah	Pm
0,00	0,00
14,61	51,12
41,75	57,72
72,32	64,80
106,28	71,50
80,96	66,586

FLUJO CRITICO

ESTACION 0-080

y mt	Ah mt ²	T mt	A ³ M ⁶	2T mt	A ³ /2T m ⁵	Q ² /2g mt ³ /seg
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	14,39	51,07	2978,53	102,13	29,16	6510,44
0,90	41,75	57,54	72778,09	115,08	632,40	6510,44
1,40	72,32	64,60	378278,17	129,20	2927,85	6510,44
1,90	106,28	71,22	1200309,77	142,43	8427,13	6510,44
1,76	96,58	69,37	900868,92	138,74	6493,22	6510,44

Elevación @ 0,50

ENTRADA DE DATOS

Ah	T
0,00	0,00
14,39	51,07
41,75	57,54
72,32	64,60
106,28	71,22
96,58	69,37

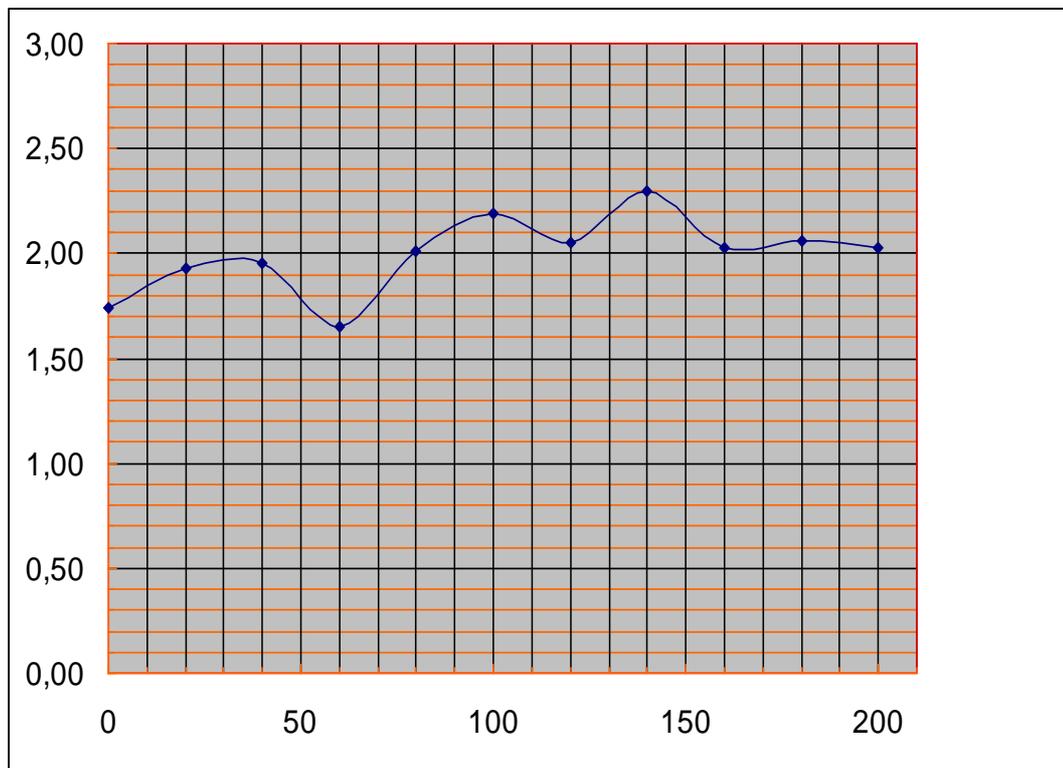
EL REGIMEN DEL FLUJO ES

FLUJO CRITICO

SECCION 0-080

CALCULO PARA EL PERFIL DE FLUJO

ESTACION	AREAi	Ei	Fi	Hi	Δ	Yc	Yc (Corregido)	V
0+100	97,23	2,26	0,002	2,00	0,18	1,57	1,74	
0+080	97,73	2,18	0,002	1,90	0,43	1,50	1,93	
0+060	95,06	2,34	0,002	2,07	0,34	1,62	1,95	
0+040	90,95	2,40	0,003	2,53	0,03	1,62	1,65	
0+020	89,74	2,56	0,003	2,20	0,25	1,75	2,01	
0+000	102,09	2,46	0,002	2,27	0,35	1,84	2,19	
0-020	98,88	2,63	0,002	2,39	0,09	1,96	2,05	
0-040	101,09	2,30	0,002	1,70	0,64	1,66	2,30	
0-060	97,76	2,34	0,002	2,09	0,37	1,66	2,02	
0-080	96,58	2,46	0,002	2,27	0,30	1,76	2,06	
0-100	93,75	2,56	-0,011	2,36	0,21	1,82	2,03	



DISEÑO DEL PUENTE

Diseño de la baranda.

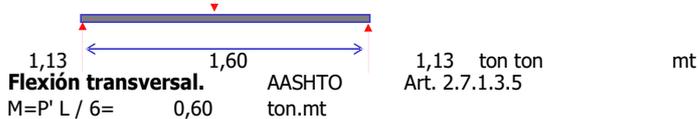
Sentido transversal.

$P' = P / 2 = 2,27 \text{ ton}$

Cortante transversal.

$V = P' = P / 2 = 2,27 \text{ ton.}$

AASHTO Art. 2.7.1.3.5



Flexión transversal.
 $M = P' L / 6 = 0,60 \text{ ton.mt}$
 AASHTO Art. 2.7.1.3.5

Sentido vertical.

Flexión vertical.

Se considerará el peso de un tubo de 4" = 16 Kg/m

Peso propio:	16,00	Kg./ mt
Carga peatonal:	74,39	Kg./ mt
C.M. =	90,39	Kg./ mt
W = C.M. =	0,09	ton / mt

Cortante vertical.

$V = W L = 0,14 \text{ ton.}$

$M = 0.1W L^2 = 0,02 \text{ ton . mt}$

AASHTO Art.2.7.1.3.5

Mt =	0,60	ton . mt
Mv =	0,02	ton . mt
Rige:	0,60	ton . mt

Vt =	2,27	ton
Vv =	0,14	ton
Rige:	2,27	ton

Diseño del tubo galvanizado.

Flexión.

Momento máximo a flexión.

AASHTO Art. 2.7.4.2 $F_b = 0.6f_y$ $f_y = 36 \text{ ksi (A.I.S.C.)}$
 $F_b = M_c / I = M / S$ $M = F_b S$

Diámetro nominal	S (tablas) plg3	S cm3	Fb = 0.66 fy kg / cm2	Mr ton mt	Momento de diseño	Diferencia Mr-M	Observación Rige:Mr-M=+
2,00	0,56	9,19	1.669,80	0,15	0,60	-0,45	
2,50	1,06	17,37	1.669,80	0,29	0,60	-0,31	
3,00	1,72	28,19	1.669,80	0,47	0,60	-0,13	
3,50	2,39	39,17	1.669,80	0,65	0,60	0,05	
4,00	3,21	52,60	1.669,80	0,88	0,60	0,27	rige
5,00	5,45	89,31	1.669,80	1,49	0,60	0,89	
6,00	8,50	139,29	1.669,80	2,33	0,60	1,72	

Diámetro nominal del tubo **4,00** pulg.

Capacidad máxima de corte.

$V = F_v I_b / Q$

Donde:

Q= Momento estático.

$F_v = 0.33 F_y$ Art.2.7.4.2

$Q = A . Y_{cg}$

Diámetro nominal plg	Diametro Externo plg	t Tablas plg	Area E $\pi R e^2$ plg2	Area I $\pi R i^2$ plg2	Y Externo $4 R e / 3 \pi$ plg	Y interno $4 R e / 3 \pi$ plg	Q Ae Ye - Ai Yi plg3
2,00	2,38	0,15	2,22	1,68	0,50	0,44	0,38
2,50	2,88	0,20	3,25	2,39	0,61	0,52	0,73
3,00	3,50	0,22	4,81	3,70	0,74	0,65	1,17
3,50	4,00	0,23	6,28	4,94	0,85	0,75	1,61
4,00	4,50	0,24	7,95	6,37	0,95	0,85	2,16
5,00	5,56	0,26	12,15	10,00	1,18	1,07	3,63
6,00	6,67	0,28	17,44	14,64	1,41	1,30	5,71

Diámetro nominal plg	Q Ae Ye - AiYi cm3	Y cg (Q/ (Ae-Ai) plg	I Tablas plg4	I cm4	Fv 0.33 fy kg / cm2
2,00	6,23	0,71	0,67	27,72	834,90
2,50	11,90	0,85	1,53	63,68	834,90
3,00	19,11	1,05	3,02	125,70	834,90
3,50	26,41	1,20	4,79	199,37	834,90
4,00	35,33	1,36	7,23	300,94	834,90
5,00	59,54	1,69	15,20	632,67	834,90
6,00	93,59	2,03	28,10	1.169,61	834,90

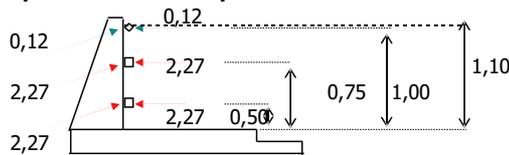
Diámetro nominal plg	b 2t cm	Vr Fv I b / Q ton	V ton	Vr-V ton	Observación Rige: Vr-V=+
2,00	0,78	2,90	2,27	0,64	
2,50	1,03	4,61	2,27	2,34	
3,00	1,10	6,02	2,27	3,76	
3,50	1,15	7,24	2,27	4,97	
4,00	1,20	8,56	2,27	6,29	Rige
5,00	1,31	11,63	2,27	9,36	
6,00	1,42	14,84	2,27	12,57	

El tubo galvanizado que cumple con ambas condiciones es de:

4,00 plg. de diámetro.

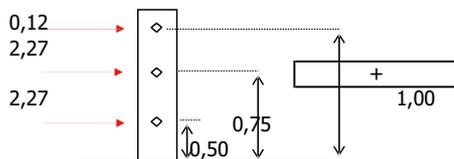
Diseño del poste.

Cargas que actúan sobre el poste.

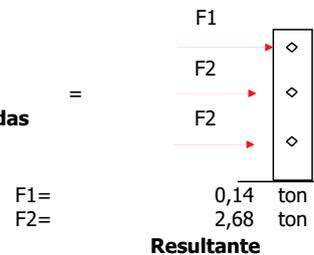


AASHTO Art. 2.7.1.3.3

Condición de carga transversal y longitudinal al poste.



Contribución de cargas distribuidas

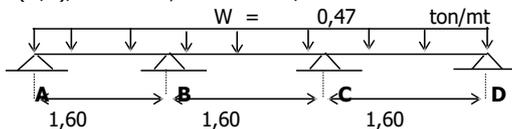


Sistema equivalente

carga longitudinal distribuida.

$P' = P / 2$

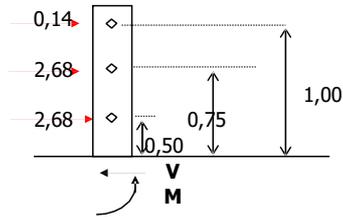
$W = (P'/2)/3L = 0,47 \text{ ton/mt}$



Cargas	Para F1	Para F2	Unidades
P'	0,12	2,27	ton
W	0,01	0,24	ton.mt
R	0,02	0,42	ton
F	0,14	2,68	ton

Cálculo en las reacciones:
 Según el AISC pag. 2-126 para este sistema $R_b = R_c = R = 1.10 W L$
 $F = P' + R$

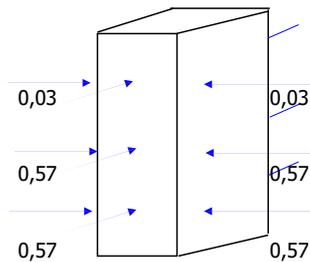
Cálculo de acciones para condición de carga transversal y longitudinal al poste.



$M = 3,50 \text{ ton mt}$
 $V = 5,51 \text{ ton}$

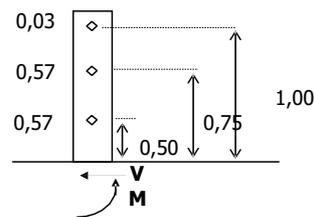
AASHTO Art. 2.7.1.3.3

Condición de carga trasera al poste.



$F1' = P' / 4 =$	0,57	ton
$F2' = WL / 4 =$	0,03	ton

Cálculo de acciones para carga trasera.



$M = 0,31 \text{ ton mt}$
 $V = 1,16 \text{ ton}$

	Momento ton mt	Cortante ton
Condición de carga transversal y longitudinal al poste.	3,50	5,51
Condición de carga trasera al poste.	0,31	1,16
Con carga:	3,50	5,51

Diseño estructural

Cálculo de constantes.

Condición de carga transversal y longitudinal al poste (frente al tráfico).

$f'c = 210,00 \text{ kg / cm}^2$
 $f_y = 2.800,00 \text{ kg / cm}^2$

$n = E_s / E_c = 9,34$

$k = n / (n + (f_s / f_c)) = 0,41$

Módulos de elasticidad

$E_c = 15000(f'c)^{0.5} = 217.370,65 \text{ kg / cm}^2$
 $E_s = 2.030.000,00 \text{ kg / cm}^2$

$j = 1 - k / 3 = 0,86$

$R = f_c k j / 2 = 14,92$

Esfuerzos admisibles

Art. 8.15.2

$f_c = 0.40 f'c = 84,00 \text{ kg / cm}^2$
 $f_s = 0.40 f_y = 1.120,00 \text{ kg / cm}^2$

Momento = 3,50 ton.mt
 ($f_c \leq 0.6 f_y$)

Pero f_s no debe exceder de:

Esfuerzo	G40	G60	Unidades
$f_s =$	20.000,00	24.000,00	lbs/plg ²
$f_s =$	1.406,14	1.687,37	kg/cm ²

$rec = 2,50$

Datos básicos del acero.		
Varilla	Diámetro(cm)	Area(cm ²)
No. 3	0,95	0,71
No. 4	1,27	1,27
No. 5	1,59	2,00
No. 6	1,91	2,85
No. 7	2,22	3,88
No. 8	2,54	5,07

Varilla	b (cm.)	h (cm.)	d (cm.)	As (cm ²)	Asmín	As nec	Cantidad
5,00	20,00	25,00	20,76	17,43	2,08	17,43	8,72
5,00	20,00	30,00	25,76	14,05	2,58	14,05	7,02
5,00	20,00	35,00	30,76	11,76	3,08	11,76	5,88
5,00	25,00	25,00	20,76	17,43	2,59	17,43	8,72
5,00	25,00	30,00	25,76	14,05	3,22	14,05	7,02
5,00	25,00	35,00	30,76	11,76	3,84	11,76	5,88
5,00	30,00	25,00	20,76	17,43	3,11	17,43	8,72
5,00	30,00	30,00	25,76	14,05	3,86	14,05	7,02
5,00	30,00	35,00	30,76	11,76	4,61	11,76	5,88
5,00	35,00	25,00	20,76	17,43	3,63	17,43	8,72
5,00	35,00	30,00	25,76	14,05	4,51	14,05	7,02
5,00	35,00	35,00	30,76	11,76	5,38	11,76	5,88
6,00	20,00	25,00	20,60	17,57	2,06	17,57	9,22
6,00	20,00	30,00	25,60	14,13	2,56	14,13	4,96
6,00	20,00	35,00	30,60	11,82	3,06	11,82	4,15
6,00	25,00	25,00	20,60	17,57	2,57	17,57	6,16
6,00	25,00	30,00	25,60	14,13	3,20	14,13	4,96
6,00	25,00	35,00	30,60	11,82	3,82	11,82	4,15
6,00	30,00	25,00	20,60	17,57	3,09	17,57	6,16
6,00	30,00	30,00	25,60	14,13	3,84	14,13	4,96
6,00	30,00	35,00	30,60	11,82	4,59	11,82	4,15
6,00	35,00	25,00	20,60	17,57	3,60	17,57	6,16
6,00	35,00	30,00	25,60	14,13	4,48	14,13	4,96
6,00	35,00	35,00	30,60	11,82	5,35	11,82	4,15
7,00	20,00	25,00	20,44	17,70	2,04	17,70	7,96
7,00	20,00	30,00	25,44	14,22	2,54	14,22	3,67
7,00	20,00	35,00	30,44	11,88	3,04	11,88	3,06
7,00	25,00	25,00	20,44	17,70	2,56	17,70	4,56
7,00	25,00	30,00	25,44	14,22	3,18	14,22	3,67
7,00	25,00	35,00	30,44	11,88	3,81	11,88	3,06
7,00	30,00	25,00	20,44	17,70	3,07	17,70	4,56
7,00	30,00	30,00	25,44	14,22	3,82	14,22	3,67
7,00	30,00	35,00	30,44	11,88	4,57	11,88	3,06
7,00	35,00	25,00	20,44	17,70	3,58	17,70	4,56
7,00	35,00	30,00	25,44	14,22	4,45	14,22	3,67
7,00	35,00	35,00	30,44	11,88	5,33	11,88	3,06
8,00	20,00	25,00	20,28	17,84	2,03	17,84	7,02
8,00	20,00	30,00	25,28	14,31	2,53	14,31	2,82
8,00	20,00	35,00	30,28	11,95	3,03	11,95	2,36
8,00	25,00	25,00	20,28	17,84	2,54	17,84	3,52
8,00	25,00	30,00	25,28	14,31	3,16	14,31	2,82
8,00	25,00	35,00	30,28	11,95	3,79	11,95	2,36
8,00	30,00	25,00	20,28	17,84	3,04	17,84	3,52
8,00	30,00	30,00	25,28	14,31	3,79	14,31	2,82
8,00	30,00	35,00	30,28	11,95	4,54	11,95	2,36
8,00	35,00	25,00	20,28	17,84	3,55	17,84	3,52
8,00	35,00	30,00	25,28	14,31	4,42	14,31	2,82
8,00	35,00	35,00	30,28	11,95	5,30	11,95	2,36

Utilizando una sección 25cm x 25 cm.y acero de refuerzo No. 8 da:

4 No. 8

Condición de carga trasera al poste.Momento= **0,31** ton.mt

Varilla	b (cm.)	h (cm.)	d (cm.)	As (cm2)	Asmín	As nec	Cantidad
4,00	20,00	25,00	20,92	1,55	2,09	2,09	1,65
4,00	20,00	30,00	25,92	1,25	2,59	2,59	2,04
4,00	20,00	35,00	30,92	1,05	3,09	3,09	2,43
4,00	25,00	25,00	20,92	1,55	2,61	2,61	2,06
4,00	25,00	30,00	25,92	1,25	3,24	3,24	2,55
4,00	25,00	35,00	30,92	1,05	3,86	3,86	3,04
4,00	30,00	25,00	20,92	1,55	3,14	3,14	2,47
4,00	30,00	30,00	25,92	1,25	3,89	3,89	3,06
4,00	30,00	35,00	30,92	1,05	4,64	4,64	3,65
4,00	35,00	25,00	20,92	1,55	3,66	3,66	2,88
4,00	35,00	30,00	25,92	1,25	4,54	4,54	3,57
4,00	35,00	35,00	30,92	1,05	5,41	5,41	4,26
5,00	20,00	25,00	20,76	1,56	2,08	2,08	1,04
5,00	20,00	30,00	25,76	1,26	2,58	2,58	1,29
5,00	20,00	35,00	30,76	1,05	3,08	3,08	1,54
5,00	25,00	25,00	20,76	1,56	2,59	2,59	1,30
5,00	25,00	30,00	25,76	1,26	3,22	3,22	1,61
5,00	25,00	35,00	30,76	1,05	3,84	3,84	1,92
5,00	30,00	25,00	20,76	1,56	3,11	3,11	1,56
5,00	30,00	30,00	25,76	1,26	3,86	3,86	1,93
5,00	30,00	35,00	30,76	1,05	4,61	4,61	2,31
5,00	35,00	25,00	20,76	1,56	3,63	3,63	1,82
5,00	35,00	30,00	25,76	1,26	4,51	4,51	2,25
5,00	35,00	35,00	30,76	1,05	5,38	5,38	2,69
6,00	20,00	25,00	20,60	1,57	2,06	2,06	0,56
6,00	20,00	30,00	25,60	1,27	2,56	2,56	0,70
6,00	20,00	35,00	30,60	1,06	3,06	3,06	0,83
6,00	25,00	25,00	20,60	1,57	2,57	2,57	0,70
6,00	25,00	30,00	25,60	1,27	3,20	3,20	0,87
6,00	25,00	35,00	30,60	1,06	3,82	3,82	1,04
6,00	30,00	25,00	20,60	1,57	3,09	3,09	0,84
6,00	30,00	30,00	25,60	1,27	3,84	3,84	1,05
6,00	30,00	35,00	30,60	1,06	4,59	4,59	1,25
6,00	35,00	25,00	20,60	1,57	3,60	3,60	0,98
6,00	35,00	30,00	25,60	1,27	4,48	4,48	1,22
6,00	35,00	35,00	30,60	1,06	5,35	5,35	1,46

Utilizando una sección 25cm x 25 cm.y acero de refuerzo No. 5 da:

2 No. 5

Diseño por cortante.

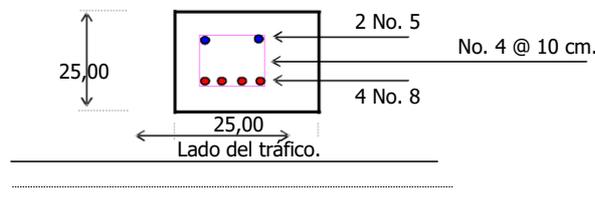
$V = 5,51 \text{ ton}$
 $v = V/bd'$
 $vc = 0.25(f'c)^{0.5}$
 $v' = v - vc$

$v - vc < 0.53(f'c)^{0.5} \implies S_{m\acute{a}x} = d/2 \text{ ó } 61 \text{ cms.}$
 $v - vc > 0.53(f'c)^{0.5} \implies S_{m\acute{a}x} = d/4 \text{ ó } 30.5 \text{ cms.}$
 $Av_{nec} = (v - vc)bs/f_s$
 $Av_{m\acute{i}n} = 3.5bs/f_y$
 Si $Av_{nec} > Av_{m\acute{i}n}$ se proporciona Av_{nec}
 Si $Av_{nec} < Av_{m\acute{i}n}$ se proporciona $Av_{m\acute{i}n}$

b (cm.)	h (cm.)	d (cm.)	v (ton.)	vc (ton.)	v' (ton.)	$0.53 f'c^{0.5}$	$S_{m\acute{a}x}$ (cm)
20,00	25,00	20,28	13,58	3,62	9,96	7,68	5,07
20,00	30,00	25,28	10,89	3,62	7,27	7,68	12,64
20,00	35,00	30,28	9,10	3,62	5,47	7,68	15,14
25,00	25,00	20,28	10,86	3,62	7,24	7,68	10,14
25,00	30,00	25,28	8,72	3,62	5,09	7,68	12,64
25,00	35,00	30,28	7,28	3,62	3,65	7,68	15,14
30,00	25,00	20,28	9,05	3,62	5,43	7,68	10,14
30,00	30,00	25,28	7,26	3,62	3,64	7,68	12,64
30,00	35,00	30,28	6,06	3,62	2,44	7,68	15,14
35,00	25,00	20,28	7,76	3,62	4,14	7,68	10,14
35,00	30,00	25,28	6,23	3,62	2,60	7,68	12,64
35,00	35,00	30,28	5,20	3,62	1,57	7,68	15,14

b (cm.)	h (cm.)	$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	Av_{nec} (cm ²)	$Av_{m\acute{i}n}$	Av_{prop}	Con No 3	Con No.4
20,00	25,00	5,00	0,89	0,13	0,89	1,42	2,54
20,00	30,00	12,50	1,62	0,31	1,62	1,42	2,54
20,00	35,00	15,00	1,47	0,38	1,47	1,42	2,54
25,00	25,00	10,00	1,62	0,31	1,62	1,42	2,54
25,00	30,00	12,50	1,42	0,39	1,42	1,42	2,54
25,00	35,00	15,00	1,22	0,47	1,22	1,42	2,54
30,00	25,00	10,00	1,45	0,38	1,45	1,42	2,54
30,00	30,00	12,50	1,22	0,47	1,22	1,42	2,54
30,00	35,00	15,00	0,98	0,56	0,98	1,42	2,54
35,00	25,00	10,00	1,29	0,44	1,29	1,42	2,54
35,00	30,00	12,50	1,02	0,55	1,02	1,42	2,54
35,00	35,00	15,00	0,74	0,66	0,74	1,42	2,54

Utilizando una sección 25cm x 25 cm. el estribo da: No. 4 @ 10 cm.



DISEÑO DEL CORDON

GEOMETRIA Y DISTRIBUCION DE CARGAS EN EL BARANDAL.

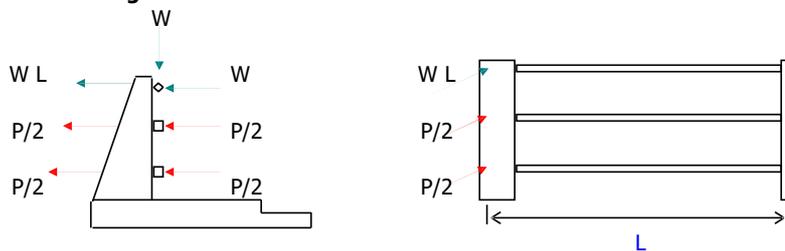
AASHTO Art. 2.7.1.2

AASHTO Art. 2.7.1.3

Dimensión del barandal					Cargas de diseño
Mínimo		Altura	Máximo		
mts.	plg		plg	mts.	
1,067	42	h			P = 10000,00 lbs
0,686	27	h2	35	0,889	P = 4,54 ton
0,381	15	h1	20	0,508	CP= 4,54 ton
					w= 50,00 lbs/pie
					w= 0,07 ton/mt.

La separación máxima entre barandas es 15 plg. (38.1 cm)

Sistema de cargas en el barandal.

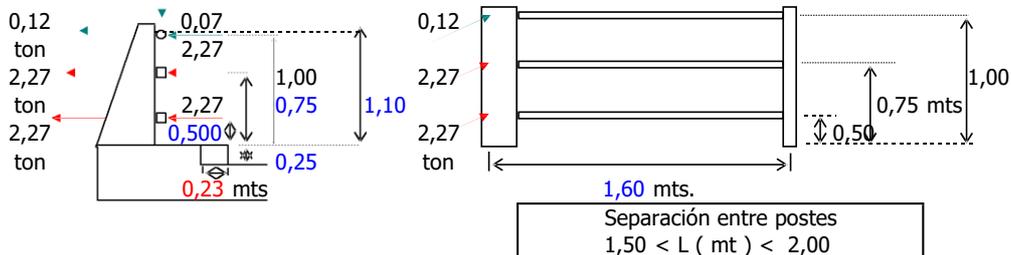


Sistema de cargas en el barandal y en el cordón.

La altura del cordón varía desde 0.20 mt. a 0.25 mts.

AASHTO Art.2.2.5

0,07 ton/mt



Cálculo del factor C para cargas.

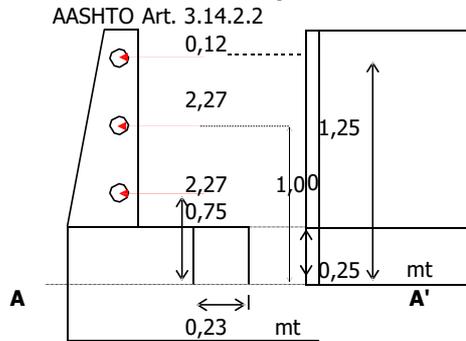
AASHTO Art. 2.7.1.3.1

Factor C: C >= 1
C = 0,81
Luego C = 1,00

Caso A (aplicada en una franja de cordón igual a la separación entre postes):

Cuando aceras , cordones y barandas de tráfico un sistema integral, las cargas de los barandales de tráfico serán aplicadas y los esfuerzos en los cordones calculados como tales (se calcula para A-A').

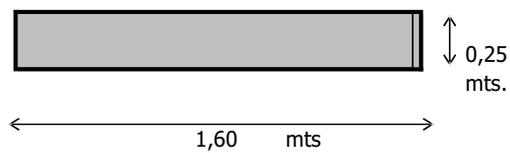
Geometría del barandal y el cordón



Acciones:

Momento en A-A:
 $M = 4,12 \text{ ton.mt}$

Cortante en A-A:
 $V = 4,65 \text{ ton}$

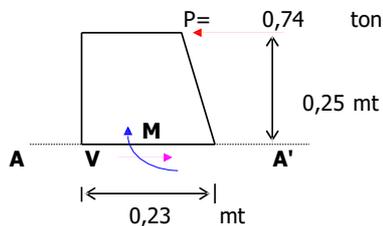


Caso B (aplicada en una franja de cordón de 1 mt de largo):

Los cordones serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor de 500 lb/pie (744 kg/mt) de cordón aplicados en la parte superior del cordón, o a una elevación de 10" (25.4 cm.) sobre el piso si el cordón es mayor de 10".

AASHTO Art. 3.14.2.1

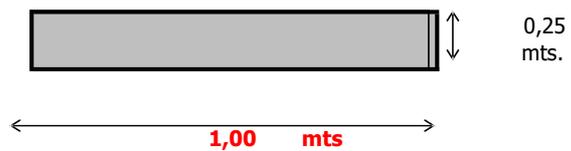
$P = 500 \text{ lbs/pie de cordón.}$



Acciones:

Momento en A-A:
 $M = h P = 0,19 \text{ ton. mt}$

Cortante de diseño
 $V = 0,74 \text{ ton}$



Acciones que controlan el diseño.

Caso	Cortante ton	Momento ton.mt	Franja mts
A	4,65	4,12	1,60
B	0,74	0,19	1,00
rige	4,65	4,12	1,60

Diseño estructural

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

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

Módulos de elasticidad

$$E_c = 15000(f'c)^{0.5} = 250998 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2030000 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles

$$f_c = 0.4f'c = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.4f_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

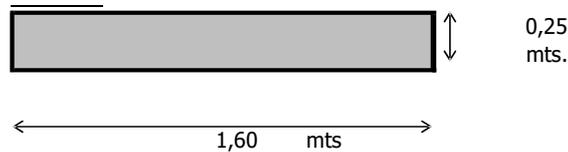
Cálculo de constantes.

$$n = E_s/E_c = 8,09$$

$$k = n/(n + (f_s/f_c)) = 0,35$$

$$j = 1 - k/3 = 0,88$$

$$R = f_c k j/2 = 17,33$$



Diámetro de varillas (cm)		Area de varillas (cm ²)	
No. 3 = 0,95	No. 6 = 1,91	No. 3 = 0,71	No. 6 = 2,85
No. 4 = 1,27	No. 7 = 2,22	No. 4 = 1,27	No. 7 = 3,88
No. 5 = 1,59	No. 8 = 2,54	No. 5 = 2,00	No. 8 = 5,07

$$rec = 5$$

Varilla	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)	As _{mín}	As _{nec}	S (cm)
3	160	25	19,52	14,21	10,41	14,21	7,99
4	160	25	19,37	14,33	10,33	14,33	14,18
5	160	25	19,21	14,45	10,24	14,45	22,15
6	160	25	19,05	14,57	10,16	14,57	31,30
7	160	25	18,89	14,69	10,07	14,69	42,26
8	160	25	18,73	14,82	9,99	14,82	54,75

Varilla	S _{suger} (cm)	Rige
3	8	
4	13	
5	20	Rige
6	30	
7	40	
8	53	

$$As_{nec} = 14,45 \text{ cm}^2$$

Usar: No. 5
@ 20

Diseño por cortante.

$V = 4,65 \text{ ton}$
 $v = V/bd'$

Esfuerzo cortante horizontal permisible.

Si al momento de construir el conjunto acera, cordón, barandal se garantiza una superficie de contacto limpia, libre de lechada, pero no intencionalmente rugosa, el esfuerzo cortante permisible es de **36 lbs/plg² ó 2.52 kg / cm²**. (1.5.29.E.5.a)

Por lo que se tiene: $v_{perm} = 2,52 \text{ kg / cm}^2$

Si v_{perm} es mayor que v basta con proporcionar el área mínima de refuerzo a una separación máxima:

$S_{max} \leq 4h$ **$S_{m\acute{a}x} < 61 \text{ cm}$**
 $S_{max} = 100 \text{ cms.}$ **$S_{m\acute{a}x} < 61 \text{ cm}$**

$R_{ige} = 50$

$A_v \text{ m\acute{in}} = 3.5bS/f_y$

Varilla	b (cm)	h (cm)	d (cm)	v(kg/cm ²)	v perm	Avmí(cm ²)	S máx
3	160	25	19,52	1,49	2,52	3,33	50
4	160	25	19,37	1,50	2,52	3,33	50
5	160	25	19,21	1,51	2,52	3,33	50
6	160	25	19,05	1,53	2,52	3,33	50
7	160	25	18,89	1,54	2,52	3,33	50
8	160	25	18,73	1,55	2,52	3,33	50

Por cortante:

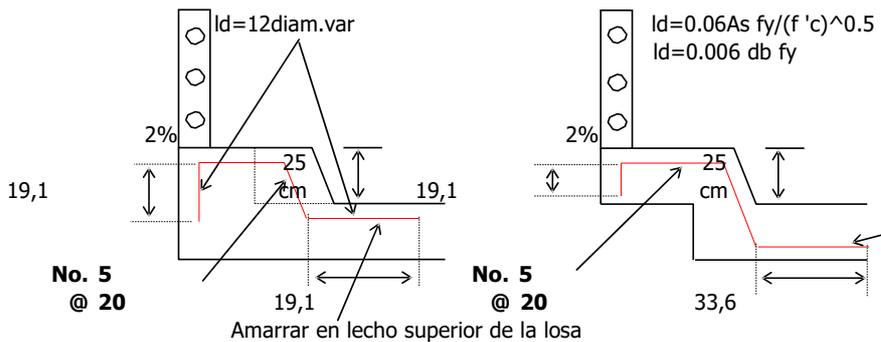
$A_s = 3,33 \text{ cm}^2$

Por Flexión:

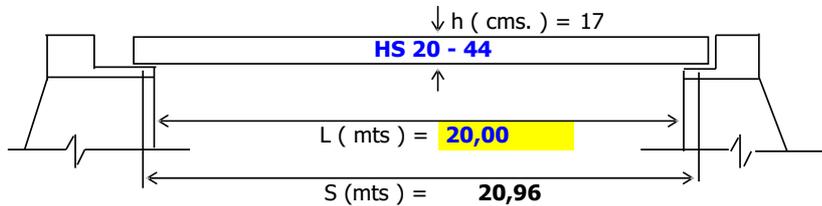
$A_s = 14,45 \text{ cm}^2$

Rige diseño por: **FLEXION**

Usar: No.5@ 20

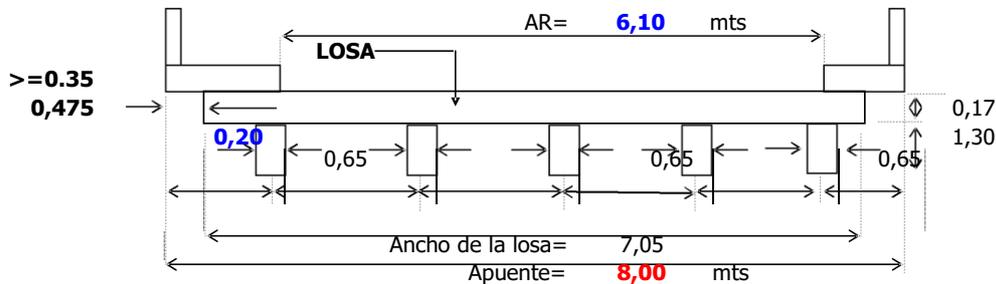


LOSA INTERMEDIA.



Longitud de losa (mts)= **21,92** mts. Ancho de apoyo propuesto= **0,96** mts.

Sección transversal del puente.



El art. 8.8 dice S es como máximo la distancia centro a centro de vigas.

Carril de diseño (mts.): **3,05**

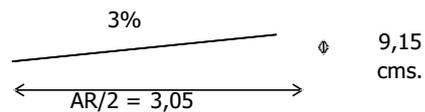
Espesor de losa **AAHSTO Art. 8.9.2**
 $h = (S + 3.05) / 30 = 15,17$ cm
 Aproximadamente = 16,00 **>16.52 cm**
 Usar h= **17,00** cm

Cargas

Carga muerta.

AAHSTO Art. 3.3.6
 Peso propio=2400 h= 408,00 kg/cm²
 Capa de rodadura= 109,80 kg/cm²
 Carga muerta= 517,80 kg/cm²

Bombeo:



Carga muerta por metro lineal de losa.

Wd= 0,52 ton/mt

Carga viva: AAHSTO Art. 3.24.3

Camión	HS15-44	HS20-44
C R	libras	libras
P	12.000	16.000

Utilizando: **HS 20 - 44**
 CR= **16.000** lbs.
 CR= **7,26** ton

Carga de impacto:

AAHSTO Art. 3.8.2

$I = 15.24 / (L + 38) = 0,39$ $I \leq 0,30$
 $I = 0,30$
 F I = Factor Impacto = 1 + I = **1,30**

Recubrimientos según la AASHTO art.

Refuerzo superior (2")= **5**
 Refuerzo inferior (1")= **2,5**

Determinación de momentos.

Momento por carga muerta.

$Md = (Wd S^2)/10 = 0,12 \text{ ton. mt/mt}$

Momento por carga viva.

Carga viva:

Camión	HS15-44	HS20 -44
C R	libras	libras
P	12.000	16.000

Utilizando: **HS 20 - 44**
 CR= **16.000** lbs.
 P= **7,26** ton

Fórmula para diseño principal perpendicular al tráfico (aplica de 2 a 24 pies).

$ML = 0.8(S+2)/32 * P$ Sistema inglés.
 $ML = 0.8(S+0.61)/9.74 * P$ Sistema métrico. **0.60 < S < 7.31mts.**
 $ML = 0.8(S+0.61)/9.74 * P = 1,26 \text{ ton mt/mt}$
 Factor de reducción cuando se tienen 3 ó mas apoyos

Impacto

$MI = I * ML = 0,38 \text{ ton mt/mt}$

Momento de diseño

AAHSTO Art. 3.22.1

$Mu = 1.3(MD + ML + MI) = 2,28 \text{ ton mt/mt}$

AAHSTO Art. 3.24.4 y Art. 3.24.3, dice que: las losas que se diseñan por momento por carga viva , se consideran satisfactorias por adherencia y cortante.

Sentido perpendicular al tráfico.

Lecho inferior.

Area de acero

$f'c = 280$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²
 $p_{min} = 0,003$
 $p_{max} = 0,025$

$A_s = M / (\phi \cdot F_y \cdot J_u \cdot d)$ (cm²/cm)

$p = A_s / b \cdot d$

Datos básicos del acero.		
Varilla	Diámetro(cm)	Area (cm ²)
No. 3	0,95	0,71
No. 4	1,27	1,27
No. 5	1,59	2,00
No. 6	1,91	2,85
No. 7	2,22	3,88
No.8	2,54	5,07

$s = Av \cdot b / A_s$ Rec= **2,5**

No. Varilla	Area	p	Separación	S. sugerida	Varrillas	qq	Observación
3	4,77	0,0034	14,9	12,5	49,4	4,43	rige
4	4,83	0,0035	26,3	25,0	25,2	4,20	
5	4,88	0,0036	41,0	40,0	16,1	3,76	
6	4,94	0,0036	57,7	57,5	11,5	4,48	
7	5,33	0,0040	72,8	72,5	9,3	4,36	
8	5,59	0,0042	90,6	90,0	7,7	4,50	

Usar varilla: **No.3 @ 10cm**

Lecho superior.

El momento de diseño es el mismo solo cambian recubrimientos.

Rec= 5

No. Varilla	Area	p	Separación	S. sugerida	Varrillas	Varrillas	qq
3	5,81	0,0050	12,2	10,0	80,00	80,00	7,13
4	5,89	0,0052	21,6	20,0	40,50	41,00	6,78
5	5,97	0,0053	33,5	32,5	25,31	26,00	6,02
6	6,06	0,0055	47,0	45,0	18,56	19,00	7,34
7	6,15	0,0056	63,1	62,5	13,64	14,00	6,49
8	6,24	0,0058	81,3	80,0	10,88	11,00	6,37

Usar varilla: **No.3 @10 cm**

Sentido paralelo al tráfico.

Lecho inferior.

Acero de distribución.

AAHSTO Art. 3.24.10.2 dice que este acero es un porcentaje del acero para momento positivo.

$\% = 220 / (S^{1/2})$ Para refuerzo principal perpendicular al tráfico(S.I.)

$\% = 121 / (S^{1/2})$ métrico.

$\% = 98,80 < = 67 \%$

$\% =$ **67,00**

$A_s = M / (\phi \cdot F_y \cdot J_u \cdot d)$ cm²/mt.

$p = A_s / b \cdot d$

$s = Av \cdot b / A_s$

Rec= 2,5

No. Varilla	Area	Separación	S. sugerida	Varrillas	Varrillas	qq	Observación
3	3,20	22,20	20,00	31,25	32,00	2,87	rige
4	3,23	39,26	37,50	17,13	18,00	3,00	
5	3,27	61,13	60,00	11,08	12,00	2,80	
6	3,31	86,10	85,00	8,12	9,00	3,50	
7	3,57	108,67	107,50	6,63	7,00	3,27	
8	3,75	135,27	135,00	5,48	6,00	3,50	

Usar varilla: **No.3 @ 20cm**

Lecho superior.

Ast= **1/8 plg²/pie** AASHTO art. 8.20.1

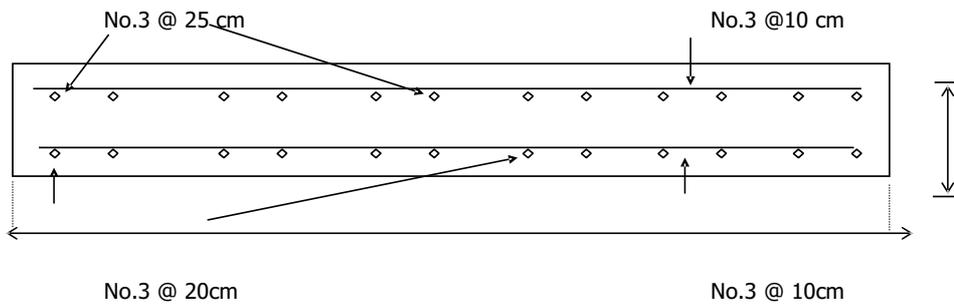
Ast= **2,64** cm²/mt.

Rec= 5

No. Varilla	Separación	S. sugerida	Varrillas	Varrillas	qq	Observación
3	26,89	25,00	32,60	33,00	2,94	riqe
4	48,11	47,50	17,63	18,00	2,98	
5	75,76	75,00	11,53	12,00	2,78	
6	107,95	107,50	8,35	9,00	3,48	
7	146,97	145,00	6,45	7,00	3,24	
8	192,05	190,00	5,16	6,00	3,48	
			Usar varilla: No.3 @ 25 cm			

La separación máxima es de 18"(45.72 cm.) AASHTO art. 8.20.2

Diseño de la losa intermedia.



**1
7
c
m
s.**

LOSA EN VOLADIZO

GEOMETRIA Y DISTRIBUCION DE CARGAS EN EL BARANDAL.

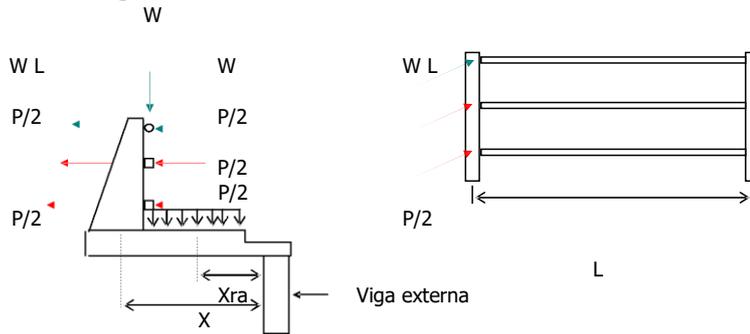
AASHTO Art. 2.7.1.2

AASHTO Art. 2.7.1.3

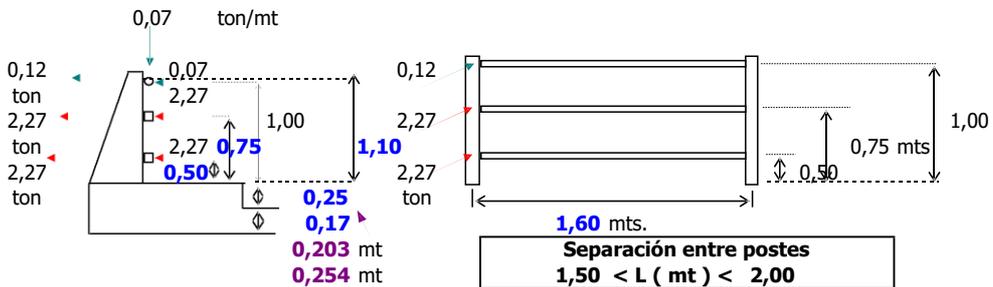
Dimension del barandal					Cargas de diseño	
Mínimo		Altura	Máximo		P =	10000,00
mts.	plg	h	plg	mts.	P =	4,54
1,067	42	h			CP=	4,54
0,686	27	h2	35	0,889	w=	50,00
0,381	15	h1	20	0,508	w=	0,07
						lbs/mt.

La separación máxima entre barandas es 15 plg. (38.1 cm)

Sistema de cargas en el barandal.



Sistema de cargas en el barandal.



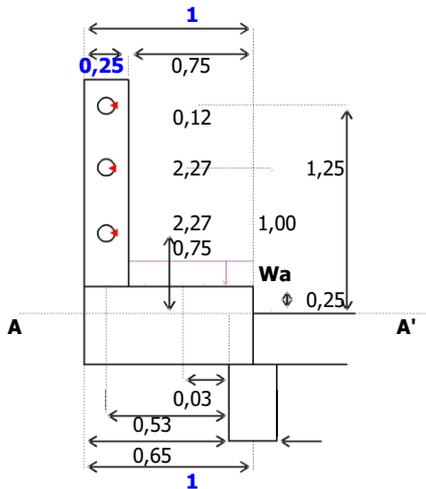
Cálculo del factor C para cargas.

AASHTO Art. 2.7.1.3.1

Factor C: C >= 1	
C=	0,81
Luego C=	1,00

Caso 1: Carga de acera y barandal.
Carga viva de barandal.

AASHTO Art. 2.7.1.3.3



Longitud efectiva.

AASHTO Art. 3.24.5.2

$$EB = 0.80X + 1.143 = \quad (\text{M.K.S.})$$

X : distancia desde centro del poste hasta el borde punto de apoyo.

$$X = 0,53 \quad \text{mts.}$$

$$EB = 1,56 \quad \text{mts.}$$

Carga viva de acera.

AASHTO Art.3.14.1

Claro		Carga (Wa)	
pie	mts.	lb/pie2	ton/mt2
0-25	0-7.62	85	0,4
25-100	7.62-30.48	60	0,3
L>100	L > 30.48	P<60	P<0.29

Utilizar la fórmula de P para hallar Wa (P=Wa)

Cuando L es mayor a 100 pies

$$P = (30 + 3000/L)(55-w)/50 \quad (\text{lb/pie}^2)$$

$$P = (1435 + 43800/L)(16.7-w)/15.2 \quad (\text{kg/mt}^2)$$

$$\text{Longitud del puente (mt)} = 20,00$$

$$L > 30.48 \text{ mts}$$

Determinación del momento de diseño.

Momentos por carga muerta

Elemento	Cantidad unidad	b mts	h mts	Altura mts	Peso espec. ton/mt	W ton	X mt
Barandas	3,00	-	-	-	0,02	0,10	0,53
Postes	2,0	0,25	0,25	1,10	2,40	0,33	0,53
Acera	-	1,000	0,25	-	2,40	0,39	0,15
Losa	-	0,65	0,17	-	2,40	0,41	0,33
S. públicos.	-	-	-	-	0,25	0,39	0,33

Momento por carga muerta

Baranda = $W_b X b =$	0,05	ton.mt
Postes = $W_p X p =$	0,17	ton.mt
Acera = $W_a X a =$	0,06	ton.mt
Losa = $W_L X L =$	0,13	ton.mt
Servicios públicos =	0,13	ton.mt
Md =	0,55	ton.mt

Momentos por carga viva

Momentos por carga viva en acera

$$W_a = 0,29 \quad \text{ton/mt}^2$$

$$M_{ac} = W_a (\text{Ancho acera}) EB X a$$

$$M_{ac} = 0,008 \quad \text{ton.mt}$$

Momentos por carga de barandal

Momento en A-A:

$$M_b = 4,12 \quad \text{ton.mt}$$

Momentos total por carga viva

$$M_L = M_{ac} + M_b = 4,13 \quad \text{ton.mt}$$

AASHTO Art. 3.8.1.2

No se aplicará impacto a cargas para acera.

