

TUES
1501
K19g
1998
F.3

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



**GUIA PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO
REFORZADO EN CAMINOS RURALES Y VECINALES**

PRESENTADO POR:

JEAN CORIE KATTAN RODRIGUEZ

JAIME PERLA PALACIOS

OSCAR MAURICIO RODRIGUEZ ALVAREZ

15101983 15101983

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, ABRIL DE 1998



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL:

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO :

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título

**GUIA PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO
REFORZADO EN CAMINOS RURALES Y VECINALES**

Presentado por

JEAN CORIE KATTAN RODRIGUEZ
JAI ME PERLA PALACIOS
OSCAR MAURICIO RODRIGUEZ ALVAREZ

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador

ING. MSc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

Asesor

ING. HECTOR ALEJANDRO PORTILLO CORTEZ

San Salvador, Abril de 1998

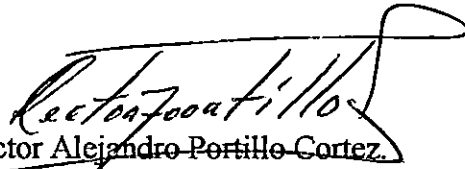
Trabajo de Graduación aprobado por :

Coordinador y Asesor :

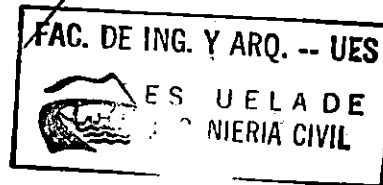


Ing. MSc. Rogelio Ernesto Godínez González

Asesor :



Ing. Hector Alejandro Portillo Cortez



AGRADECIMIENTOS

Deseamos expresar nuestros sinceros agradecimientos a las personas que nos han ayudado en el desarrollo de éste trabajo de graduación.

Ing. MSc. Rogelio Ernesto Godínez González.

Un especial agradecimiento a nuestro coordinador y asesor, que nos ha acompañado pacientemente a lo largo del desarrollo de nuestro trabajo de graduación, gracias por todo su apoyo y ayuda desinteresada.

Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez.

Le agradecemos por todo el tiempo y la instrucción que nos brindó en su especialidad, que con su basta experiencia nos encaminó en el desarrollo y el éxito de éste trabajo.

Además queremos agradecer a personas e instituciones que han aportado datos importantes, conocimiento y experiencia en sus ramas respectivas:

Al Departamento de Diseño de Puentes de la Dirección General de Caminos (DGC), especialmente a los ingenieros Alma Morena Valladares de Segovia y Carlos Luna y al Lic. René García. Así como al Ing. Dionisio Ramírez Gerente de Planificación.

Al Laboratorio de suelos y materiales de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador, especialmente al Sr. Emiliano Espinosa.

A Fidel Angel Martínez Véliz y Bessy, por la ayuda prestada en la digitación de éste trabajo.

A Salvador Oswaldo Ayala, por su ayuda técnica en la elaboración de los Planos.

Al Fondo de Inversión Social para el Desarrollo Local (FIS/DL), especialmente al Ing. Gabriel Soriano , por su ayuda técnica para la elaboración de la carpeta.

Al Ing. Daniel Ramírez Zelaya, con cariño, por su ayuda y apoyo en todo momento. Gracias.

Al Personal de la Administración Académica de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura (FIA). Por su colaboración.

DEDICATORIA

Dedico: Principalmente a Jehová Dios Todopoderoso.

A mi hijo Manuel de Jesús Hernández Kattán, quien es el centro de mi existencia, de mis sentimientos y de mis pensamientos, siempre estaré para tí, te amo, mi rey.

A mis amorosos padres, el Sr. Elías Kattán Zablah, y la Sra. Nelly Rodríguez de Kattán. Quienes con tanto esfuerzo, paciencia, lágrimas y fuerza de voluntad ven ahora culminado este sueño, y éxito, los quiero muchísimo, siempre les estaré agradecida por su confianza y apoyo, con todo mi cariño para ustedes, Gracias.

A mi esposo y padre de mi hijo, el Ing. Manuel de Jesús Hernández Gutierrez, te amo, gracias.

Agradezco: A Dios Todo poderoso, a mi hijo adorado Melito, a mis padres, a mis hermano: John Charles y su esposa Anita; a mis hermanas: Dayana, Elisa y Gloria María.

A mi más grande y mejor amiga y hermana de toda la vida y mi más fiel colaboradora la Srita. Roxana Elizabeth Martínez Tobar, te quiero Toty, y a su muy apreciada familia Martínez Ruiz Tobar. Así como a nuestras amigas en comun: Vilma, Mayra, Conny, y Mey.

A mis sobrinos, John Elías Junior, John Charlie, Alexandre, Daved Giovanny, Diego Raúl, otros y demás familia.

A mi tío Elfi Flores que siempre estuvo allí en el momento más indicado, te quiero, gracias.

A mis padrinos; los señores Carlos Kattán Zablah y su esposa Dorita Varela de Kattán.

A mi cuñada, Sra. Marlene Martínez de Rivas, con cariño, muchas gracias.

Y finalmente a todas aquellas personas que alguna vez incluso en contra de su voluntad me hayan ayudado, ya que ellas hicieron que me esforzara aún más, a mis enemigos y amigos y demás personas que no pueda mencionar. **Mil Gracias.**

JEAN CORIE

DEDICATORIA

Especialmente a:

- **Dios y a la Virgen María:** gracias.
- Los hermanos **Maristas** por sus enseñanzas y consejos.
- **Mis padres:** mi padre José Aristides Perla García y mi madre Sonia Marina Palacios de Perla por su apoyo, paciencia y comprensión a lo largo de mi vida.
- **Mis hermanas:** Sonia Marina, Waleska Astrid y Karla Marisela que siempre han estado conmigo.
- **Mis sobrinos:** Fabricio, Gerson, Kevin y Waleska con todo mi cariño.
- **Mi esposa:** mi amada Karina Elizabeth especialmente a ti ya que tu ayuda y apoyo a lo largo de mis estudios universitarios y en el tiempo empleado para la elaboración del Trabajo de Graduación, sin el cual no hubiera sido posible que alcanzaré esta meta. Te amo. Gracias.
- **Mi hija:** Karina Giselle para que recuerde que tu siempre necesitaras mi ayuda. Te ama tu papi.
- **Mi hijo:** Jaime Alexander con todo mi amor.
- **A mis tías:** Betty y Landy por la ayuda brindada en el momento oportuno.
- Y a todos que de una u otra forma han estado conmigo en mi carrera universitaria.

JAIME PERLA

DEDICATORIA

Al fin terminé la meta que me propuse: El que persevera alcanza. Todo el esfuerzo realizado en éste trabajo lo dedico:

- **A nuestro Padre y a nuestra Madre** que están en lo secreto; doy gracias a las **Divinidades**, porque me han permitido realizar hasta éste momento parte de las metas que me he propuesto. Doy gracias por el “Conocimiento Divino que he recibido”.
- **A mi abuela:** Gracias Mamalola por ayudarme a finalizar ésta meta.
- **A mi madre terrenal:** Emma Alvarez, éste libro se lo dedico especialmente a usted, por haberme ayudado innegablemente a mi formación académica e impulsarme para finalizar mis estudios.
- **A mis hermanos:** Gertrudis Beatriz y José Daniel, para que éste trabajo se convierta en “Energía que los impulse” a realizar sus propias metas; “Con voluntad y equilibrio, se logra todo”.
- **A mi esposa:** Rosa Anabel, le dedico éste triunfo por haber tenido paciencia en los momentos más difíciles de la elaboración de éste Trabajo de Graduación.
- **A un amigo especial:** Oscar Adilson, porque me permites que te corrija en tus deberes, algún día alcanzarás tus metas si Dios quiere.
- **A mi hija:** Andrea Marcela, le dedico éste libro y mi vida.
- **A Graciela Rodríguez:** por tener en sus manos el cuidado especial de mi hija. Gracias Chela.

OSCAR MAURICIO

Resumen.

Muchos caminos rurales y vecinales están hechos, pero no cuentan con puentes que son necesarios e importantes para salvar los accidentes naturales en profundidad que van desde pequeñas a considerablemente grandes alturas.

En el presente Trabajo de Graduación, titulado Guía para el diseño de puentes de concreto reforzado en caminos rurales y vecinales, trata de plasmar las ayudas de diseño para los profesionales y estudiantes, que se aplican en la realización del diseño del puente, estos resultados se presentan en forma de tablas.

Se cuenta con tablas de ayuda de diseño, para todos los elementos que contiene un puente de concreto reforzado de un solo claro, postes, barandales, cordón, acera, losa, vigas y difragmas siguiendo para ello los criterios basados en las Normas de la AASHTO, el A.C.I. y la ASTM. Así también los lineamientos de la Dirección General de Caminos.

Para llegar al diseño del puente, se tiene que pasar por varias etapas de los estudios entre las que se pueden citar:

- Hidrografía.
- Estudio de diagnóstico para conocer las condiciones reales preexistentes en el sitio del pontadero y sus áreas de influencia, y reconocimiento preliminar de la zona, a fin de determinar la localización del claro a salvar.
- Estudios de la morfología.
- Geomorfología.
- Geología.
- Suelo y geotécnicas.

- Hidrología.
- Hidrogeología.
- Tectonismo.
- Sismicidad.

Todos éstos estudios facilitan el desarrollo del trabajo, en el establecimiento de características físicas y mecánicas como las geométricas en ellos se recopila los criterios de mayor importancia y necesarios para la realización del diseño del puente, así como para la realización de la carpeta técnica.

Las tablas de ayuda de diseño presentan opciones de selección tanto para las características geométricas y los aceros de refuerzo, lo cual permite poseer mas de una posible selección para el predimensionamiento de cada elemento de un puente de concreto reforzada en caminos rurales y vecinales.

Como caso de estudio, se realizó la carpeta técnica de un puente de 24 mts de largo sobre el río Roldán a dos kilómetros al noreste de San Marcos Lempa, ya que era uno de los objetivos finales del trabajo de graduación contenido en el perfil. Dicha carpeta contiene lo siguiente: Costos, presupuesto, juego de planos, memoria de cálculo estructural (diseño), memoria del estudio de suelos, estudio hidrológico e hidráulico.

El puente sobre el río Roldán posee las siguientes características:

- El puente es de concreto reforzado con un claro de 24 mts.
- El ancho del puente es de 5.00 mts. con un ancho de rodaje de 3.05 mts.

- La sección transversal del poste es de 25 cm x 25 cm., con una altura de 1.10 mts.
- La acera tiene un ancho efectivo de 70 cms.
- La altura del cordón es de 25 cms.
- La losa tiene un peralte de 17 cms., con un bombeo de 3%.
- El puente posee tres vigas con una sección de 0.75 mts. x 1.50 mts.
- El puente posee 3 diafragmas, dos extremos y un intermedio ubicado al centro del claro, los cuales poseen una sección transversal de 0.6 mts x 0.98 mts.
- Los estribos son de mampostería de piedra.
- El costo de la alternativa de diseño presentada es de: 1,345,764.66 colones.

La carpeta técnica presentada en el apéndice facilita la formulación de dicha carpeta ante los organismos que canalizan el financiamiento de dichas obras de paso (FIS/DL,DGC.).

Con el objetivo de que la alternativa de diseño presentada se ejecute, con lo cual la zona de influencia del proyecto se vería beneficiada y sus habitantes logren obtener un posible desarrollo.

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 estación lluviosa, cuando las crecidas de los ríos y de las quebradas imposibilita el paso de vehículos. En el presente trabajo se establecen los diferentes estudios en los que debe basarse el diseño de cualquier puente, tales como el reconocimiento preliminar del sitio de emplazamiento del puente, estudio de suelos, estudio topográfico, estudio hidrológico, estudio hidráulico, etc, pero principalmente para el análisis y diseño de puentes de concreto reforzado, con el objetivo de facilitar el acceso a las zonas agrícolas y de beneficio para la población.

Son objetivos principales de éste trabajo de graduación elaborar las tablas de ayuda para el diseño de puentes de concreto reforzado de un solo claro, proponiendo el predimensionamiento geométrico de los elementos que componen la superestructura y parte de la subestructura, así como los respectivos refuerzo basados en las Normas AASHTO, ASTM y el ACI, también, presentar una alternativa del diseño del puente sobre el río Roldán, a 2 kilómetros del Cantón San Marcos Lempa, el cual une éste poblado con el Cantón Linares Caulotal.

Además se presenta el contenido de la carpeta técnica, con los debidos lineamientos de entidades de nuestro medio, tales como el Fondo de Inversión Social para el desarrollo local (F.I.S./ D.L.), y la Dirección General de Caminos (D.G.C.). En la carpeta se encuentran los presupuestos, costos, especificaciones, juego de planos del proyecto y construcción, estudio hidrológico, estudio hidráulico, estudio de suelos, etc.

INDICE

CONTENIDO	PAGINA
CAPITULO I.	
ANTEPROYECTO Y REVISION DE CONCEPTOS TECNICOS.	
ANTEPROYECTO _____	1
1.1 Introducción _____	1
1.2 Objetivos _____	1
1.2.1 Objetivo general _____	1
1.2.2 Objetivo especifico _____	2
1.3 Justificaciones _____	2
1.4 Antecedentes _____	4
1.4.1 Puentes fijos. _____	5
1.4.2 Puentes móviles. _____	6
1.5 Planteamiento, identificación y problema _____	7
1.6 Alcances y limitaciones _____	8
1.6.1 Alcances _____	8
1.6.2 Limitaciones _____	8
1.6.2.1 Delimitación _____	8
1.6.2.2 Limitaciones _____	9
1.7 Metodología del trabajo _____	9

REVISION DE CONCEPTOS TECNICOS	11
1.8 Red vial de el salvador	11
1.8.1 Caminos rurales	18
1.8.2 Caminos vecinales	22
1.8.3 Necesidades y funciones de los caminos	22
1.8.3.1 Pobreza rural	22
1.8.3.2 Encuesta determinantes de la pobreza rural	25
1.8.3.3 Ingresos y fuentes de ingreso	27
1.8.3.4 Acceso a servicios básicos	30
1.8.3.5 Participación en el mercado laboral	30
1.8.3.6 Factores que tienen mayor influencia en el ingreso de las familia rurales	30
1.8.4 Los caminos y los accidentes físicos	31
1.8.4.1 Mejoramiento de vías rurales y vecinales y su impacto en el desarrollo agropecuario de el salvador	31
1.8.4.2 Situación actual de la infraestructura vial en el salvador	31
1.8.4.3 Clasificación de la red vial por accidentes físicos	32
1.8.5 Conclusiones y recomendaciones	39
1.9 Las estructuras de paso: puentes y bóvedas	42
1.9.1 Definiciones y orígenes de los puentes	42
1.9.1.1 Definiciones	42
1.9.1.2 Orígenes de los puentes	42

1.9.1.3 Breve historia de puentes y bóvedas en el salvador	45
1.9.1.4 Donación de siete puentes japoneses	53
1.9.2 Clasificación de los puentes	54
1.9.2.1 Según la naturaleza de la vía soportada	54
1.9.2.2 Según el material principal constructivo	55
1.9.2.3 Según el funcionamiento mecánico	55
1.9.2.4 Según el tipo de apoyo de la superestructura	55
1.9.2.5 Según su disposición en planta	55
1.9.2.6 Según el tablero sea fijo o móvil	56
1.9.2.7 Según su posición respecto a la vía	56
1.9.2.8 Según el tiempo de vida previsto	56
1.9.3 Tipos de puentes y su evolución	57
1.9.3.1 Puentes primitivos	57
1.9.3.2 Puentes de madera	57
1.9.3.3 Puentes de mampostería	58
1.9.3.4 Puentes metálicos	58
1.9.3.5 Puentes de hormigón armado	60
1.9.3.6 Puentes de hormigón pretensado	67
1.9.3.7 Puentes de fábrica	69
1.9.4 Tipificación de los puentes	72
1.9.5 Puentes de concreto reforzado	72
1.9.6 Partes que constituyen un puente	75

1.9.7 Cargas a imponer al puente _____	76
1.9.8 Construcción de la cimentación de puentes _____	77
1.9.9 Estudios que se deben realizar _____	79
1.10 Aspectos a tomar en cuenta para el estudio del punto de emplazamiento _____	82
1.10.1 Morfología _____	82
1.10.1.1 Morfología alta _____	83
1.10.1.2 Morfología baja _____	83
1.10.1.3 Morfología de los cauces _____	86
1.10.2 Geomorfología _____	87
1.10.3 Hidrografía _____	90
1.10.4 Hidrología _____	93
1.10.5 Hidrogeología _____	95
1.10.6 Tectonismo _____	97
1.10.7 Sismicidad _____	101
1.10.8 Geología _____	102
1.10.9 Suelo _____	103
1.10.10 Estudio socio económico _____	107

CAPITULO II.**ESTUDIO DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO**

2.1	Introducción	110
2.2	Alineamiento del camino	110
2.2.1	Eje principal del camino	111
2.2.2	Geometría del camino en el tramo de emplazamiento	112
2.2.3	Tipos y corrección del alineamiento	112
2.2.3.1	Alineamiento simple	112
2.2.3.2	Alineamiento con esviaje	113
2.2.3.3	Corrección o cambio del alineamiento	114
2.3	Estudio topográfico	115
2.3.1	Levantamiento del eje del camino	115
2.3.2	Levantamiento del cauce	116
2.3.3	Levantamiento de secciones transversales sobre el río	116
2.4	Estudio geotécnico	117
2.4.1	Morfología	117
2.4.2	Geomorfología	118
2.4.3	Hidrografía	119
2.4.4	Hidrología	119
2.4.5	Hidrogeología	120
2.4.6	Tectonismo	121
2.4.7	Sismicidad	121

2.4.8 Geología	121
2.4.9 Suelo	122
2.5 Estudio hidrológico	124
2.5.1 Punto de control	124
2.5.2 Estudio de la cuenca	124
2.5.2.1 Tiempo de concentración de la cuenca	124
2.5.2.2 Intensidad de diseño	126
2.5.2.3 Coeficiente de escorrentía superficial	130
2.5.2.4 Caudal de la cuenca: formula racional	131
2.6 Estudio hidráulico	132
2.6.1 Coeficiente de rugosidad de Manning	132
2.6.2 Curva de descarga	134
2.6.2.1 Tirante crítico y huella en el talud	136
2.6.2.2 Velocidad del agua	137
2.6.3 Longitud de claro y cota del tablero	138
2.6.4 Curva de remanso	140
2.6.5 Gradadas disipadoras de energía	143
2.7 Anteproyecto de la estructura y proyecto	144
2.7.1 Super estructura	145
2.7.1.1 Vigas	145
2.7.1.2 Losas	146
2.7.1.3 Diafragmas	147

2.7.1.4 Sistema soportante de barandal, aceras, postes y pasamanos	148
2.7.1.5 Apoyos	151
2.7.1.6 Juntas	152
2.7.1.7 Drenajes	152
2.7.2 Sub estructura	153
2.7.2.1 Estribos	154
2.7.2.2 Lloraderos o drenes	156
2.7.2.3 Pilas	156
2.7.3 Normas y especificaciones: AASHTO, ACI, ASTM.	157
2.7.4 Parámetros y criterios para el diseño de puentes	158
2.7.4.1 Predimensionamiento de la superestructura	158
2.7.5 Criterios estructurales para el diseño de puentes de concreto reforzado	159
2.7.6 Diseño de la superestructura	160
2.7.6.1 Análisis del barandal	160
2.7.6.1.1 Geometría y distribución de cargas	160
2.7.6.1.2 Análisis de la baranda	163
2.7.6.1.3 Análisis del pasamanos	164
2.7.6.1.4 Análisis del poste	164
2.7.6.2 Análisis de la losa intermedia	166
2.7.6.2.1 Determinación de la longitud efectiva del claro de la losa	167
2.7.6.2.2 Determinación del espesor de la losa	167
2.7.6.2.3 Análisis de cargas	169

2.7.6.2.4 Análisis de momentos	171
2.7.6.2.5 Análisis por cortante	173
2.7.6.3 Análisis de la losa en voladizo	174
2.7.6.3.1 Determinación de momentos de diseño	179
2.7.6.3.2 Determinante del cortante de diseño	181
2.7.6.3.3 Cargas de acera y rueda	183
2.7.6.4 Análisis del cordón	193
2.7.6.5 Análisis del diafragma	201
2.7.6.6 Análisis de la viga interna y externa	209
2.7.7 Subestructura (Estribo)	252
2.7.7.1 Fuerzas que actúan sobre el estribo	252
2.7.7.2 Procedimiento de cálculo del estribo	253
2.7.7.3 Análisis de la viga externa	254
2.8 Requisitos generales para el diseño de concreto reforzado	257

CAPITULO III.

ELEMENTOS QUE CONFORMAN LAS AYUDAS DE DISEÑO

(TABLAS PARA LA SUPER ESTRUCTURA)

3.1	Tablas de diseño para barandal	265
3.1.1	Uso de tablas para el diseño del barandal	267
3.1.2	Guía para el uso de tablas para realización del diseño de barandas	269
3.1.3	Guía para el uso de tablas para realización del diseño de postes	270
3.1.4	Detalles del sistema poste barandal	274
3.2	Diseño sistema acera-cordón	280
3.2.1	Uso de tablas para el diseño acera-cordón	280
3.2.2	Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de la acera -cordón	282
3.3	Diseño de la losa	289
3.3.1	Uso de tablas para el diseño de losa	289
3.3.2	Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de losa	289
3.3.3	Detalle de la losa	293
3.4	Diseño de la viga interior	298
3.4.1	Uso de las tablas de ayuda de diseño de la viga interior	298
3.4.2	Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de la viga interior	299
3.4.3	Tablas de ayudas de diseño para la viga interior	302
3.5	Diseño de la viga exterior	307
3.5.1	Usos de las tablas de ayuda de diseño de la viga exterior	307

3.5.2 Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de la viga interior	309
3.5.3 Tablas de ayudas de diseño para la viga exterior	312
3.6 Diseño del diafragma	317
3.6.1 Usos de las tablas de ayuda de diseño de los diafragmas	317
3.6.2 Guía para el diseño del diafragma	319
3.6.3 Tablas de ayudas de diseño del diafragma	321
3.7 Diseño del apoyo móvil y el apoyo fijo	324
3.7.1 Detalles del apoyo fijo y móvil típico	325
3.8 Diseño del bloque antisísmico	326
3.8.1 Detalles del bloque antisísmico típico	327
3.9 Diseño del estribo	328
3.10 Diseño del aletón	329
3.11 Análisis e interpretación de resultados	331

CAPITULO IV.**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

4.1 Conclusiones	336
4.2 Recomendaciones	341

BIBLIOGRAFIA.

Referencias bibliográficas	344
----------------------------	-----

APENDICE:	347
------------------	-----

Apendice A (Estudio de suelos)	347
--------------------------------	-----

Apendice B (ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO ROLDAN)	352
---	-----

Apendice C (ESTUDIO HIDRAULICO DEL RIO ROLDAN)	362
--	-----

Apendice D (CARPETA TECNICA DE PUENTE SOBRE EL RIO ROLDAN)	363
--	-----

ANEXOS.	464
----------------	-----

INDICE DE CUADROS.

CUADRO No.	CONTENIDO	PAGINA
1.1	Estudios de campo realizados _____	11
1.2	Red vial de El Salvador _____	14
1.3	Resumen de prestamos en ejecución _____	16
1.4	Proyectos en ejecución de vías - vías pavimentadas - interurbanas _____	17
1.5	Proyectos en ejecución de vías interurbanas _____	18
1.6	Taza de pobreza (%) _____	24
1.7	Ingresos anual per cápita rural - 1995 _____	28
1.8	Programa de rehabilitación de carreteras _____	34
1.9	Areas rurales donde el mejoramiento de los caminos rurales es prioritario _____	36
1.10	Resultados de la evaluación económica _____	38
1.11	Caminos rurales que deberán ser rehabilitados _____	39
1.12 A	Estudio del inventario de puentes existentes en El Salvador _____	51
1.12 B	Estudio del inventario de puentes existentes en El Salvador _____	51
1.13 A	Estudio del inventario de bóvedas existentes en El Salvador _____	52
1.13 B	Estudio del inventario de bóvedas existentes en El Salvador _____	52
1.14	Resumen del inventario de puentes y bóvedas de El Salvador _____	53
1.15	Obras de paso de un sólo claro _____	74
1.16	Obras de paso de varios claros _____	74
1.17	Principales cerros de El Salvador _____	85

1.18	Principales volcanes de El Salvador _____	86
1.19	Velocidad de corriente y capacidad de arrastre _____	95
1.20	Caudales máximos diarios _____	95
2.1	Especificaciones geométricas para caminos rurales _____	113
2.2	Relación entre el ángulo de esviaje con el porcentaje de incremento por metro de longitud _____	115
2.3	Lista de Estaciones con intensidad de lluvia en El Salvador _____	123
2.4	Valores de rugosidad de ríos en cursos naturales _____	134
2.5	Tabulación del cálculo de la curva de descarga _____	135
2.6	Tabulación de la curva de remanso _____	143
2.7	Ancho de rodamiento de la superestructura _____	159
2.8	Dimensiones del barandal tráfico - peatonal _____	162
2.9	Espesor de losa para puentes _____	168
2.10	Materiales para el cálculo de la carga muerta _____	169
2.11	Determinación del máximo momento positivo y negativo según el número de claros _____	172
2.12	Diseño del refuerzo principal de la losa intermedia _____	173
2.13	Carga viva de acera _____	176
2.14	Momentos debidos a carga muerta para la losa en voladizo _____	180
2.15	Carga de rueda en puentes _____	185
2.16	Factor de reducción de intensidad de carga (FIC) _____	217
2.17	Factor de distribución de carga de rueda (FCR) _____	218

2.18	Carga viva de acera _____	221
2.19	Determinación de empujes _____	255
2.20	Coefficientes de aceleración sísmica _____	256
2.21	Fuerzas dinámicas actuantes en el estribo _____	257
2.22	El factor de reducción de resistencia ϕ _____	261
2.23	Espesores mínimos recomendados para miembros de peralte constante	263
3.1	Alturas permitidas en el barandal _____	266
3.2	Determinación de la separación entre postes _____	267
3.3	Determinación de la separación entre postes _____	268
3.4	Determinación de la separación entre postes _____	290
3.5	Determinación del valor de f_y según el valor de f'_c _____	298
3.6	Determinación de la tabla a seleccionar en el diseño del diafragma _____	317

INDICE DE GRAFICAS.

GRAFICAS No.	CONTENIDO	PAGINA
1.1	Caminos rurales A _____	20
1.2	Caminos rurales B _____	21
1.3	Caminos vecinales _____	23

INDICE DE FOTOGRAFIAS.

FOTOGRAFIA No.	CONTENIDO	PAGINA
1.1	Camino rural tipo de El Salvador _____	19
1.2	Caso de morfología baja en el río Lempa _____	84
1.3	Cauces anchos y de poca profundidad _____	87
1.4	Quebrada Muca de invierno _____	88
1.5	Lámina de agua de estiaje en el río Roldán _____	89
1.6	Depósitos aluviales en las márgenes del río Grande de Usulután ____	91
1.7	Socavación del estribo en la pasarela de la quebrada Muca _____	94
1.8	Humedad de los taludes en el río los Amates _____	96
1.9	Cobertura vegetal en taludes del río los Amates _____	98
1.10	Desnivel entre taludes del río Roldán en San Marcos Lempa _____	100
1.11	Materiales encontrados en el lecho del río Roldán _____	103
1.12	Cantos rodados angulares en el río Barillas, Suchitoto _____	105
1.13	Lecho rocoso en el río Barillas, Suchitoto _____	106
1.14	Plegamientos en el lecho rocoso aguas abajo del río Barillas _____	107
1.15	Puente vecinal con estribo en lecho rocoso del río Tamulasco, en el Cantón las minas, Chalatenango _____	108
2.1	Vista de la viga de un puente _____	146
2.2	Vista de la losa de un puente _____	148
2.3	Vista típica de un diafragma de un puente _____	149

2.4	Vista transversal del sistema soportante de barandal de un puente_	150
2.5	Vista de los postes de concreto reforzado y pasamanos metálicos, típicos de un puente _____	151
2.6	Vista típica de un estribo de mampostería y aletones de un puente	155
2.7	Vista típica de los drenajes de un puente _____	157

INDICE DE FIGURAS.

FIGURAS No.	CONTENIDO	PAGINA
1.1	Tipos de bóvedas _____	73
1.2	Mapa hidrográfico de El Salvador _____	92
1.3	Mapa de regionalización sísmica de El Salvador _____	99
2.1	Curvas hipsométricas para distintos tipos de cuencas _____	127
2.2	Mapa de estaciones climatológicas de El Salvador _____	128
2.3	Area para objetos de arrastre _____	140
2.4	Elementos que forman la superestructura _____	160
2.5	Carga viva del barandal _____	162
2.6	Vista superior de la baranda _____	163
2.7	Carga longitudinal y transversal en el poste _____	166

2.8	Carga trasera al poste _____	167
2.9	Tipos de losas en la sección transversal de un puente _____	168
2.11	Distribución de carga viva de acera y barandal _____	175
2.12	Carga viva del barandal _____	178
2.13	Carga de acera y rueda _____	184
2.14	Dimensiones del cordón _____	193
2.15	Carga lateral aplicada directamente sobre el cordón _____	195
2.16	Distribución de cargas sobre el barandal _____	198
2.17	Carga de rueda para momento máximo _____	203
2.18	Línea de influencia para momento en $L / 2$ _____	204
2.19	Línea de influencia para reacción en el apoyo _____	205
2.20	Sección de viga interna y losa para carga muerta _____	210
2.21	Sección de viga externa y losa para carga muerta _____	211
2.22	Porción del diafragma considerada en el análisis de viga interna _____	211
2.23	Porción del diafragma considerada en el análisis de viga externa _____	212
2.24	Modelo de carga por carga muerta propia _____	213
2.25	Modelo de carga por carga muerta superpuesta _____	214
2.26	Modelo de carga muerta total _____	214
2.27	Carga viva del vehículo de diseño _____	215
2.28	Tren de carga: carga por eje _____	216
2.29	Carril de carga _____	216

2.30	Condición I para el análisis de carga viva para viga externa _____	219
2.31	Condición II para el análisis de carga viva para viga externa _____	220
2.32	Longitud de impacto para viga _____	222
2.33	Línea de influencia para cortante _____	224
2.34	En la reacción del apoyo _____	225
2.35	Línea de influencia para momento _____	226
2.36	Modelo de carga por carga muerta total _____	227
2.37	Ilustración del cálculo de cortante en el apoyo debido a carga de camión HS 15-44 _____	229
2.38	Ilustración del cálculo de cortante para puntos intermedios debido a carga de camión HS 15 _____	230
2.39	Cortante por carga viva en el apoyo _____	231
2.40	Línea de influencia _____	231
2.41	Cortante por carga viva en puntos intermedios _____	232
2.42	Modelo de carga por carga muerta total _____	233
2.43	Posibles posiciones de carga de eje para camiones HS 15 _____	236
2.44	Posición de carga I _____	237
2.45	Posición de carga II _____	238
2.46	Modelo de carga para carril de carga (Para las cargas carril HS15)	239
2.47	Condición de carga I _____	246
2.48	Condición de carga II _____	246

2.49	Condición de carga I _____	250
2.50	Condición de carga II _____	250
2.51	Empujes de tierra sobre un muro _____	254
2.52	Fuerzas dinámicas actuantes en el estribo _____	257

GLOSARIO.

- BCIE:** Banco centroamericano de integración económica.
- BID:** Banco internacional de desarrollo.
- DCG:** Dirección general de caminos.
- SETEFE:** Secretaría técnica del financiamiento externo.
- GOES:** Gobierno de El Salvador.
- MOP:** Ministerio de obras públicas.
- PIB:** Producto interno bruto.
- AASHTO:** American association of state highway and transportation officials.
- CEPRODE:** Centro de protección para desastres.

CAPITULO I:

ANTEPROYECTO

Y REVISION DE

CONCEPTOS TECNICOS.

ANTEPROYECTO.

1.1 Introducción.

Guía para el diseño de puentes de concreto reforzado en caminos rurales y vecinales, pretende proporcionar al diseñador de puentes, un material de apoyo para que pueda aplicar los criterios y parámetros técnicos para el diseño de puentes de una manera más rápida, de acuerdo a las condiciones del lugar donde se piensa realizar la obra de paso y con los recursos con los que se cuente. Así como, servir de ayuda de diseño para instituciones u organismos que se dedican a la formulación de proyectos comunitarios, y en los cuales los costos de formulación muchas veces están fuera del alcance de las comunidades.

Esta guía se expondrá en cuatro capítulos siendo el primero una recolección de información necesaria para el diseño de puentes, en el capítulo segundo se llega a una etapa de estudio de las características de la zona de estudio para comprender el problema y su solución (Obra de paso), en el capítulo tercero se encuentra la esencia de éste trabajo el cual es presentar en tablas las ayudas de diseño, en el capítulo cuarto con las conclusiones y recomendaciones. Al final se presentará un apéndice el cual tendrá un ejemplo de una carpeta técnica para la formulación de un proyecto.

1.2 Objetivos.

Objetivo general.

- Disponer de una guía para la realización de los diferentes estudios y diseño que se hacen de puentes de variadas dimensiones y diferentes tipos en los puntos de intersección de ríos, quebradas con los caminos rurales y vecinales del país, así como la elaboración de la

carpeta técnica del proyecto.

Objetivos específicos.

1. Estudiar las características y factibilidades del tipo de puente más adecuado y condiciones in-situ a tomar en cuenta para su diseño.
2. Establecer metodológicamente los diferentes pasos a realizar en cada uno de los estudios necesarios para obtener los parámetros y los criterios de diseño de los puentes que conectan los tramos de los caminos que se interceptan con ríos y quebradas.
3. Tipificar los dimensionamientos de la superestructura del puente, a partir de la sección óptima en el tramo de emplazamiento que definen las características hidráulicas de los cauces.
4. Proponer en forma típica de ayudas de diseño las características, parámetros, criterios, dimensiones y tipo de estructuras para caminos rurales que atraviesan ríos y quebradas. Así como elaborar metodológicamente la carpeta técnica del proyecto según requerimiento técnico y financiamiento.
5. Proponer una alternativa de diseño para un puente sobre el río Roldán, en San Marcos Lempa.

1.3 Justificaciones.

Según el inventario de la Dirección General de Caminos, la red vial de El Salvador está compuesta de un poco más del 60% de caminos rurales y caminos vecinales; según el grado de dificultad, éstos permiten el acceso a los lugares más alejados del país, donde la población se aloja y realiza sus actividades cotidianas locales, productivas de agroindustria, agropecuarias,

comerciales y las de todo tipo que les permite mantenerse en condiciones de vida y bienestar en forma permanente, beneficiándose así de los servicios básicos que el Estado e instituciones les brindan.

El país tiene topografía muy variada, que se ha desarrollado a partir de sus características: geomorfológicas, hidrográficas, hidrológicas, hidrogeológicas, variado tectonismo y sismicidad histórica que han originado ríos y quebradas de varios tipos y dimensiones, estos constituyen problemas para la continuidad de los alineamientos de caminos que dan acceso a pobladores para transportarse y la realización de actividades productivas donde es necesario el acceso para vehículos automotores livianos y pesados. El proceso actual de la reactivación económica y desarrollo social que impulsa el Estado, está propuesto en forma integral para todas las áreas del país, buscando una economía sostenible y erradicación de la extrema pobreza de las áreas rurales, beneficiándolas con los servicios básicos. Para cumplir con ésta tarea, en muchos casos se vuelve imposible, ya que los caminos dificultan el paso de todo tipo de vehículos sobre ríos y quebradas principalmente en la estación lluviosa, cuando los pobladores quedan en aislamiento y sin comunicación por varios días debido a las crecidas en los ríos que provocan las intensas lluvias.

Muchas poblaciones no pueden beneficiarse de mejores condiciones de vida, debido a lo difícil que resulta disponer de un proyecto que permitiría superar condiciones desfavorables y éstas instituciones les exigen una carpeta técnica para factibilidad del proyecto, tanto financiera como técnicamente, ya que es necesario disponer de la ingeniería del proyecto como parte esencial de esta carpeta.

Esta guía llenará una carencia de disponer de medios ágiles y adecuados de las opciones a los

pobladores, comunidades y a los técnicos de resolver en forma más económica, adecuada, a corto tiempo y de manera más práctica, la viabilidad y realización de los proyectos de puentes en los caminos que pasan ríos y quebradas.

La Dirección General de Caminos, las municipalidades y otras instituciones así como las comunidades agilizarán sus proyectos logrando con ello beneficiarse.

1.4 Antecedentes.

Una obra de paso ó puente que se utiliza para que una vía de comunicación pueda salvar un obstáculo natural, tales como un río, una depresión de terreno u otra vía de comunicación que puede ser terrestre, fluvial o marítima. Con el objeto de dar paso a vehículos y a peatones. Los materiales de construcción más importantes para construir puentes son: madera, ladrillos, piedra, concreto, concreto armado, hierro colado, hierro forjado, acero dulce, acero de alta resistencia, y otros.

La construcción de puentes, puede realizarse por medio de los siguientes métodos:

1. Por medio de moldes temporales.
2. Por avance simultáneo de la construcción desde los estribos.
3. Por rodamiento de los tramos contruidos cerca de la obra.
4. Por empleo de barcazas o pontones para llevar los tramos a flote hasta colocarlas en su sitio.

* Según su función específica, los puentes se clasifican en: puentes de carretera, puentes de ferrocarril, pasarelas y puente canal.

* Con referencia al tipo y forma de construcción, los hay de vigas, de armadura, en arcos y

colgantes.

- * Por la disposición de los tramos, se clasifican en: simples, voladizos o cantilever y continuos.
- De acuerdo con el método empleado en unir las piezas o secciones, se dividen en: remachados, soldados y de empalme.
- No obstante, su gran diversidad, todos los puentes se hallan comprendidos dentro de dos grandes categorías: puentes fijos y puentes móviles.

1.4.1 Los puentes fijos.

Los puentes fijos se subdividen en:

- **Puente de tramo simple:**
Llamado también independiente, es el que se extiende de un estribo al otro sin tener otro punto de apoyo, es decir, que tiene solo un claro. Consiste en vigas sobre las cuales descansa el tablero que sirve de piso.
- **Puente de tramo continuo:**
Son los que descansan sobre tres estribos por lo menos, es decir, tienen más de un claro.
- **Puentes en arco:**
Es probablemente el más vistoso y puede construirse con diversos materiales. Los arcos pueden ser de tablero superior, de tablero inferior y de tablero intermedio.
- **Puente tipo voladizo o de cantilever:**
Se usa a menudo cuando se trata de grandes claros hasta de 900 metros.
- **Puentes colgantes ó suspendido:**

Es el más indicado para salvar grandes espacios. Se considera que en este tipo de puente, el claro máximo a salvar es de 2100 mts.

1.4.2 Puentes móviles.

* Los puentes móviles se subdividen en: giratorios, levadizos, rodantes, de ascensión vertical y transportadores.

Los puentes de concreto reforzado con estribos de piedra, además de ser fuertes, resisten los efectos destructivos del calor, las lluvias y la vibración. No solo se consiguen resultados estéticos, sino que un puente de esta clase, provistos de buena cimentación, dura varios siglos y no demanda gastos de conservación.

Según el Inventario de puentes, bóvedas y obras de drenaje mayor de la Dirección General de Caminos (D.G.C.), y consultas hechas a la misma, las obras de paso que más se realizan en nuestro país son:

- Los puentes de concreto reforzado con estribos y aletones de mampostería de piedra.
- Las bóvedas de mampostería de piedra y
- Las cajas de mampostería y concreto.

En la construcción de puentes pequeños y medianos, los puentes hechos de concreto reforzado cuentan con la ventaja de que pueden ser elaborados con productos locales fácilmente accesibles y económicos (arena, grava, piedra, agua), mas una cantidad relativamente pequeña de cemento, logrando además con esto una resistencia relativamente alta a los efectos de compresión cuyos valores oscilan entre los 210 kg/cm² hasta mayores de 500 kg/cm².

En lo referente a la guía, se ha observado que existen deficiencias de información en el

mismo, ya que nuestro país se ha llegado al extremo que ni el mismo Departamento de Construcción de Puentes de la Dirección General de Caminos cuenta con un manual para el diseño de puentes, por lo que basan sus diseños en la experiencia de su personal.

1.5 Planteamiento, identificación y problema.

En los tramos de proyecto viales del país, como carreteras primarias, secundarias y terciarias, caminos rurales y vecinales, generalmente incluyen obras de paso principales como puentes y bóvedas. Muchos caminos rurales y vecinales están hechos, pero no cuentan con éste tipo de obras como puentes necesarios y bóvedas importantes. La población acude a solicitar éstas obras a las instituciones encargadas, generalmente a los interesados les exigen presentar una carpeta técnica para determinar su factibilidad, y los costos de ésta corren por cuenta de los interesados. En este ramo los técnicos son escasos y los costos son altos, así como las herramientas de formulación técnica no están dispuestas en una guía que facilite y ayude a la necesidad de resolver adecuadamente los distintos casos que se presentan en la práctica.

Tipificar en una guía, como ayuda de diseño y construcción a técnicos, especialistas, comunidades, instituciones del Estado y de educación en ingeniería civil en esta área especializada, permitiría disponer en forma metodológica las ayudas técnicas que dan las opciones de resolver los problemas que normalmente se presentan en la realización de proyectos de puentes.

Así, esta guía proporcionará a los técnicos los elementos necesarios y formas adecuadas de formular los proyectos de las superestructuras, subestructuras de los puentes y la elaboración de la carpeta técnica para tener opción a la realización de la obra en el lugar que las

poblaciones y las necesidades productivas del país lo demandan en el marco del desarrollo económico y social y sostenibilidad de la producción y el desarrollo del país.

1.6 Alcances y limitaciones.

1.6.1 Alcances:

- Este guía llegará a establecer ayudas de diseño para puentes de variada dimensión en ríos y quebradas que atraviesan caminos rurales y vecinales en anchuras que no son de gran alcance.
- El mayor propósito de esta guía está referido a puentes de concreto reforzado, y prefabricados, del tipo PREXCON, PUENTYSA con vigas apoyadas en estribos de mampostería de piedra que la mayoría de los lugares del país disponen, y por lo cual resultan más económicos.
- Esta guía ilustrará los pasos y contenidos en la elaboración técnica de la carpeta del proyecto.

1.6.2 Limitaciones.

1.6.2.1 Delimitación:

- Esta guía solo considerará puentes de concreto reforzado y los prefabricados de concreto conocidos como tipo PREXCON o PUENTYSA.
- Esta guía solo proporcionará tablas de diseño para puentes de longitudes medianas.
- Esta guía solo considerará puentes que crucen caminos rurales y vecinales.
- Solo se considerarán carpetas que llenan formatos establecidos por los organismos

nacionales (DGC).

- Se llevará a cabo el diseño de un puente específico, el cual se determinará posteriormente; con el fin de presentar un ejemplo práctico para el diseño de puentes de concreto reforzado usando las ayudas de diseño elaboradas y siguiendo los pasos metodológicos ya descritos.

1.6.2.2 Limitaciones:

- Para las pruebas de laboratorio se utilizará el equipo de laboratorio existente en la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador.
- Para el estudio hidrológico se utilizarán los cuadrantes o mapas cartográficos, a la escala que nos pueda presentar el Instituto Geográfico Nacional.
- El estudio de los puentes de concreto prefabricados (tipo PREXCON o PUENTYSA), estará limitado por la información que nos puedan proporcionar dichas empresas.
- Para el diseño de puentes de concreto reforzado, se utilizarán las normas de puentes que se encuentren disponibles en la Dirección General de Caminos e instituciones encargadas en el diseño de puentes.

1.7 Metodología del trabajo.

La metodología de trabajo a seguir, se basará en la investigación bibliográfica y de campo.

A partir del problema ya definido se realizará:

1. Una investigación bibliográfica en: enciclopedias, diccionarios, manuales, textos, tesis, trabajos de graduación realizados en distintas universidades, revistas, seminarios, folletos,

periódicos, también se realizará investigación bibliográfica por medio de internet y correo electrónico.

2. Entrevistas a profesionales para establecer las diferentes formas de solucionar el problema. En las entrevistas a profesionales habrá que seleccionar las personas a entrevistar tomando en cuenta la experiencia de ellas en el tema.

Para la conformación de la guía: ésta constará de cuatro capítulos, y un apéndice que sea de fácil interpretación y principalmente práctico, la exposición escrita será explicativa, descriptiva e ilustrativa.

Procedimientos y técnicas de investigación:

- Lectura general: para una ubicación del tema en estudio.

Técnica: lectura de los temas seleccionados en forma general clasificando las obras de acuerdo a los tópicos a desarrollar.

- Visita a organismos gubernamentales o no gubernamentales: para conocer el manejo actual y dificultades presentes en el diseño de puentes.

Técnicas: entrevistas a profesionales del área especializada.

- Estudio de la información recopilada, tanto bibliográfica como proporcionada por profesionales, depurando y clasificando adecuadamente.

Técnica: conformar la información obtenida, ordenándola y clasificándola de acuerdo al contenido de la guía.

Redacción cuidadosa y ordenada de la información seleccionada y compilada a través de todo el proceso de investigación.

- Visitas de campo (Ver cuadro No. 1.1 pág. 11).

Cuadro No. 1.1

Estudios de campo realizados.¹

Río o quebrada	Ancho del cauce (mt.)	Alto del Cauce (mt.)	Alineamiento	Localización	Departamento
Río Los Amates	22	4	Esviajado	Aguilares	San Salvador
Río Barillas	14	3	Alineado	Suchitoto	Cuscatlán
Río Roldán	30	5	Esviajado	San Marcos Lempa	Usulután
Quebrada Muca	18	6	Alineado	Cantón San José	Chalatenango
Río Tamulasco	30	6	Fin Camino Vecinal	Cantón Las Minas	Chalatenango
Río Los Horcones	30	4	Esviajado	Los Horcones	Usulután

REVISION DE CONCEPTOS TECNICOS.**1.8 Red vial de El Salvador.**

La red vial es de vital importancia para el transporte terrestre, ésta contribuye al desarrollo económico, social y cultural del país.

La institución encargada de mantener en buen estado las carreteras y los caminos, es el Ministerio de Obras Públicas (M.O.P.). Las alcaldías municipales son las responsables de mantener en buen estado los caminos vecinales del municipio.

La red vial de El Salvador en los años '80's, experimentó un descuido prolongado en las carreteras, que condujo al deterioro progresivo y acelerado de los pavimentos, en las principales carreteras y la desaparición de algunos caminos total o parcial. Ello se combinó con el vencimiento del período de la vida útil de las carreteras, de forma que las actividades de conservación de la red vial en el país, han sido calificadas de excesivas y costosas debido a

¹ Visitas de campo realizadas para la elaboración del primer y segundo capítulo.

la ejecución de tareas de mantenimiento de emergencia para conservar la circulación, por diferentes organismos nacionales e internacionales.

El estado general de las carreteras salvadoreñas no es satisfactorio, considerando los criterios de: estado de la superficie de la rodadura, aporte estructural de los pavimentos, calidad de la subrasante, deterioro y mal funcionamiento de los hombros y obras de drenaje, deficientes especificaciones técnicas de las vías de menor categoría.

Asimismo, en 1990 se desarrolló un ejercicio similar de evaluación del estado superficial de la red vial, con resultado similar de 23.7 % en buen estado de las carreteras², ello significa que los programas de inversión a esa fecha, no propiciaron un cambio notorio en el estado de la red vial nacional.