Momento por acera y barandal

$$M = M_d + M_L = 4,67 \quad \text{ton.mt}$$

Determinación del cortante de diseño.

Cortante por carga muerta

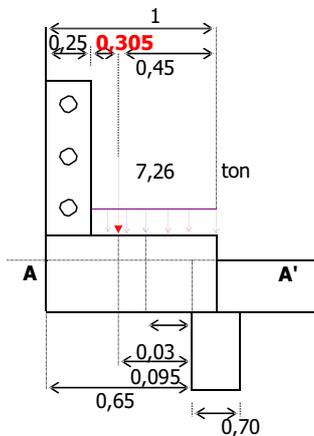
Peso de barandas=	0,10	ton
Peso de postes=	0,33	ton
Peso de aceras=	0,39	ton
Peso de losas=	0,41	ton
Servicios públicos=	0,39	ton
Vd=	1,62	ton

Cortantes por carga viva.

$VL = Wa(\text{Ancho de acera})EB$
 $VL = \mathbf{0,45}$ ton

Cortante por acera y barandal	
$V = Vd + VL =$	2,08 ton

Caso 2: Cargas de acera y rueda.



Longitud efectiva.

AASHTO Art. 3.24.5.2

Longitud de losa que resiste la carga de rueda

$ER = 0.80X + 1.143 = 1,22$ mts

Carga viva de acera.

AASHTO Art. 3.14.1

Claro		Carga (Wa)	
pie	mts.	lb/pie ²	ton/mt ²
0-25	0-7.62	85,00	0,41
25-100	7.62-30.48	60,00	0,29
L > 100	L > 30.48	P < 60	P < 0.29

Utilizar la fórmula de P para hallar Wa (P=Wa)

Cuando L es mayor a 100 pies

$P = (30 + 3000/L)(55 - w)/50$ (lb/pie²)

$P = (1435 + 43800/L)(16.7 - w)/15.2$ (kg/mt²)

Longitud del puente (mt) = 20,00

L > 30.48 mts

Carga viva de rueda trasera.

Camión	HS15-44	HS20 -44
C R	libras	libras
P	12000	16000

CR = **16.000** lbs.

CR = 7,26 ton

Determinación del momento de diseño.

Carga muerta.

Elemento	Cantidad unidad	b mts	h mts	Altura mts	Peso espec. ton/mt	W ton	X mt
Barandas	3	-	-	-	0,02	0,08	0,53
Postes	0,76	0,25	0,25	1,1	2,4	0,13	0,53
Acera	-	1	0,25	-	2,4	0,73	0,15
Losa	-	0,65	0,17	-	2,4	0,32	0,33
S. públicos.	-	-	-	-	0,25	0,30	0,33

Momentos por carga muerta

Baranda=WbXb=	0,04	ton.mt
Postes=WpXp	0,07	ton.mt
Acera=WaXac=	0,11	ton.mt
Losa=WL XL=	0,11	ton.mt
Servicios públicos=	0,10	ton.mt
Md=	0,42	ton.mt

Momentos por carga viva**Momentos por carga viva en acera**

Wa=	0,29	ton/mt ²
Mca=Wa (Ancho acera)EB Xra		
Mac=	0,01	ton.mt

Momentos por carga de rueda

Mcr=CR x=	0,69	ton.mt
-----------	------	--------

Momentos total por carga viva

ML=Mac+Mcr=	0,70	ton.mt
-------------	------	--------

Momento por impacto

MI=0.3 Mcr=	0,21	ton.mt
-------------	------	--------

Momento de diseño

$$M = Md + 1.3 M_{cr} + Mac = \mathbf{1,33} \text{ ton.mt}$$

Determinación del cortante de diseño.**Cortante por carga muerta**

Peso de barandas=	0,08	ton
Peso de postes=	0,13	ton
Peso de aceras=	0,73	ton
Peso de losas=	0,32	ton
Servicios públicos=	0,30	ton
Vd=	1,56	ton

Cortantes por carga viva.**Cortantes por carga de acera.**

Vac=Wa(Ancho de acera)ER		
Vac=	0,35	ton

Cortantes por carga de rueda.

Vcr=Cr=	7,26	ton
---------	------	-----

Cortante por impacto

VI=0.3 Vcr=	2,18	ton
-------------	------	-----

Cortantes por carga viva.

VL=Vac+Vcr=	7,61	ton
-------------	------	-----

Cortante de diseño

$$V = (Vd + 1.3Vcr + Vac) = \mathbf{11,35} \text{ ton}$$

Determinación del momento que rige el diseño.

Carga de acera y barandal.		Carga de acera y rueda.	
Momento(M1)=	4,67 ton.mt	Momento(M2)=	1,33 ton.mt
MI= M1		MII= M2. EB/ER	
M1= 4,67 ton.mt		MII= 1,71 ton.mt	

M= 4,56 ton.mt

Determinación de cortantes y momentos que rigen el diseño.

Carga de acera y barandal.		Carga de acera y rueda.	
Cortante (V1)=	2,08 ton	Cortante (V2)=	11,35 ton
VI= V1		VII= V2. EB/ER	
M1= 2,08 ton.mt		MII= 14,56 ton.mt	

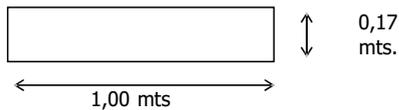
Vu= 11,43 ton

Diseño estructural

f 'c=	210	kg / cm ²	n=Es/Ec=	9,34
fy=	2800	kg / cm ²	k=n/(n+(fs/fc))=	0,41
Módulos de elasticidad			j=1-k/3=	0,86
Ec=15000(fc) ^{0.5} =	217371	kg / cm ²	R=fc k j/2=	14,92
Es=	2030000	kg / cm ²		
Esfuerzos admisibles				
fc=	84	kg / cm ²		
fs=	1120	kg / cm ²		

Acera:

Análisis para 1 mts lineal.



Sentido perpendicular al tráfico.

Lecho inferior.

Area de acero

f 'c= 210 kg/cm²
 fy= 2800 kg/cm²
 pmin= 0,005
 pmax= 0,025

M= 4,56 ton.mt
 As= M/(O. Fy. Ju .d) (cm²/cm)
 p= As / b.d

Datos básicos del acero.		
Varilla	Diámetro(cm)	Area(cm ²)
No. 3	0,9525	0,71
No. 4	1,27	1,27
No. 5	1,5875	2
No. 6	1,905	2,85
No. 7	2,2225	3,88
No. 8	2,54	5,07

Recubrimientos:

Refuerzo superior (2")= **5**
 Refuerzo inferior (1")= **2,5**

$$s= Av .b /As$$

$$Rec= 2,5$$

No. Varilla	Area	p	Separación	S. sugerida	Observación
3	14,34	0,01	4,95	0	
4	14,50	0,01	8,76	5	
5	14,67	0,01	13,63	10	rige
6	14,84	0,01	19,20	15	
7	15,02	0,01	25,84	25	
8	15,20	0,01	33,36	30	

Usar varilla: **No.5 @ 15 cm**

Lecho superior.

El momento de diseño es el mismo solo cambian recubrimientos.

Rec= 5

No. Varilla	Area	p	Separación	S. sugerida	Observación
3	17,45	0,0151	4,1	0,0	
4	17,69	0,0156	7,2	5,0	
5	17,94	0,0160	11,1	10,0	
6	18,20	0,0165	15,7	15,0	rige
7	18,46	0,0170	21,0	20,0	
8	18,74	0,0175	27,1	25,0	

Usar varilla: **No 6 @ 15 cm**

Sentido paralelo al tráfico.

Lecho inferior.

Acero de distribución.

La AASHTO en el art. 3.24.10.2 dice que este acero es un porcentaje del acero para momento positivo. y viene dado por:

$$\% = \frac{220}{(S^{1/2})} \text{ Para refuerzo principal perpendicular al tráfico (S.I.)}$$

$$\% = \frac{121}{(S^{1/2})} \text{ Metrico.}$$

$$\% = \frac{121,00}{67,00} < = 67 \%$$

$$\% = \boxed{67,00}$$

$$As = \frac{M}{(O. Fy. Ju .d)} \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

$$p = \frac{As}{b.d} \quad s = \frac{Av .b}{As} \quad \text{Rec} = 2,5$$

No. Varilla	Area	Separación	S. sugerida	Observación
3	9,61	7,4	5,0	
4	9,72	13,1	10,0	rige
5	9,83	20,3	20,0	
6	9,94	28,7	25,0	
7	10,06	38,6	35,0	
8	10,18	49,8	45,0	

Usar varilla: **No.4 @ 10 cm**

Lecho superior.

$$Ast = \frac{1}{8} \frac{plg^2}{pi} \text{ AASHTO art. 8.20.1}$$

$$Ast = \frac{2,64}{cm^2/\text{mt.}}$$

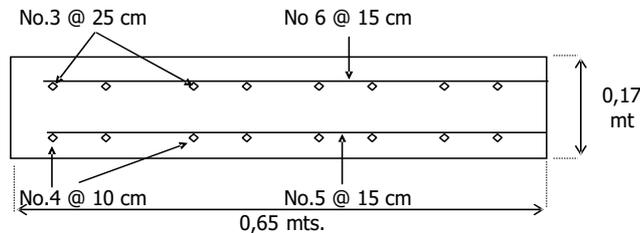
Rec= 5

No. Varilla	Separación	S. sugerida	Varrillas	Varrillas	qq	Observación
3	26,9	25,0	4,6	5	0,06	rige
4	48,1	45,0	3,0	3	0,06	
5	75,8	75,0	2,2	3	0,09	
6	108,0	105,0	1,9	2	0,10	
7	147,0	145,0	1,6	2	0,12	
8	192,0	190,0	1,5	2	0,15	

Usar varilla: **No.3 @ 25 cm**

La separación máxima es de 18" (45.72 cm.) AASHTO art. 8.20.2

Diseño de la losa en voladizo.



DIAFRAGMA

Para $L \geq 6$ pies (1.83 mts.)

Área de varillas (cm ²)				Diámetro de varillas (cm)			
No. 3 =	0,71	No. 6 =	2,85	No. 3 =	0,95	No. 6 =	1,91
No. 4 =	1,27	No. 7 =	3,88	No. 4 =	1,27	No. 7 =	2,22
No. 5 =	2,00	No. 8 =	5,07	No. 5 =	1,59	No. 8 =	2,54

Esfuerzos de diseño	
$f'c =$	280 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²

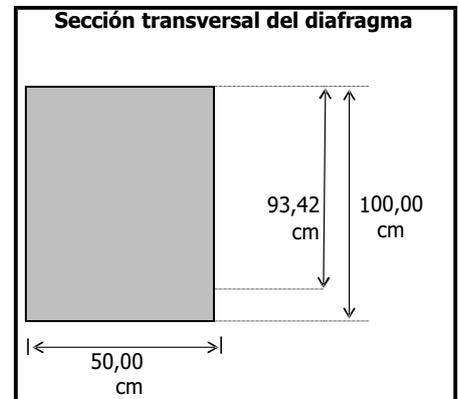
Varilla para refuerzo transversal a usar: **3**
 Su diámetro es= **0,95**
 Varilla para refuerzo longitudinal: **4**
 Su diámetro es= **1,27**
 $d = h - \text{Rec} - \text{dia. var. tran} - \text{dia. var. lon.} / 2 =$ **93,42**
 Recubrimiento= **5** cms.

L (mt) = **1,50** $1.83 < L < 3.66$ mts.

Altura de viga a rigidizar = **147,00** cms.

Altura de diafragma (h): $2 h \text{ viga} / 3 =$ 98,00 cms.
 $h =$ **100** cms.

Ancho del diafragma (b): $h/2 =$ 50
 $b =$ **50** cms.



Cargas.

Carga muerta.

$C. M. = b \cdot h \times 2.4 =$ 1,20 ton / mt. donde: b y h en metros.

Carga viva:

Camión	HS15-44	HS20 -44
C R	libras	libras
P	12.000	16.000

CR= **16.000** lbs.
 CR= 7,26 ton

Carga de impacto:

$I = 15.24 / (L + 37.5) =$ 0,39 $I \leq$ **0,30**
 $I =$ **0,30**
 $F I = \text{Factor Impacto} = 1 + I =$ **1,30**

Determinación de momentos.

Momento por carga muerta.

$Md = (w L^2) / 8 =$ **0,34** ton. mt

Momento por carga viva.

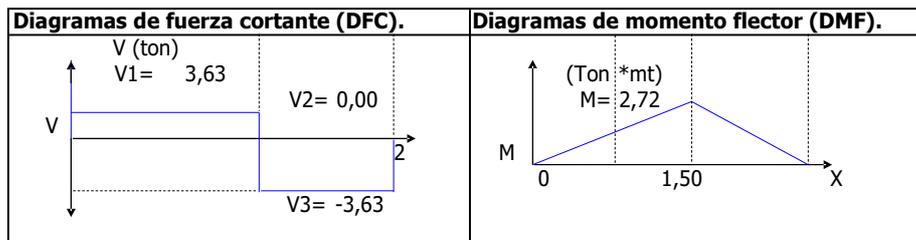
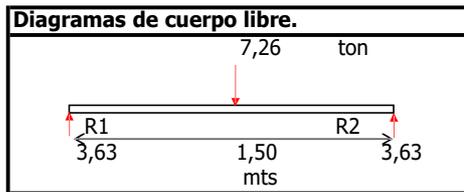
Carga viva:

Camión	HS15-44	HS20 -44
C R	libras	libras
P	12.000	16.000

CR= **16.000** lbs.
CR= **7,26** ton

M = Momento máximo= **2,72** ton*mt

R1= **3,63**
R2= **3,63**



Momento de diseño.

$Mu = 1.3 (Md + 1.67 (Mv * FI)) =$ **8,12** ton. mt

Donde:

Md= 0,34 ton. mt
Mv= 2,72 ton. mt
FI= 1,30

Acero Longitudinal.

Area de acero requerida:

Mu= **8,12** ton. mt
d= h-rec-di. var.= 93,42 cms.
 ρ min= 14/ Fy= **0,0033**
 ρ max= **0,0250**

Acero Longitudinal del diafragma lecho inferior.

					0.0033 < ρ < 0.025		
a	b	c	w1	w2	ρ1	ρ2	As
64871776,78	-109952164,04	811980,16	1,69	0,01	0,112	0,0005	15,57
					Cumple=	0,0033	> ρmin

si no cumple el menor de los dos se usa ρmin= 0,0033

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.	qq	Observación
3	21,93	22	15,62	0,39	
4	12,26	13	16,51	0,43	
5	7,78	8	16,00	0,37	
6	5,46	6	17,1	0,47	
7	4,01	5	19,4	0,47	
8	3,07	4	20,28	0,47	rige

Usar: **4No.8**

Acero Longitudinal del diafragma parte superior.

Usar Romin= **0,0033**

As= 15,57 cm².

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.	qq	Observación
3	21,93	22	15,62	0,39	
4	12,26	13	16,51	0,43	
5	7,78	8	16	0,37	
6	5,46	6	17,1	0,47	
7	4,01	5	19,4	0,47	
8	3,07	4	20,28	0,47	Rige

Usar: **4No.8**

Acero Longitudinal del diafragma parte en el alma.

Usar Romin= **10% As por flexion**

As= **1,56** cm².

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.	qq	Observación
3	2,19	3	2,13	0,05	Rige
4	1,23	2	2,54	0,07	
5	0,78	1	2	0,05	
6	0,55	1	2,85	0,08	
7	0,40	1	3,88	0,09	
8	0,31	1	5,07	0,12	

Usar: **2 No. 3**

Determinación de cortantes.

Cortante por carga muerta.

$$V_d = w L / 2 = \mathbf{0,900} \text{ ton.}$$

Cortante por carga viva.

$$V_v = P = \mathbf{7,26} \text{ ton.}$$

Cortante de diseño.

$$V_u = 1.3 (V_d + 1.67 (V_v * F_I)) = \mathbf{21,65} \text{ ton.}$$

Sentido transversal.

Area de acero requerida:

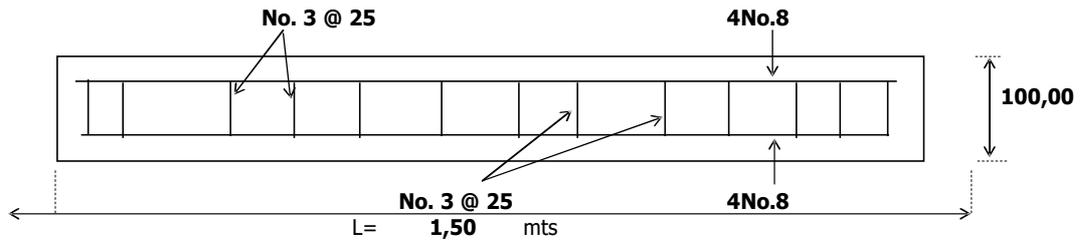
Revisión por cortante.

$\phi = 0,85$
 $V_u = 21,65$
 $\phi v_c = \phi \times 0,53 (F_c)^{1/2} b \cdot d$

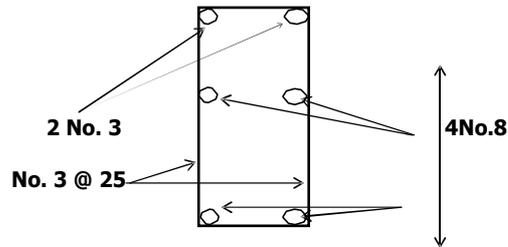
Estribo No.	d	ϕv_c	V_s	s	s sugerida	qq	Observación
3	93,41	35,21	15,95	34,93	30,0	0,223	rige
4	93,10	35,09	15,81	62,83	60,0	0,242	
5	92,78	34,97	15,67	99,49	95,0	0,249	

Usar: **No. 3 @ 25**

Sección longitudinal del diafragma



Sección transversal del diafragma



1,75

AR (mt) = 1,50
 Apun
 te
 (mt) =
 5,00

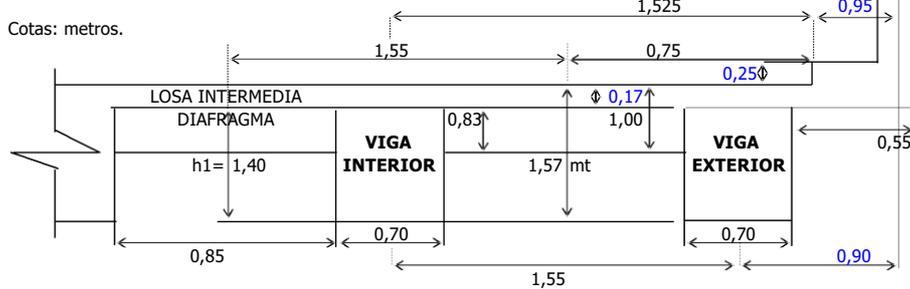
1,75

VIGAS

Claro Libre: **20,00** mts.

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Viga:</th> </tr> <tr> <td>Número de vigas:</td> <td style="text-align: right;">5</td> </tr> <tr> <td>Separación entre vigas:</td> <td style="text-align: right;">1,55 mts</td> </tr> <tr> <td>L=</td> <td style="text-align: right;">20,50 mts</td> </tr> <tr> <td>b=</td> <td style="text-align: right;">0,7 mts</td> </tr> <tr> <td>h=</td> <td style="text-align: right;">1,4 mts</td> </tr> </table>	Viga:		Número de vigas:	5	Separación entre vigas:	1,55 mts	L=	20,50 mts	b=	0,7 mts	h=	1,4 mts	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Poste:</th> </tr> <tr> <td># total de postes(Nop)=</td> <td style="text-align: right;">26</td> </tr> <tr> <td>Separación entre postes:</td> <td style="text-align: right;">1,6 mts</td> </tr> <tr> <td>b=</td> <td style="text-align: right;">0,25 mts</td> </tr> <tr> <td>h=</td> <td style="text-align: right;">0,25 mts</td> </tr> <tr> <td>Lp=</td> <td style="text-align: right;">1,10 mts</td> </tr> </table>	Poste:		# total de postes(Nop)=	26	Separación entre postes:	1,6 mts	b=	0,25 mts	h=	0,25 mts	Lp=	1,10 mts
Viga:																									
Número de vigas:	5																								
Separación entre vigas:	1,55 mts																								
L=	20,50 mts																								
b=	0,7 mts																								
h=	1,4 mts																								
Poste:																									
# total de postes(Nop)=	26																								
Separación entre postes:	1,6 mts																								
b=	0,25 mts																								
h=	0,25 mts																								
Lp=	1,10 mts																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Losa:</th> </tr> <tr> <td>Camión de diseño:</td> <td style="text-align: right;">HS 20-44</td> </tr> <tr> <td>Ancho del puente (mts):</td> <td style="text-align: right;">8,00 mts</td> </tr> <tr> <td>Ancho de carril (mts.):</td> <td style="text-align: right;">3,05 mts</td> </tr> <tr> <td>Promedio bombeo (Ybi):</td> <td style="text-align: right;">0,034 mts</td> </tr> <tr> <td>Promedio bombeo (Ybe):</td> <td style="text-align: right;">0,011 mts</td> </tr> </table>	Losa:		Camión de diseño:	HS 20-44	Ancho del puente (mts):	8,00 mts	Ancho de carril (mts.):	3,05 mts	Promedio bombeo (Ybi):	0,034 mts	Promedio bombeo (Ybe):	0,011 mts	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Barandal</th> </tr> <tr> <td>No de barandas (Nb):</td> <td style="text-align: right;">3</td> </tr> <tr> <td>Largo de barandas:</td> <td style="text-align: right;">1,6 mts.</td> </tr> </table>	Barandal		No de barandas (Nb):	3	Largo de barandas:	1,6 mts.						
Losa:																									
Camión de diseño:	HS 20-44																								
Ancho del puente (mts):	8,00 mts																								
Ancho de carril (mts.):	3,05 mts																								
Promedio bombeo (Ybi):	0,034 mts																								
Promedio bombeo (Ybe):	0,011 mts																								
Barandal																									
No de barandas (Nb):	3																								
Largo de barandas:	1,6 mts.																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Diafragma:</th> </tr> <tr> <td>b=</td> <td style="text-align: right;">0,50 mts</td> </tr> <tr> <td>h=</td> <td style="text-align: right;">1,00 mts</td> </tr> <tr> <td>L=</td> <td style="text-align: right;">0,85 mts</td> </tr> </table>	Diafragma:		b=	0,50 mts	h=	1,00 mts	L=	0,85 mts																	
Diafragma:																									
b=	0,50 mts																								
h=	1,00 mts																								
L=	0,85 mts																								

Cotas: metros.



Viga

Altura mínima= $h_{min}(\text{pies}) = (L+9)/18 = 1,291$ mts.

h = 140,00 cms.

Ancho= $h/2 = 70$ cms.

B puede ser=

b= 70

ó b= 70

b= 70 cms.

Cargas.

Carga muerta.

Carga muerta superpuesta de elementos soportantes (w'd)

Poste: $2.4 \cdot Nop \cdot b \cdot h \cdot Lp / L = 0,21$ ton/mt

Barandal= $2 \cdot wb \cdot Nb = 0,10$ ton/mt

Acera= $2.4 \cdot b \cdot h \cdot (2) = 1,14$ ton/mt

Utilidades: $2 \cdot (0.25) = 0,50$ ton/mt

1,95 ton/mt

Peso lineal de un tubo de: **4"**

wb= **10,79** lb/pie

wb= **16,05** kg/mt

Utilidades= **250** kg/mt

(Valor estimado por M.O.P.)

Carga muerta distribuida: **1,95** ton/mt

Carga muerta superpuesta sobre cada viga: 0,39 ton/mt

Carga propio(wd).

Viga interior

Peso propio: $b \cdot h1 \times 2.4 = 2,35$ ton / mt.
Peso de losa: $hlo. L \times 2.4 = 0,63$ ton / mt.
Bombeo: $Yb L \times 2.4 = 0,13$ ton / mt.
 Carga muerta sobrepuesta = 0,39 ton / mt.
W = 3,50 ton / mt.

P:
 Diafragma: $2.4 b h L = 1,02$ ton.

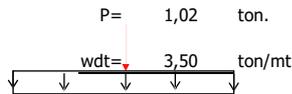
Viga exterior

Peso propio: $b \cdot h1 \times 2.4 = 2,35$ ton / mt.
Peso de losa: $hlo. S \times 2.4 = 0,000$ ton / mt.
Bombeo: $Yb L \times 2.4 = 0,020$ ton / mt.
 Carga muerta sobrepuesta = 0,39 ton / mt.
W = 2,76 ton / mt.

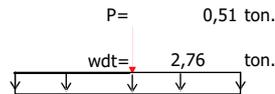
P:
 Diafragma: $2.4 b h L/2 = 0,51$ ton.

Carga muerta total (wdt=wd + w'd).

Viga interior



Viga exterior



Carga viva:

Camión tipo

Carga por eje	HS15-44 libras	HS20 -44 libras
P	24.000	32.000

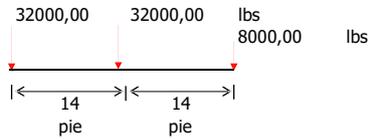
Camión: HS 20-44	
CR=	32.000 lbs.
CR=	14,51 ton

Carril de carga

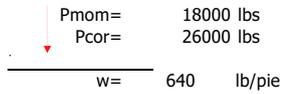
	Pcortante lbs	Pmomento lbs	w lbs / pie
HS 15 -44	19500	13500	480
HS 20 -44	26000	18000	640

Cargas	HS 20-44
Pc=	26000 lbs
Pm=	18000 lbs
w=	640 lbs / pie

Distribuciones por eje
 Camión tipo: HS 20-44



Carril de carga:



Factor de reducción por intensidad de carga (FIC)

# carriles	FIC
1 a 2	1,00
3	0,90
4	0,75

FIC = 1,00

Factor de reducción por carga de rueda

Carga de rueda = FR = 0,5

FR = 0,50

Distribuciones por medio carril (Carga de rueda)

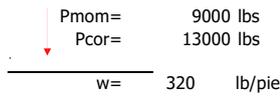
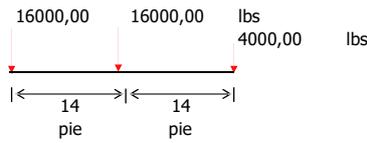
Factor de reducción: FRF = FIC · FR = 0,5

FRF = 0,5

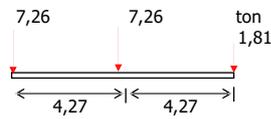
Distribuciones medio carril

Camión tipo:

Carril de carga:

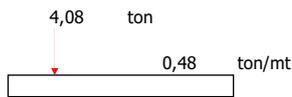
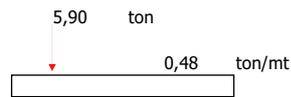


Camión tipo:



Carga por medio carril para cortante

Carga por medio carril para momento



Distribución de cargas de rueda para vigas internas.

La carga viva de las vigas longitudinales debe ser factorizada por un factor de rueda debido a la distribución de las cargas de rueda en las vigas longitudinales, dicho factor se obtiene de la tabla 3.23.1: Para un puente con un carril de tráfico y sobre vigas T de concreto, el factor de rueda es igual a S/6 pie, pero si S excede de los 6 pies, (S/1.829 mt)

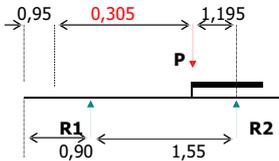
fr = 0,847

Distribución de cargas de rueda para vigas externas.

1. Condición carga de tráfico mas carga peatonal.

Por carga de tráfico.

Carga P colocada a un pie del rostro del cordón.



Cálculo de acciones:

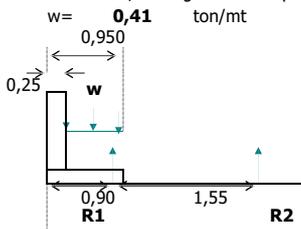
$$R1 = 11,19 \text{ ton}$$

$$fr = R1/P$$

$$fr = 0,77$$

Por carga peatonal

Según el art. 3.14.1, la carga de acera para viga exterior es de 85 lb/pie²



Carga de acera	
lb/pie ²	kg/mt ²
85,0	414,8

Cálculo de acciones:

$$R1 = 0,36$$

$$fr = R1/w$$

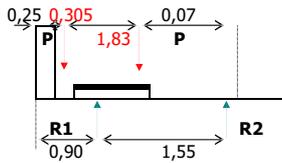
$$fr = 0,858$$

2. Condición de carga por accidente

Carga P colocada a un pie del rostro del barandal.

$$P = CR = 14,51 \text{ ton}$$

Cálculo de acciones:



$$R1 = 18,36 \text{ ton}$$

$$fr = R1/P$$

$$fr = 1,265$$

Cálculo de acciones.

Cálculo de acciones debido a la carga muerta.

Cortante para carga muerta

$$R1 = P/2 + Wdt \cdot L/2$$

$$V = R1 - Wdt \cdot x \text{ (para } x < L/2)$$

R1 para viga interior

P=	1,02	ton.
wdt=	3,50	ton.mt
L=	20,50	mt.
R1=	36,39	ton

Momento para carga muerta

$$M = R1 \cdot x - (wdt \cdot x^2)/2$$

R1 para viga exterior

P=	0,51	ton.
wdt=	2,76	ton.mt
L=	20,50	mt.
R1=	28,56	ton

Acciones debido a la carga muerta.		
Viga interior		
x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt
0,00	36,39	0,00
1,03	32,80	35,46
2,05	29,21	67,24
3,08	25,63	95,35
4,10	22,04	119,78
5,13	18,45	140,53
6,15	14,86	157,60
6,83	12,47	166,94
7,18	11,27	170,99
8,20	7,69	180,71
9,23	4,10	186,75
10,25	0,51	189,11

(L/5)
(L/4)
(L/3)
(L/2)

Acciones debido a la carga muerta.		
Viga exterior		
x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt
0,00	28,56	0,00
1,03	25,73	27,82
2,05	22,90	52,74
3,08	20,07	74,76
4,10	17,24	93,88
5,13	14,41	110,10
6,15	11,58	123,42
6,83	9,69	130,68
7,18	8,75	133,83
8,20	5,92	141,35
9,23	3,09	145,96
10,25	0,25	147,67

Acciones para carga viva debido al camión tipo.

$$\text{Rapoyo} = P/2 + P/2(1 - 4.27/L) + P/8$$

$$V = P/2(1 - x/L) + P/2(1 - (x + 4.27)/L) + P/8(1 - (x + 8.54)/L)$$

$$\text{Momento de 0 hasta } L/3 \quad L/3 = 6,83$$

$$M = P1x(L-x)/L + P1x(L-x-4.27)/L + P2x(L-x-8.54)/L$$

Momento de L/3 hasta L/2

$$M = P1 \cdot x \cdot (2L - 2x - 4.27)/L + P2(L-x)(x - 4.27)/L$$

p1=	7,26
p2=	1,81
s=	4,27
L=	20,50

Acciones debido a la carga viva del camión tipo.						
x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt	Impacto para cortante (I)	Impacto para		
				rige	momento	rige
0,00	14,06	0,00	0,26	0,30	0,26	0,30
1,03	13,25	13,58	0,27	0,30	0,26	0,30
2,05	12,43	25,48	0,27	0,30	0,26	0,30
3,08	11,61	35,71	0,27	0,30	0,26	0,30
4,10	10,80	44,27	0,28	0,30	0,26	0,30
5,13	9,98	51,15	0,29	0,30	0,26	0,30
6,15	9,16	56,36	0,29	0,30	0,26	0,30
6,83	8,62	58,90	0,29	0,30	0,26	0,30
7,18	8,35	60,28	0,30	0,30	0,26	0,30
8,20	7,53	63,30	0,30	0,30	0,26	0,30
9,23	6,71	64,65	0,31	0,30	0,26	0,30
10,25	5,90	64,33	0,32	0,30	0,26	0,30

64,73032624

11,48861789

Acciones para carga viva debido carril de carga.

Cortante

$$Ra = P + w \cdot L/2$$

P= 5,90 ton
 w= 0,48 ton/mt
 L= 20,50 mt
 Ra= 10,78 ton

Momento

P= 4,08 ton
 w= 0,48 ton/mt
 L= 20,50 mt
 Ra= 8,96 ton

$$V = P(L-x)/L + (w(L-x)^2)/2L$$

$$M = wLx/2 + Px(L-x)/L - (wx^2)/2$$

Acciones debido al carril de carga.		
x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt
0,00	10,78	0,00
1,03	10,01	8,73
2,05	9,26	16,54
3,08	8,54	23,43
4,10	7,84	29,40
5,13	7,17	34,45
6,15	6,52	38,58
6,83	6,10	40,83
7,18	5,89	41,80
8,20	5,29	44,09
9,23	4,72	45,47
10,25	4,17	45,93

Acciones para carga viva debido a carga peatonal.

Cortante

w= 0,415 ton/mt
 L= 20,50 mt

Momento

$$V = w(L-x)/2$$

$$M = w((L-x)x)/L/2$$

Acciones debido a la carga peatonal.

Cortantes para revisión de estribos.

x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt	Viga	VD	VL	VL	VL
0,00	4,25	0,00	Interior	36,39	14,06	10,78	4,25
1,03	4,04	4,14	Exterior	28,56	Camión tipo	Carril de carga	Peatonal
2,05	3,83	7,84					
3,08	3,61	11,11					
4,10	3,40	13,95					
5,13	3,19	16,34					
6,15	2,98	18,30					
6,83	2,83	19,37					
7,18	2,76	19,83					
8,20	2,55	20,92					
9,23	2,34	21,57					
10,25	2,13	21,79					

Cortante por carga viva para viga exterior.							
x mt	Factor= 1,265		Factor= 0,771		Factor= 0,858 Peatonal	Factor= 0,847	
	Camión Tipo	Carril de Carga	Camión Tipo	Carril de Carga		Camión Tipo	Carril de Carga
	0,00	17,79	13,63	10,84	8,31	3,65	14,49
1,03	16,76	12,66	10,21	7,72	3,47	13,68	11,18
2,05	15,73	11,71	9,58	7,14	3,28	12,87	10,42
3,08	14,69	10,80	8,95	6,58	3,10	12,06	9,68
4,10	13,66	9,92	8,32	6,05	2,92	11,24	8,96
5,13	12,63	9,07	7,70	5,53	2,74	10,43	8,26
6,15	11,59	8,25	7,07	5,03	2,55	9,62	7,58
6,83	10,91	7,72	6,65	4,70	2,43	9,08	7,14
7,18	10,56	7,46	6,44	4,55	2,37	8,81	6,92
8,20	9,53	6,70	5,81	4,08	2,19	8,00	6,27
9,23	8,49	5,97	5,18	3,64	2,01	7,18	5,65
10,25	7,46	5,27	4,55	3,21	1,82	6,37	5,04

Cortante por carga viva para viga interior.			
x mt	Factor= 0,847		Rige
	Camión Tipo	Carril de Carga	
0,00	11,92	9,13	6,86
1,03	11,23	8,48	6,34
2,05	10,53	7,85	5,83
3,08	9,84	7,24	5,31
4,10	9,15	6,64	4,79
5,13	8,46	6,07	4,27
6,15	7,77	5,52	3,75
6,83	7,30	5,17	3,40
7,18	7,07	5,00	3,23
8,20	6,38	4,49	2,71
9,23	5,69	4,00	2,45
10,25	5,00	3,53	2,19

Momento por carga viva para viga exterior.							
x mt	Factor= 1,265		Factor= 0,771		Factor= 0,858 Peatonal	Factor= 0,847	
	Camión Tipo	Carril de Carga	Camión Tipo	Carril de Carga		Camión Tipo	Carril de Carga
	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,03	17,18	11,04	10,47	6,73	3,55	14,02	10,28
2,05	32,24	20,92	19,65	12,75	6,73	26,38	19,48
3,08	45,18	29,64	27,53	18,06	9,54	37,07	27,60
4,10	56,00	37,19	34,13	22,67	11,97	46,10	34,63
5,13	64,71	43,58	39,44	26,56	14,02	53,46	40,58
6,15	71,30	48,81	43,45	29,75	15,71	59,16	45,45
6,83	74,52	51,65	45,42	31,48	16,62	62,03	48,10
7,18	76,26	52,88	46,48	32,23	17,01	63,49	49,24
8,20	80,09	55,79	48,81	34,00	17,95	66,76	51,95
9,23	81,79	57,53	49,85	35,06	18,51	68,36	53,57
10,25	81,38	58,11	49,60	35,42	18,70	68,30	54,11

Momento por carga viva para viga interior.			
x mt	Factor= 0,847		Rige
	Camión Tipo	Carril de Carga	
0,00	0,00	0,00	0,00
1,03	11,51	7,40	2,66
2,05	21,59	14,01	4,89
3,08	30,26	19,85	6,69
4,10	37,51	24,91	8,04
5,13	43,35	29,19	8,96
6,15	47,76	32,70	9,45
6,83	49,92	34,60	9,53
7,18	51,08	35,42	9,74
8,20	53,65	37,37	10,09
9,23	54,79	38,54	10,01
10,25	54,51	38,93	9,49

Cortante de diseño en viga interior					
x (mts)	Vd (ton)	VL (ton)	Vi (ton)	V (ton)	Vu (ton)
0,00	36,39	6,86	2,06	45,31	66,67
1,03	32,80	6,34	1,90	41,04	60,54
2,05	29,21	5,83	1,75	36,79	54,43
3,08	25,63	5,31	1,59	32,53	48,30
4,10	22,04	4,79	1,44	28,26	42,17
5,13	18,45	4,27	1,28	24,00	36,04
6,15	14,86	3,75	1,13	19,74	29,90
6,83	12,47	3,40	1,02	16,89	25,81
7,18	11,27	3,23	0,97	15,47	23,77
8,20	7,69	2,71	0,81	11,21	17,64
9,23	4,10	2,45	0,74	7,28	12,24
10,25	0,51	2,19	0,66	3,36	6,84

Viga Interior

Resumen cortantes	
Punto	Vu(ton)
Apoyo	29,76
L/5	19,89
L/4	17,41
L/3	13,28
L/2	6,50

Cortante de diseño en viga exterior					
x (mts)	Vd (ton)	VL (ton)	Vi (ton)	V (ton)	Vu (ton)
0,00	28,56	14,39	4,32	47,27	77,74
1,03	25,73	13,57	4,07	43,37	71,75
2,05	22,90	12,76	3,83	39,49	65,78
3,08	20,07	11,94	3,58	35,59	59,79
4,10	17,24	11,13	3,34	31,71	53,82
5,13	14,41	10,31	3,09	27,81	47,83
6,15	11,58	9,50	2,85	23,93	41,86
6,83	9,69	8,96	2,69	21,34	37,88
7,18	8,75	8,69	2,61	20,04	35,90
8,20	5,92	7,87	2,36	16,15	29,90
9,23	3,09	7,06	2,12	12,26	23,94
10,25	0,25	6,24	1,87	8,37	17,94

(1/5)

Momento de diseño en viga interior						
x (mts)	Md (ton)	ML (ton)	Mi (ton)	M (ton)	Mu (ton)	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1,03	35,46	2,66	0,80	38,92	53,61	
2,05	67,24	4,89	1,47	73,60	101,22	
3,08	95,35	6,69	2,01	104,05	142,83	
4,10	119,78	8,04	2,41	130,23	178,40	
5,13	140,53	8,96	2,69	152,17	207,97	
6,15	157,60	9,45	2,84	169,88	231,55	
6,83	166,94	9,53	2,86	179,33	243,91	
7,18	170,99	9,74	2,92	183,66	249,78	
8,20	180,71	10,09	3,03	193,83	263,40	
9,23	186,75	10,01	3,00	199,76	271,03	
10,25	189,11	9,49	2,85	201,45	272,63	
Viga Interior						
Resumen momentos						
					Punto	Vu(ton)
					Apoyo	0,00
					L/5	36,78
					L/4	41,83
					L/3	46,61
					L/2	49,30
Momento de diseño en viga exterior						
x (mts)	Md (ton)	ML (ton)	Mi (ton)	M (ton)	Mu (ton)	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
1,03	27,82	4,18	1,25	33,26	47,97	
2,05	52,74	7,68	2,30	62,73	90,24	
3,08	74,76	10,49	3,15	88,40	126,80	
4,10	93,88	12,62	3,79	110,29	157,66	
5,13	110,10	14,06	4,22	128,38	182,81	
6,15	123,42	14,82	4,45	142,68	202,27	
6,83	130,68	14,95	4,49	150,12	212,08	
7,18	133,83	15,29	4,59	153,71	217,13	
8,20	141,35	15,84	4,75	161,94	228,46	
9,23	145,96	15,71	4,71	166,38	234,09	
10,25	147,67	14,89	4,47	167,03	234,00	

Diseño estructural.

Diseño a flexión.

Momento que desea evaluar:

Mu= 49,30 ton. mt

Área de varillas (cm ²)		Diámetro de varillas (cm)	
No. 3 = 0,71	No. 6 = 2,85	No. 3 = 0,95	No. 6 = 1,91
No. 4 = 1,27	No. 7 = 3,88	No. 4 = 1,27	No. 7 = 2,22
No. 5 = 2,00	No. 8 = 5,07	No. 5 = 1,59	No. 8 = 2,54

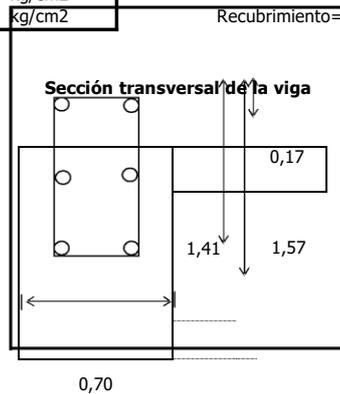
Varilla para refuerzo transversal a usar: **3**
Su diámetro es= **0,95**

Varilla para refuerzo longitudinal: **8**

Su diámetro es= **2,54**
d=0.90 h= 141,30 cms.

Esfuerzos de diseño	
f 'c=	280 kg/cm ²
fy=	4200 kg/cm ²

Recubrimiento= **5** cms.



1o. Chequear si la viga trabaja como rectangular:

En la viga:

f 'c= 280 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²
B1= 0,85

En la losa:

f 'c= 280 kg/cm²
fy= 4200 kg/cm²
B1= 0,85

b = 1,55 mts.
b' = b Elosa/Eviga= 1,55 mts.

Sentido longitudinal.

Area de acero requerida:

Mu= 49,30 ton. mt
 Peralte efectivo= h-rec-di. var.=
 RO min= 14/ Fy= 0,0033
 RO max= 0,025

Hierro longitudinal de la viga lecho inferior.

REC= 4 cms.

Usando: No.4					0.005 < Ro < 0.025		
a	b	c	w1	w2	RO1	RO2	As
4,60E+08	-7,80E+08	4930000	1,69	0,01	0,113	0,000	72,27
					Cumple=	0,0033	> Romin

$Rn = Mu / Obd^2$

Rn= 1,77

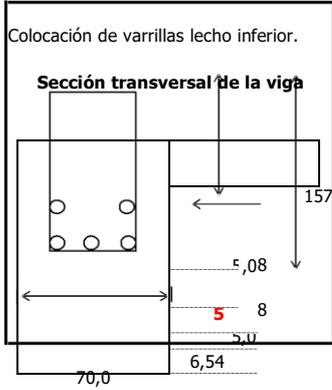
$p = (0.85 Fc / fy) / (1 - (1 - 2Rn) / (0.85 Fc))^{.05}$

p= 0,000

As= 9,26

Usando No. 8= 1,83 varillas si da muy alto usar fy=4200

Cantidad de varillas No. 8= 4



Numero de juegos: 2
 Varilla No.= 8
 Area= 5,07
 diámetro= 2,54

		y1	y2	A1y1	A2y2
lecho 1	8	147,92		5999,6352	
lecho2	5		142,84		3620,994
				Atotal=	65,91

d verdadero= 145,97 cms.	o.k.
d usado= 141,30	

Profundidad del bloque rectangular equivalente.

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f'_c b')$$

$$a = 8,228647059 \text{ cms.}$$

$$c = a / B1$$

$$c = 9,68 \text{ cms.}$$

$$H_{losa} = 17 \text{ cms.}$$

Si H_{losa} es mayor que c trabaja como viga rectangular.

Hierro longitudinal adicional.

Acero en el patín superior de la viga, para que soporte el peso propio y la carga sobrepuesta.

$$A_s = 1.2 M_{cr} / f_s j d$$

$$n = E_s / E_c = 8,09$$

Módulos de elasticidad

$$E_c = 15000 (f'_c)^{0.5} = 250998 \text{ kg / cm}^2$$

$$k = n / (n + (f_s / f'_c)) = 0,350$$

$$E_s = 2030000 \text{ kg / cm}^2$$

$$j = 1 - k / 3 = 0,883$$

Esfuerzos admisibles Art. 8.15.2

$$f_c = 0.40 f'_c = 112 \text{ kg / cm}^2$$

$$R = f_c k j / 2 = 17,33$$

$$f_s = 0.40 f_y = 1680 \text{ kg / cm}^2 \quad (f_c \leq 0.6 f_y)$$

Pero f_s no debe exceder de:

Esfuerzo	G40	G60	Unidades
$f_s =$	20000	24000	lbs/plq ²
$f_s =$	1406,14	1687,37	kg/cm ²

$$f_r = 7.5 (f'_c)^{0.5} \text{ (inglés)}$$

$$f_r = 33,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = (bh^3) / 12$$

$$I_g = 1,60E+07 \text{ cm}^4$$

$$y_t = d - c$$

$$y_t = 136,29$$

$$M_{cr} = f_r I_g / y_t$$

$$M_{cr} = 3908330,50 \text{ kg.cm}$$

$$A_s = 21,65 \text{ cm}^2$$

Varilla No.	# de	Aproximado	Area sumin.
3	30,50	31	22,01
4	17,05	18	22,86
5	10,83	11	22,00
6	7,60	8	5,68
7	5,58	6	7,62
8	4,27	5	10,00

Usar= **6 No. 4**

diametro= **2,54**

Hierro longitudinal de la viga en caras laterales

Usar A's: 10% del refuerzo del lecho inferior.

$$A_s = 6,59 \text{ cm}^2$$

Varilla No.	# de	Aproximado	Area sumin.
3	9,28	10	7,10
4	5,19	6	7,62
5	3,30	4	8,00
6	2,31	3	8,55
7	1,70	2	7,76
8	1,30	2	10,14

O.K. donde me de 4 a 6 varillas.

S_{max}=0.305 mts.

Usando 6 varillas:

$$s = 24,15$$

Usando 4 varillas:

$$s = 38,59$$

Usar: **4 No. 5**
Separación: **15**

Acero corrido

Acero corrido=A necesario/3

$$A_s = 21,97 \text{ cm}^2$$

varillas= 4,3

varillas= **5** varillas corridas.

Capacidad nominal de varillas.

Cantidad	No. 6	No. 7	No. 8
1	15,282	20,805	27,185
2	30,563	41,609	54,371
3	45,845	62,414	81,556
4	61,127	83,218	108,741
5	76,408	104,023	135,927
6	91,690	124,827	163,112
7	106,972	145,632	190,297
8	122,254	166,436	217,483
9	137,535	187,241	244,668
10	152,817	208,046	271,853
11	168,099	228,850	299,039
12	183,380	249,655	326,224
13	198,662	270,459	353,409
14	213,944	291,264	380,595
15	229,225	312,068	407,780
16	244,507	332,873	434,965
17	259,789	353,677	462,151
18	275,071	374,482	489,336
19	290,352	395,287	516,521
20	305,634	416,091	543,707

Resumen momentos	
Punto	Mu (ton)
Apoyo	0,00
L/5	36,78
L/4	41,83
L/3	46,61
L/2	49,30

Sentido transversal.

Area de acero requerida:

Revisión por cortante.

$$O = 0,85$$

$$Ovc = O \times 0.53 (F_c)^{(1/2)} b \cdot d$$

Usando estribo No. 3

Estribo No.	d	Ovc	Vu	Vs	s	s sugerida	Observación
Apoyo	145,97	77,0	29,76	-55,6	-15,7	-15,0	rige
1/5	145,97	77,0	19,89	-67,2	-13,0	-12,5	
1/4	145,97	77,0	17,41	-70,1	-12,4	-10,0	
1/3	145,97	77,0	13,28	-75,0	-11,6	-10,0	
1/2	145,97	77,0	6,50	-83,0	-10,5	-10,0	

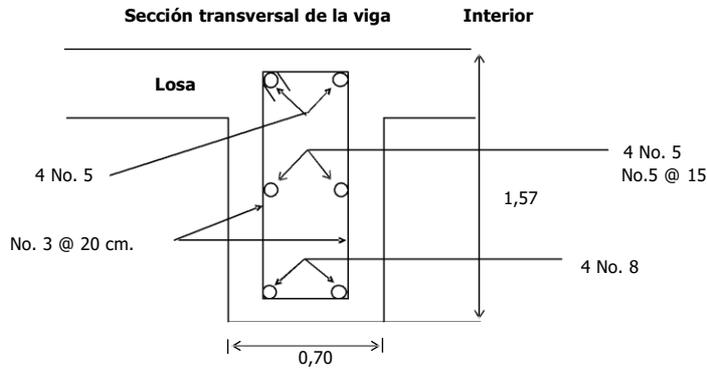
Separación máxima=

$$d/2 = 72,98 \text{ cms.}$$

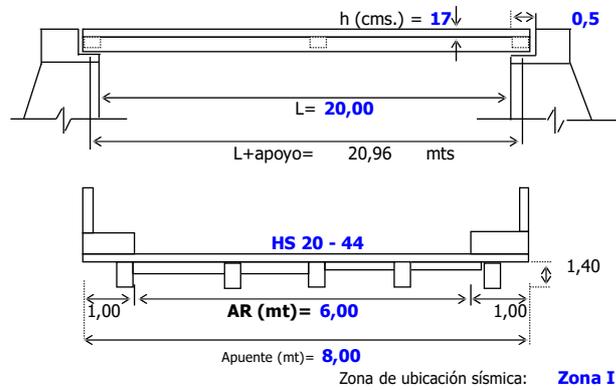
$$24 \text{ pulg} = 60,96 \text{ cms.}$$

$$S_{max} = A_s f_y / 3.5 b = 24,34 \text{ cms.}$$

Usar: **No. 3 @ 20 cm.**



DISEÑO DEL MURO.