En relación a las obras de paso se indica que su estado de conservación de las estructuras es bastante mejor respecto de las carreteras. El inventario estableció bajo la categoría de estado malo, un 10 % de los puentes, 5 % de caja, 1.5 % de bóvedas y 41 % de los túneles. Las obras de esta categoría de deterioro corresponden en su mayoría a construcciones utilizando mampostería mas concreto reforzado, combinación que deriva en estructuras deficientes cuando no poseen un mantenimiento adecuado.

El diagnóstico de la red vial de El Salvador, se elaboró en 1991 y se actualizó parcialmente en 1993. La información en forma desagregada del inventario de la red vial, se muestra en el Cuadro No. 1.2, pág. 14 con base a la información de la Dirección General de Caminos.

² Ver boletín económico social No. 137, FUSADES.

La red vial principal constituida por carreteras de la categoría especial, primaria y secundaria, representan próximamente el 20 % de la red vial total. Se destaca que solo 5 Departamentos cuentan con vías especiales, la cual cubre el 2.5 % de la red del país.

En el inventario de 1993, se estableció la condición superficial de las carreteras clasificadas en categorías de: Muy Bueno (MB), Buena (B), Regular (R), Mala (M) y Muy Mala (MM). Derivándose el resultado de que alrededor del 26 % de la red vial se encontraba en estado satisfactorio de conservación, los mayores índices de deterioro en la condición superficial de carreteras corresponden a las vías secundarias y terciarias.

En el inventario de 1993, se determinó que las condiciones superficiales presentan las características siguientes: 30 % de la red pavimentada y 38 % en mal o muy mal estado. A nivel de las vías primarias el 39 % corresponde a mal estado³.

Sobre las características de las vías pavimentadas, se tiene comportamientos inadecuados de los sistemas de pavimentos subrasante, condiciones críticas de los mismo, presencia de subrasantes bastantes débiles, aporte estructural mínimo de los pavimentos existentes.

Entre las principales causas de la deficiente conservación de la red se señala: falta de financiamiento para la conservación prevista en las leyes del presupuesto, ineficiente programación de la inversión, ineficiente labor de la institución pública responsable, escasa atención de los efectos del mal estado de las vías sobre los costos de operación vehicular, las cuales se agravaron por el conflicto armado.

Los costos de mantenimiento, han sido considerados tradicionalmente en El Salvador como parte del funcionamiento de la entidad encargada. Durante el período 1993-1995, cerca del

³ Ver boletín económico social No. 137, FUSADES.

Cuadro No. 1.2

**LONGITUD DE LA RED VIAL DE EL SALVADOR
VIAS DE LA RED VIAL NACIONAL, SIAMV**

(SISTEMA INTEGRADO DE LA ADMINISTRACION DEL MANTENIMIENTO VIAL)

DEPARTAMENTO	SIMBOLO	TOTAL KMS.	ESPECIAL. ES	PRIMARIA PR	SECUNDA. SE	TERC. M. TM	TERCIARIA TE	RURAL. A RA	RURAL. B RB	VEICINAL* VE
AHUACHAPAN	AH	700.450	0.000	41.000	40.500	0.000	143.450	143.300	332.200	270.200
SANTA ANA	SA	749.890	50.100	57.000	114.200	0.000	50.240	173.650	304.700	367.500
SONSONATE	SO	512.600	0.000	100.300	84.100	0.000	89.900	85.800	152.500	319.900
LA LIBERTAD	LA	621.000	68.600	106.800	47.500	0.000	108.600	109.900	179.600	253.500
CHALATENANGO	CH	744.480	0.000	34.000	62.780	0.000	173.400	186.700	287.600	261.200
SAN SALVADOR	SS	544.340	50.200	0.000	161.040	0.000	61.300	60.900	210.900	72.700
CUSCATLAN	CU	484.000	0.000	0.000	50.200	0.000	64.900	82.700	286.200	140.300
CABAÑAS	CA	524.750	0.000	0.000	41.850	0.000	116.800	63.200	302.900	236.400
SAN VICENTE	SV	524.100	32.600	29.100	51.900	0.000	148.300	66.400	195.800	121.400
LA PAZ	LP	659.500	43.000	39.000	113.500	0.000	90.200	119.000	254.800	91.900
USulután	US	763.550	0.000	45.200	103.700	11.200	153.500	161.350	288.600	177.300
SAN MIGUEL	SM	763.020	0.000	61.500	120.220	0.000	131.500	270.400	179.400	44.600
MORAZAN	MO	449.000	0.000	14.600	58.000	0.000	133.700	22.900	219.800	68.300
LA UNION	LU	601.600	0.000	92.500	42.300	0.000	147.500	67.600	251.700	267.600
TOTAL		8642.280	244.500	621.000	1091.790	11.200	1613.290	1613.800	3446.700	2692.800

90% del presupuesto ordinario de la D.G.C.⁴ se asignó a pago de salarios. Las asignaciones para materiales son insignificantes, representaron en 1994, únicamente 110 colones por kilómetro por año.

En general, la política se manejó absorbiendo las reducciones de presupuesto por medio del ajuste en la compra de materiales y manteniendo la planta de empleados fijos.

⁴D.G.C.: Dirección General de Caminos.

Los puentes en general, presentan buenas condiciones. Sin embargo, todos los puentes tienen deficiencias en sus durmientes, para lo cual, se recomienda su reemplazo en un 100%; además, diferentes puentes presentan daños severos, derivado de reparaciones temporales en el período del conflicto, que les afectó directamente.

En relación a los terraplenes, se tiene problemas sobre toda la línea, y con mayor severidad en San Salvador, derivado de las usurpaciones⁵ y construcciones, que afecta el drenaje sobre la vía y su visibilidad para el tránsito.

Inversión en infraestructura de transporte.

Principales proyectos para los próximos cinco años en la red vial.

Para restaurar la red vial del país, se tiene considerado un programa de inversiones, actualmente en ejecución, que corresponde al período de 1994-1999. En términos de los préstamos en ejecución se tiene un total de 1,887 millones de colones contratado, de los cuales se ha invertido 927.5 millones (49%).

La asignación mayor revelaría que se tiene convenida para ejecutar obras de carreteras troncales, por un total de 875.5 millones de colones, que representa el 46% del total de fondos obtenidos. Las inversiones en carreteras troncales, constituyen las mejoras en las vías utilizadas para la movilización del comercio internacional y que corresponde a la cooperación contratada con el BID. (Véase cuadro No. 1.3, pág. 16).

⁵ Usurpar: apoderarse, por la fuerza o por medios legales, de lo legítimamente corresponde a otros.

También se están realizando grandes inversiones en el mejoramiento de los caminos rurales y vecinales, inversiones que en conjunto sobrepasan los 382 millones de colones. Estos fondos son utilizados principalmente en el mejoramiento de los caminos que se encuentran en zonas exconflictivas y en zonas agrícolas.

También se están realizando grandes inversiones en la construcción de puentes en las zonas rurales de nuestro país, ya que una característica de los caminos rurales y vecinales del país es que éstos casi no poseen obras de paso, por lo que en época de invierno dejan de cumplir su función, ya que el paso es suspendido por las crecidas de los ríos o quebradas; de ahí la importancia de mejorar la red vial construyendo y rehabilitando obras de paso, ya que evita que muchas zonas rurales del país no queden incomunicadas en estación lluviosa.

Cuadro No. 1.3

Resumen de préstamos en ejecución.

Programa	Fuente	Préstamo
Carreteras troncales	BID	881.74
Caminos rurales	BID	359.92
Rehabilitación de vías pavimentadas	BCIE	175.00
Proyecto No. 1920	SETEFE	20.00
Reconstrucción de infraestructura	BIRF	202.82
Múltiples proyectos	BCIE	212.98
Rehabilitación de caminos vecinales	AID	22.17
Reconstrucción de puentes	JICA	142.20
Total		2,016.83

Nota: los montos reportados no incluyen los fondos de contrapartida local.

Fuente: Dirección General de Caminos (DGC). Enero 1996

Actualmente se están realizando inversiones en carreteras troncales, teniendo en ejecución un total de 9 obras, que derivan en una inversión total de 1,162 millones, adicionando el aporte

interno del GOES de 286.9 millones de colones. Los diferentes proyectos, permitirán rehabilitar en condiciones de muy buena el estado de las vías principales de tránsito de flujos de carga de comercio internacional, en especial los proyectos de la Cuchilla - Sonsonate - Acajutla obra de 64 kms., así como el proyecto desvío Acajutla - La Libertad de 76 kms. En general los proyectos contemplados en el cuadro No. 1.4, tienen como horizonte final de ejecución 1996 (aunque muchos de estos proyectos están en ejecución llegando unos a tener atrasos hasta de dos años), a excepción de las obras de menor longitud.

Cuadro No. 1.4

Proyectos en ejecución - vías pavimentadas - interurbanas.

Nombre del proyecto ⁶	Longitud (km)
La cuchilla - Sonsonate - Acajutla	64.0
Desvío Acajutla - La Libertad	76.0
La Libertad - Comalapa	24.6
Comalapa - Zacatecoluca	26.1
Zacatecoluca - Usulután	55.0
Usulután - El Delirio	34.0
CA1 - Sensuntepeque	44.0
El Portezuelo - San Cristóbal	28.0
Desvío San José las Flores - Quitasol	32.0

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (MOP). Enero 1996.

Asimismo, para los próximos años 1997-1998, se tiene proyectos adicionales por un monto total de 708 millones, los cuales también son trayecto de las principales carreteras del país por su importancia en el flujo de carga terrestre. En el cuadro No.1.5, pág. 18 se presenta las obras relevantes en vías interurbanas que comprende 4 proyectos, que en su conjunto alcanzan 163

⁶ Algunos de éstos proyectos ya finalizaron.

kilómetros de construcción de carreteras. La Dirección General de Caminos tiene considerado, que para el final de 1998 tendrá rehabilitadas las principales vías interurbanas del país en condiciones de tránsito entre Muy Bueno y Bueno.

Cuadro No. 1.5

Proyectos en ejecución de vías interurbanas.

Proyecto	Longitud (Km.)
Quitasol - El Poy	45.0
El Portezuelo - Las Chinamas - El Job	45.0
El Delirio - San Miguel	18.3
San Miguel - Agua Salada - Goascorán	55.0

Fuente: Ministerio de Obras Públicas, MOP. Enero 1996.

1.8.1 Caminos Rurales.

En la actualidad se están realizando grandes inversiones en caminos rurales, destacando el proyecto de Caminos Rurales III etapa con fondos del BID, teniendo en ejecución más de 50 proyectos grandes a lo largo de todo el país.

Los caminos rurales representan una gran mayoría dentro de la red vial de nuestro país, por lo que su mantenimiento adecuado implica desarrollo en las zonas rurales. Es importante saber que en las zonas rurales del país existen muchos caminos, que en la mayoría de casos no poseen obras de paso por lo que el tráfico se ve en la necesidad de llegar hasta el lecho del río o quebrada con el fin de pasar dicho tramo. Esto en la estación lluviosa provoca grandes problemas en los puntos que no poseen dichas obras de paso y en las zonas incomunicadas

cuando se dan las crecidas, situación que evita el tránsito de las personas, vehículos, para el desarrollo económico y social.

Los caminos rurales del país presentan grandes deterioros por la falta de un mantenimiento adecuado, principalmente en lo referente a los drenajes, capa de rodadura, alineamiento, anchos de vía, etc. (Ver fotografía No. 1.1)

En la gráfica No. 1.1 se observan los caminos rurales A por Departamento (pág. 20).

En la gráfica No. 1.2 se observan los caminos rurales B por Departamento (pág. 21).

Fotografía No. 1.1

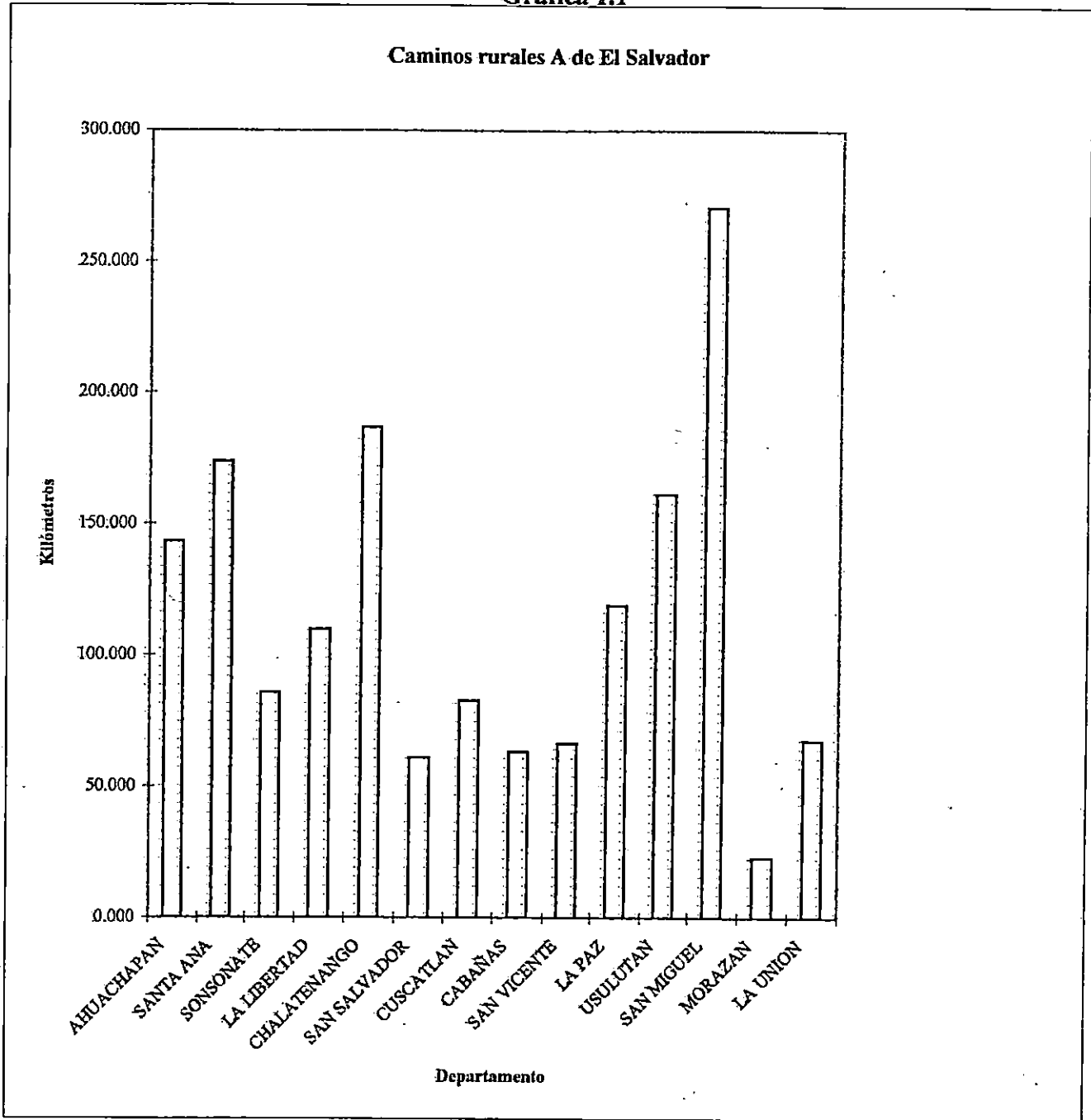
Camino rural tipo de El Salvador.

(Camino de acceso al río Muca, Departamento de Chalatenango).

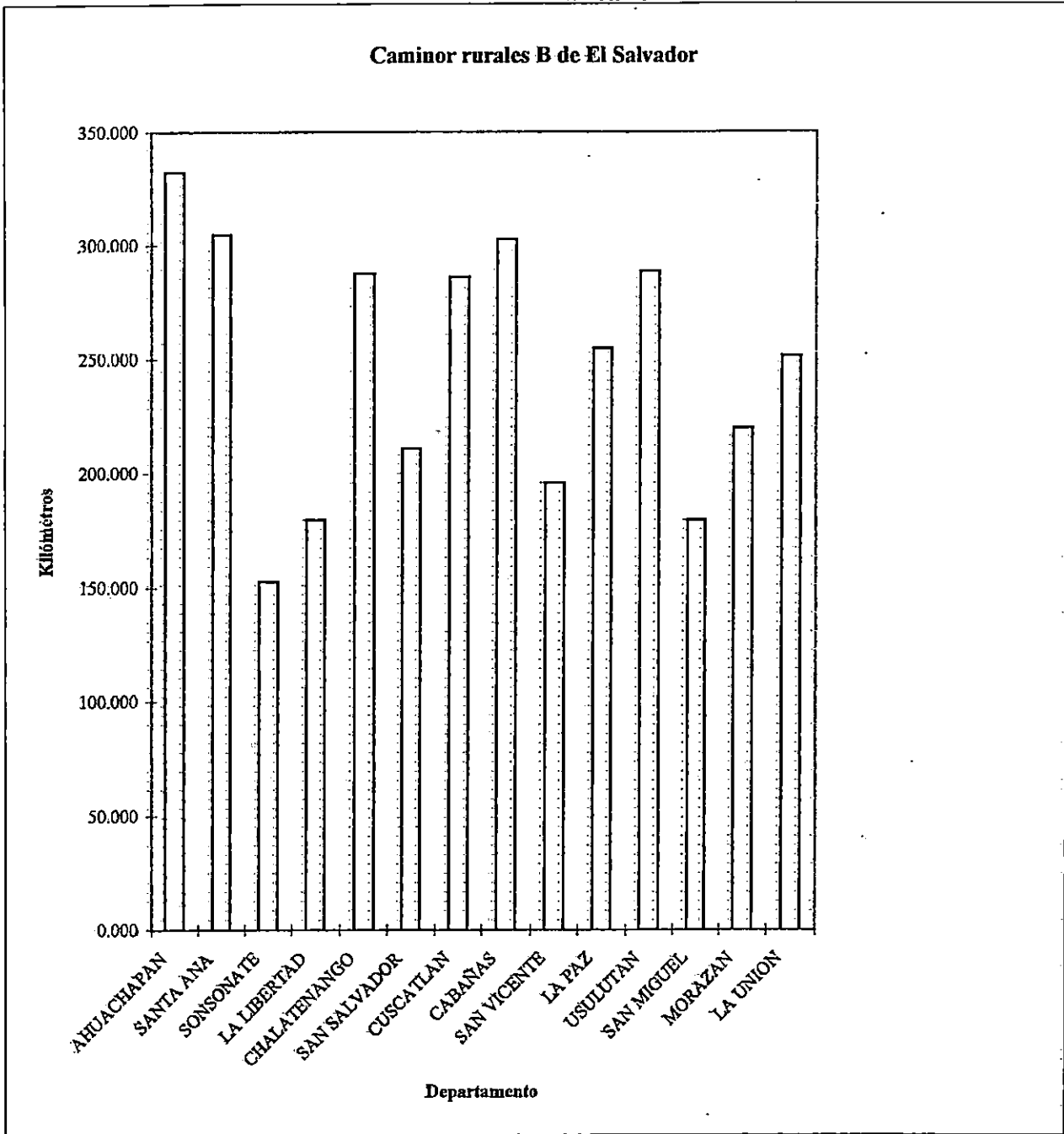


Gráfica 1.1

Caminos rurales A de El Salvador



Gráfica 1.2



1.8.2 Caminos Vecinales.

La importancia de los caminos vecinales es prácticamente la misma de los caminos rurales, por lo que es necesario comprender la función de dichos caminos.

En nuestro país no existe un inventario real de los caminos vecinales ya que este control está en poder de las alcaldías municipales. En la gráfica No. 1.3 pág. 23 se muestra el total de caminos vecinales por Departamento.

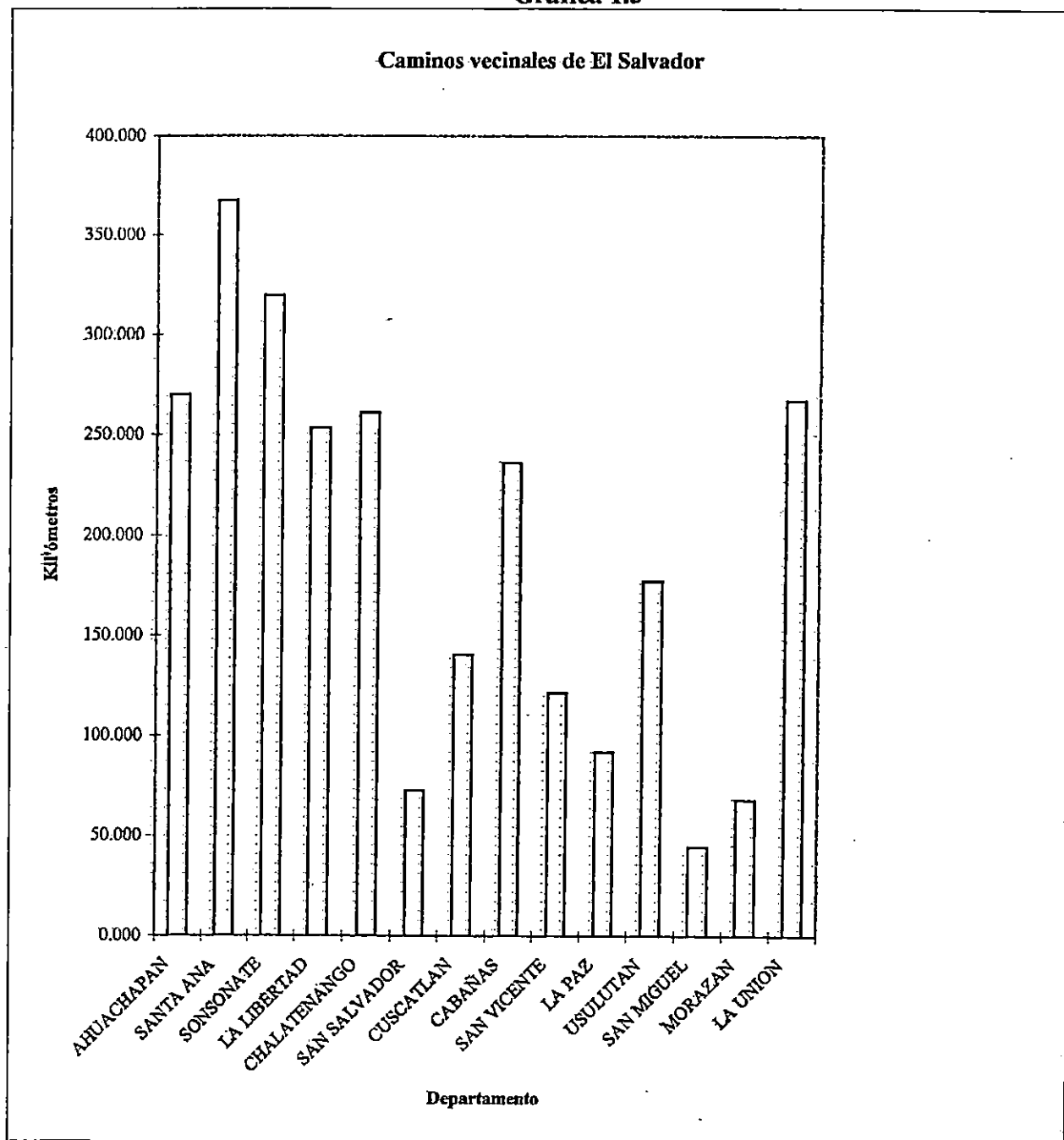
En los caminos vecinales, la falta de obras de paso es mucho más grave que en los caminos rurales, donde es necesario realizar estudios que permitan la formulación de proyecto de puentes para dichos caminos. Esta es una de las razones de ser de éste trabajo de graduación, proporcionar facilidades para la elaboración de carpetas técnicas de obras donde sea necesario construir un puente.