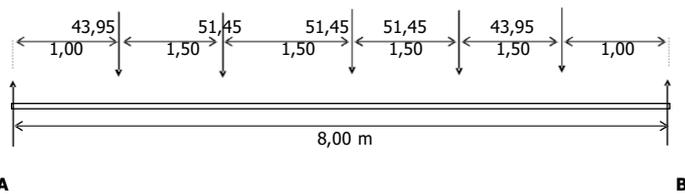


Diseño del cabezal: Solera de coronamiento.

Cortantes:

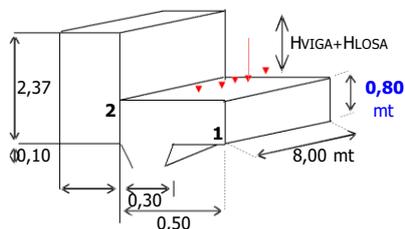
	INTERIOR	EXTERIOR
Vd	37,34	29,84
VL	14,11	14,11

Viga interior: **51,45** ton Separación entre vigas: **1,5** mts.
 Viga exterior: **43,95** ton



Punto	Cortante (ton)
A	121,13
V1	121,13
V2	77,18
V3	25,73
V4	-25,73
V5	-77,18
B	121,13

Vu= 121,13 ton



Area de acero

$F_c = 280$ kg/cm²
 $F_y = 4200$ kg/cm²
 $\rho_{min} = 0,003$
 $\rho_{max} = 0,025$

Rec. = **5** cm
 Acero Longitudinal No. : **6**
 Diámetro: **1,91**
 Acero Transversal No. : **3**
 Diámetro: **0,95**

$d_1 = 73,095$ cm
 $d_2 = 230,10$ cm

Sentido longitudinal:

$As = \rho \cdot b \cdot d =$

As1 As2

Varilla	Cantidad	Cantidad
3	17,2	32,4
4	9,6	18,1
5	6,1	11,5
6	4,3	8,1
7	3,1	5,9
8	2,4	4,5

Diámetro de varillas (cm)			
No. 3 =	0,95	No. 6 =	1,91
No. 4 =	1,27	No. 7 =	2,22
No. 5 =	1,59	No. 8 =	2,54
Area de varillas (cm ²)			
No. 3 =	0,71	No. 6 =	2,85
No. 4 =	1,27	No. 7 =	3,88
No. 5 =	2,00	No. 8 =	5,07

$As_1 = 12,18$ cm²
 $As_2 = 23,01$ cm²

Usar:	6 No. 6	As1 =
Usar:	8 No. 6	As2 =

Sentido transversal:

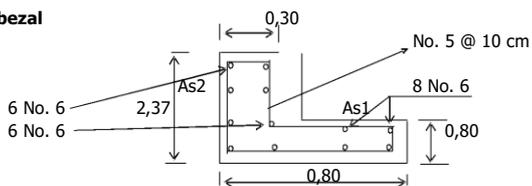
Revisión por cortante.

$\phi = 0,85$
 $V_u = 121,13$ ton
 $\phi v_c = 0 \times 0,53 (F_c)^{1/2} b \cdot d =$
 $V_s = (V_u - \phi v_c) / \phi =$

Varilla	d	ϕv_c	V_s	separación
3	72,61	27,37	110,30	3,93
4	72,46	27,31	110,37	7,00
5	72,30	27,25	110,44	11,00

No. 5 @ 10 cm

Cabezal

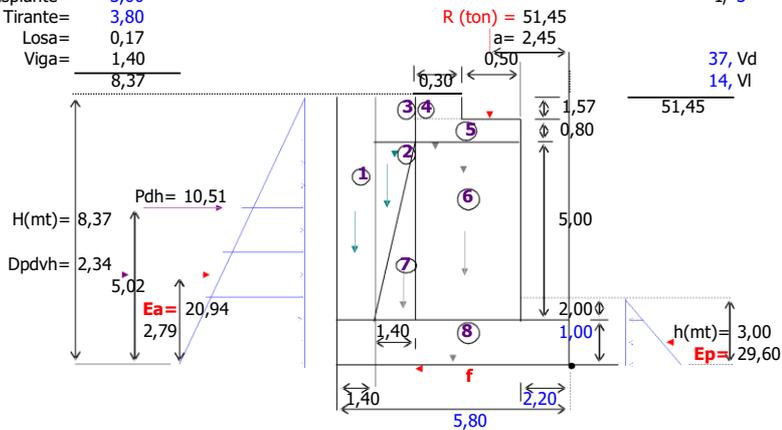


Muro longitudinal de mampostería.

Desplante= 3,00
 Tirante= 3,80
 Losa= 0,17
 Viga= 1,40

 8,37

Relación del lomo del estribo:
 1/ 3



Parámetros.

γ concreto= 2,40 ton/mt³
 γ piedra= 2,20 ton/mt³
 γ suelo= 2,00 ton/mt³
 ϕ = 30,00
 C= 0,25
 $m = \frac{2}{3} \cdot \tan \phi = 0,38$
 $q_a = 3,00$ kg/cm²
 $q_a = 30,00$ kg/cm²

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0,33$
 $K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 3,00$
 Eactivo= $G_s(H^2)K_a/2 - 2CH(K_a^2) = 20,94$ ton/mt
 Epasivo= $G_s(H^2)K_p/2 + 2CH(K_p^2) = 29,60$ ton/mt
 $M_v = (E_a + D_{pvh})(H/3) + P_{dh}(0.6H) = 117,70$ ton*mt/mt
 $N = WT = 66,20$ ton/mt
 $f = m \cdot N = 25,48$ ton/mt

Figura No.	Area (mt ²)	Gamma ton/mt ³	Peso W (ton / mt)	Brazo mt	MR bn * mt/mt
1	10,32	2,00	20,64	5,10	105,24
2	3,50	2,00	7,00	3,93	27,53
3	3,32	2,00	6,64	3,70	24,55
4	0,47	2,40	1,13	2,85	3,22
5	0,64	2,40	1,54	2,60	3,99
6	4,00	2,20	8,80	2,60	22,88
7	3,50	2,20	7,70	3,47	26,69
8	5,80	2,20	12,76	2,90	37,00
TOTAL W			66,20	TOTAL MR	251,12

Coefficientes de aceleración sísmica.

Coefficientes	Zona I	Zona II	Zona I
Ahmáx	0,2	0,1	0,20
Avmáx	0,1	0,05	0,10

Tomada de Norma Técnica para diseño por sismo, 1994

Fuerzas sísmicas:

$P_{dh} = 3/8 G_s H^2 A_{hmax} = 10,51$ ton/mt
 $P_{dv} = 1/2 G_s H^2 A_{vmax} = 7,01$ ton/mt

La carga vertical se transforma a carga horizontal al multiplicarlo por k_a .

$DP_{dv} = P_{dv} \cdot k_a = 2,34$ ton/mt

2.3.1 Estabilidad del muro.

Efecto	Con carga sísmica	solo gravitacional
Deslizamiento	1,2	1,5
Volteo	1,2	1,5

1. Deslizamiento.

Factores de seguridad

FS > 1,20

$FS = (E_p + f) / (P_{dh} + D_{pvh} + E_a) = 1,63$ **O.K.**

2. Volteo.

FS > 1,20

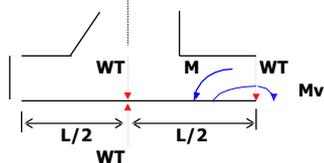
$FS = MR / M_v = 2,13$ **O.K.**

3. Hundimiento.

$e = M / WT > L / 6$

Si $e < L / 6$

Usar $q = WT / A * (1 + 6e / L)$
Donde: $A = L * 1$



Con $R = 0,00$ ton
 $M = MR - M_v - WT * L / 2 = -58,55$
 $M (\text{ton} * \text{mt}) = 58,55$

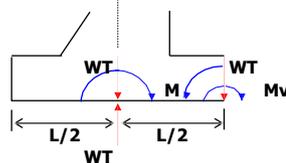
$e = M / Wt = 0,88$
 $L / 6 = 0,97$
 $e < L / 6$

Capacidad de carga del suelo

Usar $q = WT / A * (1 + 6e / L)$
 $q = 12,41$ Ton/mt²
 $q_a = 30$ Ton/mt²
 $q < q_a$ O.K.

Si $e > L / 6$

Usar $q = 2 * WT / (3 * B * m)$
Donde: $B = 1$ y $m = (L / 2 - e)$

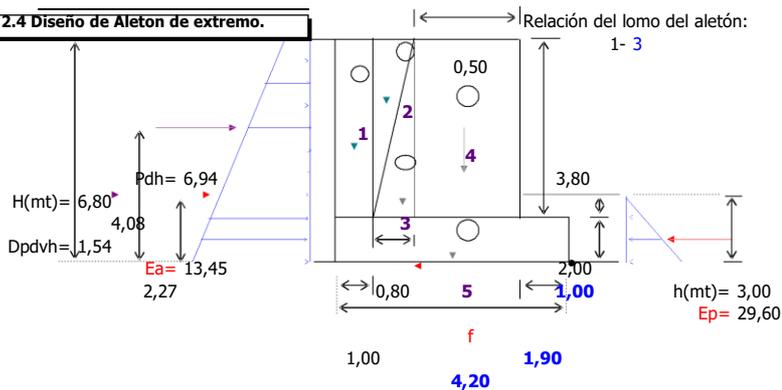


Con $R = 51,45$ ton
 $M = MR - M_v - (WT + R) * L / 2 + R * a = -81,71$
 $M (\text{ton} * \text{mt}) = 81,71$

$e = M / Wt = 1,23$
 $L / 6 = 0,97$
 $e > L / 6$

Usar $q = WT / A * (1 + 6e / L)$
 $q = 26,49$ Ton/mt²
 $q_a = 30$ Ton/mt²
 $q < q_a$ OK

2.4 Diseño de Aletón de extremo.



PARAMETROS

G Concreto= **2,40** ton/mt³ Ka= $\tan^2(45-0/2) = 0,33$
 G piedra= **2,20** ton/mt³ Kp= $\tan^2(45+0/2) = 3,00$
 Gsuelo= **2,00** ton/mt³ Eactivo= $G_s(H^2)Ka/2 - 2CH(Ka^2) = 13,45$ ton/mt
 Ø= 30,00 Epasivo= $G_s(H^2)Kp/2 + 2CH(Kp^2) = 29,60$ ton/mt
 C= 0,25 Mv= $(Ea+Dp_dvh)(H/3)+Pdh(0.6H) = 62,28$ ton*mt/mt
 Niu= $2/3 \cdot \tan \phi = 0,38$ N= WT = 35,36 ton/mt
 qa = 3,00 kg/cm²= f = Niu*N= 13,61 ton/mt
 qa = **30,00** kg/cm²=

Figura No.	Area (mt ²)	Gamma ton/mt ³	Peso (ton / mt)	Brazo mt	MR ton . mt/mt
1	5,80	2,00	11,60	3,70	42,92
2	1,52	2,00	3,04	2,93	8,92
3	2,32	2,20	5,10	2,67	13,61
4	2,90	2,20	6,38	2,15	13,72
5	4,20	2,20	9,24	2,10	19,40
Peso total (WT) =			35,36	Suma MR =	98,57

Fuerzas sísmicas:

Pdh=3/8 Gs H2 Ahmax= 6,936 ton/mt
 Pdv=1/2 Gs H2 Avmax= 4,624 ton/mt
 DP_dvh=Pdv . ka= 1,54 ton/mt

Estabilidad

1. Deslizamiento.

FS > 1,20

FS=(Ep+f)/(Pdh+Dp_dvh+Ea)= **1,97** O.K.

2. Volteo.

FS > 1,20

FS = MR/Mv = **1,58** O.K.

3. Hundimiento: Capacidad de carga del suelo (q > qa)

e=M/WT>L/6

Si e<L/6 Usar q=WT/A*(1+6e/L)
 Donde: A=L*1

Si e>L/6 Usar q=2*WT/(3*B*m)
 Donde: B=1 y m=(L/2-e)

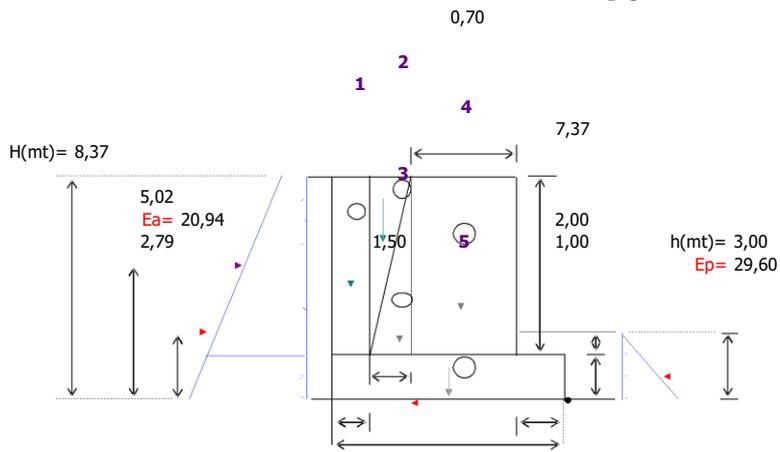
Como R= 0,00 ton
 M= MR-Mv-WT*L/2= -37,98
 M (ton * mt) = 37,98

e= M/Wt= 1,07
 L/6= 0,70
e>L/6 O.K.

Usar q=WT/A*(1+6e/L)
 q= **22,98** Ton/mt²
 qa= 30 Ton/mt²
q<qa O.K.

2.5 Diseño de Aleton de raíz.

Relación del lomo del aletón:
1- 3



PARAMETROS

G Concreto= **2,40** ton/mt3
 G piedra= **2,20** ton/mt3
 Gsuelo= **2,00** ton/mt3
 Ø= 30,00
 C= 0,25
 Niu= 0,38
 qa = 3,00 kg/cm2=
 qa = 30,00 kg/cm2=
 Ka= $\tan^2(45-0/2) = 0,33$
 Kp= $\tan^2(45+0/2) = 3,00$
 Eactivo= $G_s(H^2)K_a/2 - 2CH(K_a^2) = 20,94$ ton/mt
 Epasivo= $G_s(H^2)K_p/2 + 2CH(K_p^2) = 29,60$ ton/mt
 Mv= $(E_a+Dp_dv_h)(H/3)+P_dh(0,6H) = 117,70$ ton*mt/mt
 N= WT = 67,08 ton/mt
 f = Niu*N= 25,82 ton/mt

Figura No.	Area (mt^2)	Gamma ton/mt3	Peso (ton / mt)	Brazo mt	MR ton . mt/mt
1	10,32	2,00	20,64	4,70	96,99
2	5,53	2,00	11,06	3,50	38,69
3	5,53	2,20	12,16	3,00	36,48
4	5,16	2,20	11,35	2,15	24,40
5	5,40	2,20	11,88	2,70	32,08
Peso total (WT) =			67,08	Suma MR =	228,64

Fuerzas sísmicas:

Pdh=3/8 Gs H2 Ahmax= 10,51 ton/mt
 Pdv=1/2 Gs H2 Avmax= 7,01 ton/mt
 DPdvh=Pdv . ka= 2,34 ton/mt

Estabilidad

1. Deslizamiento.

FS > 1,20
 FS=(Ep+f)/(Pdh+Dp_dv_h+Ea) = **1,64** O.K.

2. Volteo.

FS > 1,20
 FS = MR/Mv = **1,94** O.K.

3. Hundimiento: Capacidad de carga del suelo (q > qa)

$e = M/WT > L/6$

Si e < L/6 Usar $q = WT/A * (1 + 6e/L)$
 $q = 2 * WT / (3 * B * m)$ Donde: A=L*1
 = (L/2-e)

Si e > L/6 Usar
 Donde: B = 1 y m

Como R= 0,00 ton
 M= MR-Mv-WT*L/2= -70,18
 M (ton * mt) = 70,18

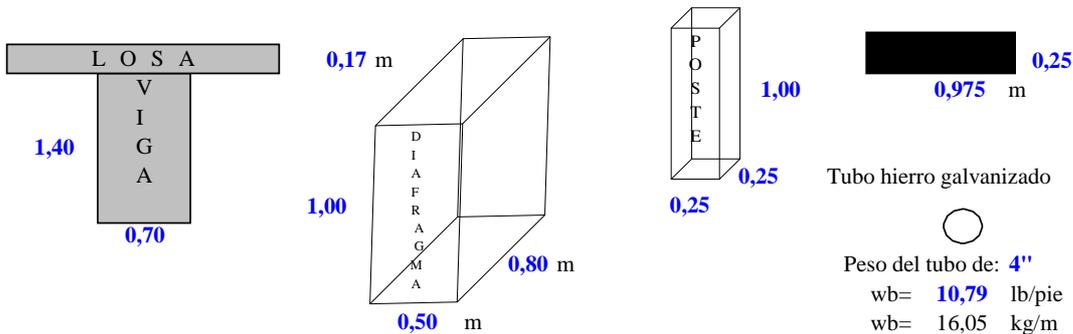
e= M/Wt= 1,05
 L/6= 0,90
e > L/6 O.K.

Usar $q = WT/A * (1 + 6e/L)$
 q= **27,04** Ton/mt2
 qa= 30 Ton/mt2
q < qa O.K.

CABEZAL EN PILASTRA

CARGA DE VIGA EXTERIOR EN EL CABEZAL

Dimensiones de superestructura del puente



Carga muerta

Peso de viga =	2,35	ton/m			
Peso de diafragma =	0,10	ton/m			
Peso de losa =	0,61	ton/m	ton/m	m	carril
Peso de acera =	0,59	ton/m	Pd =	4,02	* 20,00 * 1/2 = 40,20 ton
Peso de poste =	0,08	ton/m			
Peso de baranda =	0,05	ton/m			
Carga futura =	0,25	ton/m			
Wd =	4,02	ton/m			

Distribución de carga de rueda en viga longitudinal

$\% = S(\text{pie}) / 7 = 70,29\%$ AASHTO [Tabla 3.23.1](#)
 1/2 carril

Carga viva

CARGA: HS 20 - 44	AASHTO Art. 3.7.6
L = 20,00 m	
L = 65,60 pie	
P = 32000 lb	AASHTO Fig. 3.7.7.A
w = 640 lb/pie	AASHTO Fig. 3.7.6.B
V = 61,76 klb	AASHTO Apéndice A (Reacción final)
PL = V = 14,01 ton	1 carril
	1/2 carril

Fórmula de impacto

$I = 50 / (L(\text{pie}) + 125) = 26,23\%$ AASHTO [Art. 3.8.1](#)
 $I \leq 30\%$ AASHTO [Art. 3.8.2](#)
 $I = 26,23\%$ rige

Carga de impacto

$PI = PL * I = 14,01 * 0,2623 = 3,67$ ton 1/2 carril

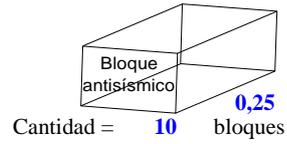
Factorización de cargas

$PU = 1,3 * (PD + 1,67 * (PL + PI)) = 1,3 * (40,20 + 1,67 * (14,01 + 3,67)) = 90,65$ ton

PESO DEL CABEZAL

Carga muerta

Peso del cabezal = 3,54 ton/m
 Peso bloque antisísmico = 0,07 ton/m
 Wd = 3,61 ton/m



Carga de diseño

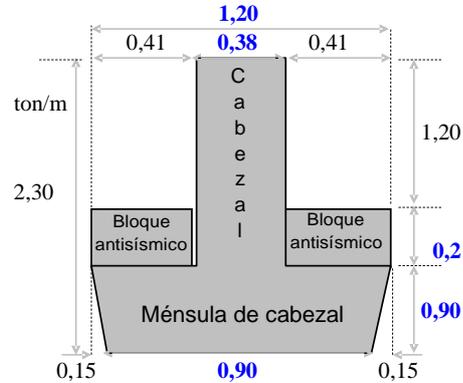
WU = 1.3*(WD+1.67*(WL+WI))
 WU = 1,3 * 3,61 + 1,67 * 0,00 + 0,00 = 4,69 ton/m

Momento de diseño

M = 319,83 ton*m

Cortante de diseño

V = 195,23 ton



RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

Resistencia del concreto

f'c = 280 kg/cm²

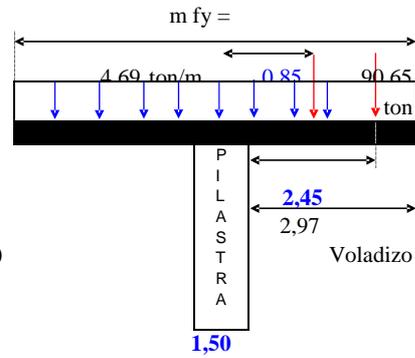
Resistencia del acero

fy = 4200 kg/cm²

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE CABEZAL
 ACERO LONGITUDINAL EN EL CABEZAL**

Ménsula

M = 319,83 ton*m
 $f_y^2 / (1.7 * b * f_c) * A_s^2 - f_y * d * A_s + M U / \phi = 0$ $\phi = 0,9$
 411,76 $A_s^2 -$ 336000 $A_s +$ 3,6E+07 = 0
 $A_s = 125$ cm^2



Acero mínimo

Asmín = (4/3)Asreq = 166,50 cm²
 Asmín = (14/fy) b d = 24,00 cm² → Asmín = 24,00

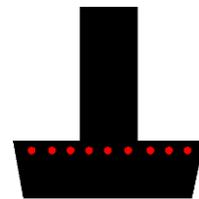
Acero máximo

$\rho_b = 0,0459$
 Asmáx = 0.75 **ρ_b** d = 248,12 cm²

Acero necesario

As = 124,88 cm²/m As < Asmáx
 Utilizando varilla N° 8
 Diámetro = 2,54 cm
 Av = 5,07 cm²
 Cantidad = 24,64
 S = b*Av/As = 3,65 cm

Colocar: 25 Varillas N° 8 @ 3 cm



Parte superior del cabezal

$f_y^2 / (1.7 * b * f_c) * A_s^2 - f_y * d * A_s + M U / \phi = 0$ $\phi = 0,9$
 975,23 $A_s^2 -$ 924000 $A_s +$ 3,6E+07 = 0
 $A_s = 40,16$ cm^2

Acero mínimo

Asmín = (4/3)Asreq = 53,55 cm²
 Asmín = (14/fy) b d = 27,87 cm² → Asmín = 27,87 cm²

Acero máximo

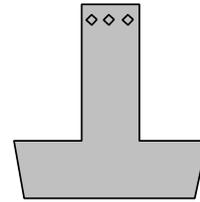
$\rho_b = 0,0459$

Asmáx = 0.75pbd = 288,10 cm²

Acero necesario

As = 40,16 cm²/m As < Asmáx
 Utilizando varilla N° 8
 Diámetro = 2,54 cm
 Av = 5,07 cm²
 Cantidad = 7,93

Colocar: 8 Varillas N° 8



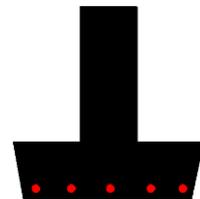
REFUERZO POR TEMPERATURA

Ménsula

Ast = 1/8 plg²/pie = 2,64 cm²/m
 Utilizando varilla N° 3
 Av = 0,71 cm²
 Cantidad = 3,70
 S = b*Av/Ast = 24,29 cm

AASHTO Art. 8.20.1 y Art. 8.20.2

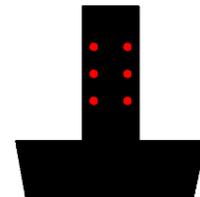
Colocar varilla N° 3 @ 24 cm



Parte superior de cabezal

Ast = 1/8 plg²/pie = 2,64 cm²/m
 Utilizando varilla N° 4
 Av = 1,27 cm²
 Cantidad = 2,08
 S = b*Av/Ast = 18,23 cm

Colocar varilla N° 4 @ 18 cm



ACERO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL

Ménsula

$V = 195,23 \text{ ton}$

Contribución del concreto

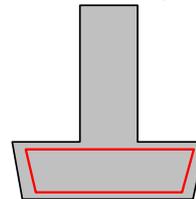
$\phi V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} b.d$
 $\phi V_c = 0,9 \times 0.53 \times \sqrt{(280)} \times 90 \times 80 \times 1E-03 = 57,47 \text{ ton}$

$\phi V_s = \phi V_n - \phi v_c$
 $\phi V_s = 195,23 - 57,47 = 137,76 \text{ ton}$

Contribución del acero

$\phi V_s = \phi \times A_v \times f_y \times d / S$
 $\phi V_s = 0,85 \times 2 \times 1,27 \times 4200 \times 80,00 \times 1E-03 / 7,50 = 96,48 \text{ ton} < 137,76 \text{ ton}$

Colocar estribo N° 4 @ 7,5 cm



Parte superior de cabezal

$V = 195,23 \text{ ton}$

Contribución del concreto

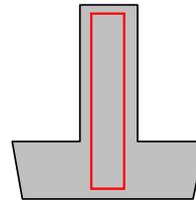
$\phi V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} b.d$
 $\phi V_c = 0,9 \times 0.53 \times \sqrt{(280)} \times 38 \times 220 \times 1E-03 = 66,73 \text{ ton}$

$\phi V_s = \phi V_n - \phi v_c$
 $\phi V_s = 195,23 - 66,73 = 128,51 \text{ ton}$

Contribución del acero

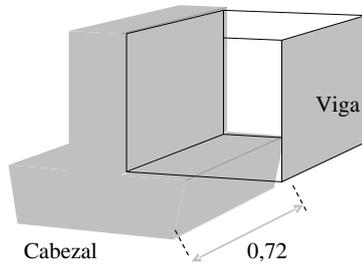
$\phi V_s = \phi \times A_v \times f_y \times d / S$
 $\phi V_s = 0,85 \times 2 \times 1,27 \times 4200 \times 220,00 \times 1E-03 / 15,00 = 132,66 \text{ ton} > 128,51 \text{ ton}$

Colocar estribo N° 4 @ 15 cm



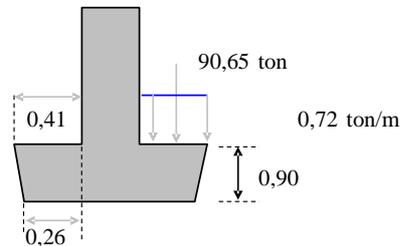
Condición de carga más desfavorable

Carga de viga en la ménsula



Carga distribuida en el cabezal
 $WD = (0,41 + 0,26) / 2 \times 0,90 \times 2.4 = 0,72 \text{ ton/m}$

Diagrama de cuerpo libre



Momento de diseño

$$M = WD*L^2/2 + P*L/2 = 18,64 \text{ ton*m}$$

$$f_y^2 / (1.7 * b * f_c) * A_s^2 - f_y * d * A_s + MU / \phi = 0 \quad \phi = 0,9$$
$$514,71 A_s^2 - 336000 A_s + 2,1E+06 = 0$$
$$A_s = 6,22 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{s\text{mín}} = (4/3) A_{s\text{req}} = 8,30 \text{ cm}^2$$
$$A_{s\text{mín}} = (14/f_y) b d = 19,20 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s\text{mín}} = 8,30$$

Acero máximo

$$\rho_b = 0,0459$$
$$A_{s\text{máx}} = 0.75 \rho_b d = 198,50 \text{ cm}^2$$

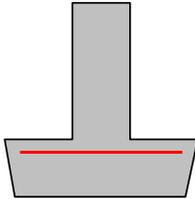
Acero necesario

$$A_s = 8,30 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_s < A_{s\text{máx}}$$

Utilizando varilla N° **6**

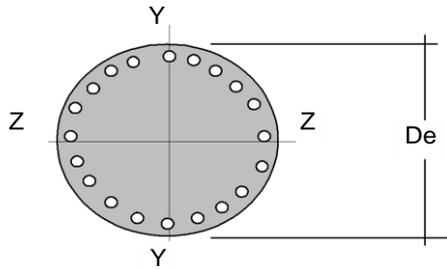
$$\text{Diámetro} = 1,91 \text{ cm}$$
$$A_v = 2,85 \text{ cm}^2$$
$$\text{Cantidad} = 2,91$$
$$S = b * A_v / A_s = 24,73 \text{ cm}$$

Colocar: 3 Varillas N° 6 @ 24 cm



Ubicadas en asientos de vigas

**DIAGRAMA DE INTERACCION CARGA-MOMENTO
COLUMNA CIRCULAR SOLIDA**



Diámetro exterior (D_e) ? **150,00**

Recubrimiento= **5**

Estribo(E) Espiral(S) **E**

Diámetro del estribo= **1,27**

Utilizando varillas No. **8**

ρ = **1%**

$f'c$ = **280** kg/cm²

f_y = **4200** kg/cm²

FLEXION

c	P=C - T
41,39049	0,00

TENSION

c	P=C - T
51,2125	0,00

Asignar valores a "c" hasta que "P=C -T" se aproxime a c

COLUMNA CIRCULAR SOLIDA

Materiales

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

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

Usar : 9 paquetes de 4 varillas # 8 @ 10,00 °

Es decir: 36 No 8 @ 12,00 cm

Dimensiones

Radio= 75,00 cm

Diámetro = 150,00 cm

Recubrimiento= 5 cm

Cargas

AASHTO

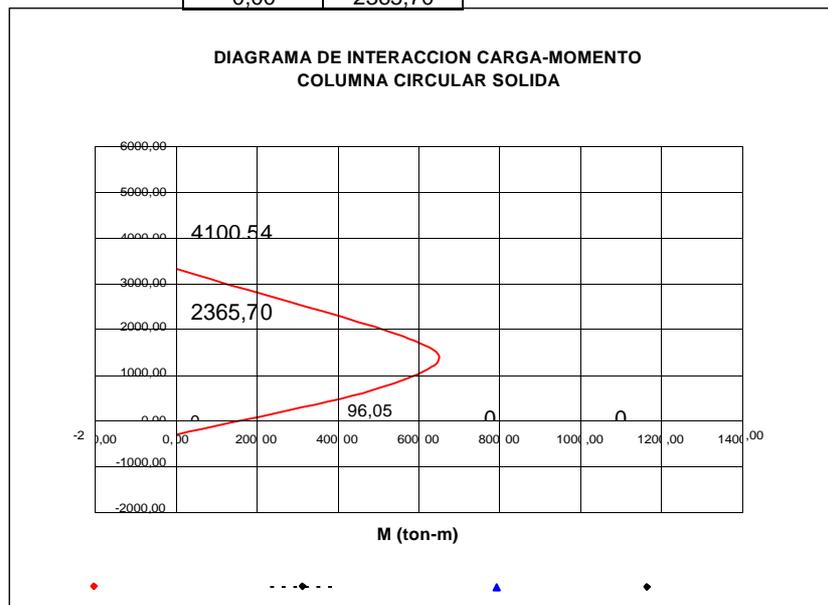
	Mn	Pn	ϕMn	ϕPn	ϕMn	ϕPn
Axial pura	0,00	3942,83	0,00	2957,12	0,00	5125,68
Balanceada	906,82	1708,29	634,77	1195,80	1178,87	2220,78
Tensión	724,68	494,80	507,28	346,36	942,09	643,24
Tensión pura	0,00	-766,14	0,00	-689,53	0,00	-995,98

ENTRADAS

	Mn	Pn
caso 1	364,1	196,05
caso 2	0	0
caso 3	0	0
Flexión	725,18	0
	1047,48	0
	0,00	4100,54
	0,00	2365,70

Gráfica

**DIAGRAMA DE INTERACCION CARGA-MOMENTO
COLUMNA CIRCULAR SOLIDA**



DISEÑO DE ZAPATA CON COLUMNA CIRCULAR

PROYECTO:

USO:

COLUMNA:

d(CMS.)	150	densidad 2	ton/m3	Pu(ton)=	275
		suelo		Mu(ton.m)=	364,1
fadm(t/m2)=	12	hf(mts.)=	3	f'c(kg/cm2)	280
		sobrecarga	0	fy(kg/cm2)	4200

a. Area de la cimentación 1.2 ≤ f ≤ 2.0

f usar= 1,2 **Anec=** 27,50

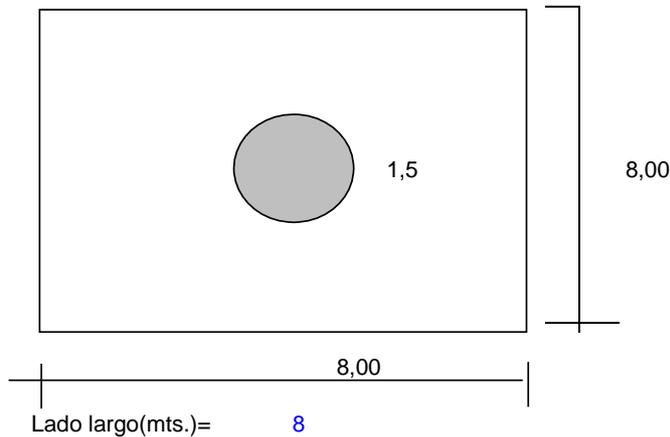
lado(b,mts)= 4,50 → **lado(L,mts)=** 6,11

Lados a usar:

lado(b,mts)= 8,00 → **lado(L,mts)=** 8,00

Area de zapata=

64



b. EXCENTRICIDAD

e(mts.)= 1,324
L/6= 1,33
 si e < L/6 O.K.

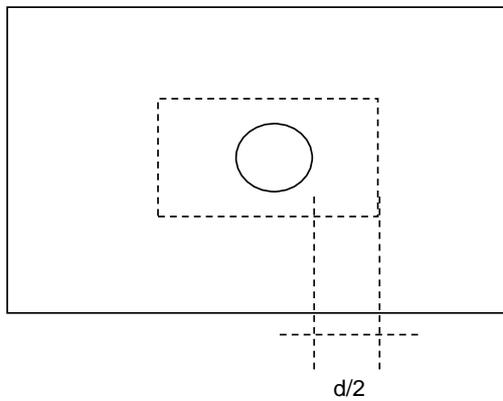
b.1 Revisión por penetración
 $f_1 = 1,55$
 $f_i = 0,85$
 $V_u(\text{ton}) = 313,63$

Factor de amplificación para cargas de servicio

$b_o(\text{cms.}) = 1457,70$

Si V_u es menor que $f_i V_c$ O.K
 caso contrario aumentar espesor de losa

$f_i V_c(\text{ton}) = 1870,13$



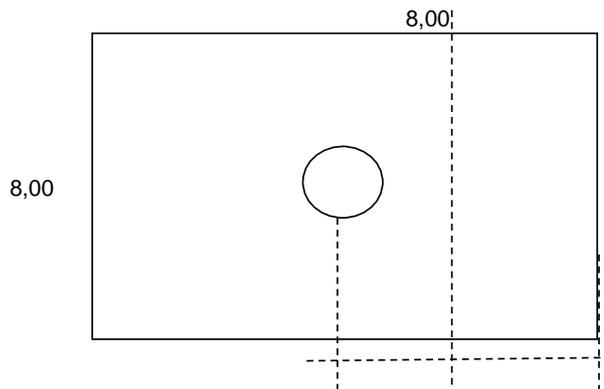
b.2 Cortante en una dirección
 $a(\text{mts.}) = 3,18$
 $q_1 = 5,17$

$f_i = 0,85$

$V_u = 33,85$

Si V_u es menor que $f_i V_c$ O.K
 caso contrario aumentar espesor

$f_i V_c = 61,81$



b.2 Cortante en la otra dirección
 $a(\text{mts.}) = 1,68$

$f_i = 0,85$

$V_u = 17,88$

Si V_u es menor que $f_i V_c$ O.K
 caso contrario aumentar espesor

$f_i V_c = 61,81$

5. Determinación de la cantidad de acero(revisión al rostro del pedestal)

5.1 LADO LARGO

b(MTS.)= 3,25 F1= 16,56 F2= 5,63
 q2= 5,10 Mu(ton.m)= 60,64 por cada mt

As = 21,74 cm²/mt

GOBIERNA: 2,73

As min= 27,33 cm²/mt

SEPARACION DE VARILLAS

numero de la varilla a usar: 6 Area de la varilla: 2,85

S(cms.)= 104,40 Separación a usar: 100 cms

5.1 LADO CORTO

b(MTS.)= 3,25 F= 22,20 F2=
 qprom= 6,83 Mu(ton.m)= 55,91 por cada mt

As = 20,04 cm²/mt

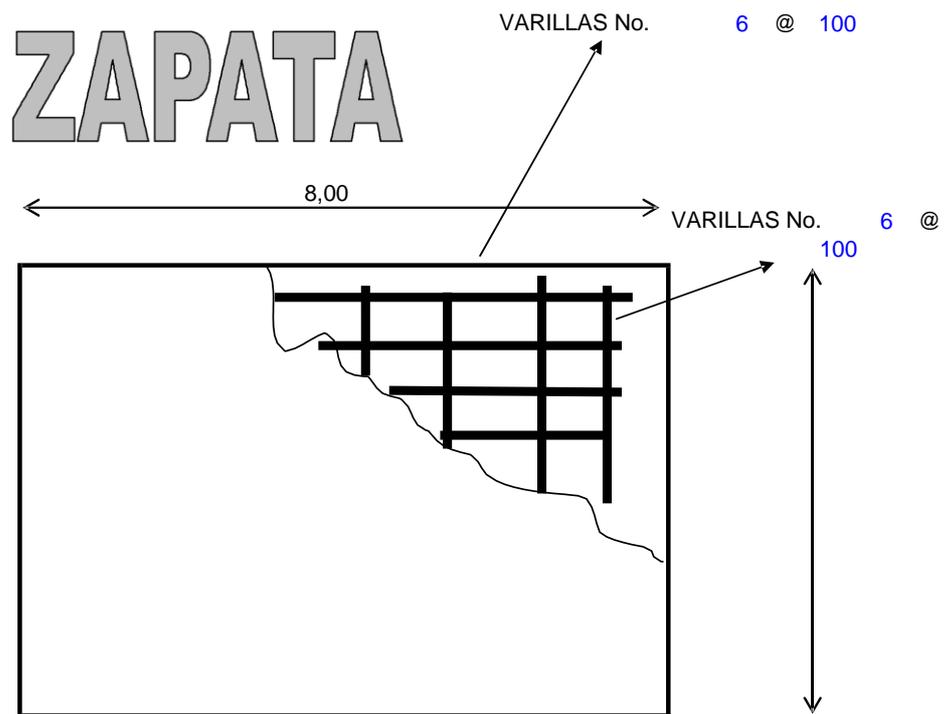
GOBIERNA: 2,73

As min= 27,33 cm²/mt

SEPARACION DE VARILLAS

numero de la varilla a usar: 6 Area de la varilla: 2,85

S(cms.)= 104,3956044 Separación a usar: 100 cms



ESPESOR DE LA LOSA (cms.)= 90

Esfuerzo admisible de diseño: 12 ton/m²

CARPETA TECNICA

FORMATO No. 10

INFORMACION GENERAL DEL PROYECTO

1. Nombre del proyecto:

Construcción de puente vehicular sobre la Quebrada El Transito

2. Ubicación:

Caserío:

Cantón:

Municipio: El Tránsito

Departamento: San Miguel

3. Monto del proyecto: \$ 443,241.47

4. Código del proyecto No.: _____

5. Profesionales Responsables:

Formulador: _____

Firma: _____

Realizador: _____

Firma: _____

Supervisor: _____

Firma: _____

FORMATO No. 20

ANTECEDENTES

1. Diagnóstico del problema.

¿Cómo surge el problema?

¿Qué efectos causa?/Población Afectada directamente e indirectamente.

¿Cómo afecta a la colectividad?

Al final de la segunda calle poniente de la ciudad de El Transito se encuentra la quebrada de El Transito, la cual hace intercepción con dicha calle con el paso del tiempo y debido a las fuertes corrientes de agua que pasan a través de ésta quebrada en la época de invierno se vuelve imposible algunas veces el paso de vehiculos que se conducen hasta dicha ciudad, afectando asi a todas las personas que desean movilizarse hacia la ciudad.

2. Población beneficiada directamente del proyecto

9092 Familias

3. ¿Qué se ha hecho al respecto para afrontar dicha problemática?

Ante tal situación la Alcaldía Municipal de la ciudad ha optado por realizar algunos trabajos de mitigación como lo son la construcción de bordas, utilizando para ello la maquinaria correspondiente aumentando así el nivel de los taludes y facilitar el paso de los vehículos

4. ¿Quién los ha apoyado anteriormente y qué han hecho?

¿Qué organización o institución?

La Alcaldía

Municipal

5. ¿Cómo está organizada y qué nivel de concientización tiene la población para afrontar este problema?

La comunidad esta organizada por medio de una directiva de barrios y colonias y a nivel rural por medio de ADESCOS, reconociendo la importancia de la implementación de un puente vehicular en este punto.

6. ¿En qué medida el proyecto resolverá el problema?

Los habitantes y los visitantes tendrán un acceso a la ciudad en buenas condiciones para transitar, solventando así la problemática completamente ya que podran ingresar y salir de la ciudad aun cuando hayan habido crecidas y lluvias torrenciales al norte de la ciudad.

INGENIERÍA DEL PROYECTO

1. **DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO** (Explique brevemente en que consiste el proyecto; indique las dimensiones principales de obra en M2, km, etc. Unidades de acuerdo al tipo de proyecto. Si es necesario en documento aparte adjunte la información conveniente.

El proyecto consiste en un puente vehicular de 42 metros de largo y 8.0 metros de ancho incluyendo cordón cuneta y un gavión de 50 ml. ubicado al costado Oriente del centro escolar que se encuentra cercano a la obra también incluye compactación en los laterales para proteger de la erosión los estribos y su volumen es de 1379.36 m³

2. **JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO:** (Describa el problema y como este proyecto contribuye a resolverlo).

El problema radica especialmente cuando se producen lluvias en la zona norte de la ciudad, las cuales provocan que el caudal de agua que pasa a través de la quebrada sea capaz de erosionar los taludes construidos para facilitar el paso de los vehículos dejando muchas veces imposibilitado el transito a través de esta ruta de acceso a la ciudad. Con la construcción de una obra de paso se le daría solución definitiva a este problema.

3. OBJETIVOS

Objetivo general:

- Mejorar las condiciones de acceso y salida de la ciudad de El Transito a través de la 2^{da} Calle Poniente.

Objetivos específicos:

- Que los habitantes hagan uso de esta vía para poder transportarse a la ciudad y a las ciudades vecinas, aumentando así el nivel de desarrollo social y económico de la ciudad de El Transito.
- Construir un puente vehicular de 42 mts de longitud y 8 mts de ancho

Metas:

Lograr un mayor desarrollo de la Ciudad de El Transito y de todas las partes beneficiadas con el proyecto, esto incluye ciudades vecinas como San Rafael Oriente Y San Jorge.

Resultados esperados:

Lograr que los habitantes de la zona tengan una vía de acceso en buenas condiciones, para poder llegar hasta la ciudad.

4. BENEFICIADOS

Numero de personas que se beneficiaran directamente del proyecto

Mujeres 9772

Hombres 9659

Población total en el área de influencia

19431

habitantes

Ingreso familiar mensual promedio de los beneficiados

\$ 237.14 / mensual

5. PRESUPUESTO:

Costo total del proyecto: \$ 443,241.47

Cantidad solicitada a la municipalidad: \$ 443,241.47

Total de contraparte: \$ _____

• Aporte de la Alcaldía Municipal \$ _____

• Aporte de la Comunidad \$ _____

• Aporte de otros \$ ninguno

Presupuesto de Contraparte

Actividad	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo Total
				TOTAL	

6. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

Duración estimada de ejecución del proyecto:

7 Meses

Duración de las actividades del proyecto (Cronograma)

FORMATO No. 40
ORGANIZACIÓN DE LA COMUNIDAD BENEFICIARIA PARA
ADMINISTRAR Y CUIDAR EL PROYECTO

1. Nombre de la (s) Comunidad (es) beneficiaria (s)

Ciudad de El

Transito

2. Tipo de Organización Comunal.

ADESCO

3. Número de personas en la Organización. _____

4. Actividades que han desarrollado y están desarrollando actualmente por la Comunidad y que proponen aportar para la realización del proyecto.

Reparaciones periódicamente para mitigar un poco el problema del paso vehicular sobre la quebrada, actualmente no están desarrollando ninguna actividad para el mejoramiento de la vía de comunicación. La comunidad no aportara ninguna clase de ayuda en la ejecución del proyecto.

5. ¿Capacitaciones que ha recibido la Organización?

6. Disponibilidad de asistencia técnica y de capacitación por parte de la organización.

Tienen una disponibilidad Media por parte de la organización

7. Nombre y dirección del responsable de la Organización.

FORMATO No. 60

PREFACTIBILIDAD / PERFIL DEL PROYECTO

1. DATOS BÁSICOS GENERALES

- a. Nombre del Proyecto
Construcción de puente vehicular sobre la Quebrada El Transito
- b. Ubicación
Final segunda Calle Poniente
- c. Departamento
Depto. De San Miguel
- d. Municipio
El Transito
- e. Urbano Rural
- f. Tipo de Obra
Nuevo
Ampliación
Rehabilitación
Finalización
Equipamiento

2. CARACTERÍSTICAS DEL PROBLEMA

- a. Definición del Problema:
La calle no presenta buenas condiciones para que los habitantes puedan transportarse en vehiculo_ debido a que la quebrada impide el paso vehicular de una manera eficiente.
- b. Como afecta el problema a la Comunidad
Afecta de manera directa a todos los habitantes de la ciudad y de las ciudades vecinas por que se les dificulta circular por este sector provocando que el acceso a la ciudad se vuelva más difícil.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO (Explique brevemente en que consiste el proyecto; indique las dimensiones principales de obra en M2, km, etc. Unidades de acuerdo al tipo de proyecto. Si es necesario en documento aparte adjunte la información conveniente).

El proyecto consiste en un puente vehicular de 42 ml, muro de retención para proteger un Centro Escolar con una longitud de 50 ml., también incluye compactación en los laterales para proteger de la erosión los aletones y los estribos y su volumen es de 1379.36 m³

4. BENEFICIARIOS

BENEFICIARIOS	CANTIDAD
1. No. de Familias	3887
2. No. de Habitantes	19431
3. No. de Niños	11658
4. No. de Hombres	3722
5. No. de Mujeres	4050

5. MODALIDAD DE EJECUCIÓN

Por Contrato

6. METAS DEL PROYECTO

CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA
Corte	138.25 m ³
Trazo	784 m ² .
Relleno	1379.36 m ³
Excavación	1333.40 m ³
Mampostería de muros	1505.87 m ³
Emplantillado de piedra para evitar socavación	360 m ²
Remate	16 ml.
Cordón Cuneta	84 ml.

7. POSIBLES IMPACTOS AMBIENTALES Y MEDIDAS DE CONSERVACIÓN

No generara impactos ambientales positivos, pero tampoco negativos, por que no se talaran árboles ni se destruirá alguna clase de ecosistema, debido a que para la construcción no se presentan árboles cercanos que impidan en la realización del proyecto.

8. FACTIBILIDADES OTORGADAS POR LOS ENTES RECTORES

El terreno utilizado para realizar el proyecto es propiedad publica por tratarse de una calle ya existente por lo tanto la municipalidad otorga la factibilidad para la realización del proyecto.