1.8.3 Necesidades y funciones de los caminos.

1.8.3.1 Pobreza rural.

La década de los años 80's fue difícil para El Salvador, el conflicto interno, unido a políticas económicas que no incentivaron la inversión, llevaron a una caída del PIB per cápita de casi 30% entre 1978 y 1982, para luego mantenerse constante hasta 1989. En 1990 el crecimiento comenzó a ser positivo, alcanzando un promedio anual de 5.4% hasta 1996. A pesar de este crecimiento, el PIB per cápita de 1996 fue todavía inferior al de 1978.

Gráfica 1.3



Con el supuesto crecimiento económico, "se mejoró el nivel de vida de la población". Según datos de ingresos de la Encuesta de Hogares de Propósitos Múltiples, entre 1991-1992 y 1996, la tasa de pobreza global disminuyó en 8 puntos porcentuales. Sin embargo, esta disminución se dió principalmente en el área urbana, en la que bajó 11 puntos porcentuales, mientras que la pobreza rural se ha mantenido constante, abarcando niveles cercanos a 65% de la población. (Ver Cuadro No. 1.6)

Cuadro No. 1.6

Tasas de pobreza (%)

PERIODO	TOTAL	URBANA	RURAL
1991-1992	59.7	53.7	66.1
1994	52.4	43.8	64.6
1996	51.7	42.3	64.8

Fuente: Encuestas de Hogares de Propósitos Múltiples, MIPLAN.

La agricultura es la actividad principal en el área rural; sin embargo, su importancia en el PIB ha venido declinando a través del tiempo, esta caída no se dió a la par del surgimiento de otras actividades, sino que ha traído aparejada el empobrecimiento de los hogares rurales.

La importancia de un sector agrícola dinámico radica, en que de éste surgen las demandas que estimulan el apareamiento de otras actividades.

Nexos de producción y consumo nacen a medida que el mayor ingreso de los hogares agrícolas incrementa la demanda de bienes y servicios no agrícolas. Por lo tanto, un elemento

indispensable en cualquier estrategia para aliviar la pobreza rural debe ser alcanzar un alto crecimiento en la producción del sector agrícola.

FUSADES realizó un esfuerzo conjunto con el Banco Mundial en 1996, para la formulación de una Estrategia de Desarrollo Rural, en la cual, los siguientes aspectos fueron considerados como los ejes principales: el desarrollo del sector agrícola, la localización del gasto social en los más pobres del sector rural y la atención a los problemas de sostenibilidad y medio ambiente. En ella se resumen los resultados principales de la Encuesta Determinantes de la Pobreza Rural, que se llevó a cabo a principios de 1996, y que aportó información valiosa para determinar los factores que más inciden en los ingresos de las familias rurales y que son necesarios para llevar a cabo una Estrategia de Desarrollo Rural.

Los resultados de la Encuesta señalaron, que los factores que más inciden en los ingresos de las familias rurales son: el origen del ingreso (agrícola versus no agrícola), el nivel de educación de la población, la cercanía a carreteras pavimentadas, que permite el acceso a mercados (para productos e insumos, a empleos no agrícola, a servicios, etc.) y el acceso a tierra.

1.8.3.2 Encuesta determinantes de la pobreza rural.

El principal objetivo de la encuesta, fue obtener un entendimiento cuantitativo de los factores que más inciden en el ingreso de las familias rurales, el estudio también proporciona un análisis detallado de la importancia relativa de las fuentes de ingreso de origen agrícola y de origen no agrícola.

De acuerdo con el Censo de 1992, la población económicamente activa rural era de aproximadamente 700,000 personas, de las cuales el 32% eran productores agrícolas (trabajadores por cuenta propia a patronos) que residen en el área rural, el 43% eran obreros asalariados en labores agrícolas, y el 25% restante asalariados en actividades no agrícolas. Con base en lo anterior, se diseñó una muestra de 628 familias que refleja esa distribución, la que incluye a 192 familias de agricultores. Como ese número se consideró insuficiente para hacer análisis sobre aspectos específicos de los productores agrícolas (producción, utilización de la tierra, factores ambientales, etc.), se diseñó una muestra complementaria de 110 familias adicionales, para llegar a 302 familias de agricultores. En total, se entrevistaron 730 familias rurales.

Los análisis que corresponden al sector rural se hacen con base en la información de las 628 familias de la muestra principal. Los análisis relacionados exclusivamente con los agricultores incluyen las 192 familias de la muestra principal y de las 110 de la muestra complementaria, para un total de 302 familias.

Al terminar el trabajo de campo, se observó que la mayoría de las familias de trabajadores asalariados, tenían unos miembros que trabajan en labores agropecuarias y otros en labores no agropecuarias, por lo que las familias se clasificaron de acuerdo al origen de la mayor parte de ingreso familiar, en:

- a) Agricultores (familias que trabajan directamente media manzana o más de tierra).
- b) Las familias cuya fuente principal de ingreso es el trabajo remunerado de origen agropecuario (más del 66%).

- c) Las familias cuya fuente principal de ingreso es el trabajo remunerado de origen no agropecuario (más del 66%), y
- d) Las familias con ingresos mixtos que provienen de ambos tipos de trabajo (remuneración de origen agropecuario entre el 33% y el 66%).

El trabajo de campo se llevó a cabo durante los meses de Febrero y Marzo de 1996. Toda la información que se recopiló corresponde a 1995.

1.8.3.3 Ingresos y Fuentes de Ingreso.

Según la encuesta de FUSADES, el ingreso anual per cápita promedio del sector rural para 1995 fue de casi unos 4,000 colones; esta cantidad equivale al 40% del ingreso per cápita en las áreas urbanas, que fue de 9,707 colones para ese año, según la encuesta de Hogares de Propósitos Múltiples del Ministerio de Planificación.

En promedio, las familias rurales sin tierra, empleados principalmente en la agricultura, constituyen el segmento más pobre de la población rural; mientras que los agricultores y aun los que no poseen tierra que están empleados en ocupaciones no agrícolas, tienen ingreso per cápita de más del doble que el de los trabajadores agrícola sin tierra. (Ver cuadro No. 1.7 pág. 28) En general, los agricultores están en mejor posición que los trabajadores agrícolas sin tierra; sin embargo, el quintil más pobre de agricultores es el que presenta menores niveles de ingreso.

Cuadro No. 1.7

Ingreso anual per cápita de la población rural - 1995

Clasificación	Promedio	QUINTILES ⁷				
		I	II	III	IV	V
Agricultores	4,646.74	479.00	1,422.85	2,829.93	4,632.48	13,980.92
Trabajadores agropecuarios	2,255.32	791.00	1,314.42	1,891.85	2,670.13	4,620.24
Trabajadores no agropecuarios	4,963.42	1,453.42	2,711.20	4,100.96	5,552.84	10,998.68
Trabajadores agro. Y no-agro.	2,755.93	912.88	2,029.08	2,676.41	3,274.72	4,886.56
TOTAL	3,954.13	787.74	1,785.91	2,805.22	4,318.27	10,057.35

Fuente: Encuesta Determinantes de la Pobreza Rural.

En dicho estudio, el concepto de línea de pobreza que se utiliza es el siguiente: una familia que alcanza a cubrir sus necesidades mínimas es "no pobre", y aquella que no las alcanza a cubrir, es "pobre". Si una familia "pobre" alcanza a cubrir sus necesidades básicas de alimentación, se dice que está en "pobreza relativa"; mientras que si no alcanza a cubrir ni las necesidades mínimas de alimentación, se dice que esta en "pobreza absoluta" ó "pobreza extrema".

Otro resultado importante es que más de la mitad del ingreso de las familias rurales es de origen agrícola. Los hogares más pobres dependen mucho más de fuentes de ingreso de origen agrícola que los hogares menos pobres: la agricultura (producción propia y salarios agrícolas),

⁷ Cada quintil representa el 20% de la población, siendo el quintil I el 20 % con menos ingresos y el quintil V el 20 con mayores ingresos.

aporta 74.5% del ingreso de las familias en extrema pobreza, 51.6% para las familias en pobreza relativa, y solo 33.5% para las familias fuera de la línea de pobreza. Por lo tanto, el desarrollo de la agricultura es vital para mejorar el ingreso de los hogares más pobres.

Por otro lado, el acceso a fuentes de ingresos de origen no agrícola, aparentemente es un factor que contribuye a elevar el ingreso de las familias rurales. Las familias rurales no pobres obtienen el 60.6% de su ingreso de estas fuentes, mientras que para las familias en extrema pobreza el ingreso no agrícola representa solamente un 22.5%.

En el cuadro No.1.7, pág. 28 se presentan las fuentes de ingreso que disponen las familias rurales. Los ingresos generados dentro de la tierra o la casa de las familias representa aproximadamente el 21.0% del ingreso total, siendo la producción agropecuaria el mayor componente de este rubro (19.2%). Para las familias de agricultores, el producto de su tierra representa cerca de la mitad del ingreso familiar, sin importar la situación de pobreza en que se encuentren.

Por otra parte, la principal fuente de ingreso de la población rural es el trabajo asalariado, el que representa el 68.8% del ingreso total; en promedio, no se aprecia diferencia entre la participación del trabajo agropecuario y el no agropecuario. Sin embargo, el trabajo no agropecuario aporta cerca de 17.5% del ingreso de las familias en extrema pobreza, mientras que este rubro representa el 36.9% y el 50.6% del ingreso de las familias en pobreza relativa y las no pobres, respectivamente.

Aun para las familias con tierra, el trabajo asalariado es muy importante, principalmente para los más pobres. Para los agricultores en extrema pobreza, el empleo asalariado constituye un 34.1%, siendo la mayoría de origen agrícola; mientras que entre los que están fuera de la línea

de pobreza, el empleo asalariado, principalmente de origen no agrícola, contribuye con 27.3% al ingreso familiar.

1.8.3.4 Acceso a servicios básicos.

La localización geográfica no es significativa para explicar el ingreso per cápita; sin embargo, la distancia a una carretera pavimentada y a un camino rural en buenas condiciones (incluyendo obras de paso) si ejerce una fuerte influencia, lo cual podría reflejar la calidad de la infraestructura o la proximidad a mercados (para sus productos o insumos, y para el mercado de trabajo). Para una familia, un aumento de un kilómetro en proximidad a una carretera pavimentada aumentaría su ingreso per cápita, en 1 %.⁸

1.8.3.5 Participación en el mercado laboral.

Para el sector rural, también son importantes en términos generales los servicios, la industria y la construcción. El segundo sector en importancia para el empleo masculino rural es la construcción.

1.8.3.6 Factores que tienen una mayor influencia en el ingreso de las familias rurales.

El origen del ingreso (agrícola o no agrícola), los niveles de educación, el acceso a infraestructura vial y el acceso a la tierra.

Para los hogares más pobres, es crucial el crecimiento del sector agropecuario. De este obtienen la mayoría su ingreso. Además, este sector es el que da ocupación a más de la mitad de los trabajadores rurales. Además, el acceso a actividades no agrícolas posibilita un mayor ingreso a las familias.

⁸ Boletín Económico Social No. 138. FUSADES.

1.8.4 Los caminos y los accidentes físicos.

1.8.4.1 Mejoramiento de vías rurales y vecinales y su impacto en el desarrollo agropecuario de El Salvador.

Dada la importancia por el efecto multiplicador que tienen en las actividades agrícolas y no agrícolas del área rural, es de suma importancia el mejoramiento de los caminos rurales.

Por eso el gobierno realizó un estudio para conocer la realidad de los caminos rurales y vecinales. Para ello, se identificaron a nivel nacional las áreas rurales con mayores posibilidades de crecimiento económico multisectorial con base en el mejoramiento de sus caminos.

Se estudiaron cinco áreas típicas, con una superficie equivalente al 16.67% de las tierras a nivel nacional, con mayor potencial agrícola y necesidades de mejoramiento de sus caminos rurales, estableciéndose en cada una de ellas las necesidades de mejoras de caminos, los beneficios derivados en el área agrícola, comercial, industrial y turístico.

Posteriormente se presentó el análisis económico respectivo. Los resultados de las cinco áreas tipo se extrapolaron a nivel nacional, obteniéndose las necesidades totales de vías rurales por mejorar, distinguiéndose entre primera y segunda prioridad.

1.8.4.2 Situación actual de la infraestructura vial en El Salvador.

En El Salvador, de acuerdo con el inventario realizado en 1993 por la Dirección General de Caminos, la totalidad de caminos rurales tiene una longitud de 6,149 km. Y ello representa el

62.5% de la red total de carreteras del país. El 37.5% restante corresponde a carreteras especiales, primarias, secundarias y terciarias. El detalle por Departamento se muestra en el Cuadro No. 1.2 pág. 14.

1.8.4.3 Clasificación por accidentes físicos.

De acuerdo con la evaluación realizada para el estudio, se recorrieron 409.5 km. de caminos rurales correspondiente a 5 zonas tipo; los caminos por su estado actual y servicio se agruparon en tres casos típicos:

i) Carreteras tipo A:

Son carreteras que sirven básicamente a zonas agrícolas, con poco tráfico (menor a 50 vehículos diarios), ubicadas en terrenos planos a ondulados, la vía tiene poca elevación con respecto al terreno adyacente, las cunetas de drenaje (si las hay) funcionan muy mal, por lo que con frecuencia se presentan inundaciones en el invierno.

En los cruces de ríos y quebradas no existen estructuras de paso, dándose la necesidad de formular dichas obras. El ancho libre entre cercos es del orden de 5 metros, parcialmente invadido por la vegetación arbustiva. El tránsito más frecuente por estas vías son bicicletas, caballos, carretas y camiones livianos. El 62.3% de las vías estudiadas, son de este tipo.

ii) Carretera tipo B:

Son carreteras que además de servir a importantes zonas agrícolas, unen zonas pobladas, incluso algunas de ellas son zonas turísticas (playas) y de pesca. El tráfico actual es por lo general mayor a las de tipo A, en algunos casos llega a 100 vehículos diarios.

Recorren terrenos plano - ondulados, el resto de la vía tiene una pequeña elevación con respecto a los terrenos adyacentes. La vía central tiene aproximadamente 5 metros de ancho, cuenta con cunetas en mal estado de conservación, confundándose con las partes laterales del camino. En los cruces de ríos y quebradas no existe estructura de paso por lo que la población se ve afectada. El uso de esta vía es similar a las de tipo A; el 32.1% de las vías estudiadas son de este tipo.

La mayor parte de caminos rurales rehabilitados o en proceso de rehabilitación por parte del MOP corresponden a este tipo de vía.

iii) Carreteras tipo B (especial):

Este tipo de carretera es muy similar en todo a las de tipo B, con excepción del terreno que recorren, en este caso son zonas montañosas, por consiguiente se trata de vías con muchas ondulaciones, a media ladera y muchos tramos con pendiente fuerte (mayores de 7%).

Están expuestas a derrumbes de taludes y daño de la superficie de rodadura por erosión y lavado por escorrentías producida por la lluvia, haciéndolas intransitables por vehículos pequeños tipo automóvil o vehículos grandes con carga. Su mejoramiento necesariamente incluye algún revestimiento de la superficie de rodadura y de las cunetas de drenaje. Un caso típico de este tipo de vía se observa en Comasagua, que representa el 5.6% de las vías estudiadas.

El Ministerio de Obras Públicas, a través de la Dirección General de Caminos ha impulsado un programa de rehabilitación y mejoramiento de carreteras con distintas fuentes de financiamiento, como se resume en el Cuadro No.1. 8.

Cuadro No. 1.8

Programa de rehabilitación y mejoramiento de carreteras.

Vías	Longitud (Km.)	Fuente de financiamiento	Estado
Carreteras troncales	543.70	BID	En ejecución de obra
Caminos rurales	518.80	BID	En ejecución de obra
Caminos rurales	239.40	BID	En proceso de evaluación
Proyectos múltiples	116.03	BCIE	Ejecutados
Caminos vecinales	55.56	AID	Ejecutados
Total	1473.49		758.2 km. (51.46%) son caminos rurales

Fuente: Elaboración en base al estudio "Mejoramiento de vías rurales y su impacto en el desarrollo agropecuario de El Salvador", FUSADES agosto 1996.

Son muchos los factores deficitarios, determinantes del bajo índice de uso de la tierra en El Salvador, siendo los principales: caminos, asistencia técnica, crédito agrícola, inversión en la preparación de la tierra e infraestructura de drenaje, control de inundaciones y riego.

De los factores limitantes antes mencionados, la necesidad de buenos caminos de acceso a las fincas es común a cualquier otra acción tendiente a dinamizar el desarrollo del sector rural.

Si se cuenta con caminos transitables todo el año, lo cual incluye que existan obras de paso adecuadas, se logran los siguientes efectos inmediatos:

- Incremento de la oferta de vehículos de transporte de personal y de carga.
- Reducción de la tarifa de transporte por mayor oferta y menor costo de operación vehicular, incluyendo el ingreso de vehículos más grandes.
- Traslado de la familia al campo en forma más permanente, al percibir ésta seguridad para acceder a servicios básicos de salud, educación, comercio, etc., lo cual no ocurre si los caminos son intransitables.

- Posibilidad de incorporar nuevas tierras a la agricultura, las cuales fueron abandonadas por la inaccesibilidad de los caminos.
- Mejora del acceso a los mercados de productos e insumos agrícolas (semilla, fertilizantes, insecticidas, etc.), trayendo consigo asistencia técnica.
- Se incentiva la inversión en lugares que tienen potencial turístico (bosques y playas). Por consiguiente esta inversión inducirá al surgimiento de lugares de recreación, restaurantes, ventas de artesanías y productos propios de la zona.
- La maquila en El Salvador es una actividad aun en expansión (en la zona oriental del país ya se están llevando a cabo varios proyectos como la zona franca La Concordia en la finca del mismo nombre en el departamento de Usulután así como otros que están a nivel de anteproyecto en San Miguel), una de las formas menos conflictiva y rápida de crecer es repartir el trabajo entre familias del área rural, entregándoles a cada una pequeños volúmenes de producción. Para que esto sea factible se requiere mejorar los caminos para tener acceso a la población potencialmente hábil para esta actividad.

Las zonas rurales donde es más importante contar con caminos rurales adecuados son las de uso agrícola potencial intensivo, 610,097 ha., y las áreas cultivadas con café 195,710 ha., totalizando así 805,807 ha. De este total, la cantidad de áreas prioritarias se muestran en el Cuadro No 1.9, pág. 36, y son clasificadas como prioritarias de acuerdo con los siguientes aspectos:

Cuadro No. 1.9

Áreas rurales donde el mejoramiento de los caminos rurales es prioritario.

	Superficie total			
Departamento	Suelo con capacidad de uso agrícola intensivo (ha).	Zonas cafetaleras	Total (ha)	Prioritario (ha)
Ahuachapán	43500	25470	68970	43500
Cabañas	35260	44150	79410	35260
Chalatenango	46710	35920	82630	46710
Cuscatlán	27873	50	27923	27923
La Libertad	35760	41960	77720	77720
La Paz	20000	11160	31160	20000
La Unión	30091	1580	31671	31671
Morazán	68920	1190	70110	70110
San Miguel	24054	400	24454	24454
San Salvador	47611	290	47901	47901
San Vicente	101717	21500	123217	123217
Santa Ana	70420	11000	81420	81420
Sonsonate	24578	80	24658	24658
Usulután	33603	960	34563	34563
Total	610097	195710	805807	689107

- Áreas más afectadas por el conflicto armado en la década pasada, lo cual determinó un fuerte decaimiento de la actividad agropecuaria y abandono de las vías.
- Áreas con mayores posibilidades de incremento de la productividad del uso de la tierra como son las tierras irrigables.
- Las áreas sembradas de café, donde mayor necesidad existe de mejorar sus caminos rurales es en los departamentos de La Libertad, La Paz, Usulután, San Vicente, San Miguel, Morazán, Chalatenango, La Unión, Cuscatlan y Cabañas; aproximadamente 79,010 ha.

- El mejoramiento de los caminos conlleva: el ahorro de costos de operación de los vehículos, tanto para personas como para la producción agrícola, incremento de la ganancia del agricultor y comportamiento en los costos de mantenimiento de la vía.

La evaluación económica muestra Valores Actuales Netos (VAN) y Tasas Internas de Retorno (TIR) positivas para todos los proyectos estudiados. Por lo que se puede decir que el mejoramiento de los caminos rurales en estudio es económicamente rentable, principalmente por el ahorro en costos de operación de los vehículos y el incremento de la ganancia de los agricultores de cada una de las zonas en estudio.

Aun cuando es evidente que la producción agrícola de cada una de las zonas estudiadas es afectada significativamente por el estado de las vías rurales que dan acceso a ellas, podría considerarse que no todo el beneficio del agricultor, tal como ha sido calculado en el estudio de prefactibilidad, se lograría con el mejoramiento de la vía. Es por ello que como análisis de sensibilidad se ha calculado la rentabilidad considerando solo el 50% del beneficio agrícola, más los ahorros en los costos de operación vehicular, tanto de personas como de carga que se traslada por las vías en estudio, aun en este caso los proyectos continúan siendo rentables (la TIR fluctúa entre 14 y 311%).

Al incluir en el análisis las vías rurales de segunda prioridad, los proyectos en áreas agrícolas siguen siendo rentables, excepto el caso de las áreas cafetaleras.

Los resultados de la evaluación de los caminos se muestra en el Cuadro No. 1.10, pág. 38 considerando dos tipos de categorías.

Cuadro No. 1.10

Resultados de la evaluación económica.

Zona agrícola estudiada	Extensión (Ha.)	Longitud de camino		Inversión (millones)		TIR %	
		Prioridad 1	Prioridad 2	Prioridad 1	Prioridad 2	Prior. 1	Prior. 1+2
Comasagua zona cafetalera	11800	23.0	79.0	29.67	67.98	18	4.0
Comalapa Agrícola diversa	8854	35.0	29.9	25.01	21.37	209	110
Bajo Lempa Agrícola diversa	61587	84.0	79.8	66.23	57.03	523	208
Lempa-Acahuapa Agrícola diversa	3090	15.5	-	14.04	-	86	86
San Miguel Agrícola diversa	28916	132.0	38.1	102.91	27.23	133	107
Total	114247	289.5	226.8	237.86	173.61		

Fuente: Elaboración en base al estudio "Mejoramiento de vías rurales y su impacto en el desarrollo agropecuario de El Salvador", FUSADES agosto 1996.

De acuerdo con la información recopilada para las áreas típicas estudiadas, se infiere que a nivel nacional, en las 689,107 ha. beneficiadas con el proyecto de mejoramiento vial se tendrían las siguientes cifras: población total beneficiada 2,765,000, población económicamente activa 860,000, de la cual 666,000 pertenecen al sector agrícola.

En el Cuadro No. 1.11, pág. 39, se muestran los caminos que deben ser mejorados lo que incluye obras de paso.

Cuadro No. 1.11

Caminos rurales que deberán ser rehabilitados.

DEPARTAMENTO	AREA PRIORITARIA (HA.)	LARGO DE LA CARRETERA (KM.)	
		PRIORIDAD 1	PRIORIDAD 2
Ahuachapán	43500	109.66	85.91
Santa Ana	36250	88.98	69.64
Sonsonate	46710	117.76	92.25
Chalatenango	27923	70.39	55.15
La Libertad	77720	195.93	153.50
San Salvador	20000	50.42	39.50
Cuscatlán	31671	79.84	62.55
La Paz	70110	176.75	138.47
Cabañas	24454	61.65	48.30
San Vicente	47901	120.76	94.60
Usulután	123217	310.53	243.35
San Miguel	81420	205.26	160.80
Morazán	24658	62.16	48.70
La Unión	34563	87.13	68.26
Total	690097	1737.22	1360.98

Fuente: Elaboración en base al estudio "Mejoramiento de vías rurales y su impacto en el desarrollo agropecuario de El Salvador", FUSADES agosto 1996.

1.8.5 Conclusiones y recomendaciones.

1. En El Salvador, como en la mayoría de los países en desarrollo, la agricultura sigue siendo la fuente principal de crecimiento económico, de empleo y de sustento para la mayoría de la población. Actualmente, esta importancia de la agricultura solo se puede mantener o mejorar mediante la sostenibilidad de su productividad y el incremento constante de la producción alimentaria y agrícola total.