9. CONFIRMACIÓN ASPECTOS LEGALES (PROPIEDAD DEL TERRENO):

El terreno es propiedad publica

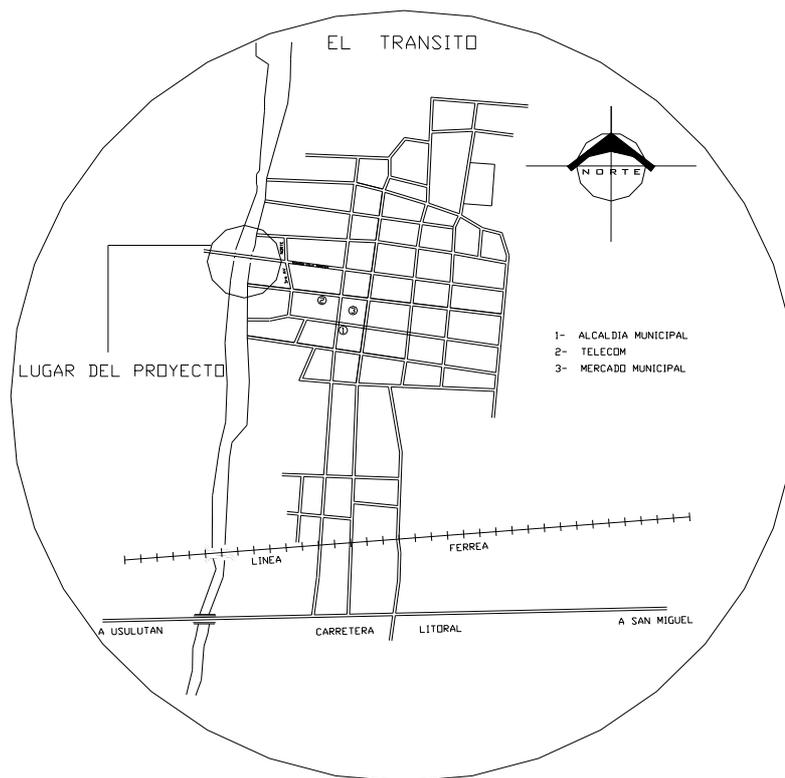
10. COSTO DEL PROYECTO

Costo Directo: \$ 312,517.25

Costos Indirectos: \$ 109,803.36

Costo Total: \$ 422,320.61

11. CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO



FORMATO No. 70
DIAGNOSTICO SOCIOECONÓMICO

1. **Censo Familiar Total.** Número de personas en la comunidad por edad y sexo.
2. **Listado de familias beneficiadas con el proyecto.**
3. **Índice de crecimiento poblacional.**
4. **Población Futura beneficiada al final del período de diseño del proyecto.**
5. **Servicios Básicos existentes en la (s) Comunidad (es).**
 - Agua potable. X
 - Alcantarillado. X
 - Acceso/Caminos. X
 - Vivienda. X
 - Energía Eléctrica. X
 - Transporte Colectivo. X
 - Infraestructura de Salud y Educativa. X
 - Infraestructura Económica y Municipal. X
6. **Actividad Económica en la Zona.**
 - Utilización-uso y explotación de la tierra, costo de la tierra. X
 - Producción Agrícola (Granos Básicos, hortalizas, agroindustria, etc.) X
 - Producción Pecuaria (Vacuno, Bovino, Porcino, etc.) X
 - Otro tipo de producción (Maquila, Apícola, Piscicultura, Hortalizas, etc.) X
7. **Actividades Socio Económicas principales de la Zona.**
 - Empresas Industriales.
 - Empresas Agroindustriales. X
 - Empresas Comerciales. X
 - Empresas de Servicios. X
8. **Actividades Socio Económicas principales de la Población beneficiada.**
 - Ventas en los mercados X
 - Venta callejera y ambulante X
 - Empleo eventual X
 - Empleo permanente X
9. **Nivel de Ingreso de la Zona.**
 \$ 237.14

10. Nivel de ingreso de las Comunidades.

\$ 400.0

Determinación de la población futura por medio del modelo geométrico de crecimiento poblacional.

Tenemos que:

$$P = P_0 ((1 + i)^t)$$

Proyectando la población a 5 años, es decir al año 2009.

Población actual en el 2004 (P_0)=# habitantes

$$P_0 = 19431 \text{ habitantes}$$

Siendo:

$$P_0 = 19431 \text{ habitantes}$$

$$i = 1.0\%$$

$$t = 50.0 \text{ años}$$

$$P = ?$$

Sustituyendo:

$$P_{2056} = 19431 ((1+0.01)^{50})$$

$$P_{2056} = 31957 \text{ habitantes}$$

FORMATO No. 80
CERTIFICACIÓN DE ACUERDO MUNICIPAL DE RATIFICACIÓN
DE PRIORIZACION DE PROYECTOS

EL INFRASCRITO ALCALDE MUNICIPAL:

Certifica que en página(s) _____ del Libro de Actas y Acuerdos Municipales que esta Alcaldía lleva durante el presente ejercicio, se encuentra el Acta No. _____ que literalmente dice:

En la ciudad de _____, a las _____ horas del día _____ del mes de _____ de dos mil _____, en sesión convocada por el Señor Alcalde Municipal, a la cual asistieron:

Declarada abierta la sesión por el señor Alcalde, se dio inicio con la lectura del Acta anterior, la cual fue aprobada y ratificada en todas sus partes.

Que la Municipalidad en uso de sus facultades acuerda RATIFICAR los proyectos priorizados.

Consecuentemente acuerda tramitar con el FISDL, para lo cual este Concejo nombra al (la) señor(a) Alcalde(sa) _____ como responsable en el manejo de los fondos; al (la) señor(a) _____ como refrendario. Y no habiendo más que hacer constar, se da por terminada la presente Acta que firmamos:

Es conforme con su original, con el cual se confrontó y para ser remitida al FONDO DE INVERSION SOCIAL PARA EL DESARROLLO LOCAL DE EL SALVADOR, se extiende la presente Certificación en la Alcaldía Municipal de _____ a las _____ horas del día _____, del mes de _____ de dos mil _____.

Alcalde Municipal.
Municipal.

Miembro del Concejo.

Secretario

FORMATO No. 90
SOLICITUD DE FINANCIAMIENTO

Alcaldía Municipal de _____, de _____ de _____.

SEÑORES
FONDO DE INVERSIÓN SOCIAL PARA EL
DESARROLLO LOCAL DE EL SALVADOR
P R E S E N T E.

A su consideración, presentamos a Ustedes, la solicitud de financiamiento del presente proyecto, el cual ha sido identificado y priorizado por la Municipalidad y las Comunidades de _____, del Departamento de _____, como potencial de ser financiado por el FISDL, en el marco del Plan de Acción de Desarrollo Local del Municipio y del Programa de Desarrollo Local -PDL-.

El Proyecto se refiere a:

Su ubicación es:

Su monto es de \$ _____

El responsable del Comité de Proyecto es:

Dicho proyecto tiene el aval del Concejo Municipal y de las Comunidades.

Atentamente,

Alcalde Municipal.
(Firma y Sello)

FORMATO No. 100

ACTA DE FORMACIÓN DE COMITÉ DE PROYECTO

Proyecto: _____

Ubicación _____

Nosotros los abajo firmantes, hacemos constar que en Asamblea Comunitaria celebrada con fecha _____ y habiendo participado hombres y mujeres del Cantón-Caserío _____ manifestamos que hemos elegido democráticamente a nuestro Comité de Proyecto formado por las siguientes personas:

Presidente

Vice-Presidente

Secretario

Vocal 1

Vocal 2

Vocal 3

LISTA DE PARTICIPANTES

ASAMBLEA DE FORMACIÓN DE COMITÉ DE PROYECTO

No.	Nombre	Firma o huella digital	Sexo		Comunidad
			F	M	
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					
27					
28					
29					
30					
31					

32					
33					
34					
35					
36					
37					
38					
39					
40					

FORMATO No. 200
ACTA DE COMPROMISO DE CONTRAPARTE

SEÑORES
FONDO DE INVERSION SOCIAL PARA
EL DESARROLLO LOCAL DE EL SALVADOR
P R E S E N T E.

Nosotros los abajo firmantes, nos comprometemos a proporcionar como contraparte del proyecto de _____, ubicado en el cantón/caserío _____, del Municipio de _____ del Departamento de _____, lo siguiente:

Naturaleza del Aporte	Valor \$
1.	
2.	
3.	
4.	
5.	
6.	
7.	

Atentamente,

Presidente del Comité de Proyecto

Secretario del Comité de Proyecto

Vo.Bo. Alcalde Municipal
Sello y Firma

CONCEPTO	SUB-TOTAL	VER DETALLE EN
1. Presupuesto Oficial de Construcción	¢	FORMATO No. 50-A
2. Aporte de la Alcaldía Municipal	¢	FORMATO No. 50-B
3. Aporte de la Comunidad	¢	FORMATO No. 50-C
4. Presupuesto de Supervisión	¢	FORMATO No. 50-D
5. Presupuesto de Operación y Mantenimiento	¢	FORMATO No. 50-E
6. Otros*	¢	
T O T A L	¢	

*El concepto OTROS deberá consignarse por el Formulador si acaso existe algún aporte no reflejado en los formatos. Se deberá, sin embargo, incluir un anexo en el que se describa claramente el tipo de aporte y la manera de valorizarlo.

(Monto FISDL + Contraparte)

Cantidad Solicitada al FISDL: ¢ _____

Total de Contraparte: ¢ _____

- Aporte de la Alcaldía Municipal ¢ _____
- Aporte de la Comunidad ¢ _____
- Aporte de Otros ¢ _____

Presupuesto de Contraparte
Presupuesto del Subproyecto

ACTIVIDAD	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1.					
2.					

3.					
4.					
5.					
6.					
7.					
8.					

10. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

Duración estimada de ejecución del proyecto: 7
meses

Duración de las actividades del proyecto (Cronograma)

No	Actividades	(SEMANAS)											
		(MESES)											
.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1													
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													
11													
12													
13													
14													
15													

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO		FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	VIGAS		CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ARMADURIA DE VIGAS		REVISO:	
Nº DE VIGAS=	10			
LONGITUD DE VIGA=	20,96 m			
LECHO INFERIOR				
LT= L1+L2+L3+L4+L5				
	TRAMOS	LONGITUD	Nº VARILLAS	LONG./VIGA
	1	20,96	6	125,76
	2	14,16	6	84,96
	3	12,08	2	24,16
	4	8,6	2	17,2
	5	2	2	4
			Σ=	256,08
LTOTAL=LONG./VIGA(Nº DE VIGAS)				
LTOTAL =	2.560,80 MTS LINEALES DE Ø 1"			
LECHO INTERMEDIO				
L=LTRAMO X Nº DE VARILLAS				
LONGITUD =	20,96 mts	6 varillas	10 vigas	
LONGITUD =	1.257,60 metros lineales de varilla 5/8"			
LECHO SUPERIOR				
L=LTRAMO X Nº DE VARILLAS				
LONGITUD =	20,96 mts	6 varillas	10 vigas	
LONGITUD =	1.257,60 metros lineales de varilla 1"			
ACERO TRANSVERSAL				
ESTRIBO				
L ESTRIBO =	(1.45+0.6+1.45+0.6+0.20)			
L ESTRIBO =	4,35 mts			
Nº DE ESTRIBOS= LONGITUD TOTAL/SEPARACION ENTRE ESTRIBOS				
Nº DE ESTRIBOS =	20,96	0,2		
Nº DE ESTRIBOS =	105,8 ESTRIBOS/VIGA			
LTOTAL =	4,35 mts	105,8 ESTRIBOS/VIGA		
LTOTAL =	460,23 mts/viga	10 vigas		
LTOTAL =	4602,3 metros	As Ø 3/8"		
GRAPA				
LGRAPA =	(0.6 m + 0.15 m)			
LGRAPA =	0,75 m			
Nº DE GRAPAS POR ESTRIBO	3			
LT = (3 GRAPAS / ESTRIBO) X (LONGITUD DE GRAPA) X (Nº DE ESTRIBOS)				
LT =	3 GRAPAS / ESTRIBO	0,75 m	105	
LT =	236,25 metros/viga			
LTOTAL =	2362,5 metros	As Ø 3/8"		

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	VIGAS	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ARMADURIA DE VIGAS	REVISO:	

CUADRO RESUMEN DE ARMADURIA DE VIGAS

ACERO Ø 1"

L = LONGITUD TOTAL DE LECHO INFERIOR + LONGITUD TOTAL DE LECHO SUPERIOR

L = 2.560,80 metros + 1.257,60 metros

L = 3.818,40 metros

ACERO Ø 1" = LONGITUD / (6 MTS/VARILLA) / 2 VARILLAS/QQ X DESPERDICIO

ACERO Ø 1" = 343,656 QQ

ACERO Ø 5/8"

L = LONGITUD DE LECHO INTERMEDIO

L = 1.257,60 metros

ACERO Ø 5/8" = LONGITUD / (6 MTS/VARILLA) / 5 VARILLAS/QQ X DESPERDICIO

ACERO Ø 5/8" = 45,2736 QQ

ACERO Ø 3/8"

L = LONGITUD DE ESTRIBO + LONGITUD DE GRAPA

L = 6.964,80 metros

ACERO Ø 3/8" = LONGITUD / (6 MTS/VARILLA) / 5 VARILLAS/QQ X DESPERDICIO

ACERO Ø 3/8" = 89,55 QQ

ALAMBRE DE AMARRE:

= Nº DE LIBRAS/QQ X Nº DE AS TRANSVERSAL X FACTOR DE DESPERDICIO

= 10 LBS/QQ X 89.6 QQ X 1.20

1074,57 LBS

COLADO DE VIGAS

Nº DE VIGAS = 10

f'c = 280 kg/cm²

longitud de la viga = 20,96 metros

Dimensiones de la viga (0.70 m x 1.40 m)

Volumen = 20,54 m³/viga

Volumen total = 20,54 m³/viga 10 vigas

Volumen total = **205,408 m³**

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	DIAFRAGMA	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ARMADURIA DE DIAFRAGMA	REVISO:	

Nº DE SECCIONES DE DIAFRAGMA = 24
LONGITUD DE DIAFRAGMA = 0,8 metros

Lecho inferior e intermedio
Armado de diafragma
LT = 0.80 m x 8
LT = 6,4 metros/diafragma

AS = LT X 24 DIAFRAGMAS X DESPERDICIO / 6 METROS /2 VARILLAS/QQ
AS = 12,8 QQ DE AS Ø 1"

Lecho superior
LT = distancia del tramo x antidad de acero del tramo
LT = 0.80 m x 2 var
LT= 1,6 metros/diafragma

AS Ø 1/2" = 1.60 mts x 24 diafragmas x desperdicio/6*9
AS Ø 1/2" = 0,77 QQ

ACERO TRANSVERSAL:
ESTRIBO
LESTRIBO = (0.40mt +1.05m + 0.4m + 1.05m + 0.20)
LESTRIBO = 3,1 MTS

Nº DE ESTRIBOS = LONGITUD TOTAL/SEPARACION ENTRE ESTRIBOS
Nº DE ESTRIBOS = 0.80/0.25 = 4 ESTRIBOS/DIAFRAGMA

LESTRIBO = 12,4 MTS /DIAFRAGMA

AS Ø 3/8" LARGO DE VARILLA X Nº DE ELEMENTOS X FACTOR DE DESPERDICIO /6 * 14
AS Ø 3/8" = 3,83 QQ

Grapa
L GRAPA = 0.55 metros
Nº DE GRAPAS = 2 @ 25
Nº DE GRAPAS = 12 / DIAFRAGMA
LT = LONGITUD DE GRAPAS/DIAFRAGMA X LONGITUD DE GRAPA
LT = 12 0,55
LT = 6,6 mts / diafragma

AS Ø 3/8" = 0,94 QQ

Alambre de Amarre
ALAMBRE DE AMARRE =Nº DE LIBRAS/QQ X Nº DE AS TRANSVERSAL X FACTOR DE DESPERDICIO
=10 LBS/QQ X 4.77 QQ X 1.20
57,23

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO			FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	DIAFRAGMA			CALCULO:	
ACTIVIDAD:				REVISO:	
LONGITUD DEL DIAFRAGMA =	0,8 METROS				
f'c = 280	kg/cm2				
DIMENSIONES DEL DIAFRAGMA =	(0.50 M X 1.00)				
Nº DE DIAFRAGMAS =	24				
VOLUMEN =	0,5 METROS	1 METROS	0,8 METROS		
VOLUMEN =	0,40 M3/DIAFRAGMA				
VOL. TOTAL =	0,40 M3	X	24	DIAFRAGMAS	
VOL. TOTAL =	9,6 M3				

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	CABEZALES	CALCULO:	
ACTIVIDAD:		REVISO:	
<p>Nº DE SECCIONES DE CABEZALES = 2,00</p> <p>LONGITUD DE CABEZAL = 8,00 METROS</p> <p>F´C = 280 KG/CM2</p> <p>AREA DE CABEZAL = (0.3 M X 2.37 M + 0.5 M X 0.8 M + 0.2 M X 0.10 M)</p> <p>AREA DE CABEZAL = 1,13 MTS2</p> <p>VOLUMEN DE CABEZAL = AREA DE CABEZAL X LONGITUD DE CABEZAL</p> <p>VOLUMEN DE CABEZAL = 9,05 MTS3/CABEZAL</p> <p>VOLUMEN TOTAL DE CABEZALES = VOLUMEN DE CABEZAL X Nº DE CABEZALES</p> <p>VOLUMEN TOTAL DE CABEZALES = 18,10 MTS3</p>			

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	BLOQUE ANTISISMICO	CALCULO:	
ACTIVIDAD:		REVISO:	
Nº DE BLOQUES =	40,00		
F´C =	280,00 KG/CM2		
VOLUMEN =	(0.2 M X 0.25 M X 0.50 M)		
VOLUMEN =	0,025 M3/BLOQUE		
VOLUMEN =	1,00 M3/CABEZAL		

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	ESTRIBOS	CALCULO:	
ACTIVIDAD:		REVISO:	
<p>Nº DE ESTRIBOS = 2</p> <p>AREA DE ESTRIBOS = (AREA DE ZAPATA + A ESTRIBO)</p> <p>AREA DE ESTRIBOS = (7.0 M X 1.0 M + 0.8 M X 4.0 M + (1/2) X 1.0 M X 4.0 M)</p> <p>AREA DE ESTRIBOS = 12,20 M2</p> <p>LONGITUD DE ESTRIB 8 METROS</p> <p>VOLUMEN DE ESTRIBO AREA DE ESTRIBO X LONGITUD DE ESTRIBO</p> <p>VOLUMEN DE ESTRIBO 12,20 M2 X 8,00 METROS</p> <p>VOLUMEN DE ESTRIBO 97,60 M3</p> <p>VOLUMEN TOTAL = VOLUMEN DE ESTRIBO X Nº DE ESTRIBOS</p> <p>VOLUMEN TOTAL = 97,60 M3 X 2</p> <p>VOLUMEN TOTAL = 195,20 M3</p>			

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	ALETONES	CALCULO:	
ACTIVIDAD:		REVISO:	

Nº DE ALETONES = 2
AREA DE ALETONES = (AREA DE ZAPATA + A ALETON)

AALETON RAIZ = (7.0 M X 1.0 M + 6.37 M X 0.70 M + 0.5 M X 6.37 X 2.12 M)=
AALETON RAIZ = **18,21 M2**

AALETON EXTREMO= (5.0M X 1.0 M + 4.8M X 0.7M X + 0.5M X 1.6M X 4.80M
AALETON EXTREMO= **12,2 M3**

LONGITUD DE ALETON **13,00 M**
VOL. ALETON SUPERIOR EXTREMO IZQUIER (AALETON SUPERIOR RAIZ + AALETON SUPERIOR EXTREMO)/2 X L
VOL. ALETON SUPERIOR EXTREMO IZQUIERD **197,67 M3**

LONGITUD DE ALETON2= 16,50 M
VOL. ALETON SUPERIOR DERECHO = (AALETON SUPERIOR RAIZ + AALETON SUPERIOR EXTREMO)/2 X L
VOL. ALETON SUPERIOR DERECHO = **250,89 M3**

LONGITUD DE ALETON3= 15,00 M
VOL.ALETON INFERIOR IZQUIERDO= (AALETON SUPERIOR RAIZ + AALETON SUPERIOR EXTREMO)/2 X L
VOL.ALETON INFERIOR IZQUIERDO= **228,08 M3**

LONGITUD DE ALETON3= 15,50 M
VOL.ALETON INFERIOR DERECHO= (AALETON SUPERIOR RAIZ + AALETON SUPERIOR EXTREMO)/2 X L
VOL.ALETON INFERIOR DERECHO= **235,69 M3**

LONGITUD DE MURO DE RETENCIÓN DE ESCUELA = 32,65 METROS
AREA DE MURO = (5.0M X 1.0 M + 4.8M X 0.7M X + 0.5M X 1.6M X 4.80M
AREA DE MURO = **12,2 M3**
VOLUMEN DE MURO = AREA DE MURO X LONGITUD DE MURO
VOLUMEN DE MURO = **398,33 M3**

GRAN TOTAL = **1505,87 M3**

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	FILTRO GRANULAR	CALCULO:	
ACTIVIDAD:		REVISO:	

<p>ESTRIBO I</p> <p>AREA = ESPESOR X HCABEZAL + ESPESOR X L AREA = 0,462 M2 LONGITUD DE ESTRIBO 8 METROS</p> <p>VOLUMEN = AREA X LONGITUD DE ESTRIBO VOLUMEN = 3,70 M3</p>	<p>ESTRIBO II</p> <p>AREA = ESPESOR X HCABEZAL + ESPESOR X L AREA = 0,462 M2 L DE ESTRIBO = 8 METROS</p> <p>VOLUMEN = AREA X LONGITUD DE ESTRIBO VOLUMEN = 3,70 M3</p>
<p>ALETON SUPERIOR IZQUIERDO</p> <p>AREA = ESPESOR X L AREA = 0,338 M2 LONGITUD DE ALETON 13 METROS</p> <p>VOLUMEN = AREA X LONGITUD DE ESTRIBO VOLUMEN = 4,39 M3</p>	<p>ALETON SUPERIOR DERECHO</p> <p>AREA = ESPESOR X HCABEZAL + ESPESOR X L AREA = 0,338 M2 L DE ALETON = 16,5 METROS</p> <p>VOLUMEN = AREA X LONGITUD DE ESTRIBO VOLUMEN = 5,58 M3</p>
<p>ALETON INFERIOR IZQUIERDO</p> <p>AREA = ESPESOR X L AREA = 0,338 M2 LONGITUD DE ALETON 15 METROS</p> <p>VOLUMEN = AREA X LONGITUD DE ESTRIBO VOLUMEN = 5,07 M3</p>	<p>ALETON INFERIOR DERECHO</p> <p>AREA = ESPESOR X HCABEZAL + ESPESOR X L AREA = 0,338 M2 L DE ALETON = 15,5 METROS</p> <p>VOLUMEN = AREA X LONGITUD DE ESTRIBO VOLUMEN = 5,24 M3</p>
<p>MURO DE RETENCION EN CENTRO ESCOLAR</p> <p>AREA = ESPESOR X L AREA = 0,338 M2 LONGITUD DE ALETON 32,65 METROS</p> <p>VOLUMEN = AREA X LONGITUD DE ESTRIBO VOLUMEN = 11,04 M3</p>	
<p>VOLUMEN TOTAL DE FILTRO GRANULAR</p> <p>VTOTAL = 38,71 M3</p>	

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO		FECHA: MARZO, 2006
PARTIDA: TUBOS DE DRENAJE		CALCULO:
ACTIVIDAD:		REVISO:
ESTRIBO I		
Nº DE SECCIONES = $8 / 1.5 =$	5,33	
Nº DE SECCIONES = $6 \times 2 \text{ FILAS} =$		
Nº DE SECCIONES =	12	
ESTRIBO II		
Nº DE SECCIONES = $8/1.5 =$	5,33	
Nº DE SECCIONES = $6 \times 2 \text{ FILAS}$		
Nº DE SECCIONES =	12	
ALETON SUPERIOR IZQUIERDO		
Nº DE SECCIONES = $13.0 / 1.5 =$	8,67	
Nº DE SECCIONES = $9 \times 2 \text{ FILAS} =$	18	
ALETON SUPERIOR DERECHO		
Nº DE SECCIONES = $16.5 / 1.5 =$	11,00	
Nº DE SECCIONES = $11 \times 2 \text{ FILAS}$	22	
ALETON INFERIOR IZQUIERDO		
Nº DE SECCIONES = $15.0 / 1.5 =$	10,00	
Nº DE SECCIONES = $10 \times 2 \text{ FILAS} =$	20	
ALETON INFERIOR DERECHO		
Nº DE SECCIONES = $16.5 / 1.5 =$	11,00	
Nº DE SECCIONES = $11 \times 2 \text{ FILAS}$	22	
MURO DE RETENCION		
Nº DE SECCIONES = $32.65 / 1.5 =$	21,67	
Nº DE SECCIONES = $22 \times 2 \text{ FILAS}$	36	
TOTAL DE SECCIONES	142	

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	LIMPIEZA Y CHAPEO	CALCULO:	
ACTIVIDAD:		REVISO:	
<p>Área de Limpieza= (longitud total a limpiar)(ancho de la seccion) $= (85 \text{ m})(10 \text{ m}) + (64 \text{ m})(7) + (20 \text{ m})(5 \text{ m})$ $= 139 \text{ m}^2$</p> <p>Trazo por unidad de área Área de trazo= (longitud)(ancho de la seccion) $= (64 \text{ m})(5 \text{ m}) + (58 \text{ m})(8 \text{ m})$ $= 784 \text{ m}^2$</p> <p>Trazo lineal para construcción Trazo lineal= (Nº de trazos)(longitud total a trazar) $= (6)(42 \text{ m})$ $= 252 \text{ m}$</p> <p>Excavación a mano total: Volumen de excavación para estribos: Volumen de excavación= (2 m de desplante + 1 m de compactación)(7 m)(7.37 m) $= (154.77 \text{ m}^3)(2 \text{ estribos})$ $= 309.54 \text{ m}^3$</p> <p>Excavación a mano hasta 1.5 m de material semiduro Volumen de excavación para aletones inferiores Aleton Izquierdo Volumen de excavación= (profundidad de excavación)(longitud)(ancho) $= (2 \text{ m desplante} + 1 \text{ m compactación}) \times ((7 + 7.37 / 2) \times (13 \text{ m}))$ $= 280.21 \text{ m}^3$</p> <p>Aleton Derecho Volumen de excavación= (profundidad de excavación)(longitud)(ancho) $= (2 \text{ m desplante} + 1 \text{ m compactación}) \times (7 + 7.37 / 2) \times (16.5 \text{ m})$ $= 86.22 \text{ m}^3$</p>			

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	EXCAVACION	CALCULO:	
ACTIVIDAD:		REVISO:	
<p>Volumen de excavación para aletones superiores</p> <p>Aletón izquierdo:</p> <p>Volumen de excavación para aletones superiores:</p> <p>Volumen de excavación= (profundidad de excavación)(longitud)(ancho)</p> $= (2 \text{ m desplante} + 1 \text{ m compactación})(7+7.37/2)(15)$ $= 323.33 \text{ m}^3$ <p>Aletón izquierdo:</p> <p>Volumen de excavación para aletones superiores:</p> <p>Volumen de excavación= (profundidad de excavación)(longitud)(ancho)</p> $= (2 \text{ m desplante} + 1 \text{ m compactación})(7+7.37/2)(15.5)$ $= 334.10 \text{ m}^3$ <p>Volumen total de excavación= Volumen de Estribos + Volumen de Aletones</p> $= 334.1+323.33+86.22+280.21+309.54$ $= 1333.4 \text{ m}^3$ <p>Volumen de relleno aproximaciones del puente:</p> <p>Relleno con material blando= (área de relleno en aproximaciones del puente)(ancho)</p> $= (69.59 \text{ m}^2 + 61.12 \text{ m}^3)(12 \text{ m})$ $= 1568.52 \text{ m}^3$ <p>Volumen de Compactación para estribo (mat. selecto):</p> <p>Volumen= Área compactada sobre estribos (mat. selecto):</p> <p>Volumen= (Área compactada sobre estribo + 1 m bajo estribo)x(ancho estribo)(Nº estribos)</p> $= 24.81 \text{ m}^2 + 1 \times 7 \text{ m}^2 \times 8 \times 2 \text{ estribos}$ $= 524.96 \text{ m}^3$ <p>Volumen de compactación para aleton inferior derecho (mat. selecto)</p> <p>Volumen= (Área aleton aleton)(Nº aletones)</p> $= (8.8+7.68)/2 + ((7+5)/2) \times 15 \times 1$ $= 213.6 \text{ m}^3$			

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	COMPACTACION (MAT. SELECTO)	CALCULO:	
ACTIVIDAD:		REVISO:	
<p>Volumen de compactación para aleton inferior Izquierdo (mat. selecto)</p> <p>Volumen= (Área aleton de raíz+área al aleton)(N° aletones)</p> $= (8.8+7.68)/2 + ((7+5)/2) \times 15.5 \times 1$ $= 220.72 \text{ m}^3$			
<p>Volumen de compactación para aleton superior Izquierdo (mat. selecto)</p> <p>Volumen= (Área aleton de raíz+área al aleton)(N° aletones)</p> $= (8.8+7.68)/2 + ((7+5)/2) \times 13.0 \times 1$ $= 185.12 \text{ m}^3$			
<p>Volumen de compactación para aleton superior Derecho (mat. selecto)</p> <p>Volumen= (Área aleton de raíz+área al aleton)(N° aletones)</p> $= (8.8+7.68)/2 + ((7+5)/2) \times 16.5 \times 1$ $= 234.96 \text{ m}^3$			
<p>Volumen de compactación total= Volumen comp. de estribos + Volumen de Aletones</p> $= 524.96 \text{ m}^3 + 213.6 \text{ m}^3 + 220.72 \text{ m}^3 + 185.12 \text{ m}^3 +$ $= 1379.36 \text{ m}^3$			
<p>Volumen de compactación para losa de aproximación (suelo cemento):</p> <p>Volumen= (largo de losa de aprox.) x (ancho losa) x (espesor de compactacion) x 2 lados</p> $= 3.45 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} \times 2 \text{ lados}$ $= 11.04 \text{ m}^3$			
<p>Remates= (0.3 m x 0.40 m de piedra y mortero): En losa de aproximación</p> <p>Long. de remates= ancho de la calle x 2 lados</p> $= 8 \text{ m} \times 2 \text{ lados}$ $= 16.0 \text{ m}$			

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	ENCOFRADO	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ENCOFRADO DE CABEZAL	REVISO:	
Encofrado para Cabezal:			
	<p>Cuartón =3 Refuerzos verticales / metro</p> $= 2.27 \text{ m} + 0.80 \text{ m} + 0.5 \text{ m} + 1.47$ $=(5.04 \text{ m / refuerzo}) \times (3 \text{ refuerzos / m})$ $= 15.12 \text{ m de cuartón / m de cabezal}$ $= 18.0 \text{ varas de cuartón / m de cabezal}$ $=(18.0 \text{ varas de cuartón / m de cabezal}) \times (14.80 \text{ m de cabezal})$ $= 266.4 \text{ varas de cuartón.}$		
	<p>Costanera =5 refuerzos horizontales a cada lado / metro de cabezal</p> $=5 \text{ refuerzos} \times 1 \text{ m} \times 2 \text{ lados}$ $=10 \text{ m de costanera / m de cabezal}$ $=(12.0 \text{ varas de costanera / m de cabezal}) \times (14.8 \text{ m de cabezal})$ $=177.6 \text{ varas de costanera}$		
	<p>Tabla =20 Refuerzos horizontales de tabla en todo el contorno / metro de cabezal</p> $=20 \text{ m de tabla / m de cabezal}$ $=(24.0 \text{ varas de tabla / m de cabezal}) \times (14.8 \text{ m de cabezal})$ $=355.2 \text{ varas de tabla}$		
	<p>Clavos =2.0 lbs de clavo / m de cabezal</p> $=(2.0 \text{ lbs de clavo / m de cabezal}) \times (14.8 \text{ m de cabezal})$ $=29.6 \text{ lbs de clavos}$		

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	ENCOFRADO	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ENCOFRADO DE VIGAS	REVISO:	
Encofrado para Viga:			
Cuartón	= (long. de cuartón / metro de viga) = 34.22 m de cuartón / m de viga x 104.8 mts = 266.4 varas de cuartón. = 4304 varas de cuartón		
Costanera	=(long. de costanera / m de viga =(1.20 m de costanera x 104.8 m =150.9 varas de costanera		
Tabla	=(longitud de tabla / m de viga) x (longitud total de cabezal) =355.2 m de tabla / m de viga x 104.8 m =1660 m de tabla =1992.0 varas de tabla		
Clavos	=2.0 lbs de clavo / m de viga =(2.0 lbs de clavo / m de cabezal) x (104.8 m de cabezal) =209.6 lbs de clavos		

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	DIAFRAGMA	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ENCOFRADO	REVISO:	
Encofrado para Diafragma:			
Metros lineales de diafragma: (largo) x (N° de tramos)			
Metros lineales de diafragma a encofrar: (0.8 m)(4) x (3)			
Metros lineales de diafragma a encofrar: 9.6 m lineales de diafragma			
<p>Cuartón =Refuerzos transversales de cuartón a cada 0.50 m</p> <p>=(long. de cuartón / metro lineal de diafragma) x (metros lineales de diafragma)</p> <p>= 29.52 m de cuartón / m lineal x 9.6 mts</p> <p>= 283.4 m.</p> <p>= 340 varas de cuartón</p>			
<p>Costanera =(long. de costanera / m de viga)</p> <p>=(1.20 m de costanera x 9.6 m)</p> <p>=111.52 m de costanera</p> <p>=13.82 varas de costanera</p>			
<p>Tabla =(longitud de tabla / m de diafragma) x (longitud total de diafragma)</p> <p>=10 m de tabla / m lineal x 9.6 m lineales</p> <p>=96 m de tabla</p> <p>=115 varas de tabla</p>			
<p>Clavos =2.0 lbs de clavo / m de diafragma</p> <p>=(2.0 lbs de clavo / m de diafragma) x (9.6 m de diafragma)</p> <p>=19.2 lbs de clavos</p>			

PROYECTO: PARTIDA: ACTIVIDAD:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO LOSA ENCOFRADO DE LOSA	FECHA: MARZO, 2006 CALCULO: REVISO:
Encofrado para losa:		
Cuartón	$= (\text{long. de cuartón} / \text{metro}^2 \text{ de losa}) \times (\text{área total de losa})$ $= 7.70 \text{ m} / \text{m}^2 \times 94.32 \text{ mts}$ $= 726.26 \text{ m.}$ $= 871.52 \text{ varas de cuartón}$	
Costanera	$= (\text{long. de costanera} / \text{m}^2 \text{ de losa}) \times (\text{área total de losa})$ $= (1.20 \text{ m} / \text{m}^2 \times 94.32 \text{ m})$ $= 113.184 \text{ m de costanera}$ $= 135.82 \text{ varas de costanera}$	
Tabla	$= (\text{longitud de tabla} / \text{m}^2 \text{ de losa}) \times (\text{Área total de losa})$ $= 4.80 \text{ m} / \text{m}^2 \times 94.32 \text{ m}^2$ $= 452.746 \text{ m de tabla}$ $= 543.28 \text{ varas de tabla}$	
Clavos	$= 2.0 \text{ lbs de clavo} / \text{m}^2 \text{ de losa}$ $= (2.0 \text{ lbs de clavo} / \text{m}^2 \text{ de losa}) \times (94.32 \text{ m de losa})$ $= 188.64 \text{ lbs de clavos}$	

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA: MARZO, 2006
PARTIDA:	ENCOFRADO	CALCULO:
ACTIVIDAD:	ENCOFRADO DE ACERA	REVISO:
Encofrado para Acera:		
Metros lineales de acera: (largo) x (2 lados)		
Metros lineales de acera a encofrar: (20.96 m) x (2)		
Metros lineales de acera a encofrar: 41.92 m lineales de acera		
<p>Cuartón =Refuerzos transversales de cuarton a cada 0.50 m</p> <p>= (long. de cuartón / m. lineal de acera) x (metros lineales de acera)</p> <p>= 4.08 m / m lineal x 41.92 mts</p> <p>= 171.04 m.</p> <p>= 205 varas de cuartón</p>		
<p>Costanera = (long. de costanera / m² de losa) x (área total de losa)</p> <p>= (1.20 m / m² x 94.32 m)</p> <p>= 113.184 m de costanera</p> <p>= 135.82 varas de costanera</p>		
<p>Tabla = (longitud de tabla / m lineal de acera) x (Área total de acera)</p> <p>= 2.4 m / m lineal x 41.92 m lineal</p> <p>= 100.61 m de tabla</p> <p>= 121 varas de tabla</p>		
<p>Clavos = 0.25 lbs de clavo / m lineal de acera</p> <p>= (0.25 lbs de clavo / m de acera) x (41.92 m de acera)</p> <p>= 10.48 lbs de clavos</p>		

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	ENCOFRADO	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ENCOFRADO DE BLOQUES ANTISISMICO	REVISO:	

Encofrado para Bloque antisísmico:

N° de bloques antisismicos= 40 bloques

Cuartón =(long. de cuartón / losa) x (N° de bloques)
 = 1.5 m / bloque x 40 bloques
 = 60 m.
 = 72 varas de cuartón

Tabla =1.5 m / bloque x 40 bloques
 =60 m
 =72 varas de tabla

Clavos =0.20 lbs de clavo / bloque) x (40 bloques)
 =8 lbs de clavos

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	LOSA INTERMEDIA	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ARMADO DE LOSA INTERMEDIA	REVISO:	
Acero paralelo al tráfico:			
Para ambos lechos			
	$L = (20.96 \times 32) + (20.96 \times 32) \times (20.96 \times 40) + (20.96 \times 40)$ $= 3018.24 \text{ m.}$		
Acero Ø 3/8" @ 25:			
A _s Ø 3/8"	$= (\text{largo de varilla}) (\text{factor desperdicio}) / \text{m} / \text{qq de As}$ $= 3018.24 \times 1.15 / 81 \text{ m. qq}$ $= 42.85 \text{ qq de A}_s \text{ Ø 3/8" @ 25}$		
Acero perpendicular al tráfico:			
$L = (4.12 \times 2) + 8.0$ $= 16.24 \text{ m} \times 210 \times 2 \text{ tramos de puente}$ $= 6820.8 \text{ m. lineales, para ambos lechos.}$			
Acero Ø 3/8" @ 25:			
A _s Ø 3/8"	$= (\text{largo de varilla}) (\text{factor desperdicio}) / \text{m} / \text{qq de As}$ $= 6820.8 \times 1.15 / 81 \text{ m/qq}$ $= 96.84 \text{ qq de A}_s \text{ Ø 3/8" @ 25}$		
Alambre de amarre			
Acero total= 96.84 qq			
Alambre Negro # 18			
N° de lbs= 96.84 qq x 10 lbs/qq x 1.15			
	= 1113.66 lbs		

PROYECTO: PARTIDA: ACTIVIDAD:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO LOSA INTERMEDIA COLADO DE LOSA INTERMEDIA	FECHA: MARZO, 2006 CALCULO: REVISO:
<p>$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>Area= $(3.05 \times 0.17) + ((3.05 \times 0.092)/2)$ $= 0.52 + 0.14$ $= 0.658 \text{ m}^2 \times 2 \text{ carriles}$ $= 1.32 \text{ m}^2$</p> <p>Volumen= $(1.32 \times 20.96) \times 2 \text{ tramos de puente}$ $= 55.34 \text{ m}^3$</p> <p>Materiales</p> <p>Cemento= $55.34 \text{ m}^3 \times 9.8 \text{ bolsas/m}^3 \times 1.10$ $= 597 \text{ bolsas}$</p> <p>Arena = $55.34 \text{ m}^3 \times 0.55 \text{ m}^3/\text{m}^3 \times 1.15$ $= 35.0 \text{ m}^3$</p> <p>Grava= $55.34 \text{ m}^3 \times 0.55 \text{ m}^3/\text{m}^3 \times 1.15$ $= 35.0 \text{ m}^3$</p> <p>Agua= $55.34 \text{ m}^3 \times 227 \text{ lts /m}^3 \times 1.30$ $= 16331 \text{ lts}$</p>		

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	ACERA	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ACERA	REVISO:	

Memoria de cálculo de la Acera:

Acero Longitudinal.
Acero Longitudinal Ø 3/8" (lecho superior):
Longitud= 3 tramos x 20.96 m x 2 lados x 2 tramos de puente
= 252 m / 81 m/qq = 3.11 qq

Acero Longitudinal Ø 1/2" (lecho inferior):
Longitud= 7 tramos x 20.96 m x 2 lados x 2 tramos de puente
= 587 m / 45.36 m /qq = 12.9 qq

Acero Transversal
Acero Transversal Ø 5/8" (lecho superior):
Longitud= 140 tramos x 3.62 m x 2 lados x 2 tramos de puente
= 2027.2 m / 29.26 m/qq = 69.3 qq @ 20 cm.

$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Área = $(0.05 \times .95 / 2) + 0.95 \times 0.25$
= 0.26 m^2

Volumen= $(0.26 \times 20.96) \times 2 \text{ lados} \times 2 \text{ tramos de puente}$
= 22 m^3

Materiales

Cemento= $22 \text{ m}^3 \times 9.8 \text{ bolsas/m}^3 \times 1.10$
= 237 bolsas

Arena = $22 \text{ m}^3 \times 0.55 \text{ m}^3/\text{m}^3 \times 1.15$
= 14 m^3

Grava= $22 \text{ m}^3 \times 0.55 \text{ m}^3/\text{m}^3 \times 1.15$
= 14 m^3

Agua= $22 \text{ m}^3 \times 227 \text{ lts/m}^3 \times 1.30$
= 6492.2 lts

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	LOSA DE APROXIMACION	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	CONCRETO DE LOSA DE APROXIMACION	REVISO:	
Area	$= (0.15 \times 3.45)$ $= 0.51 \text{ m}^2$		
Volumen	$= (0.51 \times 8 \text{ m}) \times 2 \text{ lados}$ $= 8.28 \text{ m}^3$		
$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
Materiales			
Cemento=	$8.28 \text{ m}^3 \times 9.8 \text{ bolsas/m}^3 \times 1.10$ $= 90 \text{ bolsas}$		
Arena =	$8.28 \text{ m}^3 \times 0.55 \text{ m}^3/\text{m}^3 \times 1.15$ $= 5.2 \text{ m}^3$		
Grava=	$8.28 \text{ m}^3 \times 0.55 \text{ m}^3/\text{m}^3 \times 1.15$ $= 5.2 \text{ m}^3$		
Agua=	$8.28 \text{ m}^3 \times 227 \text{ lts/m}^3 \times 1.30$ $= 2444 \text{ lts}$		
Suelo Cemento			
	$\text{Area} = 0.2 \text{ m} \times 3.45 \text{ m}$ $= 0.69 \text{ m}^2 \times 8 \text{ m}$ $= 5.52 \text{ m}^3 \times 2 \text{ lados}$ $V \text{ tot.} = 11.0 \text{ m}^3 \text{ de suelo cemento}$		

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	BARANDAL	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	BARANDAL SUPERIOR INFERIOR Y PASAMANOS	REVISO:	

Barandal de tubo galvanizado de Ø 4":
Tubo de hierro galvanizado de Ø 4"
Se usaran 3 barandales de tubo galvanizado
Nº de tramos de tubo= 2 (a cada lado del puente)
Longitud total del tramo= 20.96 m

Long. tot.= (Nº de barandas)(Nº de tramos)(long. del tramo)
= 3 barandas x 2 tramos x 20.96 m.
= 130.0 m de tubo de Ø 4"

PROYECTO:	PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	FECHA:	MARZO, 2006
PARTIDA:	POSTE	CALCULO:	
ACTIVIDAD:	ARMADO DE POSTE	REVISO:	

h de poste = 1.10 m
N° de postes = 56

25,00

25,00

2 No. 5

No. 4 @ 10 cm.

4 No. 8

Lado del tráfico.

Acero longitudinal:

$$A_s = (\text{largo de varilla})(N^\circ \text{ de varillas})(N^\circ \text{ elementos})(\text{factor de desperdicio}) / (\text{m}/\text{qq de } A_s) A_s \emptyset$$

$$1'' = (1.6 \text{ m})(4 \text{ varillas})(56 \text{ postes})(1.15) / (11.43 \text{ m}/\text{qq})$$

$$= 18.03 \text{ qq de } A_s \emptyset 1''$$

$A_s \emptyset 3/4'' = 1.35 \text{ m } 2 \text{ varillas } 56 \text{ postes } 1.15 / 20.25 \text{ m}/\text{qq}$

$$= 8.58 \text{ qq de } A_s \emptyset 3/4''$$

Acero Transversal:

$$A_s \emptyset 1/2'' = (\text{largo de estribo})(N^\circ \text{ de estribos})(N^\circ \text{ elementos})(\text{factor de desperdicio}) / (\text{m}/\text{qq de } A_s)$$

$$= (0.7 \times 10 \times 56 \times 1.15) / 45.36$$

$$= 9.94 \text{ qq de } A_s \emptyset 1/2''$$

Alambre de Amarre

$$\text{Alambre} = (N^\circ \text{ de libras}/\text{qq})(N^\circ \text{ qq de } A_s \text{ transversal})(\text{factor de desperdicio})$$

$$= 10 \text{ lbs}/\text{qq} \times 9.94 \text{ qq} \times 1.2$$

$$= 120 \text{ lbs}$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO
PARTIDA: POSTE
ACTIVIDAD: COLADO Y MOLDEADO DE POSTE

FECHA: MARZO, 2006
CALCULO:
REVISO:

Memoria de cálculo:

Moldeado del poste

Altura del poste:

$h = 1.10 \text{ m}$

Se usaran 4 tramos de tabla de 1.2 m

$L = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ m}$

Para 56 postes

Long. tot. $= 4.8 \times 56 = 269 \text{ m}$

$= 269 \text{ m} \times 1.196 \text{ vrs} / 1 \text{ m.}$

$= 322 \text{ varas}$

Colado del poste:

Nº de postes= 56

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Altura de poste= 1.10 m

Dimensiones del poste= 0.25×0.25

Volumen= $0.25 \times 0.25 \times 1.10$

$= 0.069 \text{ m}^3$

FORMATO FISDL

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

FECHA: MARZO DE 2006

Nº	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	MATERIAL	M. O.	OTROS	TOTAL COSTO DIRECTO	TOTAL COSTO INDIRECTO	I.V.A. 13%	TOTAL COSTO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO DE PARTIDA
1	Limpieza (chapeo)	1.600,00	M2	\$ -	\$ 0,05	\$ 0,03	\$ 0,08	\$ 0,02	\$ 0,01	\$ 0,11	\$ 176,00	\$ 176,00
2	Limpieza (chapeo con arboles y/o espinos)	139,00	M2	\$ -	\$ 0,05	\$ 0,03	\$ 0,08	\$ 0,02	\$ 0,01	\$ 0,11	\$ 15,29	\$ 15,29
3	Trazo por unidad de area	784,00	M2	\$ 0,15	\$ 0,59	\$ 0,05	\$ 0,79	\$ 0,21	\$ 0,13	\$ 1,13	\$ 885,92	\$ 885,92
4	Trazo lineal para construccion	252,00	ML	\$ 0,15	\$ 0,28	\$ 0,01	\$ 0,44	\$ 0,11	\$ 0,07	\$ 0,62	\$ 156,24	\$ 156,24
5	Excavación a mano hasta 1.50 metros (mat. Semiduro)	309,54	M3	\$ -	\$ 3,95	\$ 0,01	\$ 3,96	\$ 1,03	\$ 0,65	\$ 5,64	\$ 1.745,81	\$ 1.745,81
6	Excavación a mano hasta 1.50 metros (mat. Duro)	1.333,40	M3	\$ -	\$ 6,03	\$ 0,01	\$ 6,04	\$ 1,57	\$ 0,99	\$ 8,60	\$ 11.467,24	\$ 11.467,24
7	Corte en Terraza (C/maquinaria) Mat. Blando.	138,25	M3	\$ -	\$ -	\$ 3,98	\$ 3,98	\$ 1,03	\$ 0,65	\$ 5,66	\$ 782,50	\$ 782,50
8	Relleno Compactado con Mat. Selecto.	1.379,36	M3	\$ 8,96	\$ 2,26	\$ 1,60	\$ 12,82	\$ 3,33	\$ 2,10	\$ 18,25	\$ 25.173,32	\$ 25.173,32
9	Relleno Compactado suelo-cem. 20:1 (con Mat. Selecto.)	127,90	M3	\$ 18,85	\$ 2,26	\$ 0,53	\$ 21,64	\$ 5,63	\$ 3,55	\$ 30,82	\$ 3.941,88	\$ 3.941,88
10	Desalajo de Material Sobrante	112,58	M3	\$ -	\$ 3,34	\$ 4,00	\$ 7,34	\$ 1,91	\$ 1,20	\$ 10,45	\$ 1.176,46	\$ 1.176,46
11	Encofrado de Losa	188,64	M2	\$ 35,28	\$ 3,44	\$ 0,40	\$ 39,12	\$ 10,17	\$ 6,41	\$ 55,70	\$ 10.507,25	\$ 10.507,25
12	Encofrado de Vigas	104,80	ML	\$ 95,16	\$ 16,68	\$ 0,70	\$ 112,54	\$ 29,26	\$ 18,43	\$ 160,23	\$ 16.792,10	\$ 16.792,10
13	Encofrado de Diafragmas	19,20	ML	\$ 73,51	\$ 21,74	\$ 0,70	\$ 95,95	\$ 24,95	\$ 15,72	\$ 136,62	\$ 2.623,10	\$ 2.623,10
14	Encofrado Para Cabezal	14,80	ML	\$ 82,22	\$ 8,15	\$ 0,74	\$ 91,11	\$ 23,69	\$ 14,92	\$ 129,72	\$ 1.919,86	\$ 1.919,86
15	Encofrado de Bloque Antisismico	1,00	S.G.	\$ 174,38	\$ 22,89	\$ 0,74	\$ 198,01	\$ 51,48	\$ 32,43	\$ 281,92	\$ 281,92	\$ 281,92
16	Encofrado de Acera	83,84	ML	\$ 17,06	\$ 16,31	\$ 0,74	\$ 34,11	\$ 8,87	\$ 5,59	\$ 48,57	\$ 4.072,11	\$ 4.072,11
17	Encofrado de Postes	56,00	C/U	\$ 8,81	\$ 3,27	\$ 0,74	\$ 12,82	\$ 3,33	\$ 2,10	\$ 18,25	\$ 1.022,00	\$ 1.022,00
18	Mamposteria para Muro	1.505,87	M3	\$ 32,72	\$ 25,06	\$ 0,50	\$ 58,28	\$ 15,15	\$ 9,55	\$ 82,98	\$ 124.957,09	\$ 124.957,09
19	Concreto para vigas longitudinales fc = 280 Kg/cm2	205,41	M3	\$ 257,49	\$ 6,68	\$ 0,90	\$ 265,07	\$ 68,92	\$ 43,42	\$ 377,41	\$ 77.523,79	\$ 77.523,79
20	Concreto para diafragmas Fc= 280 Kg/cm2	9,60	M3	\$ 95,65	\$ 9,12	\$ 0,90	\$ 112,27	\$ 29,19	\$ 18,39	\$ 159,85	\$ 1.534,56	\$ 1.534,56
21	Concreto para losa de aproximación Fc=210 Kg/cm2	8,28	M3	\$ 110,00	\$ 95,03	\$ 8,00	\$ 213,03	\$ 55,39	\$ 34,89	\$ 303,31	\$ 2.511,41	\$ 2.511,41
22	Concreto para viga de apoyo (cabezal) Fc=280 Kg/cm2	18,10	M3	\$ 381,08	\$ 93,49	\$ 8,00	\$ 482,57	\$ 125,47	\$ 79,05	\$ 687,09	\$ 12.436,33	\$ 12.436,33
23	Concreto para losa s/puente Fc=280 Kg/cm2	55,34	M3	\$ 328,43	\$ 108,58	\$ 1,80	\$ 438,81	\$ 114,09	\$ 71,88	\$ 624,78	\$ 34.575,33	\$ 34.575,33
24	Concreto de Bloque Antisismico	1,00	M3	\$ 544,61	\$ 108,58	\$ 1,80	\$ 654,99	\$ 170,30	\$ 107,29	\$ 932,58	\$ 932,58	\$ 932,58
25	Concreto de Acera sobre Puente	22,00	ML	\$ 58,16	\$ 9,60	\$ 0,40	\$ 68,16	\$ 17,72	\$ 11,16	\$ 97,04	\$ 2.134,88	\$ 2.134,88
26	Concreto para Barandalle Tubo de 4"	83,84	ML	\$ 57,42	\$ 19,91	\$ 0,80	\$ 78,13	\$ 20,31	\$ 12,80	\$ 111,24	\$ 9.326,36	\$ 9.326,36
27	Remate 30x40 cm de piedra y mortero	16,00	ML	\$ 4,44	\$ 3,22	\$ 0,10	\$ 7,76	\$ 2,02	\$ 1,27	\$ 11,05	\$ 176,80	\$ 176,80
28	Emplantillado de piedra	360,00	M2	\$ 5,84	\$ 4,37	\$ 0,30	\$ 10,51	\$ 2,73	\$ 1,72	\$ 14,96	\$ 5.385,60	\$ 5.385,60
29	Zapata de Pila Central	1,00	S.G.	\$ 7.868,05	\$ 380,20	\$ 85,00	\$ 8.333,25	\$ 2.166,65	\$ 1.364,99	\$ 11.864,89	\$ 11.864,89	\$ 11.864,89
30	Pila Central Circular D=1.50 mts	1,00	S.G.	\$ 3.494,42	\$ 651,70	\$ 85,00	\$ 4.231,12	\$ 1.100,09	\$ 693,06	\$ 6.024,27	\$ 6.024,27	\$ 6.024,27
31	Cabezal de Pila Central	1,00	S.G.	\$ 3.539,22	\$ 651,70	\$ 85,00	\$ 4.275,92	\$ 1.111,74	\$ 700,40	\$ 6.088,06	\$ 6.088,06	\$ 6.088,06
32	Neoprenos de 18x22x2 cm.	20,00	C/U	\$ -	\$ -	\$ 145,00	\$ 145,00	\$ 37,70	\$ 23,75	\$ 206,45	\$ 4.129,00	\$ 4.129,00
33	Junta de Dilatación entre losa y cabezal.	32,00	ML	\$ 14,45	\$ 19,39	\$ 2,20	\$ 36,04	\$ 9,37	\$ 5,90	\$ 51,31	\$ 1.641,92	\$ 1.641,92
34	Pala Mecánica	1,00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 7.750,45	\$ 7.750,45	\$ 2.015,12	\$ 1.269,52	\$ 11.035,09	\$ 11.035,09	\$ 11.035,09
35	Bodega e Instalaciones Provisionales	1,00	S.G.	\$ 875,00	\$ 310,86	\$ 15,00	\$ 1.200,86	\$ 312,22	\$ 196,70	\$ 1.709,78	\$ 1.709,78	\$ 1.709,78
36	Andamios	1,00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 600,00	\$ 600,00	\$ 156,00	\$ 98,28	\$ 854,28	\$ 854,28	\$ 854,28
37	Traslado de Pala Hidraulica	1,00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 750,00	\$ 750,00	\$ 195,00	\$ 122,85	\$ 1.067,85	\$ 1.067,85	\$ 1.067,85
38	Actividades Preparatorias	1,00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 2.800,00	\$ 2.800,00	\$ 728,00	\$ 458,64	\$ 3.986,64	\$ 3.986,64	\$ 3.986,64
39	Laboratorio de Suelo y Materiales	1,00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 4.500,00	\$ 4.500,00	\$ 1.170,00	\$ 737,10	\$ 6.407,10	\$ 6.407,10	\$ 6.407,10
40	Tubos de drenaje	513,00	ML	\$ 5,50	\$ 6,52	\$ 0,10	\$ 12,12	\$ 3,15	\$ 1,99	\$ 17,26	\$ 8.854,38	\$ 8.854,38
41	Rótulo FISDL	1,00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 175,00	\$ 175,00	\$ 45,50	\$ 28,67	\$ 249,17	\$ 249,17	\$ 249,17
COSTO TOTAL												\$ 369.820,35
IVA												\$ 48.076,65
VALOR DE LA OFERTA												\$ 417.896,99

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No. 1

UNIDAD: M2

ITEM No.: Limpieza (Chapeo)

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	200,00	\$ 0,05
SUB - TOTAL:				\$ 0,05	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
herramientas menores				\$ 0,03
SUB - TOTAL:				\$ 0,03

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$	0,08
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$	0,02
PRECIO UNITARIO	\$	0,10

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No. 2

UNIDAD: M2

ITEM No.: Limpieza (Chapeo con árboles y/o espinos)

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	200,00	\$ 0,05
SUB - TOTAL:				\$ 0,05	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
herramientas menores				\$ 0,03
SUB - TOTAL:				\$ 0,03

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 0,08
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 0,02
PRECIO UNITARIO	\$ 0,10

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 3

UNIDAD: M2

ITEM No.: Trazo por Unidad de Area

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	0,08	\$ 0,55	\$ 0,05
regla pacha de pino	vara	0,04	\$ 0,45	\$ 0,02
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	0,05	\$ 0,50	\$ 0,03
cordel No.15	rollo	0,02	\$ 1,80	\$ 0,04
manguera de 4"	yarda	0,02	¢ 0,60	\$ 0,01
SUB - TOTAL:				\$ 0,15

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
albañil	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	120,00	\$ 0,18
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	120,00	\$ 0,09
maestro de obra	\$ 20,00	\$ 18,00	\$ 38,00	120,00	\$ 0,32
SUB - TOTAL:				\$ 0,59	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,05
SUB - TOTAL:				\$ 0,05

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 0,79
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 0,21
PRECIO UNITARIO	\$ 1,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 4

UNIDAD: ML

ITEM No.: Trazo Lineal para Construcción

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	0,08	\$ 0,55	\$ 0,05
regla pacha de pino	vara	0,04	\$ 0,45	\$ 0,02
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	0,05	\$ 0,50	\$ 0,03
cordel No.15	rollo	0,02	\$ 1,80	\$ 0,04
manguera de 4"	yarda	0,02	¢ 0,60	\$ 0,01
SUB - TOTAL:				\$ 0,15

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
maestro de obra	\$ 20,00	\$ 18,00	250,00	\$ 0,15
Auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	250,00	\$ 0,04
Albañil	\$ 11,43	\$ 10,29	250,00	\$ 0,09
SUB - TOTAL:				\$ 0,28

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas Menores				\$ 0,01
SUB - TOTAL:				\$ 0,01

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 0,44
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 0,11
PRECIO UNITARIO	\$ 0,55

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 5

UNIDAD: M3

ITEM No.:Excavación A mano hasta 1.50 metros (material semiduro)

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
			\$ -	\$ -
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	2,75	\$ 3,95
SUB - TOTAL:				\$ 3,95	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
herramientas menores				\$ 0,01
SUB - TOTAL:				\$ 0,01

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 3,96
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 1,03
PRECIO UNITARIO	\$ 4,99

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 6

UNIDAD: M3

ITEM No.:Excavación A mano hasta 1.50 metros (material duro)

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
			\$ -	\$ -
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	1,80	\$ 6,03
SUB - TOTAL:				\$ 6,03	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
herramientas menores				\$ 0,01
SUB - TOTAL:				\$ 0,01

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 6,04
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 1,57
PRECIO UNITARIO	\$ 7,61

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 7

UNIDAD: M3

ITEM No.:Corte en Terraza (C/maquinaria) Mat. Blando.

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
			\$ -	\$ -
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Motoniveladora				\$ 3,98
SUB - TOTAL:				\$ 3,98

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 3,98
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 1,03
PRECIO UNITARIO	\$ 5,01

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 8

UNIDAD: M3.

ITEM No.: Relleno Compactado con material selecto

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
material selecto	m3	1,28	\$ 7,00	\$ 8,96
SUB - TOTAL:				\$ 8,96

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	4,80	\$ 2,26
SUB - TOTAL:				\$ 2,26	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Compactadora de impacto	weber	50	\$ 80,00	\$ 1,60
SUB - TOTAL:				\$ 1,60

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 12,82
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 3,33
PRECIO UNITARIO	\$ 16,15

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 9

UNIDAD: M3.

ITEM No.: Relleno Compactado con Suelo Cemento 20:1 (con Material Selecto)

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
material selecto	m3	1,28	\$ 7,00	\$ 8,96
cemento	bls	1,75	\$ 5,60	\$ 9,80
agua	barril	0,10	\$ 0,88	\$ 0,09
SUB - TOTAL:				\$ 18,85

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	4,80	\$ 2,26
SUB - TOTAL:				\$ 2,26	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Compactadora de impacto	weber	150	\$ 80,00	\$ 0,53
SUB - TOTAL:				\$ 0,53

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 21,64
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 5,63
PRECIO UNITARIO	\$ 27,27

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUEBLO SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 10

UNIDAD: M3

ITEM No.: Desalojo de Material Sobrante

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	3,25	\$ 3,34
SUB - TOTAL:				\$ 3,34	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Desalojo en Camión de Estaca	m3	1,00	4	\$ 4,00
SUB - TOTAL:				\$ 4,00

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 7,34
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 1,91
PRECIO UNITARIO	\$ 9,25

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 11

UNIDAD: M2

ITEM No.: Encofrado de Losa

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	5,23	\$ 0,55	\$ 2,88
regla pacha de pino	vara	5,46	\$ 0,45	\$ 2,46
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	2,00	\$ 0,50	\$ 1,00
Tabla de Pino	vara	8,77	\$ 1,65	\$ 14,47
Cuartón de Pino	vara	8,77	\$ 1,65	\$ 14,47
SUB - TOTAL:				\$ 35,28

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Carpintero	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	8,00	\$ 2,72
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	15,00	\$ 0,72
SUB - TOTAL:				\$ 3,44	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,40
SUB - TOTAL:				\$ 0,40

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 39,12
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 10,17
PRECIO UNITARIO	\$ 49,29

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 12

UNIDAD: ML

ITEM No.: Encofrado de Vigas

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	1,60	\$ 0,55	\$ 0,88
regla pacha de pino	vara	2,10	\$ 0,45	\$ 0,95
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	5,00	\$ 0,50	\$ 2,50
Tabla de Pino	vara	18,83	\$ 1,65	\$ 31,07
Cuartón de Pino	vara	36,22	\$ 1,65	\$ 59,76
SUB - TOTAL:				\$ 95,16

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Carpintero	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	1,50	\$ 14,51
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	5,00	\$ 2,17
SUB - TOTAL:				\$ 16,68	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,70
SUB - TOTAL:				\$ 0,70

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 112,54
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 29,26
PRECIO UNITARIO	\$ 141,80

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 13

UNIDAD: ML

ITEM No.: Encofrado de Diafragmas

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	1,35	\$ 0,55	\$ 0,74
regla pacha de pino	vara	1,78	\$ 0,45	\$ 0,80
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	3,50	\$ 0,50	\$ 1,75
Tabla de Pino	vara	10,00	\$ 1,65	\$ 16,50
Cuartón de Pino	vara	3,96	\$ 1,65	\$ 6,53
SUB - TOTAL:				\$ 26,32

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Carpintero	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	1,50	\$ 14,51
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	1,50	\$ 7,23
SUB - TOTAL:				\$ 21,74	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,70
SUB - TOTAL:				\$ 0,70

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 48,76
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 12,68
PRECIO UNITARIO	\$ 61,44

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 14

UNIDAD: ML

ITEM No.: Encofrado para Cabezal

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	13,00	\$ 0,55	\$ 7,15
regla pacha de pino	vara	3,60	\$ 0,45	\$ 1,62
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	5,00	\$ 0,50	\$ 2,50
Tabla de Pino	vara	25,00	\$ 1,65	\$ 41,25
Cuartón de Pino	vara	18,00	\$ 1,65	\$ 29,70
SUB - TOTAL:				\$ 82,22

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Carpintero	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	4,00	\$ 5,44
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	4,00	\$ 2,71
SUB - TOTAL:				\$ 8,15	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,74
SUB - TOTAL:				\$ 0,74

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 91,11
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 23,69
PRECIO UNITARIO	\$ 114,80

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 16

UNIDAD: ML

ITEM No.: Encofrado de Acera

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	1,20	\$ 0,55	\$ 0,66
regla pacha de pino	vara	1,20	\$ 0,45	\$ 0,54
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	2,00	\$ 0,50	\$ 1,00
Tabla de Pino	vara	4,50	\$ 1,65	\$ 7,43
Cuartón de Pino	vara	4,50	\$ 1,65	\$ 7,43
SUB - TOTAL:				\$ 17,06

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
Carpintero	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	2,00 \$ 10,88
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	2,00 \$ 5,43
SUB - TOTAL:				\$ 16,31

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,74
SUB - TOTAL:				\$ 0,74

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 34,11
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 8,87
PRECIO UNITARIO	\$ 42,98

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 17

UNIDAD: CU

ITEM No.: Encofrado de Postes

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	0,25	\$ 0,50	\$ 0,13
Tabla de Pino	vara	2,63	\$ 1,65	\$ 4,34
Cuartón de Pino	vara	2,63	\$ 1,65	\$ 4,34
SUB - TOTAL:				\$ 8,81

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Carpintero	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	10,00	\$ 2,18
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	10,00	\$ 1,09
SUB - TOTAL:				\$ 3,27	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,74
SUB - TOTAL:				\$ 0,74

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 12,82
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 3,33
PRECIO UNITARIO	\$ 16,15

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 15

UNIDAD: ___SG_____

ITEM No.: Encofrado de Bloque Antisismico

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	1,20	\$ 0,55	\$ 0,66
regla pacha de pino	vara	1,20	\$ 0,45	\$ 0,54
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	5,00	\$ 0,50	\$ 2,50
Tabla de Pino	vara	57,84	\$ 1,65	\$ 95,44
Cuartón de Pino	vara	45,60	\$ 1,65	\$ 75,24
SUB - TOTAL:				\$ 174,38

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Carpintero	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	1,05	\$ 20,72
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	5,00	\$ 2,17
SUB - TOTAL:				\$ 22,89	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,74
SUB - TOTAL:				\$ 0,74

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 198,01
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 51,48
PRECIO UNITARIO	\$ 249,49

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 18

UNIDAD: M3

ITEM No.: Mampostería para Muro

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Piedra en Bruto	m3	1,25	\$ 14,00	\$ 17,50
Arena	m3	0,32	\$ 8,00	\$ 2,56
cemento	bls	2,20	\$ 5,60	\$ 12,32
agua	barril	0,39	\$ 0,88	\$ 0,34
SUB - TOTAL:				\$ 32,72

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	1,30	\$ 8,35
albañil	\$ 11,43	\$ 10,29	\$ 21,72	1,30	\$ 16,71
SUB - TOTAL:				\$ 25,06	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,50
SUB - TOTAL:				\$ 0,50

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 58,28
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 15,15
PRECIO UNITARIO	\$ 73,43

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 19

UNIDAD: ML

ITEM No.: Vigas Pretensadas f'c =350 kg/cm2

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Suministro y montaje de vigas pretensadas PRECON	ml	1	385,65	385,65
SUB - TOTAL:				\$ 385,65

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 385,65
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 100,27
PRECIO UNITARIO	\$ 485,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 21

UNIDAD: M3

ITEM No.: Concreto Para Losa de Aproximación F'c=210 Kg/cm2

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Concreto F'c=210 kg/cm2 rev.5", con Bomba	M3	1,00	\$ 110,00	\$ 110,00
SUB - TOTAL:				\$ 110,00

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
Albañil	\$ 11,45	\$ 10,31	0,80	\$ 27,20
armador	\$ 8,57	\$ 7,71	0,40	\$ 40,70
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	0,40	\$ 27,13
SUB - TOTAL:				\$ 95,03

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas Varias (concretera, vibrador, etc.)				\$ 8,00
SUB - TOTAL:				\$ 8,00

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 213,03
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 55,39
PRECIO UNITARIO	\$ 268,42

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 24

UNIDAD: M3

ITEM No.: Concreto Para Bloque antisísmico

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Concreto F´c=280 kg/cm2 rev.5", con Bomba	M3	1,00	\$ 130,00	\$ 130,00
hierro corrugado de 3/8" b/n	qq	5,42	\$ 42,00	\$ 227,64
hierro corrugado de 1/2" b/n	qq	3,60	\$ 42,00	\$ 151,20
alambre de amarre	lbs	59,62	\$ 0,60	\$ 35,77
SUB - TOTAL:				\$ 544,61

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Albañil	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	1,00	\$ 21,76
armador	\$ 8,57	\$ 7,71	\$ 16,28	0,25	\$ 65,12
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	0,50	\$ 21,70
SUB - TOTAL:				\$ 108,58	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas Varias (concretera, vibrador, etc.)				\$ 1,80
SUB - TOTAL:				\$ 1,80

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 654,99
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 170,30
PRECIO UNITARIO	\$ 825,29

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 28

UNIDAD: M2

ITEM No.: Emplantillado de piedra

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Piedra Cuarta	m3	0,22	\$ 14,00	\$ 3,08
Arena	m3	0,07	\$ 8,00	\$ 0,54
cemento	bls	0,39	\$ 5,60	\$ 2,18
Agua	barril	0,05	\$ 0,88	\$ 0,04
SUB - TOTAL:				\$ 5,84

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
auxiliar	\$ 5,71	\$ 10,85	6,00	\$ 1,81
albañil	\$ 11,45	\$ 21,76	8,50	\$ 2,56
SUB - TOTAL:				\$ 4,37

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas Varias (concretera, vibrador, etc.)				\$ 0,30
SUB - TOTAL:				\$ 0,30

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
				\$ -
SUB - TOTAL:				\$ -

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 10,51
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 2,73
PRECIO UNITARIO	\$ 13,24

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 27

UNIDAD: ML

ITEM No.: Remate 30x40 cm de piedra y mortero

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Piedra en Bruto	m3	0,15	\$ 14,00	\$ 2,10
Arena	m3	0,08	\$ 8,00	\$ 0,60
cemento	bls	0,30	\$ 5,60	\$ 1,68
agua	barril	0,07	\$ 0,88	\$ 0,06
SUB - TOTAL:				\$ 4,44

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	7,00	\$ 1,55
albañil	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	13,00	\$ 1,67
SUB - TOTAL:				\$ 3,22	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,10
SUB - TOTAL:				\$ 0,10

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 7,76
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 2,02
PRECIO UNITARIO	\$ 9,78

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.:32

UNIDAD: ML

ITEM No.: Neoprenos de 18x22x2 cm.

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Suministro e instalacion de Neoprenos	C/U	1,00	\$ 145,00	\$ 145,00
SUB - TOTAL:				\$ 145,00

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 145,00
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 37,70
PRECIO UNITARIO	\$ 182,70

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 34

UNIDAD: SG

ITEM No.: Pala Mecánica

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Suministro de Tractor	SG	1,00	\$ 7.750,45	\$ 7.750,45
SUB - TOTAL:				\$ 7.750,45

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 7.750,45
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 2.015,12
PRECIO UNITARIO	\$ 9.765,57

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUEBLO SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 35

UNIDAD: S.G.

ITEM No.: Bodega e Instalaciones Provisionales

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Materiales Varios para Bodega	s.g.	1,00	\$ 875,00	\$ 875,00
SUB - TOTAL:				\$ 875,00

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Albañil	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	0,07	\$ 310,86
SUB - TOTAL:				\$ 310,86	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas Varias (concretera, vibrador, etc.)				\$ 15,00
SUB - TOTAL:				\$ 15,00

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 1.200,86
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 312,22
PRECIO UNITARIO	\$ 1.513,08

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 36

UNIDAD: S.G.

ITEM No.: Andamios

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Suministro de andamios metálicos	ml	1	1875	600
SUB - TOTAL:				\$ 600,00

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 600,00
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 156,00
PRECIO UNITARIO	\$ 756,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 37

UNIDAD: S.G.

ITEM No.: Traslado de Pala Hidráulica

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Transporte de Tractor	sg	1,00	\$ 750,00	\$ 750,00
SUB - TOTAL:				\$ 750,00

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 750,00
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 195,00
PRECIO UNITARIO	\$ 945,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 38

UNIDAD: S.G.

ITEM No.: Actividades Preparatorias

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Gerente de Control de Calidad	sg	1,00	\$ 2.800,00	\$ 2.800,00
SUB - TOTAL:				\$ 2.800,00

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 2.800,00
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 728,00
PRECIO UNITARIO	\$ 3.528,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 39

UNIDAD: S.G.

ITEM No.: Laboratorio de Suelo y Materiales

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Laboratorio de Control	sg	1,00	\$ 4.500,00	\$ 4.500,00
SUB - TOTAL:				\$ 4.500,00

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 4.500,00
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 1.170,00
PRECIO UNITARIO	\$ 5.670,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 40

UNIDAD: ML

ITEM No.:Tubos de drenaje de 3"

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Tubos de drenaje de 3"	ml	1,00	\$ 5,50	\$ 5,50
SUB - TOTAL:				\$ 5,50

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
auxiliar	\$ 5,71	\$ 10,85	5,00	\$ 2,17
albañil	\$ 11,45	\$ 21,76	5,00	\$ 4,35
SUB - TOTAL:				\$ 6,52

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,10
SUB - TOTAL:				\$ 0,10

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 12,12
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 3,15
PRECIO UNITARIO	\$ 15,27

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 41

UNIDAD: S.G.

ITEM No.: Rótulo FISDL

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Suministro e Instalación de Rótulo Tipo FISDL	sg	1,00	\$ 175,00	\$ 175,00
SUB - TOTAL:				\$ 175,00

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 175,00
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 45,50
PRECIO UNITARIO	\$ 220,50

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUEBLO SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.:30

UNIDAD: SG

ITEM No.: Pila Central Circular D=1.50 mts

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Concreto F´c=280 kg/cm2 rev.5", con Bomba	M3	14,79	\$ 130,00	\$ 1.922,70
hierro corrugado de 1" b/n	qq	32,34	\$ 42,00	\$ 1.358,28
alambre de amarre	lbs	355,74	\$ 0,60	\$ 213,44
SUB - TOTAL:				\$ 3.494,42

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
albañil	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	0,10 \$ 217,60
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	0,10 \$ 108,50
armador	\$ 8,57	\$ 7,71	\$ 16,28	0,05 \$ 325,60
SUB - TOTAL:				\$ 651,70

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas Varias (concretera, vibrador, etc.)				\$ 85,00
SUB - TOTAL:				\$ 85,00

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 4.231,12
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 1.100,09
PRECIO UNITARIO	\$ 5.331,21

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

PARTIDA No.: 29

UNIDAD: SG

ITEM No.: Zapata de Pila Central

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Concreto F´c=280 kg/cm2 rev.5", con Bomba	M3	57,60	\$ 130,00	\$ 7.488,00
hierro corrugado de 3/4" b/n	qq	7,82	\$ 42,00	\$ 328,44
alambre de amarre	lbs	86,02	\$ 0,60	\$ 51,61
SUB - TOTAL:				\$ 7.868,05

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
albañil	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	0,15	\$ 145,07
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	0,15	\$ 72,33
armador	\$ 8,57	\$ 7,71	\$ 16,28	0,10	\$ 162,80
SUB - TOTAL:				\$ 380,20	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas Varias (concretera, vibrador, etc.)				\$ 85,00
SUB - TOTAL:				\$ 85,00

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 8.333,25
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 2.166,65
PRECIO UNITARIO	\$ 10.499,90

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (SIN IVA)

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL
PARTIDA No.:31 **UNIDAD: SG**

ITEM No.: Cabezal de Pila Central

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Concreto F´c=280 kg/cm2 rev.5", con Bomba	M3	8,94	\$ 130,00	\$ 1.162,20
hierro corrugado de 1" b/n	qq	35,80	\$ 42,00	\$ 1.503,60
hierro corrugado de 3/8"	qq	0,44	\$ 42,00	\$ 18,48
hierro corrugado de 1/2"	qq	14,73	\$ 42,00	\$ 618,66
alambre de amarre	lbs	393,80	\$ 0,60	\$ 236,28
SUB - TOTAL:				\$ 3.539,22

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
albañil	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	0,10	\$ 217,60
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	0,10	\$ 108,50
armador	\$ 8,57	\$ 7,71	\$ 16,28	0,05	\$ 325,60
SUB - TOTAL:				\$ 651,70	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas Varias (concretera, vibrador, etc.)				\$ 85,00
SUB - TOTAL:				\$ 85,00

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 4.275,92
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 1.111,74
PRECIO UNITARIO	\$ 5.387,66

OFERTA CON ELEMENTOS PREFABRICADOS
 PROYECTO: PUENTE SOBRE OBRERA DEL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL
 FECHA: MARZO DE 2006

Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	MATERIAL	COSTO DIRECTO M. O.	DITROS	TOTAL		COSTO INDIRECTO	I.V.A. 13%	TOTAL UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO DE PARTIDA
							DIRECTO	INDIRECTO					
1	Limpieza (chapeo)	1,600.00	M2	\$ -	\$ 0.05	\$ 0.03	\$ 0.08	\$ 0.02	\$ 0.01	\$ 0.11	\$ 176.00	\$ 176.00	
2	Limpieza (chapeo con arbolles y/o espinos)	139.00	M2	\$ -	\$ 0.05	\$ 0.03	\$ 0.08	\$ 0.02	\$ 0.01	\$ 0.11	\$ 15.29	\$ 15.29	
3	Trazo por unidad de área	784.00	M2	\$ 0.15	\$ 0.59	\$ 0.05	\$ 0.79	\$ 0.21	\$ 0.13	\$ 1.13	\$ 885.92	\$ 885.92	
4	Trazo lineal para construcción	252.00	M	\$ 0.15	\$ 0.28	\$ 0.01	\$ 0.44	\$ 0.11	\$ 0.07	\$ 0.62	\$ 156.24	\$ 156.24	
5	Excavación a mano hasta 1.50 metros (mat. Semiduro)	309.54	M3	\$ -	\$ 3.95	\$ 0.01	\$ 3.95	\$ 1.03	\$ 0.65	\$ 5.64	\$ 1,745.81	\$ 1,745.81	
6	Excavación a mano hasta 1.50 metros (mat. Duro)	1,333.40	M3	\$ -	\$ 5.03	\$ 0.01	\$ 5.04	\$ 1.57	\$ 0.99	\$ 6.60	\$ 11,467.24	\$ 11,467.24	
7	Corte en Terraza (C/maquinaria) Mat. Blando.	138.25	M3	\$ -	\$ -	\$ 3.98	\$ 3.98	\$ 1.03	\$ 0.65	\$ 5.66	\$ 782.50	\$ 782.50	
8	Relevo Compactado sub-conv. Mat. Blando.	1,379.36	M3	\$ 8.96	\$ 2.26	\$ 1.60	\$ 12.82	\$ 3.33	\$ 2.10	\$ 18.25	\$ 25,173.32	\$ 25,173.32	
9	Relevo Compactado sub-conv. Mat. Duro.	127.90	M3	\$ 38.85	\$ 3.34	\$ 0.53	\$ 21.64	\$ 6.63	\$ 3.55	\$ 30.82	\$ 3,941.88	\$ 3,941.88	
10	Desalzo de Material Socrante	112.56	M3	\$ 35.28	\$ 3.44	\$ 0.40	\$ 7.34	\$ 1.91	\$ 1.20	\$ 10.45	\$ 1,176.46	\$ 1,176.46	
11	Encofrado de losa	41.92	M2	\$ 25.32	\$ 21.74	\$ 0.70	\$ 49.76	\$ 12.68	\$ 7.99	\$ 69.43	\$ 1,333.06	\$ 1,333.06	
12	Encofrado para Cabezal	19.20	M2	\$ 62.22	\$ 8.15	\$ 0.74	\$ 91.11	\$ 23.69	\$ 14.92	\$ 129.72	\$ 1,919.86	\$ 1,919.86	
13	Encofrado de bloque antisísmico	14.80	M2	\$ 174.36	\$ 22.89	\$ 0.74	\$ 393.01	\$ 31.46	\$ 32.43	\$ 261.92	\$ 4,281.92	\$ 4,281.92	
14	Encofrado de Acera	85.94	M2	\$ 87.68	\$ 45.31	\$ 0.74	\$ 341.11	\$ 87.68	\$ 5.78	\$ 463.77	\$ 4,072.11	\$ 4,072.11	
15	Encofrado de Fosos	56.80	M2	\$ 85.31	\$ 3.67	\$ 0.74	\$ 12.82	\$ 3.33	\$ 6.18	\$ 62.5	\$ 1,053.00	\$ 1,053.00	
16	Memoria para el Viro	240.20	M2	\$ 17.71	\$ 5.99	\$ 0.50	\$ 35.68	\$ 13.17	\$ 8.06	\$ 66.08	\$ 124,670.09	\$ 124,670.09	
17	Vigas Pretenidas F. C. 250 kg/cm2	31.60	M3	\$ 65.76	\$ 9.12	\$ 7.50	\$ 365.65	\$ 114.37	\$ 63.17	\$ 517.92	\$ 11,091.34	\$ 11,091.34	
18	Concreto para base de apoyo (Cabezal) Fc=210 kg/cm2	8.29	M3	\$ 110.00	\$ 95.03	\$ 8.00	\$ 219.03	\$ 55.39	\$ 34.89	\$ 303.31	\$ 2,511.41	\$ 2,511.41	
19	Concreto para base de apoyo (Cabezal) Fc=230 kg/cm2	18.10	M3	\$ 328.43	\$ 109.59	\$ 1.80	\$ 438.81	\$ 125.47	\$ 71.89	\$ 634.78	\$ 12,436.32	\$ 12,436.32	
20	Concreto para base de apoyo (Cabezal) Fc=260 kg/cm2	40.24	M3	\$ 544.61	\$ 109.59	\$ 1.80	\$ 654.99	\$ 170.30	\$ 107.29	\$ 932.58	\$ 9,124.88	\$ 9,124.88	
21	Concreto de Bloque Antisísmico	22.00	M3	\$ 57.42	\$ 19.91	\$ 0.80	\$ 68.16	\$ 17.72	\$ 11.16	\$ 97.04	\$ 2,134.88	\$ 2,134.88	
22	Concreto de Acera sobre Puente	63.84	M3	\$ 4.44	\$ 4.37	\$ 0.30	\$ 10.51	\$ 2.02	\$ 1.27	\$ 14.96	\$ 932.58	\$ 932.58	
23	Concreto para Barandil de Tubo de 4"	16.00	M	\$ 7.88	\$ 3.22	\$ 0.40	\$ 78.13	\$ 20.31	\$ 12.80	\$ 111.34	\$ 932.58	\$ 932.58	
24	Emplastillado de piedra	360.00	M2	\$ 4.44	\$ 4.37	\$ 0.30	\$ 10.51	\$ 2.02	\$ 1.27	\$ 14.96	\$ 5,385.60	\$ 5,385.60	
25	Zapata de Pila Central	1.00	S.G.	\$ 7,883.05	\$ 380.20	\$ 85.00	\$ 8,333.25	\$ 2,166.65	\$ 1,364.09	\$ 11,864.89	\$ 11,864.89	\$ 11,864.89	
26	Cabezal de Pila Central	1.00	S.G.	\$ 4,484.42	\$ 651.70	\$ 85.00	\$ 4,231.12	\$ 1,100.09	\$ 693.06	\$ 6,024.27	\$ 6,024.27	\$ 6,024.27	
27	Neoprenos de 18x22x2 cm.	20.00	C/U	\$ -	\$ -	\$ 145.00	\$ 145.00	\$ -	\$ -	\$ 2,900.00	\$ 6,088.06	\$ 6,088.06	
28	Junta de Dilatación entre losa y cabezal.	1.00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 7,750.45	\$ 7,750.45	\$ 2,015.12	\$ 1,269.52	\$ 11,035.09	\$ 11,035.09	\$ 11,035.09	
29	Bodega e Instalaciones Provisionales	1.00	S.G.	\$ 875.00	\$ 310.86	\$ 15.00	\$ 1,200.86	\$ 312.22	\$ 196.70	\$ 1,709.78	\$ 1,709.78	\$ 1,709.78	
30	Andamios	1.00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 600.00	\$ 600.00	\$ 156.00	\$ 98.28	\$ 854.28	\$ 854.28	\$ 854.28	
31	Traslado de Pila Hidráulica	1.00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 750.00	\$ 750.00	\$ 195.00	\$ 122.85	\$ 1,067.85	\$ 1,067.85	\$ 1,067.85	
32	Actividades Preparatorias	1.00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 2,800.00	\$ 2,800.00	\$ 728.00	\$ 459.64	\$ 3,986.64	\$ 3,986.64	\$ 3,986.64	
33	Laboratorio de Suelo y Materiales	1.00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 4,500.00	\$ 4,500.00	\$ 1,170.00	\$ 737.10	\$ 6,407.10	\$ 6,407.10	\$ 6,407.10	
34	Tubos de drenaje	513.00	M	\$ 5.50	\$ 6.52	\$ 0.10	\$ 12.12	\$ 3.15	\$ 1.99	\$ 17.26	\$ 8,854.38	\$ 8,854.38	
35	Robulo FUSD	1.00	S.G.	\$ -	\$ -	\$ 175.00	\$ 175.00	\$ 45.50	\$ 28.67	\$ 249.17	\$ 249.17	\$ 249.17	
COSTO TOTAL													\$ 373,735.05
IVA													\$ 48,585.56
VALOR DE LA OFERTA													\$ 422,320.61

PARTIDA No.: 11

UNIDAD: M2

ITEM No.: Encofrado de Losa

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
costanera de pino	vara	5,23	\$ 0,55	\$ 2,88
regla pacha de pino	vara	5,46	\$ 0,45	\$ 2,46
clavo de Ho. De 2" con cabeza	lbs	2,00	\$ 0,50	\$ 1,00
Tabla de Pino	vara	8,77	\$ 1,65	\$ 14,47
Cuartón de Pino	vara	8,77	\$ 1,65	\$ 14,47
SUB - TOTAL:				\$ 35,28

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL	
Carpintero	\$ 11,45	\$ 10,31	\$ 21,76	8,00	\$ 2,72
auxiliar	\$ 5,71	\$ 5,14	\$ 10,85	15,00	\$ 0,72
SUB - TOTAL:				\$ 3,44	

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
Herramientas varias				\$ 0,40
SUB - TOTAL:				\$ 0,40

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 39,12
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 10,17
PRECIO UNITARIO	\$ 49,29

PARTIDA No.: 19

UNIDAD: ML

ITEM No.: Vigas Pretensadas f'c = 350 kg/cm2

A- MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

B-MANO DE OBRA

DESCRIPCION	PRESTACION	JORN-TOTAL	RENDIMIENTO	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

C-EQUIPO Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	CAPACIDAD	RENDIMIENTO	COSTO/HORA	SUB TOTAL
SUB - TOTAL:				\$ -

D-SUBCONTRATOS

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	SUB TOTAL
Suministro y montaje de vigas pretensadas PRECON	ml	1	385,65	385,65
SUB - TOTAL:				\$ 385,65

COSTO DIRECTO = A + B + C + D	\$ 385,65
COSTO INDIRECTO (26 % C. D.)	\$ 100,27
PRECIO UNITARIO	\$ 485,92

FORMATO No - D (1/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL.

ETAPA 1 : ACTIVIDADES PREVIAS AL INICIO DE LA CONSTRUCCIÓN

EMPRESA: _____

FECHA: MARZO de 2006

1. COSTOS DIRECTO					
1.1 PERSONAL ASIGNADO AL OROYECTO	ASIGNACION HORAS DIARIAS	SUELDO MENSUAL	MES HOMBRE	SUB-TOTAL	TOTAL
SUPERVISOR	8,00	1.000,00	0,45	450,00	450,00
TOTAL SUELDO PERSONAL					450,00
1.2 PRESTACIONES					
I.S.S.S.				38,25	38,25
AFPs				27,00	27,00
AGUINALDO Y VACACIONES				72,00	72,00
INDEMNIZACION POR DESPIDO					
OTROS (especifique)					
TOTAL PRESTACIONES					137,25
1.3 COSTO DIRECTOS NO SALARIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL
TRANSPORTE	VIAJES	6,00	25,00	150,00	150,00
FIANZAS	U	1,00	350,00	350,00	350,00
INFORMES					
FOTOCOPIAS					
FOTOGRAFIAS					
COPIA HELIOGRAFICA					
OTROS (especifique)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS NO SALARIALES					500,00
1.4 CONSULTORIA DE SUELO Y MATERIALES	COMPROMISOS HORAS DIARIAS	PRECIO MENSUAL	MESES DE LABORATORIO	SUB-TOTAL	TOTAL
PERFORACIONES ESTANDAR MTS. X \$					
TOTAL COSTOS LABORATORIOS SUELOS Y MATERIALES					0,00

FORMATO No - D (2/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

ETAPA 1 : ACTIVIDADES PREVIAS AL INICIO DE LA CONSTRUCCIÓN

EMPRESA: _____ FECHA: MARZO de 2006

1. COSTOS DIRECTO					
1.5 SUBCONTRATOS	COMPROMISOS HORAS DIARIAS	PRECIO MENSUAL	MESES SUBCON- TRATOS	SUB-TOTAL	TOTAL
TOTAL DE SUBCONTRATOS					0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS (1.1 A 1.5)					1087,25
2. COSTOS INDIRECTOS					
2.1 SALARIOS Y PRESTACIONES PERSONAL ADMINISTRACION Y OFICINAS	SALARIOS MENSUAL	MESES SALARIO	SUB-TOTAL	TOTAL	
SECRETARIAS	250,00	1,00	250,00	250,00	
CONTADOR	250,00	1,00	250,00	250,00	
ORDENANZA	150,00	1,00	150,00	150,00	
VIGILANTES					
VIATICOS					
OTROS (especifique)					
PRESTACIONES					
TOTAL SALARIOS Y PRESTACIONES PERSONAL Y ADMINISTRATIVO Y OFICINA					650,00
2.2 GASTOS ADMINISTRATIVOS	GASTO MENSUAL	MESES GASTOS	SUB-TOTAL	TOTAL	
SERVICIO TELEFONICO Y FAX	34,29	1,00	34,29	34,29	
SERVICIO DE AGUAS	6,86	1,00	6,86	6,86	
SERVICIO DE ELECTRICIDAD	57,14	1,00	57,14	57,14	
SERVICIO DE MANTENIMIENTO	28,57	1,00	28,57	28,57	
DEPRECIACION	11,43	1,00	11,43	11,43	
UTILES DE ASEO	11,43	1,00	11,43	11,43	
SEGUROS	15,00	1,00	15,00	15,00	
PAPELERIA Y UTILES DE OFICINA	20,00	1,00	20,00	20,00	
OTROS (especifique)					
TOTAL GASTOS ADMINISTRATIVOS					184,71

FORMATO No - D (3/10)					
PRESUPUESTO DE SUPERVISION					
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL					
ETAPA 1 : ACTIVIDADES PREVIAS AL INICIO DE LA CONSTRUCCIÓN					
EMPRESA:			FECHA: MARZO de 2006		
2.3 ALQUILERES		PRECIO MENSUAL	MESES DE ALQUILERES	SUB-TOTAL	TOTAL
LOCAL OFICINA		114,29	1,00	114,29	114,29
EQUIPO DE COMPUTACION		35,29	1,00	35,29	35,29
PLOTTER		110,25	1,00	110,25	110,25
OTROS (especifique)					
TOTAL ALQUILERES					259,83
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS (2.1 A 2.3)					1.094,54
3. TOTAL DE COSTOS DIRECTOS MAS INDIRECTOS					2.181,79
4. HONORARIOS (25 % DE 3)					545,45
5. TOTAL COSTOS MAS HONORARIOS (3 + 4)					2.727,24
6. I. V. A. (13 % SOBRE 5)					354,54
PRECIO TOATAL DE LA OFERTA (5 + 6)					3.081,78

FORMATO No - D (4/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION

PROYECTO: CONSTRUCCION DE PUENTE VEHICULAR SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO, EL TRANSITO, SAN MIGUEL.

ETAPA 2 - SUPERVISION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION

EMPRESA: _____ FECHA: MARZO DE 2006

1. COSTOS DIRECTO					
1.1 PERSONAL ASIGNADO AL OROYECTO	ASIGNACION HORAS DIARIAS	SUELDO MENSUAL	MES HOMBRE	SUB-TOTAL	TOTAL
SUPERVISOR	8,00	1.000,00	0,90	900,00	900,00
TOTAL SUELDO PERSONAL					900,00
1.2 PRESTACIONES					
I.S.S.S.				76,50	76,50
AFPs				54,00	54,00
AGUINALDO Y VACACIONES				144,00	144,00
INDEMNIZACION POR DESPIDO					
OTROS (especifique)					
TOTAL PRESTACIONES					274,50
1.3 COSTO DIRECTOS NO SALARIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL
TRANSPORTE	VIAJES	84,00	25,00	2.100,00	2.100,00
FIANZAS	U	1,00	350,00	350,00	350,00
INFORMES	U	5,00	150,00	750,00	750,00
FOTOCOPIAS					
FOTOGRAFIAS					
COPIA HELIOGRAFICA					
OTROS (especifique)					
TOTAL COSTOS DIRECTOS NO SALARIALES					3.200,00
1.4 CONSULTORIA DE SUELO Y MATERIALES	COMPROMISOS HORAS DIARIAS	PRECIO MENSUAL	MESES DE LABORATORIO	SUB-TOTAL	TOTAL
PRUEBA DE MATERIALES	SG	500,00	7	3.500,00	3.500,00
PERFORACIONES ESTANDAR MTS. X ¢					
TOTAL COSTOS LABORATORIOS SUELOS Y MATERIALES					3.500,00

FORMATO No - D (5/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

ETAPA 2 - SUPERVISION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN

EMPRESA: _____ FECHA: NOV. 2002

1. COSTOS DIRECTO					
1.5 SUBCONTRATOS	COMPROMISOS HORAS DIARIAS	PRECIO MENSUAL	MESES SUBCON- TRATOS	SUB-TOTAL	TOTAL
TOTAL DE SUBCONTRATOS					0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS (1.1 A 1.5)					7.874,50
2. COSTOS INDIRECTOS					
2.1 SALARIOS Y PRESTACIONES PERSONAL ADMINISTRACION Y OFICINAS	SALARIOS MENSUAL	MESES SALARIO	SUB-TOTAL	TOTAL	
SECRETARIAS	250,00	3,50	875,00	875,00	
CONTADOR	250,00	3,50	875,00	875,00	
ORDENANZA	150,00	3,50	525,00	525,00	
VIGILANTES					
VIATICOS					
OTROS (especifique)					
PRESTACIONES	329,88	0,10	32,99	32,99	
TOTAL SALARIOS Y PRESTACIONES PERSONAL Y ADMINISTRATIVO Y OFICINA					2.307,99
2.2 GASTOS ADMINISTRATIVOS	GASTO MENSUAL	MESES GASTOS	SUB-TOTAL	TOTAL	
SERVICIO TELEFONICO Y FAX	20,00	3,50	70,00	70,00	
SERVICIO DE AGUAS	6,86	3,50	24,00	24,00	
SERVICIO DE ELECTRICIDAD	20,00	3,50	70,00	70,00	
SERVICIO DE MANTENIMIENTO	10,00	3,50	35,00	35,00	
DEPRECIACION	5,00	3,50	17,50	17,50	
UTILES DE ASEO	5,00	3,50	17,50	17,50	
SEGUROS	10,00	3,50	35,00	35,00	
PAPELERIA Y UTILES DE OFICINA	0,00	3,50	0,00	0,00	
OTROS (especifique)					
TOTAL GASTOS ADMINISTRATIVOS					269,00

FORMATO No - D (6/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION

PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

ETAPA 2 - SUPERVISION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN

EMPRESA: _____ FECHA: NOV. 2002

2.3 ALQUILERES	PRECIO MENSUAL	MESES DE ALQUILERES	SUB-TOTAL	TOTAL
LOCAL OFICINA	114,29	3,50	400,02	400,02
EQUIPO DE COMPUTACION	35,29	3,50	123,52	123,52
PLOTTER	110,25	1,00	110,25	110,25
OTROS (especifique)				
TOTAL ALQUILERES				633,78
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS (2.1 A 2.3)				3.210,77
3. TOTAL DE COSTOS DIRECTOS MAS INDIRECTOS				11.085,27
4. HONORARIOS (25 % DE 3)				2.771,32
5. TOTAL COSTOS MAS HONORARIOS (3 + 4)				13.856,58
6. I. V. A. (13 % SOBRE 5)				1.801,36
PRECIO TOATAL DE LA OFERTA (5 + 6)				15.657,94

FORMATO No - D (7/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION

PARA SUBPROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

ETAPA 3 - LIQUIDACION DEL CONTRATO DE CONSTRUCCIÓN

EMPRESA: _____ FECHA: NOV. 2002

1. COSTOS DIRECTO					
1.1 PERSONAL ASIGNADO AL OROYECTO	ASIGNACION HORAS DIARIAS	SUELDO MENSUAL	MES HOMBRE	SUB-TOTAL	TOTAL
SUPERVISOR	4,00	1.000,00	0,45	450,00	450,00
TOTAL SUELDO PERSONAL					450,00
1.2 PRESTACIONES					
I.S.S.S.				38,25	38,25
AFP's				27,00	27,00
AGUINALDO Y VACACIONES				72,00	72,00
INDEMNIZACION POR DESPIDO					
OTROS (especifique)					
TOTAL PRESTACIONES					137,25
1.3 COSTO DIRECTOS NO SALARIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL
TRANSPORTE FIANZAS INFORMES FOTOCOPIAS FOTOGRAFIAS COPIA HELIOGRAFICA OTROS (especifique)	VIAJES	6,00	25,00	150,00	150,00
TOTAL COSTOS DIRECTOS NO SALARIALES					150,00
1.4 VCONSULTORIA DE SUELO Y MATERIALES	COMPROMISOS HORAS DIARIAS	PRECIO MENSUAL	MESES DE LABORATORIO	SUB-TOTAL	TOTAL
PERFORACIONES ESTANDAR MTS. X ¢					
TOTAL COSTOS LABORATORIOS SUELOS Y MATERIALES					0,00

FORMATO No - D (8/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION

PARA SUBPROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL.