La generación de empleo permanente y mayores ingresos a las familias rurales, está limitada por la estacionalidad de las lluvias que sólo permiten una cosecha al año, por ello el trabajo

agrícola es de carácter temporal y el índice de uso de la tierra (potencialmente agrícola) es de solo 75% anual, es decir, equivalente a nueve meses del año.

Debe considerarse también que en El Salvador es prácticamente imposible ampliar horizontalmente la frontera agrícola.

La situación anterior lleva a concluir que es urgente la definición de una estrategia que incremente la producción y productividad agrícola, a través de la transferencia de tecnologías apropiadas (en las prácticas agrícolas, comercialización, agroindustria, etc.), crédito e inversión en obras (caminos, riego, drenaje y control de inundaciones); considerándose la necesidad de mejoramiento de caminos rurales, lo cual es una condición necesaria y fundamental para todas las demás acciones mencionadas.

2. En la zona rural existe un gran déficit de caminos adecuados, limitando el acceso a gran parte de ella. Del total de 6,149 km. de caminos rurales inventariados por el MOP, éste sólo ha ejecutado o tiene identificado para mejorar 758 km. de caminos (12.3%).

3. Los caminos rurales que se han identificado como prioridad para el desarrollo socioeconómico del sector rural, adicionales a los que están siendo trabajados por el MOP, suman en total en primera prioridad: 1,737 km. y segunda prioridad: 1,361 km. adicionales.

4. Las áreas agrícolas que se beneficiarían con la mejoría en los caminos rurales identificados como prioritarios, suman en total 689,107 ha., de las cuales 79,010 están cultivadas con café y 610,097 ha. son tierras con la más alta capacidad de uso agrícola intensivo, incluyendo 273,535 ha. irrigables.

5. La producción agrícola de las 689,107 ha. de más alto potencial agrícola, al contar con caminos adecuados podría incrementarse a un ritmo promedio de 7% anual en los próximos

20 años, pudiendo ser mayor si adicionalmente se hacen inversiones en infraestructura de riego, drenaje y control de inundaciones.

6. Las necesidades de inversión serían: caminos rurales prioritarios 1,427 millones de colones; caminos de segunda prioridad 973 millones; representando una inversión promedio de 775 mil colones por km. o 3,500 por hectárea beneficiada, esta inversión tiene alto rendimiento.

Aunque la inversión propuesta en caminos rurales tenga un alto rendimiento, hay factores claves que deberán considerarse:

Primero, la implementación del programa pondría una carga severa sobre la capacidad institucional limitada del MOP.

Segundo, La inversión significativa debería prestar atención particular a las actividades de mantenimiento, en términos de implicaciones de costos recurrentes adicionales, al igual que la capacidad del MOP de asegurar un mantenimiento apropiado. Un mecanismo adoptado en forma exitosa en algunos países involucra subcontratar con las comunidades beneficiarias para proveer un mantenimiento preventivo básico. Pero también se puede desarrollar la construcción de las obras utilizando este sistema, con lo cual se aprovecharía el uso de materiales y la generación de empleo local. Por ejemplo, el empedrado de caminos sería una solución viable.

7. El análisis sugiere que existirían altos dividendos a un programa expandido de inversiones en caminos rurales. El análisis de costos de mercadeo y las condiciones sociales en las áreas rurales indican que los caminos rurales mejorados serían críticos para aumentar los ingresos a los agricultores y el acceso de los pobres dentro del área rural a los servicios sociales, mercados y a empleo rural no agrícola. Como parte de una estrategia de desarrollo rural, el

Gobierno debería preparar un programa de inversión en caminos rurales a mediano plazo, enfocado en las áreas con el más alto potencial y manteniendo en mente la necesidad de movilizar los recursos fiscales adecuados, reforzar la capacidad de implementación del MOP y de involucrar a las comunidades locales en el mantenimiento de esta infraestructura.

1.9 Las estructuras de paso: puentes y bóvedas.

1.9.1 Definiciones y orígenes de los puentes.

1.9.1.1 Definiciones.

- Un puente es un medio que permite franquear un obstáculo natural, una circulación terrestre, fluvial, marítima o para salvar depresiones del terreno.

Existen varias formas de poder salvar las discontinuidades de la superficie terrestre que determinan distancia entre dos bordes. Por ejemplo: El pontón, que es un puente pequeño, de unos 2 a 3 metros de largo, hecho en forma de tubos o acueductos que permiten el paso de riachuelos o de una vía de circulación de poca anchura, a través de un terraplén.⁹

- Una bóveda es una estructura formada por un arco metálico de concreto o de mampostería, apoyado en dos muros, las que son diseñadas y construidas para desaguar caudales de agua y soportar rellenos relativamente grandes.

1.9.1.2 Orígenes.

La historia de los puentes se inicia con el aprovechamiento del primer árbol que se tendió sobre un arroyo, para permitir el paso entre una orilla y otra. Los primeros puentes fueron

⁹ Concepción de Puentes. Tratado General. Guy Grattésat.

simples troncos de árboles colocados transversalmente a la corriente de agua. En aquel entonces sus constructores los juzgaban por su rigidez; si no se pandeaban mucho, lo consideraban seguro, de lo contrario se les agregaba otro tronco. Si el río era alto en sus márgenes, se construía a veces un tosco puente colgante de sarmiento o rama de la vid, los cuales iban trenzados y fijados en los extremos a los árboles en cada orilla. También se aprovechó el material de piedra, las losas de piedra eran apoyadas unas sobre otras, para soportar el peso de diferentes tramos o claros.

Se trabajó con piedra y madera únicamente en obras pequeñas. Estos constructores no tuvieron más alternativa que la de probar a ciegas; si se desplomaba aquella estructura, es que había que fortalecerla, y si no, esa era la resistencia adecuada para su uso. Así, se llegó al límite del claro que podía salvarse con los materiales y métodos a su disposición, luego se desarrollaron nuevos métodos y materiales.

Aunque se cuenta con pocos antecedentes de trabajo realizado por los Sumerios, los Babilonios, los Persas y los Chinos, se sabe que fueron estos los primeros constructores de puentes.

Los Romanos, al extender sus dominios, edificaron puentes y acueductos en muchas partes de Europa, donde aun están en uso. Después de la caída de Roma, la construcción de puentes progresó muy poco.

Los puentes de armadura se basaron en el principio de crear una estructura formada por triángulos, ya que esta forma no puede ser alterada sin cortar o alargar, al menos, uno de sus lados, cada triángulo forma una estructura tan rígida como lo permitan las propiedades de cada material.

En el inicio de la elaboración de los puentes de arco, se comenzó con claros pequeños de 8 mts., aproximadamente, los cuales, al aumentar las necesidades del transporte, aumentaron el claro y los arcos, hasta 25 m.

En la primera mitad del Siglo XIX, los puentes crecieron en altura, en claro de los arcos, en fortaleza y en cantidad, tanto que se adelantaron más de 50 años que en los 1800 años precedentes.

Luego, en el último tercio del siglo pasado, se construyeron 4 puentes que contribuyeron a inaugurar la era del acero (uso del hierro) en las estructuras. Según el orden cronológico de su terminación fue en Estados Unidos, el puente de arco sobre el río Mississippi, en St.Louis; el puente sobre el río Missouri, en Glasgow; el puente colgante de Brooklyn, en New York y el gigantesco puente voladizo de Firth of Forth, en Escocia, los primeros puentes de armadura enteramente metálica.

Una verdadera revolución en la construcción de puentes surgió con el descubrimiento del hormigón, y posteriormente el hormigón armado. Este se basó en la utilización del cemento Portland que fue descubierto en los primeros 25 años del siglo pasado.

Las cualidades del cemento como material de construcción han sido investigadas y llevadas a la práctica durante años de explotación de muchas y variadas obras de hormigón. La necesidad de soportar las cargas de flexión en los elementos fue lo que llevó hasta el hormigón armado, siendo el hormigón el que soporta la compresión y el acero la tensión.

Se tiende a considerar la construcción de puentes de hormigón como un elemento moderno, pero este material ya había sido utilizado durante la época de los Romanos, siendo reciente el empleo del hormigón armado.¹⁰

1.9.1.3 Breve historia de los puentes y bóvedas en El Salvador.

- El puente sobre el río San José de Metapán, está ubicado en plena ciudad. En 1996 se montó un puente Bayley doble simple de 27.47 mts., ahí había una bóveda de 7.5 mts., que data de la época colonial, hecha de arco de fachaletas de barro. El agua del río erosionó los taludes hasta que el cañón alcanzó los 18 mts., de ancho. La Bóveda quedó fuera de uso cuando las aguas se desbordaban sobre ella, y erosionó un poco más los laterales, haciendo mayor el claro y dificultando el paso de la vía.
- El puente sobre el río Jiboa en el Departamento de La Paz, fue inaugurado en 1942. Originalmente era de 11 pilas, 7 vigas metálicas tipo I y con una losa de 20 cm., de espesor, ésta llevaba un simple tejido con hierro liso redondo y hierro liso cuadrado con diámetro de 5/8"; compuesto de 12 claros de 12.5 mts., cada uno. Con el tiempo comenzó a fallar por asentamiento y desviación de la pila número 10, así como la pila número 8 que sufrió asentamientos también. Sobre la pila número 9 y un estribo que está en perfecto estado y la pila número 7, se apoyó el otro puente Bayley de dos claros, con un claro simple y un claro doble, de 27.43 y 39.63 mts. de longitud respectivamente.
- El puente "Don Luis de Moscoso" en la ruta San Miguel - La Unión, ubicado en el kilómetro 143 (CA1), sobre el río Grande de San Miguel, fue creado en la década de los

¹⁰ Introducción a la Construcción Vial. José Agustín Montoto Sánchez.

años 50, y fue derribado por detonación en el año de 1987, originalmente era de tipo metálico de serchas tipo Pratt. En la actualidad hay un puente de tipo Bayley del modelo doble triple de 134 mts.

A la altura de la calle del litoral, antigua carretera CA-2, hay varios puentes de serchas metálicas tipo Pratt como los siguientes:

- El puente Oaxala en San Pedro, Comalapa, tiene un claro de 20 mts., y dos puentes más sobre el desvío hacia San Pedro Masahuat entre los kilómetros 32 y 40.
- El puente Apanta, ubicado en la ruta Zacatecoluca - Tecoluca, de 7.8 mt. de largo que originalmente fue de concreto armado, y dinamitado el 11 de noviembre de 1989, su reconstrucción fue del tipo definitivo o formal con las mismas características, actualmente tiene un claro de 16 mts.
- El puente sobre el río Las Cañas, ubicado en la ruta Zacatecoluca - Tecoluca fue dinamitado en tiempo de guerra en El Salvador el día Sábado 11 de noviembre de 1989, este que originalmente fue de vigas y losas de concreto armado de 13.5 mts, ahora es del tipo Bayley o provisional, doble simple de 24.40 mts, el cual fue colocado el 19 de noviembre de 1989.
- El puente sobre el río Jalponga ubicado en el kilómetro 47 en la antigua CA-2, antes de llegar a Santiago Nonualco. Originalmente fue de cerchas metálicas tipo Pratt, de 32 mts, fue reconstruido de igual manera en 1991.
- La Bóveda los Talpetates en San Vicente, se construyó a finales de los años cuarenta y principios de los años cincuenta, ubicada sobre la carretera CA-2.la litoral, Km. 47, sobre

el río Los Talpetates. Fue hecho de mampostería, arco de concreto armado y como bóveda simple de 4.60 mts., de diámetro mayor; ésta bóveda funciona sólo en invierno, falló en Abril de 1987, porque ya era insuficiente para conducir el caudal actual; aguas abajo se montó un puente Bayley, y para reconstruirla, se tomó la alternativa de bóveda doble de 9.15 mts., para cada claro. La financió el AID¹¹ y la contraparte el GOES¹² quien daría la mayor parte. Cuando se dio el conflicto armado, la mayor parte la proporcionó la AID, a través de la Secretaria Técnica del Financiamiento Externo (SETEFE).

- La Bóveda Titihuapa ubicada en San Vicente - Cabañas, de 6 arcos se realizó alrededor de los años 50. Fue dinamitada por primera vez en el año 1981 dañando dos arcos, y se reparó como un puente de dos vigas metálicas de 21.50 mts. de longitud que comprende los dos arcos, el puente funcionó solo en una vía y los otros 4 arcos restantes en doble vía. Cada arco es de 9.15 mts., la longitud total de la estructura de 55 mts. de largo. Luego fue dinamitada por segunda vez en 1989, hasta la fecha, el puente sigue en servicio en éstas condiciones sin ser reparado.
- El puente Cuscatlán quedó terminado el Lunes 25 de Mayo de 1942, ante delegados de la secretaria de fomento y Obras Públicas, se llevaron a cabo las pruebas de resistencia bajo cargas móviles H - 15, y se firmó el acta de recepción correspondiente. Fue inaugurado el Sábado 6 de Junio de 1942, construidos por fondos propios del Estado en la presidencia del General Maximiliano Hernández Martínez.

¹¹ A.I.D.: Asociación Internacional para el Desarrollo.

¹² G.O.E.S.: Gobierno de El Salvador

Su tramo colgante central de 250 metros sostenido por 2 series de 16 cables de acero de 2 pulgadas de diámetro cada uno, prestó sus servicios durante 42 años, se encontraba ubicado en la Ruta 720, kilómetro 90 de la carretera Panamericana (carretera CA-1).

Con el transcurso del tiempo, la creciente y acelerada demanda de facilidad y de rapidez en los transportes terrestres, estimulada por el desarrollo tecnificado de la agricultura, industrias del oriente del país y el intercambio comercial con los países Centroamericanos, se hizo necesario la construcción de otra vía paralela a la carretera Panamericana y un nuevo paso sobre el río Lempa sobre la carretera del Litoral (carretera CA-2), donde se construyó el Puente de oro. El puente Cuscatlán, fue dinamitado a las 4:00 a.m. del Domingo 1 de Enero de 1984, el claro central del puente se desplomó en su totalidad; el puente de Oro en San Marcos Lempa fue dinamitado el Jueves 15 de Octubre de 1981.

El puente de Oro tuvo un costo de 6 millones de colones; en el pasado fue una verdadera belleza y solo dos más en el mundo eran como éste: uno en Inglaterra y el Golden Gate en la bahía de San Francisco. Aun cuando éste puente de Oro perteneció a los puentes colgantes, era un puente colgante modificado por su diversidad de elementos conectados como un rompecabezas, sin soldaduras; la unión se realizó con remaches y pernos.

La reconstrucción de éste puente se comenzó en 1997, ha sido donado por la República de Japón.

El puente Cuscatlán era de tipo colgante, requería mayores gastos de mantenimiento a cambio de su menor costo de inversión inicial, actualmente se encuentra en vías de construcción.

- Los puentes del tipo provisionales o Bayley que están actualmente colocados en el lugar de los puentes de Oro y Cuscatlán, se han probado varios tipos de materiales: primero se

utilizó madera en la losa pero se deterioraba frecuentemente; también debido al vandalismo, fueron cortadas las piezas de madera y robadas. Luego se utilizaron bandas de rodamiento y pavimentarlas, pero tampoco funcionó, porque los vehículos se salían de las bandas y deterioraban los materiales, debido a éste problema se decidió pavimentar a lo largo y ancho del rodamiento, dándoles mantenimiento, sin permitir que se hicieran baches y que se dañara la estructura, pues como eran de piezas metálicas articuladas y éstas permanecían al descubierto, se producían movimientos anormales debido a las cargas producidas por el impacto directo en la superestructura.

- En los años 50s., los barandales de los puentes eran entre 60 y 80 cm. de altura, los cuales básicamente solo daban protección a los vehículos; éstos fueron construidos de poca altura debido a la poca circulación de vehículos, actualmente se han reconstruido algunos de éstos, de 1.00 a 1.20 m de alto, dando así protección al peatón.
- La idea de hacer pilas en los puentes, surgía a raíz de los claros a cubrir, por ejemplo, si se compara la construcción entre un puente de 80 mts de claro, con cuatro puentes de 20 mts cada claro apoyados sobre tres pilas intermedias, se tendría más economía si se utilizaran las pilas, aun cuando estas presentan mayores contratiempos al pilotearlas para la fundación, éstos contratiempos serían menores, que los contratiempos que conlleva construir un puente de grandes dimensiones y sin pilas.
- La mayor parte de puentes del país son de concreto y mampostería - concreto, sus claros oscilan entre los 5 y 25 mts., (Ver Cuadro No.1.12 A y No.1.12 B, pág. 51).

El puente de menor longitud se encuentra en Santa Ana sobre el río el Sauce Seco, tiene un claro de 2.98 mts., está hecho de concreto reforzado y actualmente se encuentra en buen

estado. Además existen puentes de longitudes mucho mayores como lo es el puente Cuscatlán (provisional) que tiene un claro de 320 mts., éste puente se encuentra actualmente en mal estado, y está siendo reconstruido.

- En El Salvador la mayor parte de bóvedas son de mampostería y mampostería - concreto, sus claros oscilan entre 1.50 y los 15 mts. (Ver cuadro No.13 A y No.13 B, pág. 52).
- La bóveda Laguna Talquezal en el Departamento de San Vicente, tiene un claro de 1.50 mt., es la bóveda más pequeña en nuestro país, sin embargo existen bóvedas mucho mayores que los 35 mts.; por ejemplo una Bóveda ubicada en la ruta 727, km. 65, en San Vicente es la bóveda de mayor longitud en el país que cuenta con 450 mts. de largo, está hecha de mampostería - concreto.

Por lo tanto, se encuentra que existen bóvedas grandes y puentes extremadamente pequeños, sin embargo, esto ocurre cuando en un claro pequeño en el cual se debería ubicar una bóveda, la construcción de un gran relleno en el cañón resultaría demasiado caro, entonces lo ideal es la construcción de un puente. Por ejemplo, el puente Las Guaras en Suchitoto tiene un claro de 8.30 mts., es de mampostería y el cañón es tan profundo que no se alcanza a ver el fondo.

Por el contrario, cuando se construyen bóvedas con claros relativamente grandes cabe preguntarse ¿porqué no se construyó un puente?, esto resulta claro si se comparan los costos de la obra que se utilizarían en la construcción de la bóveda con los costos de la obra que se utilizarían en un puente, además depende de las condiciones del subsuelo, de la morfología del cauce y de la topografía del terreno.

En el Cuadro No. 1.14 pág. 53 se presenta el resumen del inventario de puentes y bóvedas de El Salvador por Departamento.

Estudio del Inventario de Puentes existentes en El Salvador.

Cuadro No 1.12 A
Claro a cada 5 mts.

Claro (mts.)	No. de puentes	Long. (mts)	L.Prom (mts)	A	B	C	D	E	F	G	H
0-5	17	70.77	4.16	9	0	4	3	1	0	0	0
5.01-10	55	424.58	7.72	23	6	14	7	2	0	0	3
10.01-15	61	761.31	12.48	18	5	18	11	5	0	0	4
15.01-20	34	598.32	17.60	11	2	12	7	2	0	0	0
20.01-25	34	767.34	22.57	10	2	8	9	5	0	0	0
25.01-30	18	495.28	27.52	5	0	6	4	3	0	0	0
30.01-35	19	607.55	31.98	13	0	1	1	2	1	1	0
>35	67	4305.99	64.27	26	0	22	11	4	0	0	4
Sin datos	3	0.00	0.00	1	0	1	0	0	0	0	1
TOTAL	308	8031.14	26.33	116	15	86	53	24	1	1	12

Longitud mínima=2.98 mt, Moda=10.00 mts, Longitud promedio hasta 35 = 15.65 mts.
Longitud máxima = 320.00 mts

Cuadro No 1.12 B
Claro a cada mt.

Claro (mts.)	No. de puentes	Long. (mts)	L.Prom (mts)	A	B	C	D	E	F	G	H
7-8	17	126.78	7.46	8	2	4	1	1	0	0	1
8.01-9	6	51.50	8.58	2	1	2	0	0	0	0	1
9.01-10	14	137.20	9.80	6	1	2	4	0	0	0	1
10.01-11	12	128.92	10.74	4	0	5	3	0	0	0	0
11.01-12	9	105.40	11.71	2	2	3	2	0	0	0	0
12.01-13	26	329.59	12.68	8	0	7	5	4	0	0	2
13.01-14	10	136.59	13.66	3	3	1	1	1	0	0	1
14.01-15	4	60.00	15.00	1	0	2	0	0	0	0	1
15.01-16	9	141.03	15.67	3	0	4	2	0	0	0	0
16.01-17	6	97.65	16.28	1	1	2	2	0	0	0	0
17.01-18	2	35.85	17.93	1	0	0	0	1	0	0	0
18.01-19	10	187.62	18.76	4	1	3	2	0	0	0	0
TOTAL	125	1538.13	12.31	43	11	35	22	7	0	0	7

Fuente: elaboración propia con base a la información proporcionada por la Dirección General de Caminos.(D.C.G.)

Donde:

A: Concreto. B: Mampostería. C: Mampostería-Concreto. D: Mampostería-Concreto-Metálico. E: Concreto-Metálico. F: Metálico. G: Mampostería-Metálico. H: Material no se encuentra en inventario

Estudio del Inventario de Bóvedas existentes en El Salvador.

Cuadro No 1.13 A
Claro a cada 5 mts.

Claro (mts)	No. de Bóvedas	Long. (mts.)	L.Prom (mts)	A	B	C	D	E	F	G	H
0-5	56	196.83	3.52	0	28	18	4	1	2	3	0
5.01-10	95	706.23	7.43	6	63	22	1	0	0	1	2
10.01-15	52	633.67	12.19	8	20	21	1	0	1	0	1
15.01-20	24	421.30	17.55	2	11	9	0	0	0	0	2
20.01-25	21	470.62	22.41	0	11	7	0	0	1	0	2
25.01-30	16	438.30	27.39	2	4	7	0	0	0	0	3
30.01-35	5	169.30	33.86	2	1	2	0	0	0	0	0
>35	27	1868.21	69.19	5	4	10	0	0	6	1	1
Sin datos	7	0.00	0.00	0	3	1	0	0	0	0	3
TOTAL	303	4904.46	16.57	25	145	97	6	1	10	5	14

Longitud mínima = 1.50 mt, Moda = 4.00 mts, Longitud promedio hasta 35 = 11.29 mts.

Longitud máxima = 450.00 mts

Cuadro No 1.13 B
Claro a cada mt.

Claro (mts.)	No. de Bóvedas	Long. (mts.)	L.Prom (mts)	A	B	C	D	E	F	G	H
7-8	18	137.19	7.62	0	8	7	0	0	0	1	2
8.01-9	14	120.53	8.61	2	9	3	0	0	0	0	0
9.01-10	20	189.38	9.47	1	14	5	0	0	0	0	0
10.01-11	14	145.67	10.41	3	6	5	0	0	0	0	0
11.01-12	13	152.60	11.74	1	4	7	1	0	0	0	0
12.01-13	10	126.15	12.62	2	4	4	0	0	0	0	0
13.01-14	10	135.55	13.56	1	1	6	0	0	1	0	1
14.01-15	5	73.70	14.74	1	2	2	0	0	0	0	0
15.01-16	8	126.93	15.87	1	4	3	0	0	0	0	0
16.01-17	4	66.32	16.58	0	3	1	0	0	0	0	0
17.01-18	4	72.00	18.00	0	2	1	0	0	0	0	1
18.01-19	2	36.90	18.45	0	1	1	0	0	0	0	0
TOTAL	122	1382.92	11.34	12	58	45	1	0	1	1	4

Fuente: elaboración propia en base a la información proporcionada por la Dirección General de Caminos (D.C.G.)

Donde:

A: Concreto. B: Mampostería. C: Mampostería-Concreto. D: Mampostería-Concreto-Metálico. E: Concreto-Metálico. F: Metálico. G: Mampostería-Metálico. H: Material no se encuentra en inventario

Cuadro No. 1.14

Resumen del inventario de puentes y bóvedas de El Salvador.