ETAPA 3 - LIQUIDACION DEL CONTRATO DE CONSTRUCCIÓN

EMPRESA: _____ FECHA: NOV. 2002

1. COSTOS DIRECTO					
1.5 SUBCONTRATOS	COMPROMISOS HORAS DIARIAS	PRECIO MENSUAL	MESES SUBCON- TRATOS	SUB-TOTAL	TOTAL
TOTAL DE SUBCONTRATOS					0,00
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS (1.1 A 1.5)					737,25
2. COSTOS INDIRECTOS					
2.1 SALARIOS Y PRESTACIONES PERSONAL ADMINISTRACION Y OFICINAS	SALARIOS MENSUAL	MESES SALARIO	SUB-TOTAL	TOTAL	
SECRETARIAS	250,00	0,85	212,50	212,50	
CONTADOR	250,00	0,85	212,50	212,50	
ORDENANZA VIGILANTES VIATICOS	150,00	0,85	127,50	127,50	
OTROS (especifique) PRESTACIONES			0,00	0,00	
TOTAL SALARIOS Y PRESTACIONES PERSONAL Y ADMINISTRATIVO Y OFICINA					552,50
2.2 GASTOS ADMINISTRATIVOS	GASTO MENSUAL	MESES GASTOS	SUB-TOTAL	TOTAL	
SERVICIO TELEFONICO Y FAX	20,00	1,00	20,00	20,00	
SERVICIO DE AGUAS	6,86	1,00	6,86	6,86	
SERVICIO DE ELECTRICIDAD	20,00	1,00	20,00	20,00	
SERVICIO DE MANTENIMIENTO	10,00	1,00	10,00	10,00	
DEPRECIACION	5,00	1,00	5,00	5,00	
UTILES DE ASEO	5,00	1,00	5,00	5,00	
SEGUROS	10,00	1,00	10,00	10,00	
PAPELERIA Y UTILES DE OFICINA	0,00	1,00	0,00	0,00	
OTROS (especifique)					
TOTAL GASTOS ADMINISTRATIVOS					76,86

**FORMATO No - D (9/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION**

PARA SUBPROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

ETAPA 3 - LIQUIDACION DEL CONTRATO DE CONSTRUCCIÓN

EMPRESA: _____ FECHA: NOV. 2002

2.3 ALQUILERES	PRECIO MENSUAL	MESES DE ALQUILERES	SUB-TOTAL	TOTAL
LOCAL OFICINA	114,29	0,45	51,43	51,43
EQUIPO DE COMPUTACION	35,29	0,45	15,88	15,88
PLOTTER	110,25	1,00	110,25	110,25
OTROS (especifique)				
TOTAL ALQUILERES				177,56
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS (2.1 A 2.3)				806,92
3. TOTAL DE COSTOS DIRECTOS MAS INDIRECTOS				1.544,17
4. HONORARIOS (25 % DE 3)				386,04
5. TOTAL COSTOS MAS HONORARIOS (3 + 4)				1.930,21
6. I. V. A. (13 % SOBRE 5)				250,93
PRECIO TOATAL DE LA OFERTA (5 + 6)				2.181,14

FORMATO No - D (10/10)
PRESUPUESTO DE SUPERVISION

PARA SUBPROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRÁNSITO, MUNICIPIO EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL

ETAPA 1 : ACTIVIDADES PREVIAS AL INICIO DE LA CONSTRUCCIÓN

EMPRESA: _____ FECHA: MARZO 2006,

TOTAL ETAPA 1 - ACTIVIDADES PREVIAS AL INICIO DE LA CONSTRUCCIÓN	3.081,78
TOTAL ETAPA 2 - SUPERVISION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN	15.657,94
TOTAL ETAPA 3 - LIQUIDACION DEL CONTRATO DE CONSTRUCCIÓN	2.181,14
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA	20.920,86

MEMORIA DE DISEÑO
ESTRUCTURAL DE
VIGAS PRETENSADAS TIPO T.

OBRA:

PUENTE SOBRE QUEBRADA
EL TRANSITO, DEPARTAMENTO
DE SAN MIGUEL, EL SALVADOR.

PRESENTA:

PLATINIUM S.A. de C.V.

DISEÑO:

ING. RUBEN MARTINEZ GUTIERREZ

MARZO/2006.

PARAMETROS DE DISEÑO

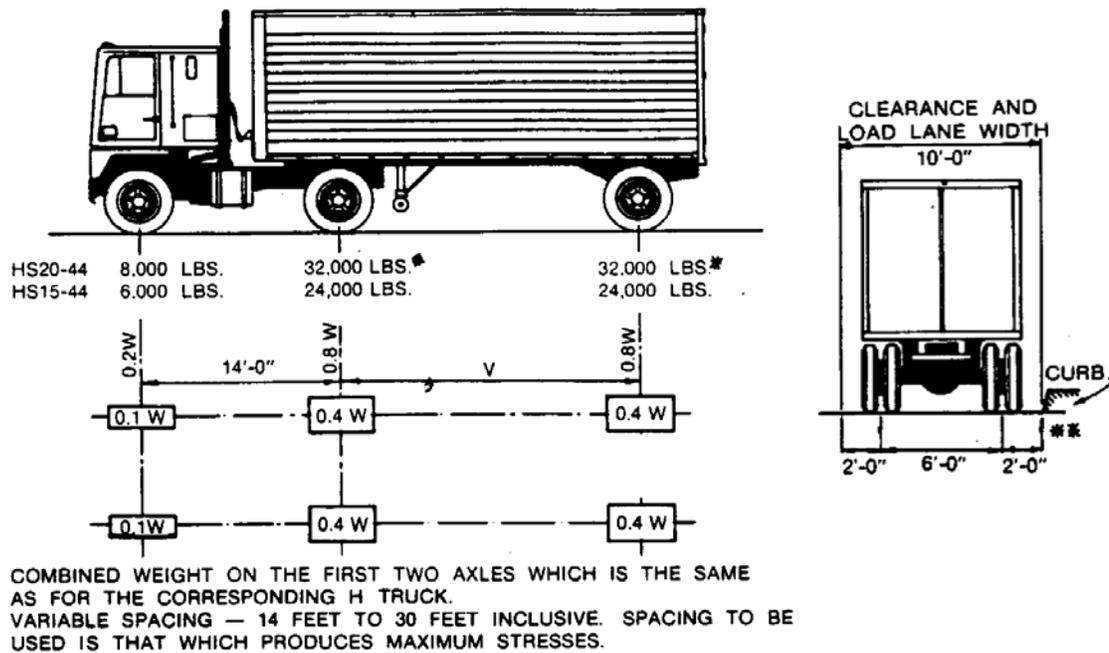
CODIGOS DE DISEÑO

Para el diseño de las obras de paso se utilizaron las siguientes normas de diseño:

1. Especificaciones Estándar para Puentes AASHTO, 16ª Edición 1996 y interims 1998..
Standard Specifications for Highway Bridges AASHTO, 16a Edition 1996 and interims 1998..
2. Norma Técnica para Diseño por Sismo de la Republica de El Salvador, Ministerio de Obras Públicas, 2001.

CARGA VIVA

Para el cálculo de los puentes se ha utilizado la carga del camión HS20-44.



CARGA MUERTA

Para la determinación de las cargas muertas se consideraron los siguientes materiales y pesos unitarios:

¾ Concreto Reforzado.	2,400 Kg/m ³
¾ Carpetas de rodamiento asfálticas (e=5 cm).	120 kg/m ²
¾ Acero estructural	7,850 Kg/m ³

ESPECIFICACIONES GENERALES DE MATERIALES

LOSA DEL PUENTE, DIAFRAGMAS Y BARANDAL:

f_c DEL CONCRETO, 280 kg/cm²
ACERO GRADO 60, f_y=4200 kg/cm²

VIGAS PRETENSADAS:

f_c DEL CONCRETO, 350 kg/cm²
ACERO GRADO 60, f_y=4200 kg/cm²
CABLES DE ϕ 0.50" DE 7 ALAMBRES, DE
BAJA RELAJACION FPU=270 KSI.

ACERO ESTRUCTURAL:

ACERO A-36, F_y=36 KSI.

APOYOS ELASTOMERICOS:

NEOPRENO DE 60 DUROMETROS.

DISEÑO ESTRUCTURAL

TITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL VIGA T	CALCULO	REVISO	FECHA	HOJA No
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	RMG		Mar-06	

c) Carga Viva (LL)

Camión de Diseño = HS20

Impacto	Factor de distribución		
I = 1.260	FD = 0.90		
ML+I = 73.25	Ton-m		
Mu = 283.73	ton-m		

5. + PROPIEDADES DE VIGA.

a) Sección no compuesta (viga simple) b) Sección compuesta.

h = 47.2 in	hc = 52.0 in
A = 585.9 in ²	Ac = 860.4 in ²
Yb = 31.4 in	Yc = 37.2 in
Yt = 15.9 in	lc = 193683.8 in ⁴
I = 131172.6 in ⁴	Stc = 19291.8 in ³
Patín Superior b' = 51.2 in	Sbc = 5205.9 in ³
Patín Superior hf = 3.1 in	Stcs = 13118.6 in ³
Ancho Alma bw = 7.9 in	Ytc = 10.0 in
Patín Inferior bi = 7.9 in	Ybc = 37.2 in
Patín Inferior hfi = 6.0 in	Ytcs = 14.8 in
St = 8275.8 in ³	
Sb = 4178.3 in ³	
Relación Modular = 0.894	

6. + RESULTADOS.

a) Esfuerzos Permisibles.

• Estado Inicial

Tensión, $7.5 \sqrt{f'ci}$ =	35.50	kg/cm ²
Compresión, $0.60 f'ci$ =	192.0	kg/cm ²

• Estado Final

Compresión, $0.40 f'ci$ =	140.0	kg/cm ²
Tensión, $6 \sqrt{f'ci}$ =	29.70	kg/cm ²

b) Perdidas obtenidas

Al inicio	7.34%
Al final	21.14%

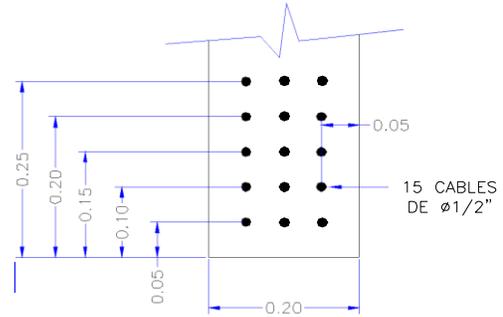
TITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL VIGA T	CALCULO	REVISO	FECHA	HOJA No
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	RMG		Mar-06	

c) Cables

Número de cables = 15

Centroide (a partir de la base)

(En L/2) h1 = 5.91 in
 (Extremo) h2 = 5.91 in



d) Revisión por Resistencia

$$\phi Mn = 312.00 \text{ ton/m} > Mu$$

$$1.2Mcr = 224.12 \text{ ton/m} < \phi Mn$$

e) Esfuerzos

Al inicio En extremos	Perm. Inicial	Presfuer. Po	Peso Viga	TOTAL (kg/cm ²)
Sup.	-35.5	-41.10	24.11	-17.0
Inf.	192.0	233.66	-47.76	185.9

Liberar 8 Cables a 5 m

Al inicio Al centro	Perm. Inicial	Presfuer. Po	Peso Viga	TOTAL (kg/cm ²)
Sup.	-35.5	-41.10	34.87	-6.2
Inf.	192.0	233.66	-69.06	164.6

Al final Al centro	Perm. Final	Presfuer.	DL	SDL+LL	TOTAL (kg/cm ²)
Sup.	140	-35.22	55.10	29.88	50
Inf.	-29.7	200.27	-109.13	-110.72	-19.6

TITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL VIGA T	CALCULO	REVISO	FECHA	HOJA No
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	RMG		Mar-06	

f) Deformaciones.

Deflexion (-) Contraflecha (+)

Al inicio

Cargas de servicio

	cm
Carga muerta	-0.70
Carga superimp.	-0.40
Total	-1.10
Carga Viva	-1.27
Permisible	-2.04

cm
cm

g) Refuerzo Longitudinal No-Presforzado

As min = No.3 @ 25 cm

h) Refuerzo por cortante

	cm
Presfuerzo	4.42
Peso Propio = 2800	kg/cm
Total (At Transfer)	3.03
At Erectión = 350	kg/cm

Wd (carga Muerta) = 1.382 ton/m

Wsd (superimpuesta) = 0.407 ton/m

L claro = 20.42 m

Impacto = 1.26

Deformación al construir	4.27
Deformación largo Plazo	Factor de

Distribución = 0.90

d = 1.17 m

Carga viva adicional = 0.000 ton/m

Revisión a H/2.

Vc = 52.88 ton

Vu = 55.61 ton

Vs = 8.91 ton

S = 52.39 cm

Colocar varilla N 3 @ 52 cm

Revisión a L/4.

Vc = 37.34 ton

Vu = 36.49 ton

Vs = 3.21 ton

S = 145.62 cm

Colocar varilla N 3 @ 56 cm

TITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL VIGA T	CALCULO	REVISO	FECHA	HOJA No
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	RMG		Mar-06	

$$f'c = \boxed{350} \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = \boxed{4200} \text{ kg/cm}^2$$

$$b = \boxed{} \text{ cm}$$

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

$$Mu = 3.49 \text{ ton-mt}$$

$$fy^2/1.7bf'c As^2 - fy d As + Mu/\phi = 0$$

$$\phi = 0.90$$

$$296.47 As^2 - 47733 As + 387556.244 = 0$$

$$As = 8.58 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = (4/3)Asreq :$$

$$(4/3)Asreq = 11.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{tomar } Asmin = 3.79 \text{ cm}^2$$

$$(14/fy) b d = 3.79 \text{ cm}^2$$

Asmax :

$$\rho b = 0.0574$$

$$Asmax (0.75\rho b) = 48.96 \text{ cm}^2$$

$$\boxed{As = 8.58} \text{ cm}^2 \quad \text{o.k!! } As < Amax$$

$$\# \text{ de varilla} = 4$$

$$\text{Area de varilla } (Av) = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cantidad de varillas} = 6.77$$

$$\text{Separación} = 14.77 \text{ cm}$$

Colocar N

4 @ 14 cm

Nota:

El ala de las vigas T son las que resisten las cargas vehiculares y muertas, la losa sobre las vigas solo se refuerza por Temperatura (N4 @ 0.250 ambos sentidos).

TITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL	CALCULO	FECHA	HOJA No
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	Ing. Rubén Martínez	Mar-06	

DISEÑO DE APOYOS ELASTOMERICOS REFORZADOS. (Art. 14.6.5)

a) Propiedades.

Dureza = 60 Durómetros

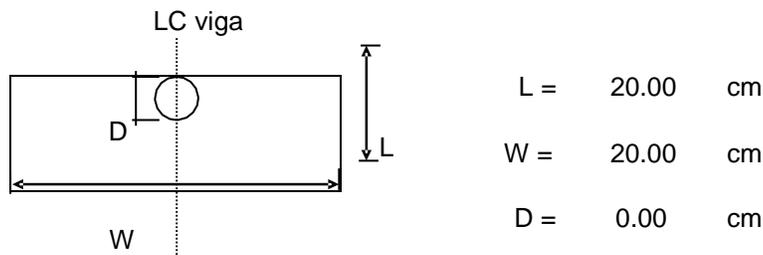
De Tabla 14.6.5.2-1:

Gmin = 9.14	kg/cm ²	}	130	psi
Gmax = 12.66	kg/cm ²		180	psi

Placas de acero:

Fy = 2520	kg/cm ²	}	36,000	psi
Fsr = 1680	kg/cm ²		24,000	psi

b) Geometría.



Claro de diseño, L_{viga} = 20.42 m

c) Fuerzas.

Reacción por carga muerta = 17.800 ton

Reacción por carga viva = 15.40 ton

Total = 33.20 ton

d) Deformaciones.

- Defomación por sismo.

Δ sismo = 2.00 cm

TITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL	CALCULO	FECHA	HOJA No
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	Ing. Rubén Martínez	Mar-06	

- Deformación por Temperatura.

$$\alpha = 6.0E-06 \text{ por } ^\circ \text{F}$$

$$\Delta T = 53.6 \text{ } ^\circ \text{F}$$

$$\Delta \text{ temp} = \alpha L \text{ viga } \Delta T = 0.66 \text{ cm}$$

- Deformación por agrietamiento.

$$\sigma \text{ presf} = 56 \text{ kg/cm}^2 = 0.80 \text{ Ksi}$$

$$\Delta = 5.0E-09 \text{ (Flujo Plástico especificado a los 20 años)}$$

$$\Delta \text{ creep} = \Delta \sigma L = 0.57 \text{ cm}$$

Deformación Máxima (Δs):

$$\Delta \text{ sismo } \text{ ó } \Delta \text{ temp} + \Delta \text{ creep}$$

$$\text{Tomar } \Delta s = 2.00 \text{ cm}$$

- Angulo de rotación.

$$\theta_m = 0.0003 \text{ radianes}$$

d) Resultados.

- Espesor Mínimo (hrt):

$$\text{hrt min} = 4.00 \text{ cm}$$

$$\text{hrt pro} = 5.08 \text{ cm} = 2 \text{ in}$$

- Esfuerzo admisible por compresión para carga total.

$$\sigma \text{ adm} = 86.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ TL} = 82.64 \text{ kg/cm}^2$$

Espesor de lecho interior (hri):

$$\text{hri max} = 0.914 \text{ cm} \quad \text{hri pro} = 0.87 \text{ cm}$$

$$\# \text{ de Lechos interiores} = 3.00$$

$$\text{Recubrimiento} = 0.600 \text{ cm} = 2/8 \text{ "}$$

TITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL	CALCULO	FECHA	HOJA No
PROYECTO: PUENTE SOBRE QUEBRADA EL TRANSITO	Ing. Rubén Martínez	Mar-06	

- Esfuerzo admisible por compresión para carga viva solamente.

$$\sigma_{adm} = 47.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{LL} = 38.33 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisible por combinación de compresión y rotación.

$$\sigma = 3.83 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{TL} \quad \text{ec. 14.6.5.3.5-1}$$

$$\sigma = 97.02 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{TL} \quad \text{ec. 14.6.5.3.5-2}$$

- Estabilidad.

Puente con libertad de movimiento horizontal

$$\sigma_{adm} = 181.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{TL} = 82.64 \text{ kg/cm}^2$$

- Refuerzo.

Espesor (hs):

$$hs_{min} = 0.086 \text{ cm} \qquad hs_{pro} = 0.318 \text{ cm}$$

Resumen

- **Dimensiones:** 20.00 x 20.00 cm

- **Refuerzo:** 4 Placas de 3.175 mm de Espesor

- **Placa elastomérica:** Dureza: 60 Durómetros

3 Lechos interiores de 8.700 mm de Espesor

nto: **Recubrimie**
6.000 mm
 (superior e inferior)

Espesor total: 50.800 mm

San Salvador, 14 de marzo del 2006

OBRA: Puente El Transito

SR.
JORGE VELASQUEZ
ALCIONET CORTEZ
Presente

Estimados Señores:

En relación a su amable solicitud para cotizar el suministro y montaje de vigas T pretensadas, y neoprenos para el proyecto en referencia, le presentamos nuestra propuesta.

1. ANTEPROYECTO.

Con base en los planos y la información que amablemente nos han hecho llegar, hemos elaborado el Anteproyecto, de lo que obtenemos:

Cantidad De Vigas "Tcon bulbo postensadas"	Longitud del Producto (ml)
10 Vigas "T" de 1.40 m de ancho de ala, 1.20 m de peralte	20.92 m

2. PRESUPUESTO.

Nuestro presupuesto por el diseño, fabricación, suministro de diez vigas "T" de 20.92 metros de largo, 1.20 m. de peralte, 1.40 de ancho de ala, y 0.20 de alma, es:

Costo Total..... \$ 76,342.67

(SETENTA Y SEIS MIL TRESCIENTOS CUARENTA Y DOS DOLARES 67/100) IVA INCUIDO.

Nuestro presupuesto por el montaje de diez vigas "T" de 20.92 metros de largo, 1.20 m. de peralte, 1.40 de ancho de ala, y 0.20 de alma, es:

Costo Total..... \$ 7,800.32

(SIETE MIL OCHOCIENTOS DOLARES 32/100) IVA INCUIDO.

Nuestro presupuesto por el suministro de veinte neoprenos de 20 cms x 20 cms. X 2 pulgadas de espesor, reforzados con 4 lammiinas de 1/8", dureza 60:

Costo Total..... \$ 1,828.62

3. FORMA DE PAGO. A convenir

4. ALCANCES.

Los conceptos a cargo de nosotros incluidos en esta oferta son:

- Diseño, fabricación, transporte y montaje de vigas y neoprenos
- Elaboración del proyecto definido (PLANOS TALLER, ORDEN DE PRODUCCION).: Una vez aprobada la presente oferta, realizará el proyecto definitivo para realizar el trabajo por ustedes solicitado.
- Asistencia Técnica: Al momento de realizar la obra, el Departamento Técnico dará toda la asistencia necesaria para la buena realización de la obra, en cuanto a la superestructura de la misma.

5. ESPECIFICACIONES TECNICAS.

La fabricación de las vigas en planta PRECON GUATEMALA se hará bajo estrictos controles de calidad, ya que contamos con un laboratorio de materiales. Esto garantiza que las siguientes especificaciones sean cumplidas:

- Acero de refuerzo grado 60.
- Concreto 5,000 psi en vigas
- Acero de preesfuerzo Fpu 270 Ksi
- Carga viva HS20

Además todos nuestros procedimientos constructivos cumplen con las normas ACI (American Concrete Institute), PCI (Precast Concrete Institute), normas ASTM, entre otras.

6. CONCEPTOS A CARGO DEL CLIENTE.

La presente oferta no incluye los siguientes conceptos:

- Ningún tipo de acabado sobre estructura de concreto
- Construcción de viga cabezal, dados antisísmicos, topping, aceras, diafragmas y barandal.
- Acceso adecuado para trailer al sitio del proyecto
- Lo no incluido en el punto "4. Alcances" de esta cotización.

SE REQUIERE POR PARTE DEL CLIENTE.

- Acceso adecuado para trailer y gruas al sitio del proyecto
- Plataforma de trabajo para el embanque de las gruas
- Mano de obra (1 carpintero y 3 auxiliares) y madera para el apuntalamiento provisional de las vigas, después de terminado el proceso de montaje.

7. RESERVAS.

1. Nuestra empresa mantiene formalmente esta oferta por un tiempo de 15 días a partir de la fecha de emisión de la misma, luego de este período nos reservamos el derecho de sostener la misma y de revisar el valor ofertado por cualquier variación de precios de los componentes principales de la obra.
2. Si en el transcurso de la obra existiesen órdenes de cambio, la cotización y estimación de dichas órdenes **no** se harán en base a los precios unitarios contratados, sino en base a una nueva cotización.
3. Nuestro presupuesto está basado en los planos proporcionados por ustedes, cualquier cambio que exista con respecto al diseño original hará variar la presente oferta.

Agradecemos la confianza en nuestra empresa y quedamos en espera de poder servirles, así como cualquier consulta referente a ésta. Atentamente,
Atentamente,

Ing. Rony Sarmiento
Gerente General

Aceptado: _____

Fecha: _____

CAMINOS VECINALES SOSTENIBLES
ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

TERRACERIA

20101 DESMONTE Y DESBROZO

a) Alcance del Trabajo

Este trabajo comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, y la ejecución de las obras necesarias para efectuar el desmonte, la tala y el descombrado de árboles, desbrozo eliminación de toda la vegetación y desechos, dentro de los límites señalados en los planos, exceptuando los objetos y árboles que se haya especificado que queden en sus mismos lugares. Asimismo, comprende el traslado y la correcta disposición de los desechos en el banco de desperdicios y/o su incineración según las instrucciones del Ingeniero Supervisor. Este trabajo también incluirá la conservación debida de toda vegetación y objetos destinados a conservarse.

b) Ejecución

El Supervisor establecerá los límites de la obra, y señalará todos los árboles, arbustos, plantas y otras cosas que deban conservarse. El Contratista efectuará los trabajos de desmonte y limpieza en las áreas destinadas a la construcción de las obras, construcciones provisionales y otras áreas que delimite el Ingeniero Supervisor, debiendo hacer este trabajo manualmente o con equipos adecuados.

Dentro del área donde se construirán terraplenes, el contratista removerá del terreno todos los árboles, troncos, raíces y otros materiales objetables.

Los desechos deberán ser retirados y colocados fuera de las líneas que delimitan las zonas de desmonte y limpieza o bien incinerarlos tomando las precauciones necesarias. Será obligación del contratista el hallar un lugar apropiado y aprobado por el Supervisor para depositar el material sobrante, a menos que el supervisor indique dicho lugar específicamente.

Cuando se proceda a quemar el material perecedero, deberá quemarse bajo el constante cuidado de vigilantes competentes, en horas y en tal forma que la vegetación en las propiedades adyacentes no sea expuesta a peligro. La quema deberá efectuarse con apego a las leyes y ordenanzas Municipales aplicables.

Los daños y perjuicios que ocasione el Contratista en estas operaciones serán de su entera responsabilidad.

c) Medición y pago

El desmonte y limpieza se medirá en metros cuadrados (m²). Para tal efecto se determinará la proyección horizontal de la superficie del terreno desmontado y desbrozado, dentro de los límites indicados en los planos o delimitado por el Ingeniero Supervisor.

El pago se efectuará por las cantidades medidas y aceptadas por el Supervisor de acuerdo al precio unitario contratado para la partida “Desmonte y Desbrozo” del presupuesto base. En este pago está incluido la carga, traslado, descarga y reacomodo de los materiales, resultantes del desmonte y desbrozo, y limpieza que pudiera ordenar el Ingeniero Supervisor, hasta que sean depositados en el banco de desperdicios.

20201 DESCAPOTE

a) Alcance del Trabajo

Este trabajo comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo y la ejecución de las operaciones necesarias para remover la capa orgánica del terreno natural hasta una profundidad de 0.30m dentro de las áreas delimitadas por el Ingeniero Supervisor, con la finalidad de eliminar todos aquellos materiales que resulten inadecuados para la conformación de la subrasante de la vía y las cimentaciones de estructuras. Asimismo, incluye la carga, traslado y descarga, y correcta disposición de los materiales de desecho en los bancos de desperdicio u otras áreas fuera del terreno donde se construirá alguna parte de la obra contratada.

b) Ejecución

El Contratista procederá a efectuar el descapote después de haber terminado los trabajos de desmonte y desbrozo a satisfacción del Ingeniero Supervisor.

El descapote será efectuado en las áreas donde se harán excavaciones y terraplenes antes de que se comiencen estos.

El material inadecuado que sea necesario remover en las áreas de excavación y terraplenes, en exceso del descapote, se pagará como sobreexcavación de acuerdo con el precio unitario por metro cúbico, establecido en el contrato para la partida "Excavación en material común".

Si el descapote, por error del Contratista es ejecutado a una profundidad mayor que la de los límites mostrados en los planos y ordenados por el Ingeniero Supervisor, el contratista deberá realizar el relleno de las partes sobreexcavadas con material proveniente de bancos de préstamo aprobados, con una compactación igual a la indicada para terraplenes sin costo adicional para el propietario.

Los materiales producto del descapote deberán transportarse inmediatamente después de haberse ejecutado dicha operación hasta zonas de desperdicio propuestas por el contratista y aprobadas por el Supervisor o deberán ser acopiados en zonas indicadas por el supervisor para ser utilizados

posteriormente en áreas a las cuales se requiera dar cobertura vegetal. Los materiales removidos que no vayan a ser empleados durante la construcción, serán transportados inmediatamente después de ejecutada dicha operación a las zonas de desperdicio y depositados en capas horizontales de espesores máximos de cincuenta (50) centímetros. Las raíces y demás materiales combustibles serán incinerados evitando riesgos y daños a terceros.

c) Medición y pago

La medición del material removido por el descapote será calculada topográficamente entre la superficie del terreno antes del descapote y la superficie del terreno después de ejecutado el descapote, sin que se exceda de 0.30m de altura, por el método de promedio de áreas extremas entre secciones transversales no distantes más de veinte (20) metros.

El pago se hará por metro cúbico medido según se estipuló anteriormente y al precio unitario establecido en el Contrato para Descapote, el cual incluirá toda la mano de obra, equipo, transporte y demás operaciones necesarias para terminar la partida. No se estimará para fines de pago los volúmenes de descapote que no hayan sido correctamente dispuestos de acuerdo con lo aquí prescrito.

20206 ELIMINACION DE ARBOLES

a) Alcance del trabajo

Esta trabajo comprende el suministro de mano de obra, materiales y equipo y la ejecución de las operaciones necesarias para efectuar la separación de todos los árboles con una circunferencia mayor de cien (100) centímetros medida a la altura de un metro sobre la superficie del terreno y de sus raíces asociadas.

b) Ejecución

El Contratista realizará el trabajo de eliminación de árboles en las áreas destinadas a la construcción de la obra y otras áreas que delimite el Ingeniero Supervisor.

El Ingeniero Supervisor podrá ordenar al Contratista que realice la selección, desrame, trozado y almacenamiento, de los árboles de madera con valor comercial para su posterior utilización. Los mismos quedarán en custodia del Contratista, para luego ser entregados al propietario de la obra en construcción.

c) Medición y pago

La eliminación de árboles será medida en unidades (u), para tal efecto se contará el número de árboles con una circunferencia mayor de cien (100) centímetros que hayan sido eliminados dentro del perímetro delimitado por el Ingeniero Supervisor. El pago se hará de acuerdo con la unidad de medida según se indicó anteriormente al precio unitario contratado para la partida “Eliminación de Arboles” del presupuesto base.

El traslado de los materiales de desecho y madera comercial, a una distancia mayor de trescientos (300) metros desde el lugar de extracción hasta donde ordene el Ingeniero Supervisor será pagado con cargo a la Partida 20301 “Remoción de Estructuras y Obstrucciones” del presupuesto base.

20301 REMOCION DE ESTRUCTURAS Y OBSTRUCCIONES

a) Alcance del Trabajo

Este trabajo comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, y la ejecución de las operaciones necesarias para eliminar todas aquellas construcciones existentes en el área de terreno destinada a la construcción de las obras del Proyecto, según se muestren en los en los planos, o aquellas que en opinión del Supervisor sea necesario remover con el objeto de facilitar la construcción.

También se incluirá la recuperación de los materiales que se indiquen en los planos o por parte del Supervisor, los trabajos de preparación que sean necesarios (apuntalamientos, defensas, etc.), la extracción de todos los elementos enterrados (tubos, cimientos, zapatas, muros, etc.), el relleno de las excavaciones efectuadas y el transporte y correcta disposición de los materiales provenientes de la demolición en un banco de desperdicios aprobado.

b) Ejecución

El contratista deberá ejecutar las demoliciones mediante el empleo de maquinaria pesada o explosivos, de acuerdo a la magnitud y grado de dificultad que para su extracción y remoción, presenten las estructuras.

Todo el material recuperable que así fuese indicado, será removido, evitando maltrato innecesario, en secciones o partes que puedan ser transportadas fácilmente, debiendo ser almacenado por el contratista en los lugares indicados por el Ingeniero Supervisor

Las excavaciones efectuadas deberán ser rellenas con material adecuado hasta las cotas requeridas para la construcción de las obras correspondientes, según lo indicado en los planos o lo ordenado por el Ingeniero Supervisor.

Los materiales removidos y no utilizables serán transportados a los bancos de desperdicios señalados por el Ingeniero Supervisor y colocados de tal forma que no interfieran con el normal

desarrollo de la construcción, u obstaculicen los cauces naturales de drenaje de los terrenos del banco o sus alrededores.

No se efectuará ningún pago especial por la excavación para la remoción de estructuras y obstrucciones, ni por el rellenamiento y consolidación de la cavidad resultante.

c) Medición y pago

Las demoliciones se medirán en metros cúbicos (m³). Para tal efecto, se calculará el volumen neto de la estructura antes de la demolición. En el caso de demolición de tuberías el volumen a medir no incluirá la remoción de suelo alrededor, o sobre la tubería a demoler, ni en el interior de la misma.

El pago se hará de acuerdo con la unidad de medida según se indicó anteriormente de acuerdo al precio unitario contratado para la partida “Remoción de estructuras y obstrucciones”, del presupuesto base, sólo después que la demolición de cada estructura haya sido completamente efectuada.

La carga, transporte y descarga de los materiales de desecho que pudiera ordenar el Ingeniero Supervisor, así como su correcto acomodo en el banco de desperdicios o donde fuese indicado por él, estarán incluidos en el pago de la demolición y no dará derecho a ningún pago por separado.

No se estimará para fines de pago los volúmenes de demoliciones que no hayan sido correctamente dispuestos de acuerdo con las normas de conservación de suelos y protección ecológica.

20401 EXCAVACION

Este trabajo consistirá en la excavación y evacuación de todo material cuya remoción no se esté efectuando bajo alguna otra partida y que finalmente sirva para conformar la plataforma base del proyecto incluyendo cunetas y bermas laterales. Todos los trabajos de excavación tales como:

Excavaciones en material común y roca, sobre excavaciones, derrumbes y deslizamientos y caminos provisionales, estarán incluidos en esta partida, si en el plan de oferta no se especifica de otra forma.

Todo el material adecuado que se saque de la excavación deberá ser utilizado, hasta donde sea factible, en la construcción del terraplén, subrasante, bermas laterales y relleno para estructuras, así como para otros fines que se muestren en los planos o que sean ordenados por el Ingeniero Supervisor.

El uso de explosivos, cuando éstos sean requeridos, se regirán de acuerdo a lo establecido por las normas del Ministerio de Defensa.

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo y las operaciones necesarias para ejecutar las excavaciones del terreno natural y para conformar la subrasante en cortes o terraplén de la vía, conforme a los trazados y niveles de rasantes indicados en los planos o según las instrucciones del Ingeniero Supervisor, así como la carga, transporte, descarga y acomodo en el lugar de utilización para terraplenes o rellenos en el Proyecto.

b) Ejecución

El Contratista realizará los trabajos de excavación de acuerdo con los trazos indicados en los planos u ordenados por el Ingeniero Supervisor. El material excavado que el Supervisor autorice u ordene utilizar en otra parte de la obra deberá ser distribuido o acopiado en los lugares indicados, de lo contrario deberá ser llevado en la forma debida a los bancos de desperdicio.

Las excavaciones del camino deberán quedar terminadas con superficies suficientemente lisas y uniformes. Antes del inicio del proyecto, de las operaciones de excavación en cualquier zona la eliminación de toda la materia orgánica deberá haber sido llevado a cabo de acuerdo con la partida descapote, a no ser que estuviese especificado en otra forma. El material clasificado como roca deberá ser excavado hasta una profundidad mínima de 6" (15 cms.) abajo de la subrasante, dentro de los límites del firme y la excavación será rellena con el material indicado en los planos o aprobado por el ingeniero. Se deberá tener cuidado que no queden en la superficie de la roca porciones sobresalientes. Cuando el contrato especifique excavación en roca el Contratista deberá presentar un plan de barrenado con los procedimientos apropiados para barrenar y hacer las explosiones y la clase de explosivo a utilizar.

Durante la construcción del camino, éste deberá ser mantenido, en todo momento, para que se conserve bien drenado y en buenas condiciones de operación.

Toda la tierra vegetal que fuese encontrada en excavaciones y en zonas en las que se pondrán terraplenes, deberá ser transportada y depositada en pilas, para ser utilizada posteriormente en taludes o en aquellas zonas que van a ser reforestadas.

Solo aquellos suelos especificados en los planos y confirmado por el Supervisor como roca, las excavaciones se llevarán a cabo aflojándola y fragmentándola con barrenos y explosivos, a fin de posibilitar su extracción y remoción mecanizada. El uso de los explosivos debe ser aprobado por el Ingeniero Supervisor tomándose todas las precauciones necesarias para su almacenamiento, transporte y utilización.

Para aquellos suelos que no estén definidos en los planos, se entenderá que hay excavación en roca cuando el material sea de naturaleza ígnea o volcánica como metamórficas y sedimentaria que no puede ser excavada sin explosivos y el empleo de desgarradores. Además se incluyen todos los peñones u otros pedruscos que tengan un volumen de 0.40 m³ o más, según sea comprobado mediante mediciones físicas o visualmente por el Supervisor.

Se debe evitar el uso de explosivos cuando existe peligro de fracturación excesiva del material circundante o de perturbar de alguna manera terrenos vecinos en los cuales vayan a cimentarse estructuras.

Será obligación del Contratista enterarse de todas las disposiciones gubernamentales vigentes sobre la adquisición, transporte y manejo de explosivos y éstas serán válidas para efectos de esta especificación.

Cuando se encuentren por debajo de la subrasante suelos inadecuados, materia orgánica o materiales que en opinión del Supervisor deben ser reemplazados, el Contratista procederá a efectuar la excavación adicional, desalojo y disposición del material en los lugares aprobados por el Supervisor.

La excavación en préstamo consistirá de material extraído fuera de los límites del proyecto, que sea requerido para la construcción de terraplenes o para otras partes de la obra, cuando la excavación en la vía no sea suficiente para efectuar estos trabajos. El préstamo deberá ser obtenido de fuentes aprobadas por el Ingeniero Supervisor y su medición se hará seccionando el terreno una vez se haya descapotado. El préstamo será pagado en la partida 20405 "Préstamo". El descapote de las fuentes o bancos de préstamo será pagado en la partida "Descapote".

c) Medición y pago

Tanto la excavación de la vía en material común como en roca, al igual que la de préstamo se medirá en metros cúbicos (m³), calculando los volúmenes excavados por el método del promedio de áreas extremas entre estaciones de veinte (20) metros o las que se requieran según la configuración del terreno. La base de los cálculos serán las secciones transversales del terreno descapotado y las secciones correspondientes después de terminada la excavación, incluyendo cualesquiera sobre excavación.

El pago constituirá la retribución total por la ejecución de todas las actividades anteriormente descritas de acuerdo a los precios unitarios contratados para las partidas:

"Excavación en material común".

“Excavación en roca”.

Se incluye en este pago la carga, transporte, en una distancia menor o igual a 2.0/cm. descarga y correcta disposición del material excavado en los lugares autorizados por el Supervisor.

No se estimará para fines de pago aquellos volúmenes de materiales removidos que no hayan sido correctamente dispuestos o distribuidos según las instrucciones del Ingeniero Supervisor.

20409 CONSTRUCCION DE TERRAPLENES

a) Alcance del trabajo

Comprende el suministro de mano de obra, materiales y equipo así como la ejecución de las operaciones necesarias para conformar los terraplenes con material procedente de la excavación de la vía o excavación en préstamo.

b) Ejecución

La construcción de terraplenes deberá incluir la preparación de las zonas sobre las que tienen que ser construidos; la construcción en zonas donde se hubiesen retirado materiales inadecuados y la colocación y consolidación de materiales de terraplén en hoyos, pozos u otras hondonadas encontradas en el camino.

Todo el material para terraplén provendrá de la excavación de la vía o excavación en préstamo, seleccionado por el Contratista y autorizado por el Supervisor.

El terraplén será hecho en capas horizontales, a todo lo ancho de la sección con espesores de 20 cms., en una longitud que haga factible los métodos de acarreo, mezcla, riego o secado y compactación. Cada capa del terraplén será humedecida o secada al contenido de humedad necesario para asegurar la compactación máxima.

Cuando sea necesario, en opinión del Supervisor, se mezclarán los materiales, buscando su uniformidad dentro del terraplén.

Para la compactación se utilizará equipo adecuado que sea capaz de lograr una densificación uniforme en toda la superficie y espesor de cada capa. La densidad mínima será de 90% según AASHTO T-180-93.

Los terraplenes terminados, para ser aceptados deben tener el nivel, ancho y talud especificado en los planos.

En general no se deberán acomodar dentro de los terraplenes, rocas de más de 0.6 m. de longitud en alguno de sus lados, ni se deberán colocar rocas, concreto quebrado u otros materiales macizos y voluminosos en rellenos o en terraplenes que tengan alturas menores de 0.60 m.

El Contratista será responsable de reparar toda estructura o construcción que haya sido dañada como consecuencia de un trabajo descuidado o negligente.

Cuando se vaya a construir un terraplén de más de 1.20 mts. bajo la subrasante, podrá quedarse todo el herbaje y material vegetal de la superficie sobre la que se levantará el terraplén y la superficie despejada deberá ser completamente desmenuzada por medio del arado o escarificador o bien escalonada hasta una profundidad de 15 cms.

Cuando se tenga que construir un terraplén en terreno bajo y/o pánanoso que no pueda soportar el peso de los camiones ni otro equipo de acarreo la parte inferior del terraplenado se deberá construir arrojando cargas sucesivas de piedra, que formen una capa uniformemente distribuida, de un espesor que no sea mayor que el necesario para soportar el equipo de transporte.

c) Medición y pago

El trabajo especificado como Construcción de Terraplenes será medido en metros cúbicos (m³) y será calculado en base al promedio aritmético entre dos secciones transversales terminadas y consecutivas, separados 20 metros o menos si es necesario.

El pago se hará según el avance mensual de trabajos aprobados por la Supervisión de acuerdo al precio unitario de contratación para la partida “Construcción de Terraplenes” del presupuesto base y comprenderá la retribución total por todas las operaciones necesarias para su ejecución. No se hará ningún pago por este concepto, cuando el material provenga de préstamos.

20410.a. CONFORMACION DE LA SUPERFICIE EXISTENTE DEL CAMINO

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de materiales, mano de obra y equipo y demás operaciones necesarias para ejecutar la conformación de la superficie existente en el camino sobre la cual se colocará una capa de material selecto.

b) Ejecución

Bajo esta actividad deberá conformarse la superficie de rodamiento del camino para restaurar la sección transversal a un coronamiento de más o menos 3% del eje hacia los bordes, de manera que la capa de balasto a ser colocado posteriormente sea de espesor uniforme. En cuanto al perfil longitudinal, deberá conformarse una rasante que no presente longitudes de onda sensibles a la circulación de vehículos, ni depresiones que impidan el drenaje adecuado de las aguas lluvias.

Los cortes y/o rellenos hasta una altura de 15 centímetros, más o menos compensatorios, serán considerados dentro del precio unitario para esta partida.

Los excedentes de cortes y rellenos sobre 15 centímetros, se medirán y pagarán bajo las partidas de corte y relleno, respectivamente.

La superficie conformada deberá compactarse hasta el 90% de la densidad máxima obtenida en el laboratorio conforme al ensayo de AASHTO T-180, método “D”.

c) Medición y pago

La unidad de medida para la conformación de la superficie existente del camino, será el metro cuadrado (m²).

Se pagarán los metros cuadrados al precio unitario estipulado en el plan de oferta, el cual incluye todos los materiales, mano de obra, equipos, herramientas, administración y dirección técnica, necesarios para la ejecución del trabajo aquí descrito.

20412 SOBRECARRERO

a) Alcance del Trabajo

El acarreo extra deberá consistir en acarreo autorizado en exceso de la distancia correspondiente al acarreo libre.

La distancia del acarreo libre es la distancia especificada que el material excavado deberá ser transportado sin compensación adicional, a no ser que se estipule otra cosa en los documentos del Contrato. La distancia del acarreo libre debe ser 2.0 kms.

b) Medición y pago

El límite del acarreo libre será determinado por medio de un diagrama de masa, fijando dos puntos en la curva de volumen, uno a cada lado del punto neutro de declive, uno en la excavación y el otro en el terraplén, de modo que la distancia entre ellos sea igual a la distancia de acarreo libre, y la cantidad incluida de excavación y terraplén estén equilibradas. Todos los materiales dentro del límite del acarreo libre quedarán exentos de ulteriores consideraciones. La distancia entre el centro del volumen de la masa restante por excavar y la masa restante de terraplén, menos la distancia de acarreo libre, será la distancia que deberá multiplicarse por el número de unidades de excavación sacadas de la ubicación original y transportadas más allá de la distancia de acarreo libre. Métodos analíticos pueden ser empleados para computar el acarreo, en vez del método de diagrama de masas que aquí se ha descrito.-

Si estuviese incluida en el pliego de licitación, la cantidad del acarreo medido según estipula antes, será pagada al precio del contrato, si no el Ingeniero Supervisor deberá llevar un registro del volumen sobrecarreado.

El pago se hará de acuerdo al precio unitario contratado para esta partida.

20413 DESALOJO DE DERRUMBES

a) Alcance del Trabajo

Consiste en el desalojo de los materiales provenientes de los derrumbes ocurridos en la ruta durante la construcción del proyecto.

b) Ejecución

Cargar y eliminar el material de derrumbes, debiendo tener cuidado de no afectar la propiedad privada, ni las carreteras o cauces de algún río, para su disposición.

c) Medición y pago

La unidad de medida será el número de m³ de material desalojado y se medirá en el equipo de acarreo multiplicado por un factor de 0.7. Se pagarán los m³ efectivamente desalojados y medidos como queda expresado.

El pago se hará bajo la partida “Excavación en material común”, e incluye suministro de todos los materiales, herramientas, equipos, mano de obra, administración y dirección técnica necesarios para su ejecución.

20405 PRESTAMOS

a) Alcance del Trabajo

Bajo esta partida, el contratista suministrará material apropiado, de fuentes fuera de la zona de la carretera o dentro de la misma, como le fuere ordenado por escrito por el Supervisor y lo usará para construir rellenos, ampliación de rellenos existentes, y para otras actividades según lo ordene el Ingeniero.

b) Ejecución

Los bancos de préstamo se limpiarán y descapotarán antes de proceder a su excavación. Después de terminadas las operaciones anteriores, el Contratista deberá notificar al Ingeniero con la debida anticipación acerca de la apertura de dichos bancos para que puedan tomarse las medidas y las secciones transversales de la superficie. En todos los casos no importa cual sea su localización, las áreas de los bancos de préstamo se conservarán y dejarán en condiciones satisfactorias a juicio del Ingeniero, las áreas de los bancos, se conformarán de manera que se ajusten a la topografía general de la localidad; se evitarán los taludes empinados y las paredes verticales; no se permitirán las zanjas u otros drenajes que puedan causar sedimentación en los canales aguas abajo en todas las áreas. Los bancos deberán tener un drenaje total y natural.

c) Medición y pago

Se medirá, en su posición original en el área del préstamo, el número de metros cúbicos del material de préstamo aceptablemente suministrado y colocado en la obra dentro de los límites que se muestran en los planos o de los establecidos por el Ingeniero.

Los materiales de préstamo en las formaciones naturales se medirán por el método del área promedio en una distancia dada. Siguiendo este método, se tomará primero la sección transversal del área del banco de préstamo después de que la superficie ha sido limpiada y descapotada y luego

la del área resultante una vez haya terminado la excavación. El número de metros cúbicos por los que se deberá efectuar el pago se determinará con base en dichas secciones.

Pago

EL pago se hará de acuerdo con el número de metros cúbicos medidos en la forma establecida al precio unitario establecido en el Contrato para Excavación en Préstamo, e incluirá la total compensación por la excavación, el acarreo, la colocación, el riego de agua y la compactación del material de préstamo necesario para la construcción de rellenos, ampliación de rellenos existentes, estabilización en los cortes y otras actividades, y por el suministro de toda la mano de obra, los materiales, el equipo, los permisos, y otros trabajos incidentales para terminar esta partida.

20801 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS VARIAS

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, y la ejecución de las operaciones necesarias para llevar a cabo los trabajos de excavación que se requieran para las cimentaciones de estructuras, puentes y bóvedas, de acuerdo a los planos o como lo ordene el Ingeniero Supervisor. También se incluye la excavación de zanjas para tuberías, pozos de visita, cajas tragantes, etc.

Comprenderá también la preparación, compactado y el afinado necesario del fondo de la excavación, así como el retiro de los materiales excavados sobrantes y su depósito o distribución en el banco de desperdicio o en los lugares indicados por el Ingeniero Supervisor. También está incluida la conservación de la excavación hasta su utilización en la construcción de la estructura.

b) Ejecución

Bajo esta partida se incluyen todas aquellas excavaciones a ser realizadas básicamente a mano o con equipo el equipo adecuado.

Todas las excavaciones para estructuras serán realizadas por el Contratista, sujetándose estrictamente a las cotas del Proyecto o como lo ordenase el Ingeniero Supervisor.

El fondo para la cimentación deberá quedar seco y habrá de limpiarse de todo material descompuesto, o suelto, así como de raíces, etc. y cualquier otra cosa que pudiera perjudicarla.

Se le protegerá igualmente contra fenómenos de meteorización y/o ablandamiento. En caso necesario se protegerá mediante una capa de concreto pobre.

Para este efecto y con objeto de que la excavación no permanezca descubierta un tiempo innecesario, las excavaciones para cimentaciones no se llevarán a sus lineamientos finales sino hasta que se tenga todo preparado para el proceso de construcción de la cimentación.

Si al alcanzar las cotas indicadas en los planos se comprobara que los estratos no corresponden a los pronósticos dados, o que los ensayos de mecánica de suelos no los hace recomendables, los trabajos de excavación habrán de continuarse, siguiendo las instrucciones del Ingeniero Supervisor, hasta dar con un estrato que sea apropiado y reúna las exigencias requeridas para rellenar.

Donde aparezcan las grietas, diaclasas o en aquellas zonas que estén localmente constituidas de material débil o inadecuado, habrá de continuarse la excavación según instrucciones del Ingeniero Supervisor hasta que el material reúna las condiciones requeridas. Los vacíos que quedaran en estas zonas, tendrán que ser sustituidos por material bien compactado o por concreto pobre, según el caso lo requiera.

Las excavaciones se perfilarán en tal forma que ninguna saliente del terreno penetre más de un (1) centímetro dentro de las secciones de construcción de la estructura.

El Contratista deberá excavar todas las zanjas de drenaje adicionales, que sean necesarias para interceptar escurrimientos y proteger los taludes de las excavaciones.

Las excavaciones podrán hacerse con las paredes verticales, y si se requiere, apuntalándolas convenientemente o dándoles los taludes adecuados según la naturaleza del terreno. Los apuntalamientos y estibados que sean necesarios deberán ser provistos, erigidos y mantenidos, para impedir cualquier movimiento que pueda afectar el trabajo, siendo responsabilidad del Contratista, los perjuicios que pudiera ocasionar su empleo.

c) Medición y pago

Las excavaciones para estructuras, se medirán en metros cúbicos (m³). Para tal efecto se determinará, con relación al terreno natural, limpio y descapotado, los volúmenes excavados de acuerdo con las secciones del proyecto u órdenes del Ingeniero Supervisor.

El pago se efectuará de acuerdo al precio unitario contratado para la partida “Excavación para estructuras varias”, y sólo después que la cimentación de la estructura haya sido terminada.

Los apuntalamientos y soportes, así como la construcción de zanjas de drenaje adicionales, y las operaciones de bombeo que pudiera requerirse, se considerarán incluidas en el precio unitario contratado y no se pagarán por separado.

20803 RELLENO PARA ESTRUCTURAS VARIAS

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, y la ejecución de las operaciones necesarias para efectuar el relleno compactado con material común en capas de espesor compactado no mayor de diez (10) centímetros, de manera de rellenar los espacios existentes entre las estructuras terminadas y el relleno natural hasta alcanzar las cotas exigidas, de acuerdo a lo indicado en los planos, o a lo ordenado por el Ingeniero Supervisor. En esta partida se incluyen los rellenos de las zanjas de las tuberías y los rellenos de los espacios sobrantes de las excavaciones de muros, estribos, pilas de puente y cualquier otra estructura hasta las cotas indicadas en los planos.-

b) Ejecución

El Contratista efectuará los trabajos de relleno disponiendo las diferentes clases de material requerido en capas sensiblemente horizontales no mayores de diez (10) centímetros de espesor compactado, según se indica en los planos respectivos o como lo ordene el Ingeniero Supervisor.

El material de relleno no contendrá piedras mayores de cinco (5) centímetros, así como tampoco estará constituido por arcillas o limos uniformes. No contendrá materia orgánica ni raíces.

Se podrá emplear material proveniente de la excavación de la misma estructura cuando éste resulte adecuado, o proveniente de bancos de préstamo aprobados.

La compactación se efectuará una vez que el material contenga la humedad adecuada, empleando para ello medios manuales o mecánicos hasta alcanzar una densidad igual al noventa por ciento (90%) de la densidad máxima obtenida por el método Próctor Modificado AASHTO T-180-93.

Se tendrá especial cuidado en evitar presiones desiguales alrededor de las estructuras así como producir daños en las mismas.

c) Medición y pago

El relleno común compactado en estructuras y tuberías será medido en metros cúbicos (m3).

La medida se hará a partir de las secciones de cada estructura del proyecto, o como lo ordene el Ingeniero Supervisor.

El pago se efectuará según el avance mensual de acuerdo al precio unitario contratado para la partida “Relleno para Estructuras varias”.

Los rellenos de las excavaciones más allá de las secciones exigidas en los planos no serán reconocidos para efectos de pago.

Se considera incluido en el costo unitario de esta partida el suministro, carga, transporte y colocación del material de relleno, sea este material propio o material de préstamo.

El costo de las operaciones de bombeo y de otras requeridas para mantener el fondo o cualquier otra sección de las excavaciones en estado seco durante los trabajos de relleno, se considera incluido en el precio unitario contratado para esta partida. Por consiguiente no se hará pago adicional por este concepto.

30117 MATERIAL SELECTO

a) Alcance del trabajo

Esta partida incluye el suministro de los materiales y la construcción de una capa de revestimiento de material selecto sobre la subrasante terminada de la vía; de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con las líneas, niveles, secciones típicas y espesores mostradas en los planos.

b) Ejecución

MATERIALES

El material selecto será básicamente granular, graduado de gruesos a finos según las gradaciones "A" y "B" de AASHTO M-147-65, excepto que el porcentaje mínimo que pase, por peso, la malla No. 200 será 10%. La fracción que pase la malla No. 40 tendrá un límite líquido no mayor de 25.

El tamaño de agregado máximo será 2". Se admitirán partículas hasta de 3" siempre que su cantidad no exceda de un 5% en peso. Las partículas gruesas serán duras y resistentes. El material selecto podrá provenir íntegramente de un banco natural o ser el resultado de una mezcla de materiales procedentes de distintos bancos.

El Ingeniero aprobará el banco propuesto por el Contratista, revisará el descapote necesario y la calidad del material explotable, antes de proceder a su colocación. Si en la excavación de la vía se encontrase material de la calidad necesaria, este podría usarse en la capa de revestimiento con la aprobación del Ingeniero, si el Contratista lo repone, a sus costas, en los rellenos con material aceptable.

CONSTRUCCION

A. ACONDICIONAMIENTO DE LA SUBRASANTE

Toda área que por cualquier causa se encuentre blanda, excesivamente húmeda o haya perdido densidad, será sobre excavada hasta retirar todo el volumen afectado y repuesto con suelo apropiado en capas compactadas hasta alcanzar la densidad especificada para cada caso.

Debe eliminarse toda irregularidad de la superficie de la subrasante y mantenerse así, de acuerdo con los niveles indicados en los planos hasta la colocación del revestimiento bajo esta misma partida.

B. COLOCACION Y CONFORMACION

El material Selecto deberá ser extendido con uniformidad, evitando y corrigiendo cualquier segregación, en una sola capa o en dos capas y con cualquier procedimiento, según las indicaciones y la aprobación del Ingeniero, para alcanzar los espesores y niveles finales indicados en los planos. El material deberá ser entonces allanado con la cuchilla de la moto niveladora y conformado hasta alcanzar las secciones transversales indicadas en los planos. El material deberá ser acarreado a su lugar en el camino, pasando sobre el material ya colocado.

Antes de iniciar la compactación, el material tendrá una humedad que no difiera en más de 3% de su contenido natural (en banco). La explotación del banco, acarreo y colocación se controlarán de modo que el material no se seque ni se humedezca excesivamente con las lluvias. Cada capa se compactará hasta alcanzar una densidad equivalente al 95% del valor máximo obtenido en el laboratorio con la prueba AASHTO T-180-93.

C. PROTECCION

El revestimiento de material selecto, ya construido de acuerdo con estas especificaciones, será mantenido en óptimas condiciones hasta que todo el trabajo comprendido dentro de esta partida haya sido totalmente terminado y aceptado.

c) **Medición y pago**

La unidad de medida será el metro cúbico de material selecto colocado, conformado y compactado, según las disposiciones de esta especificación.

El pago de esta partida comprenderá el material, su corte en banco, transporte a su lugar de utilización, la conformación y compactado, así como el acondicionamiento de la subrasante y todos los trabajos incidentales que sean necesarios para la ejecución de esta partida.

55201 CONCRETO ESTRUCTURAL CLASE "A"

a) Alcance del trabajo

Bajo esta Partida el Contratista suministrará y colocará concreto Clase "A" de cemento Pórtland, debidamente mezclado en las proporciones adecuadas con agregados gruesos, finos y agua, colocándolo de acuerdo con estas Especificaciones y de acuerdo con el alineamiento, pendientes, dimensiones y requisitos mostrados en los planos.

b) Ejecución

CLASE Y RESISTENCIA

El concreto estructural Clase "A" deberá proporcionarse y mezclarse para obtener una carga mínima de ruptura a la compresión de: a) doscientos diez kilogramos por centímetro cuadrado a los veintiocho días ($f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$), b) doscientos ochenta kilogramos por centímetro cuadrado a los veintiocho días ($f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$).

MATERIALES

A. Cemento: El cemento será Portland tipo I o tipo II, que llene los requisitos de A.A.S.H.T.O. M-85-93.

B. Agua: El agua a emplear deberá estar limpia y libre de aceites, ácidos, alcalis, cloruros, materia orgánica y cualquier otra sustancia extraña perjudicial a la mezcla.

La fuente de abastecimiento de agua estará sujeto a la aprobación del Ingeniero.

Un análisis de la calidad del agua, realizado por un laboratorio, será remitido al Ingeniero a más tardar treinta (30) días antes de ser usada en las estructuras.

C. Agregados: El agregado fino deberá llenar los requisitos estipulados en las Especificaciones A.A.S.H.T.O. M6-93 y el agregado grueso en M80-87.

DOSIFICACION

El concreto podrá dosificarse por peso o por volumen.

A. Composición del Concreto: Las mezclas para concreto serán diseñadas por el Contratista y estarán sujetas a los requisitos de estas Especificaciones y a la aprobación del Ingeniero.

El proporcionamiento en todo caso deberá hacerse a manera de no rebasar ciertos límites que se indican a continuación:

- Máximo contenido neto de agua: veintidos y medio litros por cada bolsa de cemento de noventa y cuatro libras.
- Contenido mínimo de cemento: ocho bolsas por metro cúbico de concreto.
- Límite de tamaño de agregado grueso: de una a una y media pulgada.

B. Límite de Consistencia: El límite de consistencia para concreto que va a ser vibrado no excederá de diez centímetros.

El contenido de agregado fino y grueso se determinará por el diseño de mezcla respectivo, a manera de producir un concreto con la resistencia y consistencia indicados.

Las dosificaciones y clases de todo material que entre a formar parte de la mezcla están sujetos a la aprobación del Ingeniero.

MUESTRAS Y PRUEBAS

Cuando el Ingeniero lo considere necesario podrá ordenar tomar muestras y efectuar las pruebas que crea necesarias en este caso tales muestras y pruebas deberán tomarse y efectuarse de acuerdo con los métodos estipulados por A.A.S.H.T.O. en las Especificaciones estándar de Materiales de Carreteras y métodos de muestreo y prueba.

MEZCLADO

El concreto deberá ser mezclado en una mezcladora aprobada y sólo en caso excepcional, previa autorización escrita del Ingeniero, podrá mezclarse a mano. En todos los colados siempre habrá dos mezcladoras en el sitio de la obra.

La capacidad de la mezcladora deberá ser de por lo menos una bolsa de cemento más los agregados y disponer de tanque de agua con indicador y vaciado automático.

Los materiales deberán mezclarse por lo menos durante uno y medio minutos y el tambor de la mezcladora deberá girar a no menos de catorce ni más de veinte revoluciones por minuto.

COLOCACION

Antes de la colocación del concreto debe asegurarse que no existe ningún cuerpo ni sustancia extraña dentro de los encofrados donde se depositará la mezcla.

El concreto elaborado en la mezcladora deberá manejarse, transportarse y colocarse de manera que no se produzca segregación entre los diversos componentes de la mezcla y sin que produzca desplazamiento de los refuerzos.

El concreto deberá colocarse lo más cerca posible del lugar que finalmente ocupará dentro de los encofrados.

En lo posible se evitará el uso de canales y tubos largos para conducción del concreto y estos, si se usan, deberán ser autorizados y aprobados por el Ingeniero.

Ninguna porción de concreto deberá dejarse caer desde una altura mayor de uno y medio metros.

Todo concreto que se deposite deberá ser adecuadamente compactado por medio de vibradores de inmersión aprobados por el Ingeniero. Los vibradores deberán emplearse inmediatamente dentro de cada porción de concreto depositado, durante el tiempo justo para asegurar la compactación y ningún concreto que haya sido previamente vibrado podrá ser vibrado nuevamente, sobre todo si ya ha dejado de estar en el estado plástico. No podrá usarse el concreto que no haya sido colocado a los cuarenta y cinco minutos de haberse agregado el cemento y el agua para mezcla.

Los vibradores deberán llenar los siguientes requisitos:

Deberán ser capaces de transmitir a la masa de concreto en que se sumerge, cuatro mil quinientos impulsos por minuto, la intensidad de la vibración deberá ser tal que no produzca efectos visibles dentro de la masa de un concreto con revenimiento de dos y medio centímetros por lo menos. Deberá haber siempre por lo menos dos vibradores disponibles para cada colado.

ENCOFRADOS

Las formas podrán ser de cualquier material resistente, siempre que puedan asegurarse y ajustarse lo suficiente para evitar deformaciones y fugas de la lechada.

Deberán ser suficientemente rígidas para soportar las cargas, incluso incidentales, que puedan actuar sobre ellas.

Si son hechas de madera deben construirse y mantenerse a manera de evitar la formación o ampliación de grietas y aberturas debidas a la contracción propia de la madera.

Las formas de madera deberán ser preferiblemente cepilladas y estar construidas adecuadamente para soportar los efectos de la vibración.

La madera de los encofrados deberá estar tratada al aceite o saturarse de agua antes de entrar en contacto con el concreto.

Los encofrados y obras falsas deberán permanecer en su posición hasta que el concreto haya logrado la resistencia especificada a los veintiocho días de edad. Sin embargo, podrán removerse antes y a solicitud del Contratista cuando éste demuestre que el concreto ha adquirido una resistencia para soportar su propio peso y las cargas incidentales de trabajo.

CURADO

Toda porción de concreto deberá ser curada por lo menos durante tres días. El curado podrá consistir en humedecimiento directo por agua o por la cobertura con algún material que proteja las superficies del excesivo secamiento y conserve la humedad.

c) Medición y Pago

Se medirá la cantidad de metros cúbicos de concreto Clase "A" aceptablemente suministrados y colocados por el Contratista de acuerdo con las líneas y niveles indicados en los planos o establecidos por el Ingeniero.

El pago se hará de acuerdo al número de metros cúbicos medidos en la forma prevista arriba al precio unitario estipulado en el Contrato para Concreto Estructural Clase "A", $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ ó $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ según el caso, el cual incluirá la total compensación por todos los moldes, obra falsa y apuntalamientos, acabado final, curado, limpieza, etc.; toda la mano de obra, materiales, equipo, herramientas, agua, etc., y todas las operaciones y gastos incidentales, necesarios para terminar esta Partida.

55202 CONCRETO ESTRUCTURAL CLASE “B”

a) Alcance del trabajo

Bajo esta partida el Contratista suministrará y colocará concreto Clase “B” de cemento Portland, debidamente mezclado en las proporciones adecuadas con agregados gruesos, finos y agua.

b) Ejecución

ESPECIFICACIONES GENERALES

La construcción de obras de concreto Clase ‘B’ se regirá por las mismas Especificaciones que rigen la Partida 30109: Concreto Estructural Clase “A”, con las diferencias expresadas en los párrafos siguientes:

CLASE Y RESISTENCIA

El concreto clase “B” deberá proporcionarse y mezclarse para obtener una carga mínima de ruptura a la compresión, de 180 kilogramos por centímetro cuadrado a los veintiocho días.

DOSIFICACION

El contenido mínimo de cemento por metro cúbico será de seis bolsas; el límite de consistencia será el determinado por un revenimiento máximo de cinco centímetros cuando el concreto a usarse sea vibrado y de ocho centímetros cuando no sea vibrado.

c) Medición y pago

Se medirá la cantidad de metros cúbicos de concreto clase “B” aceptablemente suministrados y colocados por el Contratista de acuerdo con las líneas y niveles indicados en los planos o establecidos por el Ingeniero.

El pago se hará de acuerdo con el número de metros cúbicos medidos en la forma prevista arriba al precio unitario estipulado en el Contrato para Concreto Estructural Clase “B”, el cual incluirá la compensación total por todas las formas, apuntalamientos, curado, limpieza, etc.; por toda la mano de obra, materiales, equipo, herramientas, agua, etc., y todas las operaciones y gastos incidentales necesarios para terminar los trabajos bajo esta Partida.

55401 ACERO DE REFUERZO

a) Alcance del trabajo

Bajo esta partida el Contratista suministrará y colocará en las posiciones correctas para quedar dentro del concreto, el acero de refuerzo de conformidad con el grado de dureza y la cantidad indicada en los planos y de acuerdo con estas Especificaciones.

b) Ejecución

MATERIALES

El acero de refuerzo consistirá en barras de acero que deberán llenar los requisitos de A.S.S.H.T.O. M255/M 255M-92.

Las barras a usarse serán de los siguientes tipos según su dureza:

A- Grado 40 (Fy – 2800 Kg/cm²)

B- Grado 60 (Fy – 4200 Kg/cm²)

ELABORACION Y COLOCACION DEL SISTEMA DE REFUERZO

Para la elaboración deberán seguirse las siguientes indicaciones:

Cuando haya que hacer dobleces para estribos deberá hacerse flexión sobre una espiga de dos veces el diámetro de la varilla a doblar. Para otros elementos, los dobleces deberán tener un radio mínimo de seis diámetros de la barra a doblar.

Todos los dobleces y ganchos deberán ser hechos en frío.

Todas las barras deberán colocarse y sujetarse firmemente a manera de evitar desplazamientos de las posiciones correctas mostradas en los planos y evitar roturas de amarres durante la colocación, nivelado y vibrado del concreto, teniendo especial cuidado en rectificar las elevaciones de cada barra durante el proceso de colado, para asegurar el revestimiento indicado en los planos.

El alambre de amarre deberá ser de acero negro y recocido de alta resistencia a la rotura.

Para las barras principales no se permitirá traslapes en las zonas de tensión.

En caso de solicitarse la substitución de cualquier tamaño de barra, esta podrá hacerse mediante la autorización específica escrita del Ingeniero y de manera que no se disminuya el área total del acero.

c) Medición y Pago

La medida se hará por peso, según la cantidad de kilogramos de acero de refuerzo aceptablemente elaborado e incorporado en la obra.

La medida no incluirá el peso de abrazaderas, alambre de amarre, separadores, silletas o cualquier otro aditamento empleado para sostener el refuerzo en posición correcta.

Si las barras fueran sustituidas por petición del Contratista y como resultado se necesita mayor cantidad de acero, solo la cantidad estipulada en los planos será medida.

Si se hicieran traslapes adicionales a los indicados en los planos o autorizados por el Ingeniero y a conveniencia del Contratista, no se medirá ningún acero extra por esta causa.

La medida del acero se hará según el peso calculado de acuerdo a los tamaños y longitudes de las barras usando los siguientes pesos unitarios:

DENOMINACION	PESO EN KGS. POR METRO
Barra No. 2	0.249
Barra No. 3	0.560
Barra No. 4	0.994

Barra No.	5	1.552
Barra No.	6	2.235
Barra No.	7	3.042
Barra No.	8	3.973
Barra No.	9	5.060
Barra No.	10	6.404
Barra No.	11	7.907

PAGO

El pago se hará según el peso en kilogramos medidos en la forma prevista arriba, al precio unitario establecido en el Contrato para Acero de Refuerzo, precio que incluirá la compensación total por el suministro, elaboración y colocación del refuerzo y amarre del mismo y por todo el trabajo, materiales, equipo, herramientas y todas las operaciones y gastos incidentales necesarios para terminar esta Partida.

55501 ACERO ESTRUCTURAL A-36

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de mano de obra, materiales, equipo y transporte, y la ejecución de las operaciones necesarias para la fabricación con acero estructural A-36. También incluye la pintura e instalación de vigas en estructuras y las rejillas en tragantes de drenaje conforme a las dimensiones, disposición y demás detalles indicados en los planos y otros elementos de acero estructural A-36 que pudieran ser ordenados por el Ingeniero Supervisor.

b) Ejecución

El material correspondiente a las varillas redondas y cuadradas, el hierro angular y planchas o láminas, serán de acero estructural que llene los requisitos ASTM A-36.

Los electrodos para soldadura de arco llenarán los requisitos de las “Especificaciones para electrodos de soldadura de arco para hierro y acero” de la American Welding Society. Será adecuado para la posición y uso a que se destinen, por lo que será de la clasificación: E-60 10, E-60 12, E-60 13, E-60 20 o E-60 30.

La pintura se aplicará inmediatamente después de preparar las superficies. Se seguirán las indicaciones del fabricante. Su marca y calidad de pintura será aprobada por el Supervisor.

Todas las grasas y aceites serán removidas de la superficie a pintarse por medio de un solvente limpio, aplicado con material libre de peluces e hilachos.

Las obras metálicas se fabricarán de acuerdo con las medidas que se rectificarán en la obra y las dimensiones y formas que indiquen los planos.

Los cortes y perforaciones dejarán líneas y superficies rectas y limpias, las uniones permanentes serán soldadas o remachadas, según los planos o lo que indique el Ingeniero Supervisor. Los miembros terminados tendrán una alineación correcta y deben quedar libres de distorsiones, torceduras, dobleces, juntas abiertas y otras irregularidades o defectos; los bordes, ángulos y esquinas serán con líneas y aristas bien definidas.

Las piezas a soldar se colocarán tan próximas una a otra como sea posible y nunca deberán quedar separadas una distancia mayor de 4 milímetros; el espaciamiento y separación de los cordones de soldadura, será tal que evite distorsión en los miembros y minimice las tensiones de temperatura. La soldadura deberá quedar libre de escoria y ser esmerilada cuidadosamente antes de ser pintada.

La técnica de soldadura empleada, la apariencia y calidad y los métodos para corregir trabajos defectuosos, estarán de acuerdo al “Standard Code for Arc Welding in Building Construction” de la American Welding Society.

c) Medición y Pago

Los elementos metálicos fabricados con acero estructural A-36 a rejilla de acero se medirá en kilogramos (kg) con aproximación a la unidad.

Para tal efecto se determinará el peso de la estructura midiendo la longitud o el área de cada uno de sus elementos, para encontrar el peso total en base de los pesos por unidad dados por los fabricantes.

También podrá obtenerse directamente el peso total de la estructura mediante el empleo de básculas aprobadas por el Ingeniero Supervisor.

El pago se efectuará según el avance mensual y de acuerdo al precio unitario contratado para la partida “Acero Estructural A-36” del presupuesto base. En este precio se incluye el acero estructural, electrodo, soldadura, pintura, transporte y todas las operaciones necesarias para la completa fabricación, instalación y prueba del elemento o estructura fabricada.

55502 JUNTAS DE DILATACION

a) Alcance del trabajo

Bajo esta partida el Contratista fabricará, suministrará y colocará las Juntas de Dilatación de conformidad con los trazos, niveles y dimensiones que figuran en los planos o como lo indique el Ingeniero.

El trabajo incluirá además de la fabricación, entrega, erección y/o colocación; su correspondiente soldadura tal como lo indican los planos. Las Juntas de Dilatación se colocaran sobre las superficies de rodamiento entre los tramos de losas de los puentes y además de constituir una verdadera Junta de Dilatación, servirán para evitar la introducción de materiales extraños así como para proteger, los bordes de las losas al deterioro provocado por el tráfico

b) Ejecución

MATERIALES

Los angulares y platinas serán de acero, tipo A—36 y las barras serán de grado 40.

La soldadura deberá de estar de acuerdo a las “Especificaciones Estándar para Soldadura de Puentes de Caminos y Ferrocarriles AWS D 1.1”. El electrodo a usar deberá de ser para Acero Dulce y deberá de estar de acuerdo con “Las Especificaciones para Electrodo para Soldadura de Arco de Acero Dulce ASTM A 233”.

FABRICACION

La mano de obra y el acabado deberán estar de acuerdo con la mejor práctica general de los Talleres modernos para este tipo de trabajo. En las partes vistas se aplicará esmeril a la soldadura terminada, para dejarle lisa y pareja con la superficie continua, y así, conseguir un acabado bien hecho

COLOCACION

Las Juntas de Dilatación se colocarán respetando los niveles y bombeo de la superficie de rodamiento indicado en los planos del Puente. Se dejará una separación libre entre angulares de 2 cms. a fin de permitir cualquier desplazamiento o contracción.

c) Medición y Pago

El pago se hará en base al número de metros de Junta de Dilatación instalada, cuyo precio y pago significarán la compensación total por el suministro, fabricación, colocación, soldadura, así como toda la mano de obra, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para completar el trabajo.

55601 BARANDALES

a) Alcance del trabajo

Bajo esta Partida el Contratista deberá construir barandales de para puentes, debiendo estar siempre de acuerdo con los detalles mostrados en los planos y con lo aquí especificado.

Si el Contratista decide usar unidades prefabricadas, deberá presentar planos, detalles y métodos de construcción al Ingeniero, y no deberá iniciarse ningún trabajo en las unidades hasta que el Ingeniero haya dado su aprobación por escrito. Los materiales adicionales permanentes, tales como espigas, etc., necesarios para la construcción en concreto prefabricado, además de los materiales requeridos para la construcción en concreto fundido en el lugar, deberán ser suministrados y colocados a costa del Contratista.

b) Ejecución

MATERIALES

Con excepción de las modificaciones aquí indicadas, los materiales deberán ajustarse a lo siguiente:

A. Concreto:

El concreto deberá llenar los requisitos de la Partida para Concreto Estructural Clase “B”, ($f'c =$

210 Kg/cm²).

B. Acero de Refuerzo:

El acero de refuerzo y las espigas deberán llenar los requisitos de la partida “Acero de Refuerzo”.

METODO DE CONSTRUCCION

A. Barandales Fundidos en el Lugar:

La porción del barandal que se va a fundir en el lugar deberá construirse de acuerdo con los requisitos de la Partida para Concreto Estructural Clase “B” (f'_c — 210 Kg/cm²). Deberá tenerse especial cuidado para obtener formaletas lisas y de ajuste hermético que puedan sostenerse rígidas en su sitio, de acuerdo con el alineamiento y detalles mostrados en los planos y que puedan removerse sin que se cause daño al concreto. Las formaletas deberán ser de madera cepillada o recubiertas con un material adecuado que tenga la aprobación del Ingeniero. El empalme de las formaletas en superficies planas no será permitido.

Todos los moldeados, la obra de panel y las fajas biseladas deberán construirse de acuerdo con los detalles mostrados en los planos, con juntas nítidas y todas las esquinas en el trabajo acabado, deberán ser exactas, agudas, bien definidas y libres de rajaduras y astillas u otros defectos.

B. Barandales Prefabricados:

Los barandales prefabricados deberán fundirse en formaletas que no dejen escapar el mortero. La pieza prefabricada deberá removerse de las formaletas tan pronto como el concreto haya fraguado lo suficiente como para permitirlo y luego cubrirse con cañamazo saturado por lo menos durante tres días.

El método de almacenamiento y manejo deberá ser tal que se conserven las esquinas y bordes exactos y parejos, y cualquier miembro prefabricado que se astille se dañe o se raje durante el proceso de colocación será rechazado y removido de la obra.

A. Acabado de la Superficie

La superficie de los barandales de concreto para puentes, deberá tener un acabado superficial de acuerdo con lo especificado en la Partida para Concreto Estructural Clase “B”, o como lo indique el Ingeniero.

B. Juntas de Expansión:

Las juntas de expansión deberán construirse tal como se muestra en los planos, para permitir el libre movimiento. Después de que todo otro trabajo haya sido terminado, todas las conchas de mortero flojas o delgadas que puedan astillarse por efecto del movimiento deberán removerse cuidadosamente de las juntas de expansión por medio de un cincel afilado.

c) Medición y Pago

Se hará la medida del número de metros lineales de los barandales de concreto para puentes aceptablemente construidos e instalados, incluyendo las revueltas cuando se muestren en los planos y las juntas de expansión o las aberturas que no tengan un espesor de más de una pulgada.

El pago se hará de acuerdo con el número de metros lineales de barandal medidos de acuerdo con lo que se establece atrás, al precio unitario estipulado en el Contrato para Barandales de Concreto para Puentes, precio que deberá incluir compensación total por el concreto, las formaletas, el acero de refuerzo y espigas, y por toda la mano de obra, los materiales, el equipo, instalación, etc., necesarias para terminar este trabajo.

56401 ALMOHADILLAS ELASTOMETRICAS DE SOPORTE

a) Alcance del trabajo

Estas pueden ser aprobadas y utilizadas para carga fija aplicada que no exceda de 36 Kg/cm² o para una combinación de carga muerta y carga viva y para impacto que no exceda de 57 Kg/cm². La deflexión inicial bajo la carga combinada no deberá exceder del 15% del grueso de la almohadilla o cojín.

b) Ejecución

Las almohadillas que tengan un grueso menor de 2.54 cm. deberán ser fundidos en una sola capa integral. Las almohadillas que tengan 2.54 cm o más de grueso, deberán consistir en laminaciones alternas de “elastómero” y metal o de “elastómero” y género ligados. La laminación exterior deberá ser de metal o de género. El exterior y los bordes de las laminaciones de metal deberán ser cubiertos con “elastómero” que no exceda de 0.32 cm. de grosor. Las laminaciones o “elastómero” deberán ser de 1.27 cm. ± de 0.32 cm. de grueso y las variaciones en el grosor de todas las laminaciones de “elastómero” deberán ser tales que cada laminación de metal o género no deberá ser mayor de 0.32 cm. desde un plano paralelo con la superficie superior a la inferior de la almohadilla.

El grueso total de extremo a extremo de la almohadilla no deberá ser inferior al indicado en los planos, ni mayor en 0.63 cm. que el mencionado grueso. Las variaciones en el grueso total de cualquier almohadilla no deberá exceder de 0.32 cm. El largo y el ancho tampoco deberán apartarse en más de 0.32 cm. de las medidas indicadas en los planos.

Las almohadillas que contentan laminaciones de metal, deberán estar moldeadas por completo. Las que sean todas de “elastómero” o con laminaciones de género, pueden ser cortadas de hojas grandes. El corte se deberá efectuar de manera que se evite el calentamiento del material, así como obtener una orilla lisa, sin desgarraduras u otras partes con rebabas. Si las esquinas y las orillas de las almohadillas fuesen redondeadas, el radio en las esquinas no deberá exceder de 0.95 cm. y el de las orillas no deberá exceder de 0.32 cm.

La liga entre el “elastomer” y el metal o el género, deberá ser tal que cuando una muestra fuese probada en cuanto a separación, la falla debe ocurrir dentro del “elastomer”.

Las laminaciones de género deberán ser una larga cadena de polimer sintético que contenga por lo menos un 85% de poliéster derivado del etileno de glicol y ácido teraftálico. Cada capa del género deberá tener una resistencia a la rotura que no sea menor de 125 Kg/cm². Las laminaciones de género deberán ser de capa sencilla en las superficies superior e inferior de la almohadilla y de capa doble o de resistencia doble, en el interior de la almohadilla.

Las almohadillas de soporte pueden ser aceptadas, bajo la responsabilidad del Contratista, al contar con un certificado suscrito por el fabricante y presentado al Ingeniero por el Contratista, en el cual se haga constar que todas las partes componentes de la almohadilla satisfacen los requisitos aplicables que contiene el certificado, el cual deberá estar respaldado por una copia certificada de los ensayos efectuados con los componentes representativos que fueron realizados para confeccionar las almohadillas suministradas.

c) Medición y Pago

La medida será por unidad colocada satisfactoriamente según se establece en los planos.

El pago se hará de acuerdo con el número de unidades colocadas según se especificó anteriormente, al precio unitario establecido en el Contrato para la Partida “Almohadillas Elastoméricas”. Dicho precio incluirá la compensación total por el suministro, colocación y gastos incidentales necesarios para terminar esta partida.

DRENAJE MENOR

60201 TUBERIAS

a) Alcance del Trabajo

Bajo esta Partida, El Contratista proveerá e instalará tuberías , de los diámetros y tamaños indicados en los planos en los lugares indicados y con las pendientes señaladas en los mismos planos o como lo indique el Ingeniero.

Esta Partida incluye el suministro de los tubos y de los materiales para unirlos; la colocación y unión de los tubos, hacer las conexiones necesarias a tuberías existentes, tragantes, pozos de visita y muros; asimismo la remoción y retiro de todo material descartado que provenga de la instalación de los tubos.

b) Ejecución

METODO DE CONSTRUCCION

A. Selección y Colocación.

Las tuberías y alcantarillas deberán colocarse de acuerdo con los alineamientos y elevaciones mostrados en los planos con pendientes rectas entre todos sus puntos, a menos que el Ingeniero indique lo contrario. La colocación y el empalme de la tubería deberá ejecutarse solo por obreros especializados y hábiles en este tipo de trabajo.

La excavación, la hechura del lecho y el relleno posterior de la tubería se llevará a cabo según lo indicado en las Partidas: Excavación para Estructuras Varias y Relleno de estructuras varias, de estas especificaciones.

El lecho deberá conformarse cuidadosamente por medio de una plancha sostenida al nivel deseado, para que se ajuste a la parte inferior externa de la tubería. Cuando una corriente de agua impida el cumplimiento de los requisitos anteriores, el Contratista deberá desviarla por donde no cause daños. No se colocaran tubos que estén quebrados, rajados, astillados y que no hayan sido aprobados por el Ingeniero antes de proceder a colocar los tubos.

B. Colocación del Conducto y Empalme de la Tubería.

La colocación de los tubos se empezará en el extremo de la alcantarilla de aguas abajo, con los extremos acampanados o balonas

en dirección aguas arriba. Cuando los tubos sean colocados, el cañón de cada tubo deberá estar completamente en contacto con el lecho preparado, en toda su longitud, con exclusión de la campana que también se acomodará adecuadamente de acuerdo con su forma y tamaño. Cualquier tubo que no esté en su verdadero alineamiento o que muestre algún asentamiento después de su colocación, será removido y reinstalado correctamente a costa del Contratista.

C. Uniones de Tubos:

Las extremidades de los tubos serán cuidadosamente limpiadas y mojadas con agua antes de que la junta sea hecha. Se colocará mortero semi-seco en la mitad inferior del tubo ya colocado y en la mitad superior de la espiga del tubo que va a ser colocado. Los dos tubos se unirán lo mejor posible de modo que en sus superficies interiores no hayan rebordes.

La parte exterior de las juntas será llenada con suficiente mortero adicional para llenar completamente la campana y que cubra toda la junta. El mortero de la parte exterior de los tubos será protegido del aire y del sol con dos o más capas de sacos de henequén o yute o con una capa de tierra húmeda por un periodo mínimo de veinticuatro horas.

c) Medición y Pago

Se medirá el número de metros lineales de cada clase y tamaño de alcantarilla satisfactoriamente provista e instalada que forman alcantarillas completas. Las medidas se harán a lo largo del eje longitudinal de la alcantarilla colocada y de extremo a extremo.

El número de metros lineales será el promedio de los largos de las partes más altas y más bajas de las tuberías.

Se pagará por el número de metros lineales medidos en la forma prevista arriba al precio unitario contractual establecido en el Contrato para Alcantarillas de la Vía, de acuerdo con la clase y tamaño satisfactoriamente provisto e instalado, el cual incluirá compensación total por el suministro e instalación de las alcantarillas y por toda la mano de obra, equipo y materiales y todos los gastos incidentales necesarios para terminar la partida. No se harán pagos

parciales por obras inconclusas o materiales acopiados en el sitio de la obra.

60201.a. TUBERIAS DE CONCRETO REFORZADO

a) Alcance del Trabajo

Bajo esta Partida el Contratista proveerá e instalará tuberías de concreto reforzado, de los diámetros y tamaños indicados, en los planos en los lugares indicados y con las pendientes señaladas en los mismos planos o como lo indique el Ingeniero.

Esta partida incluye el suministro de los tubos y de los materiales para unirlos; la colocación y unión de los tubos, hacer las conexiones necesarias a tuberías existentes, tragantes, pozos de visita y muros; asimismo la remoción y retiro de todo material descartado que provenga de la instalación de los tubos.

b) Ejecución

MATERIALES

Las tuberías de concreto reforzado deberán ajustarse a los requisitos de las Especificaciones Estándar para tuberías de concreto reforzado para alcantarillas, designación M 170-94 de A.A.S.H.T.O. Se elimina el refuerzo elíptico.

METODO DE CONSTRUCCION

A. Selección y Colocación.

Las tuberías y alcantarillas deberán colocarse de acuerdo con los alineamientos y elevaciones mostrados en los planos con pendientes rectas entre todos sus puntos, a menos que el Ingeniero indique lo contrario. La colocación y el empalme de la tubería deberá ejecutarse solo por obreros especializados y hábiles en este tipo de trabajo.

La excavación, la hechura del lecho y el relleno posterior de la tubería se llevará a cabo según lo indicado en las partidas Excavación para Estructuras Varias y Relleno de estructuras varias de estas especificaciones. El lecho deberá conformarse cuidadosamente por medio de una plancha sostenida al nivel deseado, para que se ajuste a la parte inferior externa de la tubería. Cuando una corriente de agua impida el cumplimiento de los requisitos anteriores, el Contratista deberá desviarla por donde no cause daños. No se colocarán tubos que estén quebrados, rajados, astillados y que no hayan sido aprobados por el Ingeniero antes de proceder a colocar los tubos.

B. Colocación del Conducto y Empalme de la Tubería:

La colocación de los tubos se empezará en el extremo de la alcantarilla de aguas abajo, con los extremos acampanados o balonas en dirección aguas arriba. Cuando los tubos sean colocados, el cañón de cada tubo estará completamente en contacto con el lecho preparado en toda su longitud, con exclusión de la campana que también se acomodará adecuadamente de acuerdo con su forma y tamaño. Cualquier tubo que no esté en su verdadero alineamiento, o que muestre algún asentamiento después de su colocación, será removido y reinstalado correctamente a costa del Contratista.

C. Uniones de Tubos:

Todas las juntas de tubos de concreto serán hechas con mortero de cemento que deberá llenar los requisitos exigidos para mortero bajo la Partida 30107, Mampostería de Piedra con Mortero. Las extremidades de los tubos serán cuidadosamente limpiadas y mojadas con agua antes de que la junta sea hecha. Se colocará mortero semi-seco en la mitad inferior del tubo ya colocado y en la mitad superior de la espiga del tubo que va a ser colocado. Los dos tubos se unirán lo mejor posible de modo que en sus superficies interiores no hayan rebordes.

La parte exterior de las juntas será llenada con suficiente mortero adicional para llenar completamente la campana en los tubos de este tipo, o formar un reborde alrededor de los tubos de espiga, y que cubra toda la junta. El mortero de la parte exterior de los tubos serán protegido del aire y del sol con dos o más capas de sacos de henequén o yute o con una capa de tierra húmeda por un período mínimo de veinticuatro horas.

c) **Medición y Pago**

Se medirá el número de metros lineales de cada clase y tamaño de alcantarilla satisfactoriamente provista e instalada que forman alcantarillas completas. Las medidas se harán a lo largo del eje longitudinal de la alcantarilla colocada y de extremo a extremo. El número de metros lineales será el promedio de los largos de las partes más altas y más bajas de las tuberías.

Se pagará por el número de metros lineales medidos en la forma prevista arriba al precio unitario contractual, establecido en el Contrato para Alcantarillas de la Vía, de acuerdo con la clase y tamaño satisfactoriamente provisto é instalado, el cual incluirá compensación total por el suministro e instalación de las alcantarillas y por toda la mano de obra, equipo y materiales y todos los gastos incidentales necesarios para terminar la Partida. No se harán pagos parciales por obras inconclusas o por materiales acopiados en el sitio de la obra.

60901 CORDON CUNETA

a) **Alcances del Trabajo**

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, así como las operaciones necesarias para construir el cordón cuneta previsto en el proyecto conforme al diseño mostrado en los planos. Este cordón tiene una sección constante, será construido con concreto reforzado $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

b) **Ejecución**

(1) la conformación del cordón cuneta con concreto $f_c 210 \text{ kg/cm}^2$; y (2) el desalojo de los materiales excedentes hacia bancos de desecho autorizados por la Supervisión.

c) **Medición y Pago**

Los trabajos especificados serán medidos en ml. y pagados con cargo a la partida “Cordón Cuneta” del presupuesto base de contratación.

62001 MAMPOSTERIA DE PIEDRA LIGADA CON MORTERO

a) **Alcance del trabajo**

DESCRIPCION

Bajo esta Partida el Contratista deberá construir la mampostería de piedra ligada con mortero, para estribos, muros, pilas, arcos de bóvedas, muros de tuberías y obras semejantes, donde y como lo indiquen los planos o lo ordene el Ingeniero.

La mampostería deberá construirse sobre un lecho de fundación preparado o sobre base de mampostería o concreto de acuerdo con las indicaciones de los planos y de conformidad con las líneas, niveles, secciones y dimensiones mostradas en los planos u ordenadas por el Ingeniero.

b) Ejecución

MATERIALES.

A. Piedra:

La piedra a usarse debe ser limpia, dura, sana y libre de grietas u otros defectos estructurales que tiendan a reducir su resistencia a la intemperie y de clase o tipos de reconocida durabilidad y estará sujeto a la aprobación del Ingeniero. Cada piedra deberá ser de forma aproximadamente cúbica, de un volumen no menor de quince decímetros cúbicos y no tendrá protuberancias o depresiones prominentes que impidan su colocación en capas. Por lo menos el cincuenta por ciento del volumen total de mampostería en una obra deberá ser formado por piedras que tengan un volumen no menor de treinta decímetros cúbicos. Toda porción débil de una piedra deberá ser removida antes de colocarla en la obra. Piedras que queden con superficie expuesta a la vista, deberán tener dicha superficie aproximadamente cuadrada o rectangular.

B. Mortero

El mortero consistirá de una mezcla de una parte de cemento Pórtland, cuatro partes de agregado fino por volumen, y suficiente agua libre de aceite, ácido y sulfatos, para hacer un mortero de tal consistencia que pueda manejarse fácilmente y extenderse con palustre. A menos que se use una mezcladora aprobada, el agregado fino y el cemento deberán mezclarse en una superficie dura, uniforme y libre de polvo, y en la proporción indicada anteriormente hasta que el mortero tenga un color uniforme, después de lo cual se le agregará suficiente agua para producir la consistencia deseada. El mortero deberá mezclarse sólo en cantidades necesarias para uso inmediato. El mortero que no se use antes del tiempo necesario para fraguada será descartado. No se permitirá el retemple del mortero.

Cemento Pórtland: El cemento Pórtland para mortero deberá ser del tipo I o del tipo II, de acuerdo con los requerimientos de A.A.S.H.T.O. M 85-93.

Agregado Fino: La arena para el agregado fino para mortero deberá ser de acuerdo con los requerimientos de A.A.S.H.T.O. M 45-92.

METODO DE CONSTRUCCION

A. Selección y Colocación:

La explotación de la cantera y la entrega de piedra en el lugar de su uso serán organizados en forma de asegurar que las entregas se hagan con la debida anticipación a las operaciones de mampostería. Deberá mantenerse siempre una existencia suficientemente grande de piedra de la clase que se esté usando en la obra, para permitir la selección adecuada de la piedra por los mamposteros.

Cuando la mampostería se va a colocar en un lecho de fundación ya preparado, el lecho deberá ser firme y nivelado en toda su extensión y haber sido aprobado por el Ingeniero antes de que se coloque la piedra. Cuando ésta se va a colocar sobre base de mampostería, la superficie de apoyo de la mampostería deberá limpiarse y humedecerse completamente antes que el mortero se riegue. Las piedras grandes deberán usarse en las hiladas del fondo y una selección de ellas en las esquinas. Tanto las piedras como la cama en que éstas van a ser colocadas, deberán limpiarse y humedecerse cuidadosamente antes de extender el mortero. Incluyendo la primera hilada, las piedras deberán colocarse con sus caras más largas horizontales en camas totalmente hechas de mortero y las uniones se nivelarán con mortero. Excepto en caras vistas, cada piedra irá completamente embebida por mortero. Las piedras deberán manipularse en forma que no sacudan o descoloquen las que ya han sido colocadas. Deberá proveerse equipo adecuado para la colocación de las piedras grandes que no puedan ser manejadas por dos hombres. No se permitirá rodar o dar vuelta a las piedras sobre el muro ni golpear o martillar una vez colocadas. Si una piedra se afloja después de que el mortero haya alcanzado el fraguado inicial, deberá removerse la piedra y el mortero circundante.

B. Juntas:

La mampostería se colocará en hiladas horizontales, especial cuidado se tendrá en las superficies vistas, pero será permitido usar dos piedras para llenar el espesor de una hilada. En ningún lugar las esquinas de cuatro piedras deberán quedar adyacentes. La distancia entre juntas verticales no deberá ser menor de diez centímetros. Las juntas no deberán tener un espesor mayor de cuatro centímetros, ni menor de dos.

C. Relleno de Juntas:

Las camas y las juntas deberán llenarse con mortero y nivelarse con una herramienta redondeada de madera para dejar una impresión redonda en el mortero, de un centímetro de ancho y de medio centímetro de profundidad.

D. Limpieza de las Superficies Expuestas:

Inmediatamente después de la colocación y mientras el mortero esté fresco, todas las piedras visibles deberán limpiarse de las manchas de mortero y mantenerse limpias hasta que la obra esté terminada.

E. Protección:

En tiempo caluroso o seco, la mampostería deberá mantenerse húmeda durante tres días por lo menos. No deberá aplicarse ninguna carga exterior sobre o contra la mampostería de piedra terminada, por lo menos durante catorce días, a menos que el Ingeniero lo autorice.

c) Medición y Pago

Se medirá en el sitio el número de metros cúbicos de mampostería de piedra ligada con mortero, construida dentro de las líneas mostradas en los planos o establecidas por el Ingeniero, sin hacer deducciones por agujeros de drenaje de alivio en los muros (lloraderos).

El pago se hará de acuerdo con el número de metros cúbicos medidos como se estableció atrás, al precio unitario estipulado en el Contrato para Mampostería de Piedra Ligada con Mortero, y el cual deberá incluir la total compensación por toda la mano de obra, el material, encofrados, el equipo, transporte y todos los gastos incidentales necesarios para terminar la Partida.

62001.a. REVESTIMIENTO DE PIEDRA LIGADA CON MORTERO

a) Alcance del trabajo

Bajo esta Partida el Contratista suministrará y colocará revestimiento de piedra ligada con mortero en cunetas, bodillos, canales, vertederos, placas de protección en la descarga de alcantarillas, vados y otros cauces similares. Este revestimiento se construirá sobre una cama preparada de acuerdo con Estas Especificaciones y conforme al alineamiento, pendientes y dimensiones mostradas en los planos o como lo indique el Ingeniero.

b) Ejecución

MATERIALES

A. Piedra:

La piedra a usarse deberá ser limpia, dura, sana y libre de grietas u otros defectos estructurales que tiendan a reducir su resistencia a la intemperie y de clase o tipo de reconocida durabilidad y estará sujeta a la aprobación del Ingeniero.

B. Arena para Mortero

La arena para mortero deberá llenar los requisitos para agregado fino según lo especificado en la Partida 30107, Mampostería de piedra ligada con mortero.

C. Cemento para Mortero

El cemento para mortero deberá llenar los requisitos del cemento Portland según lo especificado en la Partida 30107, Mampostería de piedra ligada con mortero.

METODO DE CONSTRUCCION

C. Preparación de la Fundación:

Las áreas en las que se deberá colocar el revestimiento de piedra ligada con mortero, deberán conformarse y aplanarse de acuerdo a las secciones y elevaciones mostradas en los planos, dentro de una tolerancia permisible de cinco centímetros en más o en menos de las líneas y elevaciones teóricas. Donde tales áreas estén por debajo del límite inferior de tolerancia, se deberán llevar a los niveles correctos rellenándolas con material similar al adyacente compactándolas según se ordene, sin que se efectúe ningún pago por cualquier material que pueda necesitarse en dicho caso.

D. Colocación:

(1) Colocación del revestimiento de piedra ligada con mortero:

El revestimiento de piedra ligada con mortero se deberá colocar cuidadosamente en forma de obtener un cuerpo compacto y del espesor indicado en los planos y de acuerdo con las líneas y niveles que se muestran en ellos o con los establecidos por el Ingeniero. El revestimiento deberá colocarse en una sola capa, con las dimensiones de las piedras que correspondan al espesor indicado, normales al plano de la superficie que se trata de proteger.

Las piedras a colocar se deberán escoger según el tamaño y la forma de las piedras adyacentes y colocarán en estrecho contacto, a manera de producir un mínimo razonable de cavidades. No se permitirá la colocación de cubiertas dobles de piedras delgadas y planas, para obtener el espesor total.

Para la superficie acabada del revestimiento no se permitirán tolerancias, pero en las caras expuestas se permitirá una tolerancia de 3 cms. en más o en menos. La superficie del revestimiento terminado deberá presentar una superficie uniforme, hermética y una apariencia agradable.