DEPARTAMENTO	TIPO DE OBRA	
	PUENTE	BOVEDA
Ahuachapán	17	9
Cabañas	5	27
Chalatenango	25	67
Cuscatlán	7	16
La Libertad	57	30
La Paz	49	23
La Unión	11	2
Morazán	11	7
San Miguel	12	2
San Salvador	15	26
San Vicente	25	48
Santa Ana	23	12
Sonsonate	35	25
Usulután	16	9
Total	308	303

Fuente: Inventario de puentes y bóvedas de El Salvador. Dirección General de Caminos (DGC). 1997.

1.9.1.4 Donación de 7 puentes de los japoneses.

1. El puente Palo Seco de 18 mts, originalmente fue de vigas metálicas tipo I, está ubicado sobre la ruta CA-2, fue reconstruido en 1994 en forma definitiva, es un puente de tipo formal.
2. El puente Piedra Pacha es de concreto armado y tiene un claro de 15 mts, fue donada su reconstrucción en el año de 1994.
3. El puente "Don Luis de Moscoso" su costo total fue de \$10 millones de dólares.
4. El puente Agua Caliente sobre el río Acelhuate, sobre la antigua calle a Soyapango, este puente fue realizado alrededor de los años 20's con ladrillo tipo calavera y losa de

concreto, el puente original colapsó en el año 1992 y su reconstrucción total fue realizada en 1994.

5. El puente sobre el río San Antonio, ubicado en la carretera CA-2, en el límite departamental San Vicente - La Paz, mide 34 mts. de largo, la superestructura tiene 2 claros, es de vigas postensadas y losa de concreto armado, fue inaugurado su reconstrucción en 1994.
6. El puente sobre la quebrada Seca San Agustín, ubicado en la carrera Litoral en Usulután (CA-2), cuya superestructura es de vigas postensadas y losa de concreto reforzado tiene dos claros de 12 y 16 mts.
7. El puente sobre el río Torola en la ruta Osicala - Meanguera en la CA-7 Morazán en el kilómetro 182, actualmente es de tres claros; dos claros de 20 mts y un claro central de 35 mts., en total 75 mts. de largo, tiene un costo de \$5.4 millones y fue donado también por los Japoneses.

1.9.2 Clasificación de los puentes.

1.9.2.1 Según la naturaleza de la vía soportada.

Se distinguen, según su destino, los puentes de carretera y los puentes de ferrocarril, los puentes - canal, que soportan una vía de navegación interior, mientras que los puentes acueductos sirven para hacer canalizaciones. Existen puentes para aviones en los aeropuertos.

En El Salvador se pueden clasificar algunos puentes según la vía que soportan, por ejemplo:

1. Para avión: el puente de Ilopango que es para uso del aerotransporte.

2. Ferrocarril: el puente que se está utilizando en San Marcos Lempa para el paso del transporte pesado, antes era de uso de ferrocarril pero se reacondicionó para tales fines. Además se tiene el puente ferroviario a la altura de la terminal de Oriente de San Salvador que consta de dos claros.
3. Puentes acueductos: Proyecto Lempa - Acahuapa hay un canal a cielo abierto y sobre él, hay tramos de carretera (CA-1) antes de llegar al puente Cuscatlán. Este canal retoma las aguas del Lempa y del río Acahuapa, para ser utilizados y servir en irrigación.

1.9.2.2 Según el material principal constructivo.

Existen puentes de madera, de fundición, de hierro, de acero, de hormigón pretensado, piedra, etc., según la naturaleza del material constructivo de los elementos portantes principales.

1.9.2.3 Según el funcionamiento mecánico.

Se clasifican en tres categorías según la disposición de sus elementos portantes principales.

1. Los puentes de vigas constituidos por tramos simples o tramos solidarios, éstos últimos pueden ser continuos o en cantiliver.
2. Los puentes de arco, los hay empotrados y articulados con dos o tres articulaciones.
3. Los puentes colgantes.

1.9.2.4 Según el tipo de subestructura que tuvieron.

1. Vigas tipo I metálicas.
2. Vigas de concreto armado tipo AASTHO.
3. Simplemente la losa para claros cortos hasta de 10 metros.

1.9.2.5 Según su disposición en planta.

Se clasifican en rectos, esviados o curvos, según su planta.

1.9.2.6 Según el tablero, sea fijo o móvil.

La mayoría de los puentes son fijos, pero existen puentes móviles empleados básicamente para cruzar un paso navegable, cuando el camino soportado no puede elevarse suficientemente para permitir el paso de los barcos.

1.9.2.7 Según su posición respecto a la vía considerada.

Cuando se construye una nueva vía de comunicación, los puentes se clasifican en pasos superiores y pasos inferiores, según se encuentren situados por encima o por debajo de la misma.

1.9.2.8 Según el tiempo de vida previsto.

Se distinguen los puentes de tipo definitivos y los provisionales. El puente de tipo definitivo o formal, es aquel que se diseña para una vida útil entre 50 ó 100 años. En El Salvador, los puentes provisionales han sido utilizados en tiempos de guerra (1980-1990), cuando los puentes definitivos eran dinamitados y era necesario ubicar otro puente rápidamente. Hay 26 puentes provisionales instalados en nuestro país, los más largos se encuentran sobre el río Lempa.

Los puentes provisionales son de dos tipos:

1. Los puentes provisionales Bayley son todos metálicos y de piezas armables, el ancho de rodaje es de 3.83 metros entre guarda llantas.
2. Los puentes provisionales Acrowpanel son de 3.43 metros el ancho de rodaje, y cambian en algunas piezas. Estos son de EE.UU. al igual que los puentes Bayley.

1.9.3 Tipos de puentes y su evolución.

1.9.3.1 Puentes primitivos.

- Pasarela colgante: Es una especie de hamaca, compuesta por 2, 3 ó 4 cables lazados por una red, soportando un entablado colgante por medio de suspensiones, los elementos portantes son: cables formados por liadas de bambú trenzado y fijados en ambos lados de la brecha a franquear, ya sea en rocas o en troncos de árboles. También existen puentes que tiene sólo un cable del que pende un cesto que se desplaza por gravedad y en sentido contrario tiran cuerdas. Los claros que cubren éstos puentes llegan a ser tan largos como las anchuras de los ríos del país de varias decenas de metros.
- Pasarelas que funcionan como vigas: en éstas pasarelas los elementos portantes son de piedra o de madera, además presenta características similares a las pasarelas colgantes.
- Construcción en voladizo: se utilizó en diferentes regiones, cuando la dimensión de la brecha a franquear superaba la longitud de los troncos disponibles, siendo imposible construir apoyos intermedios.

1.9.3.2 Puentes de madera.

En El Salvador, antes de 1988 existieron solamente puentes peatonales de madera, fue hasta en ese mismo año, que se construyó un puente vehicular de éste material con un claro de 16 mts., está ubicado sobre el río Agua Caliente en la autopista de Santa Ana hacia el cantón Zapotitán.

Mediante un programa de las Naciones Unidas, fue dada la asistencia técnica por un técnico Peruano. La técnica constaba en tratar la madera. En los nudos, las uniones eran realizadas con placas metálicas y pernos, dándole una forma de viga Macomber, los estribos eran

elaborados de mampostería. Este puente tiene 10 años de uso, consta de dos vías, el ancho de rodaje tiene 6 metros, el pasamanos tiene 1m de altura aproximadamente, y actualmente es utilizado incluso por rastras y camiones cargados con productos de la zona.

1.9.3.3 Puentes de mampostería.

A lo largo de la historia se han elaborado puentes de mampostería por ser los más económicos, debido a su fácil adquisición del material, durabilidad, resistencia y casi nulo mantenimiento. En la antigüedad, se utilizó la mampostería con frecuencia en la construcción de puentes, utilizando la técnica en voladizo.

En la actualidad, los estribos se elaboran de mampostería de piedra, ésta se coloca en la fundación, conviene que no sea piedra cuarta, piedra pequeña, ni canto rodado, sino que se utilice piedra de mina o de cantera, es decir, con aristas para que haya adherencia; sin embargo por su abundancia en el país, se ha utilizado el canto rodado angular.

La mampostería vista que se utiliza en los estribos, de preferencia debe tener rostro y arista, para dar la apariencia de laja, sus dimensiones pueden variar entre 30 y 40 cms.

1.9.3.4 Puentes metálicos.

Puentes de fundición.

Estos aparecieron a finales del siglo XVIII, la mayoría de éstos puentes tuvieron una vida relativamente corta por ser de un material frágil y con una débil resistencia a la tracción. Bajo el efecto de esfuerzos en los enlaces, dilataciones diferenciales, choques y vibraciones debidas a la circulación, se produjeron roturas en las triangulaciones y en los arcos principales que habían sido previstos para soportar más que esfuerzos de compresión; en algunos países, los puentes se hundieron por el choque de barcos y otros tuvieron que ser demolidos por peligro

de derrumbe, los puentes que subsisten lo deben a sus mejores disposiciones constructivas y a su consistencia.

Puentes de hierro.

Construidos a principios del siglo XIX, paralelamente a la fundición, el empleo del hierro se desarrolló rápidamente. Este era más caro que la fundición, por su trabajo de elaboración, pero poseía una resistencia a la tracción muy superior. De éste modo, los constructores disponían por primera vez, de un material que permitía realizar los tres grandes tipos de puentes: puentes colgantes, puentes de vigas y puentes de arco.

Puentes de acero.

Fue después de 1856, cuando la fabricación comercial del acero permitió su empleo en los puentes. Gracias a sus características y a su resistencia, iba a sustituir totalmente a la fundición y al hierro, sin embargo, su evolución no se produjo de modo progresivo, a medida que las posibilidades del acero eran mejor apreciadas.

El primer gran puente donde el acero fue muy ampliamente utilizado es de Saint - Louis sobre el río Mississippi, construido por Eads, entre 1868 y 1874. Incluye tres claros de 153, 159 y 153 mts., cada arco.

Solo a finales del siglo XIX, comenzó en Francia a utilizarse el acero en los puentes de vigas y en los puentes de arco. A pesar de que su costo era menor, Eiffel tenía dudas sobre la regularidad de su fabricación y todavía prefirió el hierro para la realización de su torre de 300 mts., de alto en 1889. Sin embargo, el éxito técnico de la torre de Eiffel, constituyó un estímulo para la construcción metálica y favoreció indirectamente el desarrollo de los puentes de acero.

Los puentes de Brooklin, Firth of Forth y Saint Louis, ilustran los tres grandes tipos de puentes de acero: puentes colgantes, puentes de vigas y puentes de arco; el hierro permitió desarrollar los tres tipos, pero el acero dio posibilidades mucho mayores que significó un impresionante aumento de los claros alcanzados.¹³

La mayoría de puentes metálicos construidos desde principios del siglo XX, para claros pequeños y medianos son puentes de vigas, hasta hace poco tiempo las vigas trianguladas sustituían sistemáticamente a las vigas de alma llena, a causa de su inferior peso para igual resistencia.

Se han desarrollado puentes de tipo cantilever y puente de vigas continuas, como los de hierro.

Los puentes con arcos de acero se han utilizado para franquear grandes alturas, valles importantes, cuando el claro y el rebajamiento resultan excesivos para una bóveda de piedra.

Desde hace algunos años, han ocurrido transformaciones importantes en los puentes metálicos, debido a la calidad del acero, a los medios de unión como la soldadura y a las disposiciones constructivas. Su efecto ha modificado sensiblemente las disposiciones de las obras.

Los principales tipos de puentes de acero son: de tramo recto, de tramos continuos, pórticos, de arco metálico y atirantados.

1.9.3.5 Puentes de hormigón armado.

En el siglo III antes de Cristo, los Romanos ya utilizaban conglomerantes hidráulicos: morteros de cal y sal hidráulica. Se trataba de una mezcla de caliza y cenizas volcánicas de la

¹³ Concepción de Puentes. Tratado General. Guy Grattesat.

región de Pozzuoli, cerca de Nápoles, ésta tenía las propiedades de un cemento: gran resistencia a la compresión, a los agentes atmosféricos y al agua. Pero esta técnica fue olvidada y posteriormente los constructores no utilizaron más que la cal magra y la cal grasa.

Fue a finales del siglo XVIII, cuando Chaptal redescubrió los cementos naturales fabricados por medio de cenizas o de rocas: puzolanas de Auvergne, rocas arcilloso-calcáreas de la Isla de Sheppy.

Pero los progresos esenciales se realizaron a principios del siglo XIX cuando Vicat inventó, para la construcción de un puente sobre el río Dordogne, la fabricación del cemento artificial por vía húmeda, desarrollando en 1818 una primer teoría en una memoria, y cuando el Ingeniero Inglés Apsidin patentó en 1824 un cemento artificial que lo bautizó como Portland.

La fabricación industrial del cemento Portland comenzó en 1850 y fue perfeccionada a fines del siglo, gracias sobre todo a las investigaciones de Le Chatelier.

En cuanto a la utilización de piezas de madera o de hierro para reforzar las obras de fábrica, todavía resulta más antigua. Se utilizó en muchos monumentos, para equilibrar el empuje de algunas bóvedas. En la columnata de Louvre, Claude Perrault introdujo armaduras longitudinales para poder aumentar su claro, etc.

Los hierros se introducían en cavidades perforadas en la piedra, que se rellenaban a continuación con mortero. Se trataba de una técnica delicada y costosa que solo se podía plantear muy excepcionalmente.

Cuando se dispuso de cemento y hierro, varios inventos tuvieron la idea de sumergir elementos metálicos en el cemento plástico, esto se realizó de diversas formas:

Francisco Hennebique después de 1871 un poco más tarde pasó al primer plano en la difusión del hormigón armado, gracias a su dinamismo y entusiasmo por este nuevo material de construcción. En 1880, realizó las primeras losas armadas con hierro redondo, en Francia y en Bélgica; en 1892 patentó el primer tipo de viga en T con estribos; en 1894 construyó el primer puente de ferrocarril en Viggen, Suiza con un claro de 2.40 mt; en 1898, la primera pasarela francesa de hormigón armado en Esternay que tiene un claro de 15 mt y en 1892, los dos primeros puentes franceses, el de Perpignan con un claro de 15 mt, y el de Chatellerault, de tres arcos de 40, 50 y 40 mt de claro. A fin de siglo tenía en su activo varios miles de obras realizadas y 42 agencias en el extranjero. En 1900, la Exposición Universal de París ponía de relieve la importancia del nuevo material, ampliamente utilizado en todos los países y en obras de todas clases.

Sin embargo, a pesar de esta expansión tan rápida y espectacular, el funcionamiento del hormigón armado, seguía siendo muy mal conocido.

Al principio, se consideraba que la armadura reforzaba al hormigón, sin que se supiera demasiado bien, siendo que el hormigón servía básicamente para proteger a la armadura. Así, en Estados Unidos se interesaba en el hormigón para resistir a los incendios y se calculaba la estructura metálica como si ellas por si sola, asegurara la resistencia.

Cada inventor tenía su sistema, que incluía tanto las disposiciones constructivas como el método de cálculo, pero no había ninguna teoría general del hormigón armado. Fue sin duda Monier quien primero percibió los papeles expectativos y complementarios del hormigón y de la armadura en la resistencia de la pieza, siendo Koenen y Mörsch, Ingenieros de la firma Alemana que había comprado su patente, quienes profundizaron en tales ideas.

Fue a fines del siglo cuando se desarrollaron las investigaciones, se decidió reglamentar el nuevo modo de construcción, sustituir los métodos empíricos empleados hasta entonces por reglas oficiales. Hubieron críticas, las cuales favorecieron al desarrollo del hormigón armado, suscitando nuevas investigaciones sobre diversos aspectos que habían sido duramente debatidos en el interior de la comisión.

Evolución de los puentes de hormigón armado.

A partir de 1906, la construcción de los puentes de hormigón armado, se desarrolló ampliamente siguiendo básicamente los tres grandes tipos empleados: la losa, la viga y el arco. Durante mucho tiempo las losas se empleaban para claros muy pequeños y como forjados de puentes de bóveda de sillería.

En un período reciente se les ha empezado a utilizar con más amplitud.

Los puentes de vigas han adoptado formas muy variadas: vigas laterales o vigas bajo calzadas, canto constante o variable, alma llena o triangulada, etc. El tipo más sencillo es el tramo simple o independiente de vigas múltiples bajo calzada, de alma llena y canto constante.

El tablero se compone de una losa de unos 15 cms. de espesor y de vigas o nervaduras ya sean rectangulares, para los claros pequeños, o bien con cabeza inferior, para claros de más de 15 mts.

Entre las vigas continuas y las cantilever, se sitúa un tipo de puente poco desarrollado: el puente con articulación central, es decir, aquellos que se disponen en el punto medio del vano central de una articulación de enlace. Bajo carga permanente, son isostáticos y lo mismo

ocurre bajo cargas asimétricas. La articulación no tiene más misión que la de transmitir los esfuerzos cortantes que se desarrollan, en hipótesis, de cargas asimétricas, impidiendo al mismo tiempo los desplazamientos transversales.

Los arcos de hormigón armados son numerosos.

Las propiedades del hormigón análogas a las de la piedra, se utilizan particularmente en los arcos, pues básicamente la materia está sometida a compresiones.

Los arcos de tres articulaciones han sido utilizados con mucha frecuencia por los proyectistas, pues tratándose de un sistema isostático, más fácil de calcular que los hiperestáticos permite limitar al principio, los efectos de las variaciones de temperaturas, las retracciones del hormigón y los asentamientos diferenciales de las cimentaciones, al menos cuando el arco no es excesivamente rebajado.

La solución intermedia de arcos de hormigón con dos articulaciones se ha utilizado escasas veces.

Caso particular de los arcos es el de los puentes pórtico con tabiques de apoyo verticales. Esta solución es poco económica y existen escasos ejemplos, salvo para las pequeñas claros.

En general, arco y tablero son independientes. En los arcos de tablero superior, el dintel está soportado por pilares o pantallas transversales que se apoyan sobre el arco, y con menor frecuencia, por pantallas longitudinales que forman tímpanos llenos.

En los arcos de tablero inferior o intermedio, el dintel está total o parcialmente suspendido del arco. Existen también arcos celulares, en los que el tablero se confunde con el arco compuestos por cajón único o por dos cajones paralelos que ocupan todo el volumen comprendido entre el intrados y la calzada.

En 1911, Freyssinet termina la construcción del puente Veurdre, sobre el río Allier, cuyos tres arcos con claros 68, 72, 50 y 68 mt., tri-articulados, tenía un rebajamiento de 1/15. Al cabo de unos meses las claves habían descendido más de 13 cm.; la invención del pretensado debe mucho a este fenómeno inesperado.

Desde entonces los constructores procuraron adoptar rebajamientos más moderados, sin sobrepasar 1/10.

A partir de ahí, los arcos de hormigón no solo se extendieron al campo de las grandes claras, donde estaban especialmente indicados, sino que invadieron también el de los claros medios, sustituyendo así las bóvedas de sillerías e incluso a los puentes de vigas de acero o de hormigón armado, en todos aquellos casos en que las condiciones de gálibo y la calidad del suelo de cimentación no fueran excesivamente desfavorables.

Existen puentes colgantes con tablero de hormigón armado, los cuales son extremadamente raros.

Existen un puente atirantado, con un claro central de 81 mt., considerado como el precursor de los puentes atirantados con tablero de hormigón pretensado.

El período reciente y la situación actual.

Después de la guerra se construyeron y reconstruyeron muchos puentes de hormigón armado. En la mayoría de los casos que trataba de puentes de viga bajo calzada, de forma muy simple y líneas claras, incluyendo: tramos simples o una sucesión de tramos simples de cantos constantes, tramos continuos de canto constante o variable, según el claro.

Con la aparición del ordenador, se sustituyó el cálculo manual por el electrónico; y cuando se estableció el programa correspondiente a un puente tipo, bastaba indicar los diferentes parámetros relativos a cada proyecto particular para obtener automáticamente su anexo de cálculo.

Durante este período y hasta los años 60's, los arcos de hormigón armado han sido muy bien utilizados para los claros medios, y todavía más, para los grandes claros.

El campo de desarrollo del hormigón armado se ha visto completamente transformado por el desarrollo de hormigón pretensado. Actualmente la situación es la siguiente:

- Los tramos simples de hormigón armado se utilizan mucho menos que antes.
- Los arcos de hormigón armado, han desaparecido en Francia desde hace más de 10 años, salvo para pequeñas obras hidráulicas.
- La desaparición del arco, muy económica en materiales y muy duradera, cuya forma es lógica y agradable a la vista, se explica por el precio de la cimbra; y han sufrido la competencia quedando suplantados por los puentes de vigas metálicas o de hormigón pretensado.

Esto subraya la necesidad de que en las comparaciones económicas, no se consideren tan solo las cantidades de materiales, sino también, y con el mayor cuidado, los métodos, el material, la mano de obra y los plazos de ejecución que intervienen cada vez con más intensidad en el precio total.

El uso de los arcos se llegó a generalizar, hasta en hormigón armado, y los arcos recientemente construidos sin cimbra, utilizan un pretensado provisional.

Inversamente, como consecuencia del desarrollo de la red de carreteras, se constata un crecimiento muy importante en el número anual de puentes de hormigón armado de pequeño claro.

1.9.3.6 Puentes de hormigón pretensado.

Freyssinet, se sitúa entre los más importantes constructores de puentes de todos los tiempos. Su notoriedad se basa en el hormigón pretensado, aunque ha sido inventor y realizador en todas las ramas de la Ingeniería Civil.

El invento del hormigón armado fue consecuencia de reflexiones y experiencias desarrolladas por él durante largos años.

Desde principios del siglo se ha tratado de disminuir e incluso suprimir, los inconvenientes de la fisuración del hormigón armado. Esta fue siempre temida por los constructores desde la época de las construcciones de fábrica, ya que es a menudo un índice de mala calidad de construcción, de deformaciones anormales, que perjudican el aspecto de la obra, y que, en el caso del hormigón armado conlleva un riesgo de corrosión y desorganización.

Mucho después se vió claramente, que en el hormigón armado, la fisuración es un fenómeno normal e intrínseco, relacionado con su mismo principio de funcionamiento. Por consiguiente, hay que tratar de limitar la abertura de las fisuras, pero no cabe intentar suprimirlas, ya se conocía la idea de imponer al hormigón una compresión previa que permitiera evitar la fisuración que se produciría a causa de esfuerzos de tracción ulteriores, es acá donde nace el pretensado.

Para el anclaje de los cables, Freyssinet adoptó el sistema de los conos macho y hembra que había inventado en 1939 y que todavía se utilizan hoy.

Los primeros constructores se orientaron sin excepción hacia la prefabricación de vigas. Pronto se vió que el precio de los montajes de esos elementos crecían mucho más de prisa que el largo de ellas, de modo que los 50 mt., venían a constituir un límite económico, y se trataba de una sucesión de tramo simples, donde interesaba no obtener claros mayores de 30 mt.

La prefabricación se hacía hormigoneando la viga completa, o más raramente en tramos del tamaño de dovelas, es decir, elementos de pequeña longitud, que una vez endurecidos, eran ensamblados por tensado para formar la viga.

El montaje se realizaba de diferentes modos:

Se utilizaban medios flotantes o terrestres para transportar las vigas prefabricadas, o se fabricaban sobre el suelo, elevándolas posteriormente al nivel del tablero, desplazándola transversalmente mediante ripados, o también, se utilizaba una viga auxiliar de lanzamiento, que transportaba y colocaba aquellas, rodando sobre la parte del puente ya construido.

En los puentes de esta primera generación, las vigas se colocaban muy cerca, dejando tan solo entre ellas un intervalo longitudinal de unos 10 cm., para hormigonear posteriormente.

Mientras que los constructores Franceses habían utilizado y desarrollado la técnica de las vigas prefabricadas isostática, con claros limitados a los 50 mt., se adaptaban bien a la mayoría de los vanos a franquear, los Ingenieros Alemanes, teniendo que afrontar claros considerablemente mayores, pusieron a punto una técnica nueva de construcción por avance en voladizo.