(2) Aplicación del Mortero:

El mortero estará compuesto de cemento Portland, y arena, mezclada en las proporciones de una parte de cemento por cuatro de arena por volumen y agua suficiente revueltos en una mezcladora de concreto, o de otra manera autorizada por el Ingeniero, durante un tiempo tal que se produzca

una mezcla de una consistencia completamente pastosa, como para que permita el flujo por gravedad dentro de los intersticios de las piedras, con la ayuda limitada de paletas o escobillas.

El mortero deberá usarse en la obra dentro de un período no mayor al tiempo necesario para el fraguado inicial. No se permitirá retemplar el mortero. Todas las superficies de las piedras deberán mojarse antes de aplicar el mortero. Dicha aplicación se hará en fajas sucesivas con un ancho aproximado de tres metros cada una, volcando una carga de mortero sobre las fajas más alta de la rampa en la parte donde no se haya aplicado aún el mortero, llenando las cavidades en la roca y ejecutando esta operación desde la parte alta de la rampa hacia abajo. El mortero deberá llevarse hasta el punto de colocación final por medios aprobados, y en ningún caso se permitirá que fluya sobre la superficie en una distancia mayor de tres metros. Inmediatamente después de volcar la carga de mortero, se deberá distribuir esta sobre la superficie de la faja por medio de escobas aprobadas y el mortero se colocará en su sitio entre las piedras por medio de paletas, de llanas o con un equipo vibrador.

Después de terminada cualquier faja de tres metros, ningún obrero o carga serán permitidos sobre la superficie a la cual se ha aplicado el mortero, durante el período de veinticuatro horas por lo menos. Dicha superficie deberá protegerse contra la lluvia, el agua corriente, la acción perjudicial del sol y la debida a agentes mecánicos.

La superficie de todo revestimiento de piedra ligada con mortero se curará manteniéndola constantemente mojada por un periodo de tres días cuando menos. Este curado no se iniciará antes de cuatro horas de terminada la faja correspondiente, a menos que el Ingeniero ordene lo contrario.

c) Medición y pago

Se medirá el número de metros cuadrados de revestimiento de piedra ligada con mortero, correctamente hecho dentro de la tolerancia permitida, con el espesor total que se indica en los planos y según las líneas y pendientes indicadas en ellos o establecidas por el Ingeniero.

En el caso específico de las cunetas revestidas y vertederos se medirá la sección interna, destinada a evacuar el agua, por su longitud total medida sobre el terreno, de acuerdo a la pendiente señalada en los planos. Los dentellones en el revestimiento a la entrada y/o salida de las tuberías, no se medirán por aparte, considerándose integrado el área superficial de éste.

El pago se hará de acuerdo con el número de metros cuadrados medidos en la forma prevista arriba, al precio unitario aplicable dentro del Contrato para Revestimiento de Piedra Ligada con Mortero y el cual incluirá la total compensación por la preparación de la fundación, incluyendo el material de relleno y la compactación por el suministro y colocación de toda la piedra y el mortero por toda la mano de obra, el material, el equipo e imprevistos necesarios para la ejecución de los trabajos de esta Partida.

63301 (A) SEÑALES PREVENTIVAS Y RESTRICTIVAS

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de mano de obra, materiales y equipo, así como la ejecución de las operaciones necesarias para fabricar e instalar las señales preventivas y restrictivas que se muestran en los planos y las que pudiera solicitar el Supervisor, para indicar con anticipación, la aproximación de ciertas condiciones del camino que implican un peligro real o potencial que puede ser evitado disminuyendo la velocidad del vehículo o tomando ciertas precauciones.

b) Ejecución

b.1 Preparación de Señales

Se confeccionarán similares a los fabricados por el MOP y de acuerdo a las especificaciones centroamericanas, en plancha galvanizada de 1/16" de espesor y de 0.60 x 0.60 m. por lado.

Se le aplicará dos manos de pintura. La primera de Wash Primer y la segunda epóxica anticorrosiva de color negro en el reverso, el fondo de la señal irá con material reflectorizante alta intensidad amarillo, el símbolo y el borde del marco serán pintados con tinta xerográfica color negro y se aplicará con el sistema de serigrafía.

b.2 Poste de Fijación de Señales

Los postes de fijación serán de concreto, tal como se indica en los planos y serán pintados con esmalte de color amarillo oro, previamente se pasará una mano de pintura imprimante.

b.3 Cimentación de los Postes

Las señales preventivas y restrictivas tendrán una cimentación de concreto simple $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ cuyas dimensiones serán 0.60 m. x 0.60 m. x 0.30 cm. de profundidad.

b.4 Método de Medición

El método de medición es por señal, (unida), incluido el poste, colocado y aceptado por el Supervisor.

c) Medición y Pago

Las señales preventivas y restrictivas serán medidas por señal (unidad) incluido el poste, el cartel y su instalación debidamente, aprobadas por el Supervisor. La cantidad determinada según el método de medición, será pagada al precio unitario de la partida "Señales Preventivas y Restrictivas" del contrato.

Dicho precio y pago constituirá compensación total por el costo de los materiales, equipo, mano de obra, herramientas e imprevistos necesarios para completar la partida.

63301 (B) SEÑALES INFORMATIVAS

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, así como las operaciones necesarias para la fabricación e instalación de las señales informativas, las cuales tienen el propósito de guiar al conductor de un vehículo a través del tramo, así como a darle a conocer el nombre de los lugares que se encuentran en el camino.

b) Ejecución

b.1 Señales o paneles

Serán fabricados similares a los hechos por el MOP y de acuerdo a las especificaciones centroamericanas. De fibra de vidrio de 4 mm. de espesor, con resma de poliéster y una cara de textura similar al vidrio. Los colores a utilizar serán los siguientes:

- * Placa principal: Fondo verde con lámina reflectiva grado ingeniería, letras y marcos en blanco reflectorizante grado alta intensidad.

- * Parte posterior de todos los paneles: Esmalte color negro (dos manos).

Las dimensiones de letras y números, así como las separaciones entre ellos, corresponden a la serie "D": altura de 20 cm.

Deben ser formados por piezas enteras de cinta reflectante del tipo indicado anteriormente.

El panel de la señal de fibra de vidrio será reforzado por perfiles en ángulo T y pletinas, según se detalla en los planos. Estos refuerzos estarán embebidos en la fibra de vidrio y formarán rectángulos de 0.60 x 0.60 como máximo.

Los materiales de confección de la cara principal de las señales serán especificados en los planos.

b.2 Cimentación de los Postes

Las señales informativas tendrán una cimentación de concreto simple $f_c' = 140 \text{ kg/cm}^2$ y dimensiones de acuerdo a lo indicado en los planos.

b.3 Poste de Fijación de Señales

Se emplearán pórticos con tubos de 3" de diámetro, tal como se indica en los Planos, los cuales serán pintados con pintura anticorrosiva y esmalte color amarillo. Las soldaduras deberán aplicarse

dejando superficies lisas, bien acabadas y sin vacíos que debiliten las uniones, de acuerdo a la mejor práctica de soldar.

c) Medición y Pago

La medición de estas señales se hará por metro cuadrado, incluido el poste y su colocación. Deberá estar debidamente aceptado por el Supervisor.

La cantidad determinada según el método de medición, será pagado al precio unitario de la partida “Señales Informativas” del contrato y dicho precio constituirá compensación total por el costo del material, equipo, mano de obra e imprevistos necesarios para completar los trabajos bajo esta partida.

63301 (c) PORTICOS (SEÑAL INFORMATIVA AEREA)

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, así como las operaciones necesarias para fabricar, transportar e instalar la estructura portante de las señales informativas tipo puente que se indican en los planos y las que pueda solicitar el Supervisor.

La señal informativa aérea incluye el marco o puente soporte de la señal, el cual estará fabricado con tubería de hierro negro de \varnothing 10". También incluye su fijación en los lugares y forma indicada en los planos, así como el pintado completo de todas sus partes y los rótulos o señales.

b) Ejecución.

Rótulos. Se confeccionarán en lámina galvanizada de 1/16". Las dimensiones del rótulo, de las letras y líneas así como el color de pintura a utilizar será conforme a lo indicado en los planos respectivos. La lámina galvanizada antes de pintar será tratada con una mano de imprimante (wash primer) y una mano de pintura epoxica anticorrosiva.

Estructura Puente. Conforme se detalla en los planos, la estructura sobre la cual se instalarán los carteles o señales, serán fabricados con tubería de hierro, soldando las piezas entre si, dispuestas conforme el reticulado detallado en los planos. La soldadura deberá aplicarse dejando superficies lisas, bien acabadas y sin dejar vacíos que debiliten uniones.

Postes de fijación. Los postes serán de tubería de hierro de 10" de diámetro, los mismos que se fijarán al pedestal de una zapata de concreto reforzado $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, con las dimensiones especificadas en los planos. Para fijar el poste se colocará una placa de acero sujetado al pedestal mediante pernos de 1" de diámetro y atezadores de 3/8" (ver plano). La altura de los postes deberá ser la fijada en los planos.

Pintado. La estructura será pintada con dos manos de pintura anticorrosiva y dos manos de esmalte color gris conforme a las especificaciones técnicas generales capítulo 8.00.

c) Medición y Pago.

La mano de obra, materiales, equipo, transporte y todas las operaciones necesarias para fabricar, instalar y pintar la señal informativa aérea y los carteles ó rótulos, será medido por unidad que corresponde a un pórtico terminado a satisfacción del Supervisor.

El pago se hará con cargo a la partida 'Pórtico (Señal Informativa)' del presupuesto, al precio unitario de contratación.

63301 (C) SEÑALES TURISTICAS

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo así como la ejecución de las operaciones necesarias para fabricar e instalar señales de información turística. Esta partida incluye la fabricación del cartel o señal propiamente dicha, el poste y su instalación en los lugares indicados.

b) Ejecución

b.1 Señal Turística:

Se confeccionarán con plancha galvanizada de 1/16". Las dimensiones del rótulo, de las letras y líneas así como el color de pintura a utilizar será conforme a lo indicado en los planos respectivos.

La lámina galvanizada antes de pintar será tratada con una mano de imprimante ("Wash Primer") y una mano de pintura epóxica anticorrosiva.

b.2 Postes de Fijación de la Señal

Los postes de fijación de estas señales serán de concreto armado, de acuerdo al diseño especificado o lo indicado por el Supervisor. Estos postes serán pintados con esmalte amarillo oro, previamente serán tratados con una mano de imprimante.

b.3 Cimentación del Poste

Los postes de señalización tendrán una base de concreto simple $f'c$ 140 kg/cm² y dimensiones 0.6x0.6x03 de profundidad.

c) Medición y Pago

La señal turística incluyendo el poste colocado y aprobado por el Supervisor será medido en unidades (u).

Las cantidades ejecutadas mensualmente será pagada de acuerdo al precio unitario de contratación para la partida "Señales Turísticas" del presupuesto base.

25303 GAVIONES

a) Alcance del Trabajo

Este trabajo comprende el transporte, suministro, manejo, almacenamiento y construcción de los receptáculos de malla de alambre galvanizado; el transporte, suministro y colocación del material relleno dentro de los receptáculos de malla de alambre galvanizado. También se incluyen en este trabajo, la preparación de las superficies para cimentación de los gaviones, en las cuales a veces es necesario ejecutar alguna excavación, relleno y compactación.

b) Ejecución

Malla alambre. La malla debe ser de alambre galvanizado que se ajuste a la norma ASTM A 116.

El diámetro del alambre será de 3.0 milímetros o calibres equivalentes, iguales o mayores en su espesor.

Material de relleno. El material de relleno puede ser canto rodado, material de cantera o material de desechos adecuados, pero teniendo siempre el cuidado de no usar material deleznable, que contenga óxido de hierro, de excesiva alcalinidad o compuestos salinos, cuya composición puede atacar al alambre de la malla. Son recomendables los materiales que tienen un peso mínimo de 1250 kilogramos/metro cúbico. Las dimensiones mínimas del material de relleno debe tener por lo menos el doble de la dimensión máxima del enrejado; se debe colocar siempre el material de menor dimensión hacia el centro del receptáculo, y el de mayor dimensión junto a la malla.

Receptáculo de malla alambre. Corrientemente la forma de los receptáculos es prismática o cilíndrica, el enrejado de la malla es de triple torción, en forma de exágono alargado en el sentido de una de sus diagonales. Las dimensiones de los receptáculos, enrejados y la forma de construcción, deben estar de acuerdo con los detalles indicados en los planos.

c) Medición y Pago.

Se medirá el número de metros cúbicos de Gaviones, fabricados y colocados satisfactoriamente, de acuerdo con estas especificaciones.

El pago se debe hacer por el número de metros cúbicos, medidos como se indicó anteriormente, al precio unitario de contrato. El precio incluye el trabajo estipulado en esta sección, incluyendo materiales, transporte, mano de obra y todos los trabajos descritos para la presente partida.

NORMAS APLICABLES

Ensayos

Peso galvanizado

Materiales

AASHTO T 65-83 Alambre galvanizado
(ASTM A 90-81) para malla ASTM A 116

62601 ARBORIZACION

a) Alcance del Trabajo

Esta partida comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, así como las operaciones necesarias para sembrar arbustos de 2 metros en áreas desnudas del proyecto o donde sea indicado en los planos.

b) Ejecución

Este trabajo incluye; 1) el suministro de las plantas procedentes de viveros, su trasplante en lugares indicados en los planos, o conforme a indicaciones del Supervisor; 2) La incorporación de tierra agrícola en la planta, el volumen de tierra no será menos de 10 decímetros cúbicos y la realización de todas las labores agrícolas (fertilización, limpieza de maleza y otros cuidados) durante la ejecución del proyecto.

Especies

Son aceptables las especies siguientes: Flor de fuego, Delonix regía, Maquilishuat, Tabehuia, Cordia allidora, Conacaste cortes blanco, Amate, Almendro de río, Eucalipto y todas las especies que se puedan reproducir en la zona del proyecto.

El contratista en coordinación con la Supervisión y la Dirección General de Recursos Naturales Renovables definirán las especies más recomendables para cada tramo de la carretera, teniendo en cuenta para ello disponibilidad en viveros del país y su adaptación a los diferentes niveles.

b.2 Trasplante

Las plantas se adquirirán en bolsas de polietileno, con 6 meses de edad y serán trasplantadas en los lugares indicados con espaciamiento de 3 metros entre plantulas.

En el caso de arborización de la vía proyectada, se plantará un sola línea de árboles a una distancia no menor a 10 m. del eje de la carretera, teniendo cuidado de no restringir la visibilidad en las curvas.

En el caso de las áreas descubiertas que serán abandonadas por la construcción de las variantes y en los bancos de desperdicio se plantará tantas filas como sea necesario con espaciamiento de 5 metros entre árbol al tresbolillo. Las especies se deben alternar en tramos de 300 metros cada una.

Para realizar el trasplante se debe efectuar un hoyo suficiente para alojar la plántula con la tierra de la bolsa y 10 decímetros cúbicos de tierra agrícola de buena calidad que se añadirá a su alrededor.

b.3 Labores Agrícolas y cuidado de los Árboles

El contratista será responsable durante un año a partir del trasplante, del cuidado del arbolito, incluyendo aplicación de fertilizantes, limpieza de maleza y riego cada vez que lo requiera, especialmente en verano.

Para la recepción al término del año todos los árboles deben encontrarse sanos, limpios y evidentemente vigorosos.

d) Medición y pago

La arborización será medida por árbol correctamente trasplantando y cuidado, en el lugar especificado en los planos o señalado por el Supervisor.

El pago se hará al precio unitario de contratación para la partida 62401, “Arborización” del presupuesto base repartido en 5 cuotas. Una primera cuota 40% cuando se haya hecho el trasplante y cuatro cuotas trimestrales de 15% cada una después que el Supervisor constate que se ha cumplido correctamente con las labores agrícolas y cuidados respectivos.

El contratista es responsable de reponer los árboles que por cualquier razón mueran, enfermen o dañe antes de su recepción final, debiendo efectuar la reposición tan pronto se observe el daño a lo indique el Supervisor.

62501 ENZACATADO O ENGRAMADO DE TALUDES

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, así como la ejecución de las operaciones necesarias para cubrir con vegetación gramínea los taludes rectificadas o ampliados y otros terrenos que pudieran ser ordenados por la Supervisión.-

Con cargo a esta partida se sembrará zacate común de la zona, se abonará y asegurará la humedad adecuada incluyendo riego si fuese necesario para asegurar el prendimiento, desarrollo y propagación uniforme de la grama, cubriendo toda la superficie indicada por la Supervisión.

b) Ejecución

El Contratista preparará la superficie del terreno a enzacatar (taludes u otros), escarificándola superficialmente. Aplicará fertilizante sobre la superficie y luego sembrará cepas de 5 a 6 plántulas espaciadas, convenientemente para una rápida propagación y cobertura de la superficie a cubrir. Las plántulas a sembrar serán escogidas entre los zacates comunes en la zona, aprobadas por la Supervisión. Se incluye en esta partida el cuidado de la vegetación desde la siembra hasta la propagación y total cobertura del talud, tiempo durante el cual se suministrará toda la mano de obra, materiales y equipo necesario y se realizarán todas las labores necesarias para asegurar un óptimo establecimiento y protección del talud contra la erosión por la lluvia.

c) Medición y pago

El enzacatado del talud se medirá en metros cuadrados (m²) de superficie cubierta con vegetación gramínea una vez lograda el enraizamiento y cobertura plena del talud. Se pagará con cargo a la partida "Engramado de talud" del presupuesto base.

TRABAJOS COMPLEMENTARIOS Y SERVICIOS

15101 MOVILIZACION DE EQUIPO

a) Alcance del trabajo

Comprende el suministro de mano de obra y equipo así como las operaciones necesarias para transportar el equipo y maquinaria requerido para la ejecución de las obras previstas en el contrato integral, desde el plantel central del Contratista hasta la zona de la obra y dentro de la obra, como parte de las operaciones de ejecución del proyecto.

No se incluye el transporte del equipo autotransportado como son camiones (concreteros, cisternas de agua, de volteo, etc.) y vehículos de transporte de personal.

b) Ejecución

El contratista, conforme el programa de suministro de equipo y maquinaria para la ejecución del proyecto proveerá toda la maquinaria prevista en su plan de acción y cualquier otra que durante la ejecución pudiera ser necesaria.

La maquinaria debe llegar en buenas condiciones de uso y si no fuere así, será responsabilidad del contratista reemplazarla o repararla con celeridad. De este hecho el Supervisor dejará constancia en BITACORA. Será responsabilidad del contratista los atrasos en que incurra por no cumplir con el suministro oportuno en cantidad y calidad de la maquinaria requerida.

c) Medición y Pago

La movilización del equipo y maquinaria a la obra será medida y pagada como una Suma Global fija, que se descompondrá en tantas cuotas como estimaciones de obra presente, reconociéndose en cada oportunidad un porcentaje de la Suma Global igual al porcentaje de avance del proyecto total.

El monto a pagar será cargado a la partida "Movilización de equipo" al precio base contratado.

S/N MANTENIMIENTO Y LIMPIEZA DE LA OBRA DURANTE LA CONSTRUCCION

a) Alcance del trabajo

Comprende el suministro de la mano de obra, materiales y equipo, así como las operaciones necesarias para realizar el mantenimiento rutinario y limpieza permanente de las obras contratadas hasta su entrega final.

b) Ejecución

De conformidad con las especificaciones técnicas generales, durante todo el período de la obra, hasta la recepción final de la misma por parte del propietario, el Contratista debe realizar el mantenimiento rutinario y reparación de todas las obras ejecutadas que se deterioren antes de su recepción final. El propósito es que el Propietario reciba la obra en perfectas condiciones.

Como parte de estos trabajos, para la entrega final debe hacerse la limpieza general y completa, desalojando todo desperdicio, construcciones provisionales, material fuera de uso, restos de concreto, formaletas, excedente de material de construcción traídos de la obra y otros materiales que le pertenezcan o hayan sido traídos o usados por el Contratista en la zona del proyecto. No se incluye en esta partida los trabajos de reparación y reposición que deben ser cubiertos por el seguro de accidentes previstos en el contrato e incluidos en los Costos Indirectos de todas las partidas de obra contratadas.

c) Medidas y Pagos

El mantenimiento y limpieza final de la obra será medio y pagado como una Suma Global fija, que se descompondrá en tantas cuotas como estimaciones de obra presente el Contratista, reconociéndose en cada oportunidad un porcentaje de la suma global igual al porcentaje de avance del proyecto total. Este monto será cargado a la partida S/N “Mantenimiento y limpieza de la obra durante la construcción”, del precio base contratado.

S/N OBRAS POR COSTO MÁS PORCENTAJE

a) Alcance del Trabajo

El propietario podrá ordenar trabajos no previstos en ninguna de las demás partidas de contratación. Al Contratista se le pagará por estos trabajos de acuerdo a los recursos utilizados.

b) Ejecución

La Supervisión preparará junto con el Contratista un plan de trabajo detallado para realizar las obras por el sistema Costo más Porcentaje y será sometido a la aprobación del Propietario. En este plan se especificarán los requerimientos de mano de obra, materiales y equipo, así como los costos unitarios calculados a partir de los precios del Contratista utilizados en la preparación de los precios unitarios de las demás partidas del Contrato, incluyendo costos indirectos, IVA y escalamiento.

Si no hubiese precio unitario de algunos de los componentes de la obra por realizar, se reconocerá el costo del mercado (demostrado con factura original) más un 20% como Costo de Administración, Utilidad e IVA. En este caso no se reconoce escalamiento.

Para todos los trabajos ejecutados bajo esta modalidad, el Contratista remitirá diariamente al Supervisor, durante la ejecución de los mismos, una lista detallada en triplicado con los nombres, la ocupación y el tiempo de trabajo de todos los obreros contratados para tales trabajos, así como una descripción y

especificación de la cantidad de los materiales y equipos a utilizar en ello. El Supervisor firmará una copia de cada relación aprobándola u observándola, y la devolverá al Contratista.

c) Medición y Pago

Al fin de cada mes, durante la ejecución de este tipo de trabajo, el Contratista remitirá al Supervisor una lista detallada en triplicado con los nombres, la ocupación y el tiempo de trabajo de todos los obreros contratados para tales trabajos, así como una descripción y especificación de la cantidad de los materiales y equipos utilizados en ello. Acompañando los recibos o comprobantes que se requieran para verificar los montos por pagar.

No tendrán ningún derecho a pago si estos documentos no fueran suministrados puntualmente y en forma completa. El pago se hará contra la partida S/N "Obras por Costo mas Porcentaje" del presupuesto base, de acuerdo a los precios unitarios previamente acordados con el Propietario.

50101 PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO

a) Alcance del Trabajo

Comprende el suministro de mano de obra, materiales, y equipo y la ejecución de las operaciones necesarias para construir un pavimento integrado con concreto hidráulico construida sobre una capa de subbase preparada, de acuerdo con las especificaciones siguientes y en conformidad con las alineaciones y perfiles que figuran en los planos o sean fijados por el Ingeniero.

b) Ejecución

Materiales

Los materiales deberán cumplir con los siguientes requisitos:

Aditivo para inclusión de aire	AASHTO M-154
Cloruro de Calcio	AASHTO M-144
Aditivos químicos	AASHTO M-194
Agregado grueso	AASHTO M-80 Clase "A"
Material de curación	AASHTO M-182 AASHTO M-141 AASHTO M-148
Resinas Epóxicas Adhesivas	AASHTO M-235

Agregado Fino	AASHTO M-6 Clase "B"
Ceniza Negra	AASHTO M-295
Lechada	AASHTO T-106
	AASHTO T-197
Rellenos para juntas	AASHTO M-173
	AASHTO M-282
	AASHTO M-301
Cemento Portland	AASHTO M-185
Acero de Refuerzo	AASHTO M-142
Agua	AASHTO M-157

Construcción

La composición de la mezcla deberá estar conforme a la siguiente tabla:

A) Composición del pavimento del concreto

Agua/Cemento Relación (Máximo)	Temperatura del Concreto	Revestimiento	Contenido de Aire (%)	Tamaño del Agregado (máximo) (AASHTO M 43)	28 días Carga de compresión (mínimo)
0.49	70±20 °F (21±11 °C)	1.5±1.0 inch (38±25 mm)	4 ½ min.	No. 2	3,500 psi (24200 kPa)

Después de haber sido designadas las proporciones no serán cambiadas durante el progreso de la obra excepto cuando ello sea autorizado por el Ingeniero Supervisor.

No se hará ningún cambio de la fuente o naturaleza de los materiales en el debido aviso al Ingeniero Supervisor y no se usarán materiales nuevos hasta cuando estos hayan sido aceptados por el Supervisor y el Contratista haya designado nuevas proporciones basados en mezcla de pruebas de ensayo.

Equipo

El equipo y las herramientas necesarias para ejecutar la obra en todas sus partes deberán estar en ésta antes del inicio del trabajo para que puedan ser examinadas y aprobadas por el Supervisor.

Planta de equipo para dosificación

La planta dosificadora deberá incluir tolvas pesadas y básculas para el agregado fino y para cada tamaño de agregado grueso. Si el cemento es empleado a granel, deberá incluirse un depósito, tolva y báscula para el cemento. Las tolvas pesadas deberán estar debidamente selladas y contar con ventilación adecuada que evite el levantamiento de polvo al estar operando. Se deberá contar con dispositivos de seguridad aprobados y se mantendrá un buen estado tanto para la protección de

todo el personal ocupado en la operación de la planta, así como el de la inspección y laboratorio. La planta dosificadora deberá estar equipada con un medidor adecuado, no reajustadle, que marque correctamente el número de cargas proporcionadas.

Básculas

Las básculas para pesar los agregados y el cemento deberán ser de cualesquiera de los dos tipos: de balancín o de disco sin resorte. Deberán ser exactas dentro de un margen de 0.5 por ciento. Cuando se utilice una báscula de balancín, se proporcionará un dispositivo de aviso en forma de disco, para indicar al operador que se está llegando al punto de la carga requerida en la tolva pesadora.

Las balanzas deberán tener contrapesos capaces de acerrojarse en cualquier posición, para evitar cualquier cambio no autorizado en la dosificación. El brazo de la balanza y el dispositivo de aviso deberán encontrarse a la vista del operador, quien tendrá libre y fácil acceso a todas sus partes.

Equipo mezclador

El hormigón podrá ser mezclado en el lugar de la construcción, o en un punto central, o totalmente o en parte en camiones mezcladores. Cada mezcladora deberá tener fijada, en lugar prominente, una placa del fabricante, que indique la capacidad del tambor en términos de volumen de hormigón mezclado, así como la velocidad de rotación del tambor o de las aspas.

Mezcladoras

El mezclado deberá hacerse en una mezcladora aprobada, con capacidad para combinar los agregados, cemento y agua en una masa completamente homogénea y uniforme, dentro del período específica de la mixtura, y para descargar la mezcla para su colocación, sin segregación alguna, en la rasante preparada. Toda mezcladora móvil o estacionaria deberá estar equipada con un dispositivo contador de tiempo, aprobado, que automáticamente asegure la palanca de descarga cuando el tambor haya sido cargado y automáticamente desenganche la palanca final del período de mezclado. Este dispositivo deberá estar equipado con un timbre u otro sistema de aviso adecuado, que se ajuste para dar un señal claramente audible cada vez que se desenganche el seguro. En caso de falla del dispositivo contador de tiempo, la mezcladora podrá ser utilizada durante el resto del día mientras se esta reparando, siempre que cada carga sea mezclada durante 90 segundos.

Camiones mezcladoras y camiones agitadores.

Los camiones mezcladores empleados para el mezclado y transporte del hormigón y los camiones agitadores empleados para transportar hormigón desde una planta central de mezclado, deberán ajustarse a los requisitos de AASHTO M-157.

Máquina esparciadora o pavimentadora

La máquina esparciadora o pavimentadora deberá estar equipada cuando menos con dos (2) reglas maestras o llanas enrasadoras del tipo oscilante transversal u otra forma aceptable similar para enrasar el hormigón.

Vibradores

Los vibradores para la vibración de todo el ancho de las losas del pavimento de hormigón, podrán ser del tipo de plancha superficial o del tipo inmerso, bien sea con tubo sumergido de cabezas

vibradoras múltiples. Podrán estar fijados a la máquina esparciadora o montados sobre un transporte aparte. No deberán hacer contacto con el acero de las juntas, con los dispositivos transmisores de carga, con la superficie de la base ni con las formaletas.

Sierra para hormigón

Cuando el aserrado de juntas fuese preferido o especificado, el Contratista deberán proporcionar el equipo adecuado para el objeto, en número de unidades y potencia, para completar el aserrado con una hora de sierra de filo de diamante, enfriada por agua, o con una rueda abrasiva de las dimensiones y con la velocidad requerida.

Preparación de la Base

La base deberá estar de acuerdo con los alineamientos, pendientes y secciones transversales mostrados en los planos.

Formaletas

Las formaletas laterales serán metálicas con un espesor no menor de 5.6 milímetros (7/32”), tendrán una profundidad igual al espesor indicado en los planos para el borde del pavimento y sin llave para junta longitudinal. Se suministrarán en secciones no menores de 3.05 metros de largo (10 pies).

Para curvas de treinta metros o menos de radio se usarán formaletas flexibles o curvas de radio apropiado. Las formaletas dobladas, torcidas, quebradas o con superficies superiores inclinadas serán eliminadas. Las formaletas reparadas no serán usadas antes de haber sido inspeccionadas y aprobadas por el Residente.

Colocación de formaletas

Después que la capa base haya sido preparado como ya se ha indicado, las formaletas serán colocadas como se establece a continuación:

La base bajo las formaletas deberán estar dura y al nivel correcto, de modo que cuando se coloquen las formeltas éstas queden firmemente en contacto con la base a todo lo largo y al nivel especificado.

Las formaletas deberán ser fijadas usando por lo menos tres (3) pasadores del largo necesario para asegurar la firmeza de la fortaleza de la formaleta por cada sección de 3.05 metros (10 pies). Se deberá colocar un pasador a cada lado de toda junta o empalme. Las secciones de formaletas deberán ser unidas fuertemente por medio de una junta libre de todo juego o movimiento en cualquier dirección.

Donde cualquier formaleta haya sido movida o la base se encuentre inestable, la formaleta deberá ser reacondicionada y verificada nuevamente.

Las formaletas deberán ser limpiadas y aceitadas antes del vaciado del hormigón.

Mezcla de hormigón

El hormigón puede ser mezclado en el sitio de la obra, en una planta central de mezclado o en camiones mezcladores. El mezclador deberá ser tipo y capacidad aprobados. El tiempo de la mezcla se computará desde el momento en que todos los materiales, excepto el agua estén en el tambor. El hormigón premezclado deberá ser mezclado y entregado de acuerdo con los requisitos de la AASHTO M-157. Las revoluciones exigidas para el hormigón mezclado en camiones podrán ser reducidas al mínimo recomendado por el fabricante, cuando éstos se encuentren en tránsito hacia el sitio de colocación del hormigón. El número de revoluciones recomendadas por el fabricante deberá estar indicado en la placa de serie fijada al mezclador. El contratista deberá presentar pruebas aceptables para el Residente confirmando que la marca y modelo del mezclador producirán un hormigón uniforme, conforme las disposiciones de AASHTO M-157, al número reducido de revoluciones mostrado en la placa de serie. Cuando ese haga el mezclado en el sitio de la obra o en una planta central, el tiempo de éste no deberá ser menor que cincuenta (50) segundos ni mayor de noventa (90) segundos. El tiempo de mezclado termina cuando se abre la canaleta de descarga. El tiempo de traslado para mezcladores de tambor múltiple ésta incluido en el tiempo mezclado. El contenido de un tambor mezclador individual deberá ser desalojado todo antes que la dosis siguiente sea vaciada en el mismo.

No será permitido reemplazar el hormigón añadiéndose agua, ni por otros medios, excepto que cuando el hormigón sea entregado por camiones mezcladores o agitadores, podrá añadirse agua los materiales de la carga y efectuarse un mezclado y satisfacer los requisitos específicos, si fuese permitido por el Residente, siempre que todas estas operaciones fuesen llevadas a cabo dentro de los 45 minutos siguientes a la operación inicial de mezclado. No deberá ser utilizado el hormigón que al tiempo de colocarlo esté fuera de los límites de asentamiento especificados.

Limitaciones para la colocación del hormigón

No se deberá mezclar, colocar, ni terminar ningún hormigón cuando la luz natural sea insuficiente, a no ser que se cuente con un sistema de alumbrado artificial adecuado y aprobado por el Residente.

No se permitirá colocar el hormigón cuando haya peligro de lluvia. El contratista regulará el trabajo en forma que vaciado de hormigón termine sin contratiempos antes de que se presente una lluvia.

El contratista controlará la evaporación del agua superficial del hormigón y cualquier otro agente perjudicial, como el viento y el polvo, usando dispositivos aprobados por el Residente.

El contratista deberá tener a mano dispositivos adecuados, aprobados por el Residente, para cubrir el hormigón recién vaciado, por lo menos en una longitud de cincuenta (50) metros, que aseguren su acabado en caso de presentar una lluvia inesperada.

A juicio del residente, todo hormigón dañado por efecto de la lluvia, será removido y reemplazo por el Contratista, a sus expensas y a la mayor brevedad posible.

Colocación del hormigón

El hormigón deberá ser colocado sobre la base o podrá ser descargado sobre ésta usando un dispositivo aprobado que evite la segregación. En cualquier caso el hormigón deberá ser enrasado con la máquina esparcidora, en forma continua entre juntas transversales sin el empleo de tabiques divisorios intermedios. El esparcido manual, que fuera estrictamente necesario, deberá hacerse con palas y no con rastrillos. No se permitirá caminar sobre el hormigón recién colocado.

El hormigón deberá estar completamente consolidado contra y a lo largo de las caras de todas las formaletas y en ambos lados de todos los empalmes de junta, empleando vibradores insertados en el hormigón. No se permitirá que los vibradores entren en contacto con ningún empalme de junta, con la base ni con las formaletas. En ningún caso deberá trabajarse con un vibrador más de 10 segundos en cualquier ubicación.

El hormigón deberá ser depositado tan cerca como sea posible de las juntas de expansión a dilatación y contracción sin alterarlas.

En caso que cualquier material de hormigón cayese sobre, o fuese empujado sobre la superficie de una losa terminada, deberá ser retirado inmediatamente por medio de métodos aprobados sin producir daños al acabado.

MUESTRAS DE CAMPO PARA ENSAYOS

El Contratista suministrará, durante el vaciado del pavimento y libre de costo para la Nación, todo el Hormigón que el Residente considere necesario para la realización de pruebas y la confección de vigas de ensayo. Las vigas serán moldeadas y curadas de acuerdo con AASHTO 1 23 y se probarán según AASHTO 197.

REVENIMIENTO

El revenimiento o asiento será determinado por el Método AASHTO 1 119, o con el uso de la bola Kelly, previamente calibrada, según AASHTO 1 183.

Deberá mantenerse continuamente un asentamiento uniforme.

El asentamiento permisible será el fijado por el Residente, según los materiales usados, pero no será mayor de 76 mm (3") ni menos de 50 mm (2"), en Hormigón sin vibrar.

Cuando el hormigón sea consolidado por vibración, el asentamiento no será menor de 25 mm. (1") ni mayor de 50 mm (2")

La fluctación permisible de asentamiento será de ± 12.7 mm ($\frac{1}{2}$ "), para cualquier amasado de hormigón individual, con respecto a la mezcla de diseño especificada y aprobada.

Cualquier mezcla vane de este valor especificado, será rechazada y quedará por cuenta del Contratista, quien

dispondrá de ella, de acuerdo a instrucciones escrita del ingeniero.

CONSTRUCCION DEL PAVIMENTO

El pavimento de hormigón deberá ser construido en su ancho total en una sola operación. También podrá ser construido en secciones longitudinales de dos o más carriles individuales separados, cuando así lo establezcan específicamente los planos.

Cuando se construyan carriles adyacente por separado, deberá dejarse pasar un plazo no menor de siete (7) días entre el vaciado de éstos. La junta longitudinal deberá construirse con una llave de construcción corrida, con varillas de acero para amarre, según lo indicado en los planos. El trazo de la junta longitudinal, no deberá desviarse más de 12.7 mm. ($\frac{1}{2}$ "") en ningún punto con respecto al alineamiento de los bordes del pavimento en las tangentes ni al trazo del radio de la curva, en la parte exterior de ésta.

Cuando se vacíen dos (2) carriles adyacentes por separado, se proveerá a las máquinas esparcidoras y acabadas, de ruedas del tipo de pestaña doble en la sección, que descansen sobre las formaletas y ruedas planas revestidas de caucho o material conveniente con un espesor no menor de 9.5 mm. ($\frac{3}{8}$ "") en las secciones apoyada sobre el hormigón del carril ya vaciado. Las ruedas planas se colocarán de manera que operen por lo menos a 15 cm. (6") del borde del hormigón.

Se protegerá de manera conveniente las juntas que hayan sido rellenadas para evitar que las ruedas de las máquinas esparcidoras y acabadoras rompan bordes de las mismas.

En las curvas donde se requiera sobre ancho, éste será vaciado monolíticamente con el carril interior de la curva sin junta longitudinal adicional. Si la máquina pavimentadora no tuviera dispositivo que permita el cambio gradual de sección en el sobreancho, este sobreancho podrá vaciarse separadamente y terminarse a mano, en cuyo caso la junta se construirá con llaves y barras de amarre exactamente como se ha provisto para juntas longitudinales principales.

En las secciones donde haya peralte, el carril interior se vaciará primero.

La mezcladora deberá operarse preferiblemente fuera de la vía que está pavimentando, a menos que resulte prácticamente imposible hacerlo. Sólo podrá operarse equipos en la vía a pavimentar, cuando el Ingeniero lo permita mediante autorización escrita del contratista para cada caso.

JUNTAS

Las juntas deberán ser construidas del tipo, con las dimensiones, detalles y en los sitios mostrados en los planos o indicados por el Residente.

Todas las juntas deberán ser protegidas por el Contratista, para evitar que se les causen daños ya para mantenerlas libres de materias extrañas hasta que sean selladas.

El eje de todas las juntas deberá quedar en un plano perpendicular a la superficie final del pavimento.

CONSOLIDACION Y ACABADO

Después que el hormigón ha sido vaciado sobre la base, la secuencia de las operaciones será la que se establece a continuación:

Se utilizará el método mecánico para consolidar y enrasar, excepto en las áreas donde el ancho de la losa varía y la máquina pavimentadora no tuviera dispositivo para el cambio gradual de sección, en cuyo caso podrá usarse del método a mano.

No se permitirá aplicar agua a la superficie del hormigón, para ayudar las operaciones de acabado.

El Contratista suministrará puentes de trabajo y el equipo apropiado, para tener acceso a la superficie del pavimento, para su enrasado, acabado y llevar a cabo las correcciones que sean necesarias.

Todo el equipo para el acabado se limpiará tan a menudo como lo pidan las circunstancias o lo ordene el Residente.

VERIFICACION DE LA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO

Tan pronto como el hormigón se haya endurecido suficientemente, la superficie del pavimento se verificará con un gálibo de 3.05 metros (10 pies) de largo o con cualquier otro dispositivo que apruebe el Residente.

Las áreas que muestren puntos altos o protuberancias de más de 3 mm (1/8"), pero que no excedan de 12.7 mm. (1/2") en 30.5 metros (10 pies) se marcarán inmediatamente y se rebajarán con una esmeriladora mecánica aprobada, hasta donde la protuberancia o punto alto no sea mayor de 3 mm. (1/8") cuando sea verificada con el gálibo de 3.05 metros (10 pies).

No se permitirá corregir la superficie picándola o descantillándola bajo ninguna circunstancia.

Donde la desviación con respecto a la sección correcta exceda de 12.7 mm. (1/2"), el Contratista removerá y reemplazará el pavimento sus expensas.

Cualquier área o sección así removida, no deberá ser menor de 3.05 m. (10 pies) de largo ni menor que todo el ancho del carril afectado.

Cuando sea necesario remover y reemplazar una sección de pavimento, cualquier porción remanente de la losa que sea menor que 3.05 metros (10 pies) de largo, también deberá removerse y reemplazarse.

El Contratista suministrará el equipo y personal necesarios para efectuar las verificaciones de la superficie

del pavimento.

CURADO DEL PAVIMENTO

Inmediatamente después de completar las operaciones del acabado, y tan pronto el hormigón endurezca y exista la posibilidad de estropear el pavimento, la superficie del hormigón colocado, deberá ser cubierta y curada con el empleo de uno de los siguientes métodos: En todos los casos en los que esa cura necesite el uso de agua el curado tendrá prioridad en el derecho sobre el uso de ésta. La falta en proveer suficiente material cubridor de cualquiera de las clases que el contratista prefiera usar, o la falta de agua para poder atender adecuadamente al curado y otras necesidades, será motivo para la suspensión inmediata de las operaciones de pavimentación. El hormigón no deberá dejarse expuesto a la intemperie durante más de media hora entre las etapas de curación o durante más de media hora entre las etapas de curación o durante el período de su curación.

En todos los casos la cura se extenderá hasta cubrir las caras de los bordes del pavimento.

REMOCION DE FORMALETAS

A menos que se disponga de otra manera, las formaletas no deberán ser removidas del hormigón recién colocado, hasta que éste haya fraguado por lo menos doce (12) horas.

Las formaletas deberán removerse cuidadosamente, de manera que se evite daños al pavimento.

SELLO DE JUNTAS

Antes que el pavimento sea abierto al tránsito y lo más pronto posible después de terminar el período de cura, las juntas serán selladas con material que se conforme con las especificaciones, métodos de aplicación y equipo establecido en AASHTO M-173. El método de prueba se define en la norma AASHTO M-187.

APERTURA AL TRANSITO

El Residente decidirá cuando el pavimento podrá ser abierto al tránsito hasta que las vigas de ensayo, moldeadas y curadas hayan alcanzado una resistencia a la flexión igual o mayor a la indicada en los planos, al ser aprobadas por el método de los tercios centrales, de acuerdo con AASHTO T-97.

c) Medición y Pago

La cantidad de pavimento de hormigón de cemento Pórtland que se medirá para efectos de pago, será el número de metros cuadrados de pavimento de hormigón construido de acuerdo en todo con lo indicado en los planos y en estas especificaciones, debidamente aceptados y medidos en su sitio.

El ancho del pavimento será el mostrado en la sección transversal típica de los planos, más el sobre ancho donde se requiera como lo hubiera ordenado por escrito el Ingeniero. La longitud será medida horizontalmente a lo largo de la línea central del camino.

No se medirá para efectos de pago directo, el acero que se requiera para espigas o dispositivos para transferencia de cargas, ni para barras de amarre. Tampoco se medirá para efectos de pago directo el acero de esfuerzo que se requiera para las losas de acceso a las estructuras. Todo este acero se considerará como parte integrante del pavimento de hormigón de cemento Pórtland y su costo se incluirá en el precio unitario del metro cuadrado de pavimento.

Pago

Las cantidades de pavimento de hormigón de cemento Pórtland, medidas como se ha especificado, se pagarán al precio unitario fijado en el contrato; con la salvedad de que cualquier pavimento cuyo espesor se encuentre deficiente, con respecto al espesor exigido en los planos, en más de cinco (5) milímetros (0.2 plg) pero no en más de 12.5 milímetros (0.5 plg), se pagará el precio unitario ajustado de acuerdo con lo que establece en el parágrafo B de este mismo Artículo. Dichos precios y pagos constituirán compensación total por el suministro y colocación de todos los materiales y trabajos necesarios para la construcción del pavimento de hormigón de cemento Pórtland, incluyendo las espigas de acero o dispositivos para la transferencia de cargas, las barras de amarre y todo el material requerido para las juntas.

El costo de suministro de los materiales para los hombros y los trabajos necesarios para la construcción de éstos, en la forma en que se ha especificado se deberá incluir en el precio unitario que se fije en el contrato para el metro cuadrado de pavimento.

Ajuste de pago

Para cada unidad de 250 metros de largo por el ancho del carril, el precio unitario del metro cuadrado de pavimento fijado en el contrato será ajustado de la manera siguiente:

30.2.1. Cuando el espesor promedio del pavimento en una unidad es el exigido en los planos o está deficiente con respecto a éste en no más de cinco (5) milímetros (0.2 plg.), el área de la unidad considerada se pagará al precio unitario en el contrato.

30.2.2. Cuando el espesor promedio de una unidad esté deficiente en más de cinco (5) milímetros (0.2 plg.), pero no en más de 12.5 milímetros (0.5 con respecto al espesor exigido en los planos, el precio unitario para el área de esta unidad se ajustará en relación al precio unitario fijado en el contrato, en la misma proporción en que el cuadrado del espesor exigido en los planos.

30.2.3. No se hará ningún pago por secciones de pavimento cuya deficiente en espesor sea mayor de 12.5 milímetros (0.5 plg) con respecto al espesor exigido en los planos.

30.2.4. No se efectuará ningún ajuste en el precio unitario fijado en el contrato en las unidades donde el espesor promedio resulte mayor que el exigido en los planos.

Abono por progreso en el trabajo

Podrán hacerse abonos sobre el valor del trabajo terminado, según los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

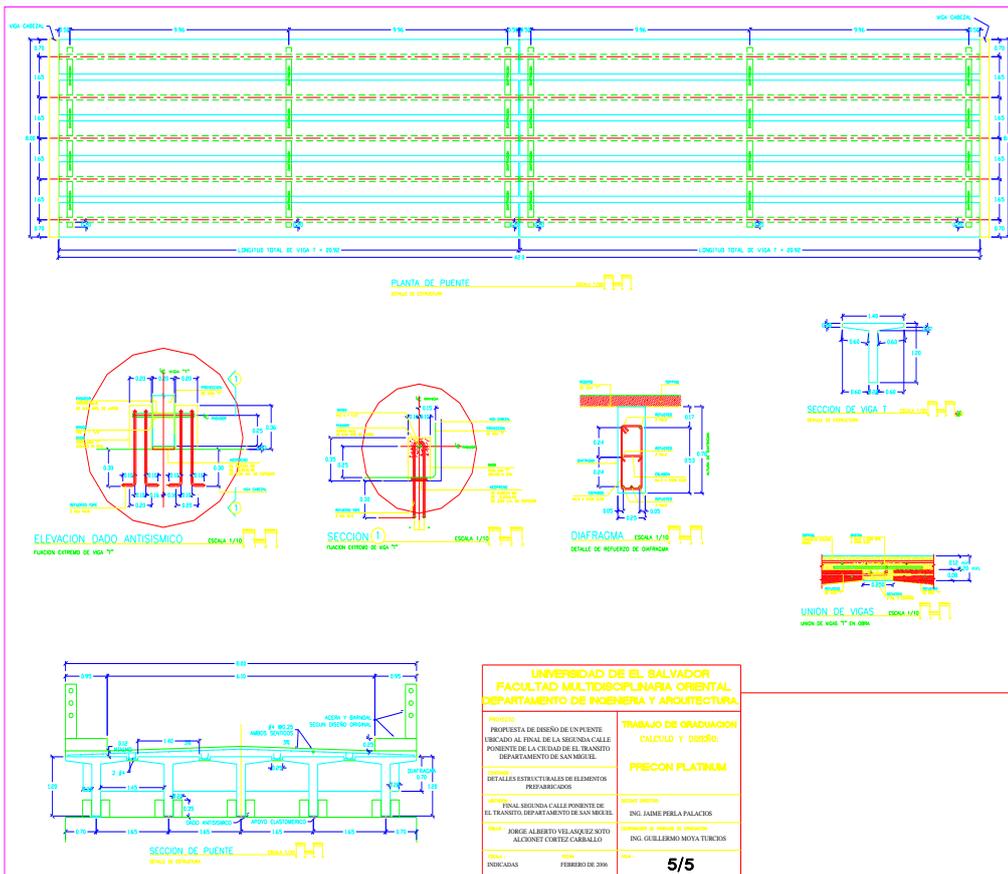
1. Losa de Hormigón	85%
---------------------	-----

2. Juntas terminadas 15%

Estos abonos no implican la aceptación definitiva del trabajo ejecutado sobre el cual se aplican, ni revelan al Contratista de las obligaciones y responsabilidades contraídas en este contrato sino hasta que la aceptación final de la obra tenga lugar.

El pago se hará bajo el detalle siguiente:

Pavimento de Concreto Hidráulico metro cuadrado (m2).



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
PROYECTO: PROYECTO DE DISEÑO DE PUENTE UBICADO AL FINAL DE LA SENDA CALLE PONIENTE DE LA CIUDAD DE EL TRÁNSITO DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL	TRABAJO DE GRADUACION CALCULO Y DISEÑO:
DETALLES ESTRUCTURALES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS	PRECON PLATINUM
UBICACION: FINAL SENDA CALLE PONIENTE DE EL TRÁNSITO, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL	DISEÑO: ING. JAIQUE PERLA PALACIOS
PROFESOR: JORGE ALBERTO VELAZQUEZ SOTO ALCONNET CORTES CARRALLO	DEFINICION DE PRECISO DE PROYECTO: ING. GUILLERMO MOYA TURCIBO
FECHA: INDICADAS	NO. 5/5