Este método consistía en hormigonear in-situ una dovela de algunos metros de longitud, empotrada en un estribo macizo, formando el arranque del tablero. Dicha dovela se tensaba tan pronto como la resistencia del hormigón lo permitía. El equipo móvil que soportaba el encofrado se desplazaba hacia adelante, hormigoneándose a continuación una segunda dovela, que después se tensaba, y así sucesivamente. Los dos brazos del tablero avanzaba en voladizo hasta unirse en el punto medio del vano a franquear.

Esta idea no era nueva, la encontramos en los puentes primitivos de madera y en las falsas bóveda de piedra. Y en el siglo XIX, se uso ampliamente en la construcción de puentes metálicos, etc.

1.9.3.7 Puentes de fábrica.

- El período Romano, está comprendido por los puentes de madera básicamente por razones militares, se caracteriza por el empleo de la bóveda de piedra. Aun cuando ellos no lo inventaron, al parecer fueron los Etruscos, quienes lo usaron primero en Europa para cubrir galerías y para puentes.
- De la Edad Media, al Siglo XVIII, se caracteriza por no seguir estrictamente las reglas de confección y ejecución, pues se podía dar libre curso a su fantasía: arcos asimétricos, trazados sinuosos en planta, tímpanos aligerados, etc.; fueron pintorescas, atrevidas en ocasiones, pero en calidad y solidez eran inferiores a las de la época romana.

Los puentes de éste período se hundieron sus cimientos y en lo general fueron destruidos por las guerras; luego se vuelve a lo simétrico, aunque no aparece una nueva técnica, sino que se toma una concepción nueva del puente, considerando en adelante que la obra sea

útil y funcional, así como una obra de arte. Es decir, que esta nueva actitud, no solo se traduce en la decoración y en las esculturas que caracterizan a los puentes de ésta época, sino más en profundidad como lo es la búsqueda del equilibrio, elegancia de las líneas y los volúmenes de la obra, posteriormente, se mejoró la técnica de cimentación.

- El Siglo XVIII, pocas obras importantes, y apenas distintas del período precedente fueron construidas durante la primera mitad del siglo XVIII. Una de sus escasas innovaciones fue el empleo de cimbras recogidas, apoyadas solo en sus extremos.

La segunda mitad del siglo XVIII, vio grandes progresos en la técnica de los puentes de fábrica. Los primeros cambios de importancia de la época romana, fueron introducidos por Perronet.

Ya no se realizarían puentes de varios arcos, como hasta entonces, puesto que las pilas resultaban demasiado esbeltas para aceptar el empuje por un solo lado durante el proceso de construcción. Se precisaba construir todo el puente sobre cimbras, no procediendo al descimbrado hasta que todas las bóvedas estuvieran terminadas, lo que aumentaba considerablemente el volumen y el precio de aquella, ya que el gran progreso introducido por Perronet se basó en el hecho de que: en un puente de varios arcos del mismo claro, los empujes de las bóvedas adyacentes se equilibran sensiblemente y la resultante de las fuerzas aplicadas a las pilas es prácticamente vertical.

Las ventajas de ésta técnica compensaban el gran volumen y aumento del precio; disminuye a la mitad el espesor de las pilas ($1/10$ de la abertura de los arcos en vez $1/5$) y aumento del rebajamiento. En efecto, con el nuevo sistema, el aumento del empuje que resultaba de menor flecha no tenía repercusión sobre las pilas, bastaba aumentar el

volumen de los estribos para encajarlo. Mientras que hasta ese momento el rebajamiento estaba limitado alrededor de $\frac{1}{4}$, Perronet lo hace pasar a $\frac{1}{10}$, e incluso a $\frac{1}{15}$ en el puente de Nemours, ejecutado por Boistard en 1805 ya después de su muerte.

Resultó, que los puentes de Perronet y sus sucesores son mucho menos macizos que los anteriores, la mayoría de los puentes de ésta época se distinguen por su perfección arquitectónica, así como por la calidad de ejecución. Gracias al aligeramiento de sus volúmenes, a la pureza de sus líneas y al cuidado con que se tratan sus detalles y arranques, dan impresión al mismo tiempo de solidez y elegancia.

- Del Siglo XIX hasta los últimos puentes de fábrica. En relación con el período precedente, los puentes del siglo XIX, habían representado mejoras, la técnica empleada por Perronet no llegó a sufrir transformaciones profundas.

Las investigaciones de Vicat sobre aglomerantes y a la invención del cemento Portland en 1818, permitieron el desarrollo del hormigón a finales de siglo.

Los métodos de encaje de las bóvedas, que hasta entonces se construían empíricamente, tuvieron mejoras importantes, basándose para dimensionarlas en la experiencia de las ya existentes. El análisis teórico del funcionamiento de las estructuras no renació, sino hasta principios del siglo XIX, siguiendo a partir de ese momento dos caminos: la estática gráfica, que fue el más empleado para el encaje de bóvedas y la resistencia de materiales que se desarrolló gracias a los trabajos de los profesores de mecánica aplicada en la escuela francesa de Ponts et Chaussées.

Se realizaron puentes de ferrocarril; los puentes de Sillería alcanzaron su apogeo con Sejourne, pero su decadencia estaba próximo. Sometido desde el principio del siglo XX a

la competencia de los puentes metálicos y posteriormente a los puentes de hormigón armado, su campo de aplicación se restringió cada vez más. Durante largo tiempo, fueron preferidos como puentes de ferrocarril a causa de su sencillez, su resistencia a las cargas estáticas y dinámicas, y su gran durabilidad con poco mantenimiento.

El costo de los materiales y la desaparición progresiva de canteros fue lo que obligó a sustituirlos por otros tipos de obras.

En 1950, la construcción de puentes de sillería cesó por completo, la piedra ya no se utiliza en los puentes, sino como revestimiento bajo forma de placas más o menos delgadas, bien para la protección del hormigón de las pilas, contra la abrasión en los ríos con fuerte caudal o por razones estéticas. Razón para salvaguardar los puentes de piedra que hemos heredado del pasado, concediéndoles el mínimo mantenimiento que requieren, sobre todo en sus cimentaciones, y evitando su destrucción.¹⁴

1.9.4 Tipificación de los puentes.

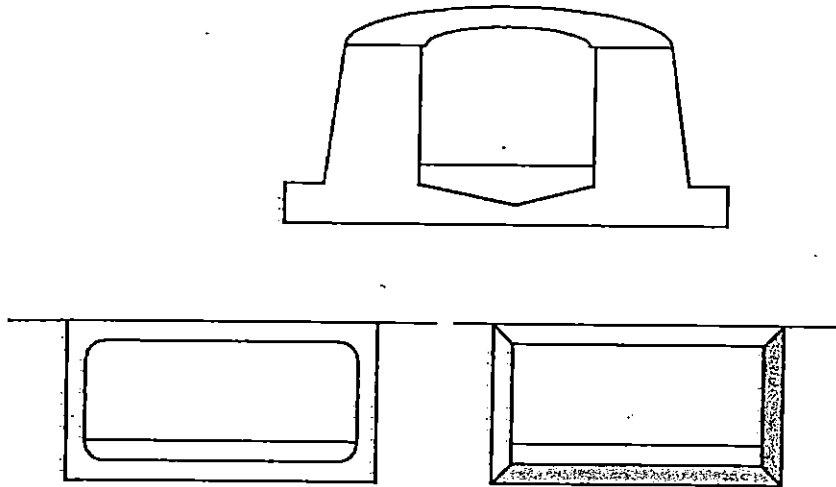
La tipificación de los puentes, se ha realizado, considerando puentes de uno o varios claros, de manera que se presenta la longitud del claro y la obra que se puede realizar, como se muestra en la figura No.1.1 y en los cuadros No.1.15 y No. 1.16 pág. 74.

1.9.5 Puentes de concreto reforzado.

En la actualidad, el concreto reforzado se utiliza con mucha frecuencia en puentes de cualquier tipo de carretera, desde caminos rurales hasta autopistas.

¹⁴ Concepción de puentes. Tratado general. Guy Grattesat.

Figura No. 1.1
Tipos de Bóvedas.



Entre los factores principales, por los cuales se decide el uso del concreto reforzado en la construcción de puentes están: su economía para claros cortos y medianos, durabilidad, bajo costo de mantenimiento, fácil adquisición de materiales, y un aspecto arquitectónico agradable.¹⁵

¹⁵ Proyecto y Dimensionamiento de las Estructuras de Hormigón. Urquhart. O'rouke. Winter. Editorial Reverte.

Cuadro No. 1.15

Obra de paso de un solo claro.

Longitud del claro (mts)	Obra de paso.
$L < 8$	Losa de concreto armado, bóveda de mampostería, pontones abovedados de medio punto, marco o pórtico, acueducto metálico prefabricado.
$8 < L < 15$	Puente de concreto o mampostería y concreto, bóveda de mampostería, pontón abovedado de medio punto, puente de marco de concreto armado, puente de vigas pretensadas por adherencia.
$12 < L < 20$	Puente de concreto o mampostería y concreto, bóveda de mampostería o mampostería y concreto, puente con vigas de concreto armado, puente con vigas pretensadas por adherencia, puente con vigas de hormigón postensado.
$20 < L < 35$	Puente de concreto armado, bóveda de mampostería y concreto, tramo simple de vigas de hormigón pretensado.
$35 < L < 50$	Puente de concreto reforzado, tramo simple de vigas de hormigón armado.
$50 < L < 100$	Tramos simple de acero, puentes de concreto reforzado.
$L > 100$	Sólo en casos excepcionales se plantean puentes con claros mayores a los 100 metros.

Fuente: Adaptada de Concepción de puentes. Tratado general. Guy Grattasat.

Cuadro No. 1.16

Obras de paso de varios claros.

Longitud del claro (mts)	Obra de paso.
$L < 20$	Puente de losa continua de concreto armado ($L < 154$), puente de losa continua de concreto pretensado ($L > 15$).
$20 < L < 50$	Losas con grandes voladizos o losas aligeradas para $23 < L < 40$, si $L > 25$ se le da un canto variable a la losa (con 3 claros), puente pórtico de hormigón pretensado, puente mixto de vigas metálicas continuas y losa colaborante, puente de vigas de concreto pretensado.
$50 < L < 300$	Puente de concreto pretensado, construido por voladizo, vigas continuas de acero.
$L > 300$	Puente atirantado ($L < 400$), puente colgante ($L > 1000$), puentes cantilever o vigas continuas o metálicas; pero se necesitan condiciones excepcionales para que resulten preferibles a los puentes colgantes.

Fuente: Adaptada de Concepción de puentes. Tratado general. Guy Grattasat.

Según los elementos de soporte, se pueden clasificar los puentes de concreto reforzado en los siguientes tipos: puentes de losa, puentes de vigas T y puentes de vigas caja.

- Los puentes de losa: Son de espesor constante, resultan económicos cuando los claros son pequeños del orden de 3 a 8 mts; pueden estar apoyados sobre pilares o estribos.
- Puentes de vigas T: Para claros entre 8 y 35 mts, resulta muy aceptable el uso de los puentes de vigas T, están constituidos por una losa de concreto, soportada por vigas principales paralelas al tránsito.¹⁶
- Puentes de vigas de caja: Resultan convenientes para claros mayores de 30 mts.

1.9.6 Partes que constituyen un puente.

En todo puente, se distinguen tres partes fundamentales: La superestructura, la subestructura y la infraestructura.

- La superestructura: es la parte superior del puente, está formada por las vigas, diafragmas, losa, aceras, cordones y barandales, está destinada a transmitir las cargas vivas, muertas, eventuales y de impacto a los apoyos o subestructura.
- La subestructura: es la parte inferior del puente, está formada por las cimentaciones, estribos, pilas y aletones. Esta se encarga de transmitir las cargas de los apoyos a la infraestructura.
- La infraestructura: está formada por el piso de fundación, pilotes, fundación, placa de fundación y llave, sirve para transmitir las cargas al suelo.

¹⁶ Manual del Ingeniero Civil. Frederick S. Merrit, tercera edición, tomo III, Mc Grawhill.

- Obras adicionales: existen obras que no pertenecen a los puentes, pero que en algún momento son necesarias para la protección de éste, como es el caso de las gradas disipadoras de energía, cuya función principal es disminuir la energía potencial y cinética del agua.

1.9.7. Cargas a imponer al puente.

Los puentes deben ser diseñados para soportar cargas vivas, muertas, efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva, fuerzas laterales como sismo, viento, etc.¹⁷

Para obviar la dificultad de tener que analizar combinaciones complejas de vehículos para la determinación de la carga viva en puentes, se recurrirá a utilizar cargas equivalentes convencionales que tratan de cubrir conservadoramente los efectos en las condiciones más desfavorables de tráfico que puedan presentarse. Los valores que se asignan a éstas cargas, corresponden a vehículos idealizados que pretenden representar efectos de condiciones de tráfico desfavorable. La carga a imponer al puente es un camión tipo HS 15-44 para caminos rurales, según las especificaciones de la AASHTO. Este vehículo es un camión con tres ejes que pesa 15 toneladas inglesas (30,000 libras), considerando la distribución siguiente: 20% en el eje frontal y el 80% en cada uno de los ejes restantes. Para fines de diseño de puentes largos, se sustituyen éstos valores por una carga concentrada de 13500 lbs para momento o de 19500 lbs para esfuerzo cortante, más una carga uniformemente distribuida de 480 lbs / pie lineal de carril.

¹⁷ Vías de comunicación. Caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos. Grupo Noriega editores. Carlos Crespo Villalaz. Limusa. Además, el diseño considerará las sobrecargas y las alternativas de carga fortuita, así como el cambio en el uso de la estructura.

1.9.8 Construcción de los cimientos de los puentes.

Los primeros métodos para construir los cimientos de pilas y estribos eran muy rudimentarios, pero suficientes para los pequeños puentes primitivos.

Cuando se necesitó realizar la construcción de estructuras más grandes y fuertes, no había medios para efectuar la excavación bajo el agua, y a través de los lechos de ríos para alcanzar una sólida base en la roca.

De allí es que se realizaban grandes pilas para soportar las cargas, distribuyendo así en cada una de ellas la carga sobre áreas anchas del lecho relativamente blando. En muchos casos, las zapatas de sus pilas consistían simplemente en entramados sobre el lecho del río que facilitaban colocar las primeras piedras. Esta fue la razón por la que se hacían las pilas grandes en proporción a sus cargas.

El desarrollo de puentes modernos de claros largos y pesadas cargas, fue lo que llevó a la construcción de los cimientos sobre un lecho de roca, o algún material apropiado para sostener cargas muy pesadas. A falta de roca, los cimientos tienen que descansar a veces sobre arcilla endurecida, arena o grava, aunque requieren una base más amplia, ya que la resistencia es menor.

Cuando se trabaja en suelo seco, la excavación para cimientos estructurales resulta relativamente sencilla. En la construcción de puentes, se encuentran condiciones distintas, lo que lleva a construir pilas en medio de una roca corriente y se debe trabajar bajo el fondo del río, a veces el agua se filtra en las excavaciones. Esta complicación conlleva a utilizar métodos especiales cuando se construyen zapatas para puentes bajo el nivel del agua. De acuerdo a la estación y las características de la obra son varios los métodos que se usan.

El primer método que se usó, fue el de desviar la corriente, para trabajar en suelo seco, pero esto a veces resulta de mayor costo y a veces hasta imposible de realizar. Es de allí que se llegó a crear otros métodos más prácticos y económicos, como la ataguía y el cajón neumático, éstos son los más usados.

El ataguías consiste en colocar planchas impermeables en el agua, hasta formar un cajón abierto en el lecho del río, en torno al lugar donde se hará la cimentación. Al extraer el agua, la excavación se realiza en seco sobre el lecho del río.

El sistema de la ataguía abierta, es mucho más antiguo que el sistema de cajón neumático, desarrollado conjuntamente con el gran avance de la ingeniería en los últimos años.

La construcción con ataguía es mucho más económica, pero se obtiene menor profundidad, que si se utilizan cajones neumáticos. Es por ello que cada método es empleado para excavaciones de diferentes profundidades; la ataguía para poca profundidad y el de cajón neumático para las más profundas.

El cajón neumático es una caja hermética, cerrada con espacio vacío en su lado inferior, el cual forma una cámara de trabajo. Cuando el cajón está en uso, se llena el espacio inferior con aire a presión, suficiente para evitar que el agua pase al borde inferior de la caja de la cámara, manteniéndose en seco su interior, esto permite trabajar en la parte del lecho del río expuesta bajo la cámara.¹⁸

¹⁸ Introducción a la Construcción Vial. José Agustín Montoto Sánchez.

1.9.9 Estudios que se deben realizar.

En términos generales, para el proyecto de un puente, es necesario hacer los siguientes estudios principales:

Estudios topográficos, estudios hidrológicos e hidráulicos, estudio geológicos y geotécnicos y estudios de financiación y estudios económicos.

- **Los estudios topográficos:**

Al rendir este informe además de proporcionar el nombre del río o quebrada, camino correspondiente, tramos del camino en el cual se encuentra, etc., es de suma importancia proporcionar los datos que a continuación se detallan:

1. Origen del kilometraje.
2. Plano en planta, a escala 1:200, mostrando el eje del camino y sus discontinuidades, curvas de nivel, dirección del cauce, construcciones cercanas y otros datos que sirven de referencia para el planeo de la solución del problema.
3. Angulo que forma el camino rural con el eje del cauce.
4. Elevación y descripción del banco de marca más próximo al cauce principal.
5. Planos de localización correspondiente a un kilómetro a cada lado de la discontinuidad del cauce.
6. Elevación de la subrasante que resulte más adecuada sobre el proyecto tomando en cuenta la huella más antigua.
8. Importe de las indemnizaciones que tendrían que hacerse al llevarse a cabo las obras sobre las propiedades ajenas.

- **Los datos de los estudios hidrológicos e hidráulicos de más importancia:**

1. Considerando el nivel de aguas mínimas, el nivel de aguas máximas ordinarias, y extraordinarias, pendiente de una sección en el cruce y dos secciones auxiliares aguas arriba y aguas abajo elevación de fondo del cauce o de la superficie del agua en una extensión de 100 mts. a cada lado del eje del puente. Las escalas de graficado serán adecuadas, ej. 1:200.
2. Coeficiente de rugosidad del cauce, n de Manning.
3. Velocidad superficial indicando el procedimiento usado.
4. Frecuencia y duración de las crecidas máximas extraordinarias, época del año en que se efectúan.
5. Si el cauce es estable o divagante o si tiene tendencia a divagar.
6. Si la corriente deposita o socava.
7. Si hay que efectuar alguna canalización.
8. Si el remanso afectará las propiedades vecinas.
9. Claro mínimo de los tramos y espacio libre vertical para el paso de los cuerpos flotantes.
10. Datos sobre puentes construidos aguas abajo y aguas arriba próximos al cruce, tales como, longitud mínima del tramo, altura de la subrasante sobre el fondo del río, área hidráulica, si es o no suficiente el puente, separación entre pilas y pendiente del cauce en el cruce.

- **En el estudio geológico - geotécnico, los datos correspondiente serán:**

1. Características generales de los materiales que formen el fondo y los taludes de la corriente del cauce del río.

2. Corte geológico indicando los materiales del subsuelo para considerar su génesis y características generales como su tipificación y el nivel de aguas freáticas, obteniendo muestras inalteradas y alteradas de los suelos de sustentación.
3. Carga admisible que puede soportar cada estrato del suelo en el punto del sondeo o en cada extremo donde se colocarán los estribos.

• **Los estudios financieros-comerciales, y de localización regional deben contener lo siguiente:**

1. Jornales medios en la región para diferentes categorías de empleo.
2. Precios unitarios de los diversos materiales en el lugar de la obra.
3. Cubicación de los diferentes bancos de materiales.
4. Vías más próximas de comunicación.
5. Clima dominante de la región.
6. Enfermedades de la región.

Además, el informe es indispensable que lleve fotografías del lugar donde se va a efectuar el cruce de alineamientos, así como de los puentes cercanos y de los sondeos a cielo abierto hechos para el estudio del subsuelo.

Con todos los datos de campo bien recopilados se pasa al anteproyecto del puente. Es importante proponer varios tipos constructivos, para decidir por el más económico y adecuado. Es de vital importancia tomar en cuenta en el anteproyecto de los puentes, una

comparación entre los costos de la estructura que se hacen a partir del nivel máximo de aguas extraordinario contra los costos de terraplén de acceso de puente.¹⁹

1.10 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, la geomorfología, la hidrografía, la hidrología, la hidrogeología, el tectonismo, la sismicidad, la geología, el suelo y el estudio socio-económico.

1.10.1 Morfología.

Al relieve terrestre lo caracterizan diferentes parámetros como la altura o altitud, el desnivel y la pendiente.²⁰ 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 punto de emplazamiento de un puente.

El moldeo que presenta el relieve terrestre, constituyen las formas de la superficie terrestre, las cuales se pueden generalizar en dos grupos: de morfología alta y de morfología baja.

¹⁹ Concepción de Puentes, Tratado General; Guy Grattasat.

²⁰ Retomado de Geografía física, de Rodolfo Meyer, pag. 26.

1.10.1.1 Morfología alta.

Son formas del relieve terrestre que presentan grandes ondulaciones; por ejemplo, en nuestro medio, el Cantón las Minas en Chalatenango 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 que 710 metros sobre el nivel del mar (msnm) y menor que 1910 msnm, se le puede considerar un cerro (Ver cuadro No 1.17 pág. 85 de Principales Cerros en 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 1.18 pág. 86 de Principales Volcanes en El Salvador). Sin embargo, en la zona más al Norte del país como en Chalatenango, se encuentran cerros con elevaciones mayores a los 2000 msnm, alcanzando una elevación máxima de 2730 msnm en el Cerro El Pital de Chalatenango.

En las áreas montañosas abundan los profundos cambios de nivel del relieve terrestre, que moldean el paisaje y se destaca la formación de los valles entre los domos. Los volcanes o cerros que han formado sus cráteres o aberturas son causadas por fenómenos de la dinámica interna de la corteza terrestre como las erupciones volcánicas.

1.10.1.2 Morfología baja.

Son las formas del 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. (Ver fotografía No. 1.2).

Fotografía No. 1.2

Caso de morfología baja en el río Lempa.



Cuadro No 17
Principales Cerros en El Salvador.

Corr.	Cerros.	Departamento.	Elevación (msnm).
1	Artillería	Ahuachapán.	579
2	Cachío	Ahuachapán.	1841
3	Singuil	Santa Ana.	957
4	Verde	Santa Ana.	2030
5	San Diego	Santa Ana.	786
6	El Brujo	Santa Ana.	2139
7	Miramundo	Santa Ana.	2394
8	Masahuat	Santa Ana.	1001
9	Montecristo	Santa Ana.	2418
10	Los Naranjos	Sonsonate.	1961
11	Las ranas	Sonsonate.	1970
12	El Aguila.	Sonsonate.	2035
13	Pacho.	Chalatenango.	733
14	Las Visiones.	Chalatenango.	738
15	El Pital.	Chalatenango.	2730
16	Santa María.	La Libertad.	1043
17	Ojos de agua.	San Salvador.	637
18	Chulo.	San Salvador.	1131
19	Nejapa.	San Salvador.	883
20	San Jacinto.	San Salvador.	1153
21	Tecomatepe.	Cuscatlán.	1017
22	Tecoluca.	Cuscatlán.	925
23	Las Pavas.	Cuscatlán.	1003
24	Ocotillo.	Cabañas.	825
25	Siguatpeque.	San Vicente.	967
26	El Taburete.	Usulután.	1172
27	El Tigre.	Usulután.	1645
28	El Mono.	Usulután.	882
29	Madrecacao.	San Miguel.	749
30	Cacahuatique.	Morazán.	1663
31	Ocotepeque.	Morazán.	1179
32	Panela.	La Unión.	737
n		Total	41923

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

Media =1310.09 Desviación = 600.12

(710 < Cerro < 1910) m.s.n.m.

Cuadro No 1.18

Principales Volcanes en El Salvador.

Corr.	Volcanes.	Departamento.	Elevación (msnm).
1	Chingo.	Santa Ana.	1777
2	Lamatepeq.	Santa Ana.	2365
3	San Marcelino.	Sonsonate.	1200
4	Izalco.	Sonsonate.	1910
5	San Salvador.	San Salvador.	1959
6	Guazapa.	Cuscatlán.	1420
7	Chinchontepeq.	San Vicente.	2181
8	Tecapa.	Usulután.	1593
9	Usulután.	Usulután.	1450
10	Chaparrastique.	San Miguel.	2129
11	Conchagua.	La Unión.	1243
n		Total	19227

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

Media=1747.91 Desviación=376.67

(1370 < Volcán < 2125) msnm.

1.10.1.3 Morfología de los cauces.

La forma que presenta la sección de un cauce es muy variada dependiendo del tipo de río. Se pueden encontrar anchos de cauce pequeños y profundos, como es el caso de la Quebrada Las Lajas, en el Cantón La Bermuda Suchitoto, donde se encuentra el puente las Guaras, con un claro 8.30 mts y con una profundidad de unos 30 a 45 mts, donde no se alcanza a ver el fondo por la vegetación y su forma, y hasta cauces anchos y de menor profundidad como es el caso del Río Lempa en San Marcos Lempa. La mayoría de los cauces presenta un canal natural de forma irregular. (Ver fotografía No. 1.3, pág. 87)

Fotografía No. 1.3

Cauces anchos y de poca profundidad.



1.10.2 Geomorfología.

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 terrestre²¹, haciendo pequeñas incisiones que hace el agua al escurrir superficialmente dan 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, un ejemplo es la quebrada Muca en Chalatenango, cuyo cauce

²¹ Las gotas de lluvia a gran velocidad de caída, generan directamente la erosión del suelo (Fenómeno de Splash.)

sólo conduce las aguas superficiales escurridas al momento y después de la lluvia en un tiempo muy corto. (Ver fotografía No. 1.4)

Fotografía No. 1.4

Quebrada Muca de invierno.



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 lluvias, éstos 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, tal es el caso del Río Roldán en San Marcos Lempa, en el cual, se define una lámina permanente de

agua en un mínimo de 20 a 30 centímetros en su cauce durante todo el año. (Ver fotografía No. 1.5)

Fotografía No. 1.5

Lamina de agua en el río Roldán.



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, del caudal y de 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. Como puede observarse en el río Grande de Usulután. (Ver fotografía No. 1.6 pág. 92)

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

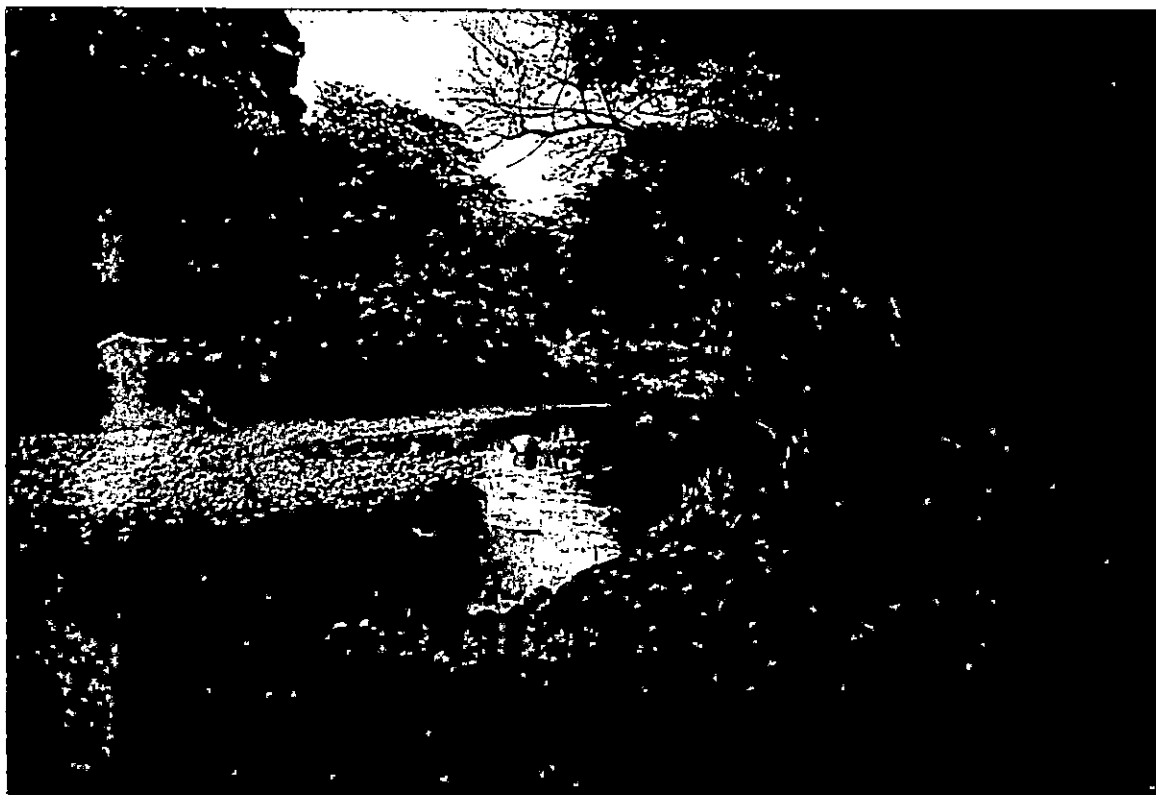
1.10.3 Hidrografía.

Todos los proyectos viales de El Salvador, generalmente incluyen obras de paso como puentes y bóvedas en los tramos de proyecto. Muchos caminos rurales y vecinales que están hechos actualmente, todavía no cuentan con puentes o bóvedas necesarias para acceder a los lugares donde las actividades productivas y cotidianas del país se ven interrumpidas por ríos y quebradas en la estación lluviosa, y 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.

Fotografía No. 1.6

Depósitos aluviales en las márgenes del río Grande de Usulután.

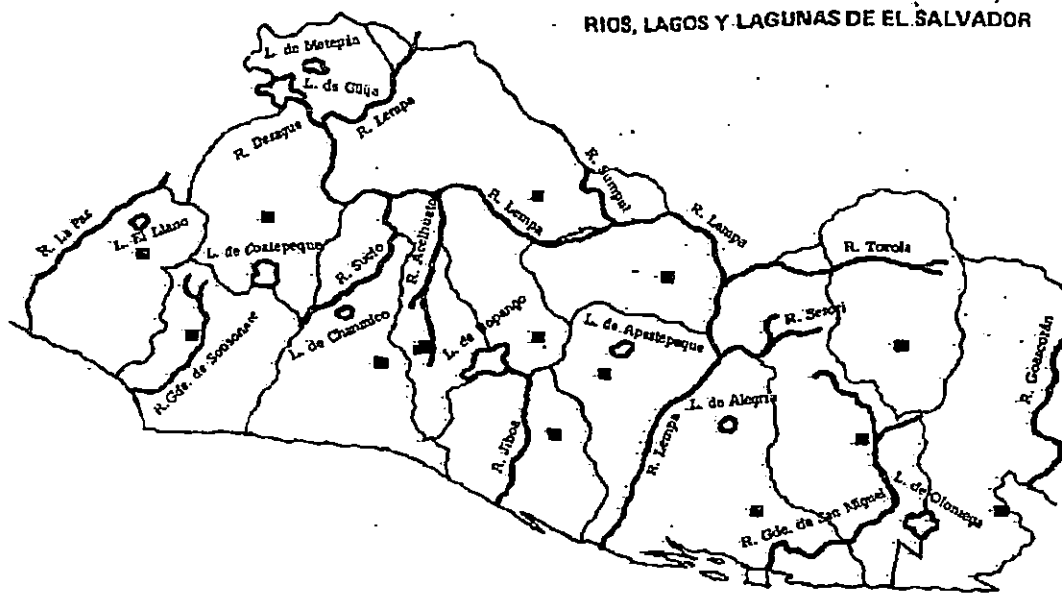


La cuenca más importantes del país es la cuenca del río Lempa, por ser el río más largo y caudaloso de El Salvador. Entre los ríos (Ver figura No. 1.2, pág. 92), cuyas cuencas contienen grandes tributaciones y gran cantidad de cauces, se encuentran los siguientes:

- El río Lempa, recorre una longitud de unos 300 kilómetros (km.), pasando por Chalatenango, Cabañas, San Miguel, San Vicente y Usulután.

Figura No. 1.2

Mapa hidrográfico de El Salvador.



- El río Grande de San Miguel, recorre una longitud de unos 72 km., pasando al Sur de Usulután.
- El río Jiboa, nace en el lago de Ilopango, y hace su recorrido en el departamento de La Paz en una longitud de unos 70 km.
- El río Sumpul, pasa por Chalatenango, recorriendo una longitud de 58 km., desembocando en el río Lempa.
- El río Paz, recorre en el departamento de Ahuachapán, dividiendo El Salvador de Guatemala, la longitud de su cauce es de unos 56 km.
- El río Sensunapán o río Grande de Sonsonate, recorre unos 35 km., desembocando en Acajutla.

- El río Sumpul, pasa por Chalatenango, recorriendo una longitud de 58 km., desembocando en el río Lempa.
- El río Paz, recorre en el departamento de Ahuachapán, dividiendo El Salvador de Guatemala, la longitud de su cauce es de unos 56 km.
- El río Sensunapán o río Grande de Sonsonate, recorre unos 35 km., desembocando en Acajutla.
- El río Roldán, es un afluente al río Lempa, en San Marcos Lempa, recorriendo una longitud de unos 13 km.

1.10.4 Hidrología.

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 como inundaciones, como las continuas inundaciones ocurridas en zonas del Bajo Lempa²², a 6 km. aguas abajo de San Marcos Lempa, dañando y ocasionando la pérdida de muchos cultivos en grandes áreas, y la contaminación de pozos.

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 que es necesario una obra de paso.

²² Ver revistas de *CEPRODE* abajo descritas:

Desastres y relaciones de género en comunidades del bajo Lempa. Departamento de Usulután.
El Salvador: Historización de los desastres naturales y la degradación ambiental.

Fotografía No. 1.7**Socavación de los estribos de la pasarela en la Quebrada Muca.**

El Ingeniero Geológico Juan B. Puig de la Parra, da a conocer la relación que existe entre la velocidad del agua que lleva el río y la dimensión de las partículas que pueden ser acarreadas por una corriente, como se muestra en el Cuadro No 1.19, pág. 95.

Los caudales que ocurren en un solo río, varían de acuerdo al régimen de la lluvia, del punto de medición, así como de la estación si es seca o es lluviosa.

En la Cuadro No 1.20, pág. 95 se dan a conocer los caudales máximos diarios, para el río Lempa, el río Paz, y río Grande de Sonsonate, registrados en el período de 1970 a 1980:

Cuadro No 1.19

Velocidad de corriente y capacidad de arrastre.²³

Velocidad (mt/seg.)	Corriente.	Dimensión máxima de partícula.
0.15	Río lento.	Arena fina.
0.40	Arroyo.	Grava pequeña.
1.20	Rápida.	Grava de 5 cms de arista.
2.50	Muy rápida.	Piedra de 25 cms de arista.
5.00	Torrente.	Roca de 1 mt de arista.
9.70	Máximo en montaña.	Roca de 4.5 mts de arista.

Fuente: Adaptada de tabla Tamaño de las partículas que pueden ser acarreadas por una corriente. Geología aplicada a la Ingeniería Civil y fotointerpretación. Ingeniero Geólogo Juan B. Puig de la Parra. Pag. 187.

Cuadro No 1.20

Caudales máximos diarios (mt³/seg).²⁴

Río.	Estación.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Lempa	San Marcos	173	169	184	243	665	5179	2559	4691	5690	4075	522	173
Paz	San Lorenzo	3.34	3.05	2.92	5.35	20.4	105	23.2	55.2	24.2	68.5	6.16	4.05
Grande	Sensunapán	2.89	3.26	13.0	5.77	35.6	107	35.5	148	138	113	30.6	2.89

Fuente: Almanaque Salvadoreño 1993, pág. 98. Ministerio de Agricultura y Ganadería. Dirección General de Recursos Naturales.

1.10.5 Hidrogeología.

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 la que se pueden encontrar taludes que se mantienen húmedos en la estación seca y lluviosa, como es el caso

²³ Ver Puig de la Parra, Juan B. Geología aplicada a la Ingeniería Civil y foto-interpretación.

²⁴ Adaptada de tabla de Caudales máximos diario, del almanaque Salvadoreño 1993, pag.98, del Ministerio de Agricultura y Ganadería, de la Dirección General de Recursos Naturales.

del río Los Amates, en Aguilares, en las cañadas cerca del Ingenio San Francisco por donde escurren el manto freático. (Ver fotografía No. 1.8)

Fotografía No. 1.8

Humedad de los taludes en el río Los Amates.



La permanencia de la humedad en los taludes, permite que el agua se infiltre a los substratos, haciendo que estos pierdan resistencia, es decir, que se altere la estructura y capacidad de carga del suelo y que puede ser capaz de soportar una estructura en un momento dado. Generalmente, los sondeos de penetración estándar deben realizarse en éstos puntos de

debilidad donde se encuentra el camino y que posteriormente serán ubicadas las pilastras de los puentes o los estribos.

Las aguas brotan a la superficie terrestre en los lugares más bajos, las cuales aparecen en las laderas de las montañas y en el fondo de los valles, incrementando el caudal de las aguas de los ríos.

La permanencia de una lámina de agua en un río en la estación no lluviosa, indica la cercanía a que se encuentra el agua subterránea.

Por todo lo anterior, conviene observar las riberas del río en las cercanías al punto de emplazamiento, ya que taludes y cimientos que son estables, dejan de serlo, cuando se incrementa cierta cantidad de agua en ellos. Se debe observar la humedad que presentan los taludes, la cobertura vegetal, el tipo de suelo y sus características de permeabilidad, ya que estos factores contribuyen a la recarga de los mantos acuíferos y posteriormente al incremento del caudal de los ríos. (Ver fotografía No. 1.9, pág. 98)

1.10.6 Tectonismo.

El Salvador se encuentra ubicado en una zona volcánica donde la actividad sísmica es muy pronunciada, como consecuencia de su complejidad tectónica.

Existen diferentes zonas sísmicas:

- Una de ellas presenta epicentros localizados en las cercanías de las costas, los focos sísmicos se extienden a lo largo de estas, aproximadamente entre 20 y 30 km., de la costa.

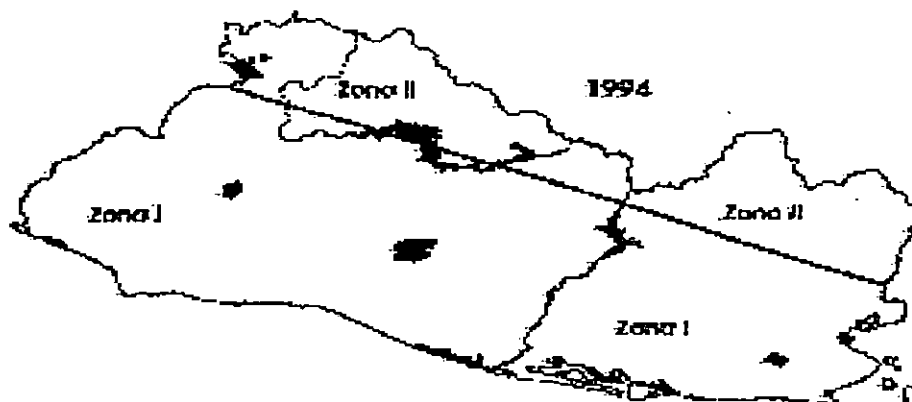
La mayoría de sismos percibidos en el país pertenecen a esta zona.

Fotografía No. 1.9**Cobertura vegetal en taludes del río los Amates.**

- Otra de las zonas sísmicas, se encuentra paralela a la cadena de volcanes jóvenes del país en la parte continental, generando movimientos terráqueos por actividad puramente volcánica. Estas zonas están comprendidas en la Zona Sur de El Salvador (Zona -I), en los departamentos de Ahuachapán, Sonsonate, La Paz, Usulután y el Sur de Santa Ana, La Libertad, San Salvador, Cuscatlán, San Vicente, San Miguel y la Unión. Ver mapa de regionalización sísmica de El Salvador (Ver figura No.1.3, pág. 99)

Figura No. 1.3

Mapa de regionalización sísmica de El Salvador.



Los principales volcanes jóvenes y activos de El Salvador son los siguientes:

Volcán de Santa Ana o Lamatepeq, Volcán de Izalco en Sonsonate, Volcán de San Salvador, Volcán de San Vicente o Chinchontepeq, Volcán Tecapa de Usulután, Volcán de San Miguel o Chaparrastique y el Volcán de Conchagua.

Los volcanes más activos se encuentran ubicados al Sur de la Meseta Central de El Salvador.

La actividad sísmica se origina de dos causas principales: La actividad volcánica y el diastrofismo²⁵. Los terremotos debidos al diastrofismo son llamados tectónicos.

²⁵ Diastrofismo: es toda modificación en el orden en que se encuentran las capas de la superficie terrestre, debido a los continuos movimientos lentos y movimientos violentos como terremotos producidos por interacción o choques de bloques constituidos de la corteza terrestre o la actividad geotécnica terráquea o a dinámica de las placas detectadas en las zonas de subducción.

El tectonismo se puede observar en el terreno al detectar grietas, cortes irregulares y plegamientos en la superficie de los taludes, principalmente en los taludes del cauce o alrededores, como los taludes de la quebrada Muca en Chalatenango. Además, el tectonismo se puede detectar al comparar el desnivel entre los taludes en ambos lados del cauce, donde el río o quebrada puede ser un lineamiento o falla geológica, como ocurre con los taludes del río Roldán. (Ver fotografía No.1.10)

Fotografía No. 1.10

Desnivel entre taludes del río Roldán en San Marcos Lempa.



1.10.7 Sismicidad.

El Salvador está ubicado en una zona de alta actividad sísmica, sin embargo, es posible distinguir una zona que prácticamente se puede considerar de muy baja actividad sísmica. Esta zona está comprendida en la zona norte del país, en los Departamentos de Chalatenango, Cabañas, Morazan y el norte de Santa Ana, La libertad, San Salvador, Cuscatlán, San Vicente, San Miguel y La Unión (Zona -II). En cambio, en la Meseta Central del país, está afectada por diferentes fallas sísmicas que la vuelven altamente susceptibles a fenómenos sísmicos.

Históricamente, han ocurridos desastres sísmicos en las poblaciones como San Vicente, Jucuapa, Chinameca y San Salvador.

Siendo los más notables, los ocurridos en la Ciudad de San Salvador, que es la ciudad más grande del país, y está ubicada en una zona de alta actividad sísmica. Desde su fundación, en 1546, ha sido azotada por severos terremotos. Los fenómenos sísmicos del país aparecen en los registros históricos desde 1524, afectando a San Salvador en los años 1854, 1873, 1917, 1919, 1965 y 1986.²⁶

Durante la época de la colonia los fenómenos sísmicos y vulcanológicos, fueron los desastres más frecuentes que afectaron a las poblaciones; los terremotos, modificaron el relieve terrestre, originando fisuras y grietas en el suelo, produciendo cambios de nivel, deslizamientos de tierra y desprendimientos de las laderas montañosas; además se produjeron cambios en los cursos de los ríos y trastornos en la circulación de las aguas subterráneas, como sucedió con la erupción del Volcán de San Salvador en el año 1658, a través de su cono

²⁶ Para mayor detalle, ver obra: El Salvador, inundaciones e incendios, erupciones y terremotos de Jorge Larde y Larín, ya que es la obra de mayor utilidad por ser la única que trata sobre la historia de los desastres en El Salvador.

adventicio conocido como el Playón, esto obstruyó el cauce del río Sucio por efecto de la extrucción de lava, provocando la inundación y desaparición del pueblo de San Juan Tecpán.

1.10.8 Geología.

La Geología es uno de los aspectos más importantes que se deben considerar en el punto de emplazamiento de un puente o bóveda y en su cercanías, ya que de esto depende que la obra de paso sea estable y además sea económica.

Es necesario detectar el tipo de suelo o roca que se encuentra en el lecho, en los taludes del río y en sus cercanías. En el lecho del río se pueden encontrar arenas finas y gravas, como es el caso del río Roldán (Ver fotografía No. 1.11, pág. 103); cantos rodados angulares de gran diámetro como se encuentran aguas arriba del río Barillas en Suchitoto (Ver fotografía No.1.12, pág.105), y lechos de mantos rocosos aguas arriba y aguas abajo del mismo río (Ver fotografía No.1.13, pág.106), plegamientos en el lecho rocoso aguas abajo del río Barillas (ver fotografía No. 1.14, pág. 107), cantos rodados de gran diámetro como se encuentra en el río Tamulasco, en el cantón Las Minas de Chalatenango (Ver fotografías No.1.15, pág. 108).

En los taludes, se puede encontrar una estratigrafía muy variada; los diferentes materiales que lo componen pueden variar en diámetros, dureza y espesores. En la quebrada Muca se pueden observar los taludes en los cuales la erosión ha dejado al descubierto los diferentes estratos, en los que se encuentran arenas consolidadas, gravas, arcillas y limos.

Las rocas al estar en continuo contacto con el agua, el aire y el sol, se someten a cambios de temperatura provocando fuerzas internas, intemperismo, metamorfización, que dan origen al fracturamiento y desintegración de la roca, hasta formar el suelo. Este proceso de degradación,

se observa en los taludes del río Barillas, cantón la Bermuda de Suchitoto, donde las rocas han pasado mucho tiempo para transformarse en suelos finos como la arcilla.

Un talud es estable, cuando la estructura de las formaciones del suelo o rocas encontradas, contienen reducido fracturamiento y desintegración.

Fotografía No. 1.11

Materiales encontrados en el lecho del río Roldán.



1.10.9 Suelo.

El suelo es una capa superficial muy delgada de la tierra, de la cual depende la vida del ser humano, los animales y los vegetales.

La formación del suelo es el resultado de diversos factores que han actuado durante millones de años, entre ellos se encuentran la depositación de materiales que arrastran los ríos, la descomposición de la materia orgánica, la actividad volcánica, los cambios de temperatura y el agua.

Existen varias clases de suelos, las cuales dependen de los componentes que predominan; en éste se encuentran partículas de arena y arcilla que provienen de la descomposición de las rocas, limos que provienen de las cenizas volcánicas, calizas, salinas etc.

En los suelos aptos para cultivos hay además materia orgánica que resulta de la descomposición de plantas y animales.

En El Salvador, las rocas más importantes son las de origen ígneo, principalmente de basalto, cuyos ejemplares característicos se encuentran en las corrientes de lava de los volcanes de San Salvador y de San Miguel.

Hay rocas ígneas como el granito y la granodiorita, con alto contenido de cuarzo y ortoclasa y bajo contenido de minerales ferromagnesianos.

De éstas rocas hay pocos yacimientos en El Salvador, ubicados en su mayoría en la región Noroeste del departamento de Chalatenango. Sin embargo, existen grandes áreas de materiales ácidos tales como las tobas riolíticas, en la región Norte y Noroeste del país.

Existen yacimientos importantes de cenizas volcánicas en el área del cinturón volcánico que cruza el país, de Poniente a Oriente.

Los suelos encontrados en la cadena de volcanes jóvenes son todos originados de materiales piroclásticos y lavas basálticas.

Las cimas de la mayoría de volcanes jóvenes, tienen abundantes afloramientos rocosos o capas de escoria, en los conos y en las faldas de la mayoría de volcanes jóvenes tienen grandes cantidades de piedra en forma de derrames, en las faldas inferiores y planicies de pie de monte de los volcanes, también se encuentran arcillas rojizas.

Fotografía No. 1.12

Cantos rodados angulares en el río Barillas, Suchitoto, departamento de Cuscatlán.



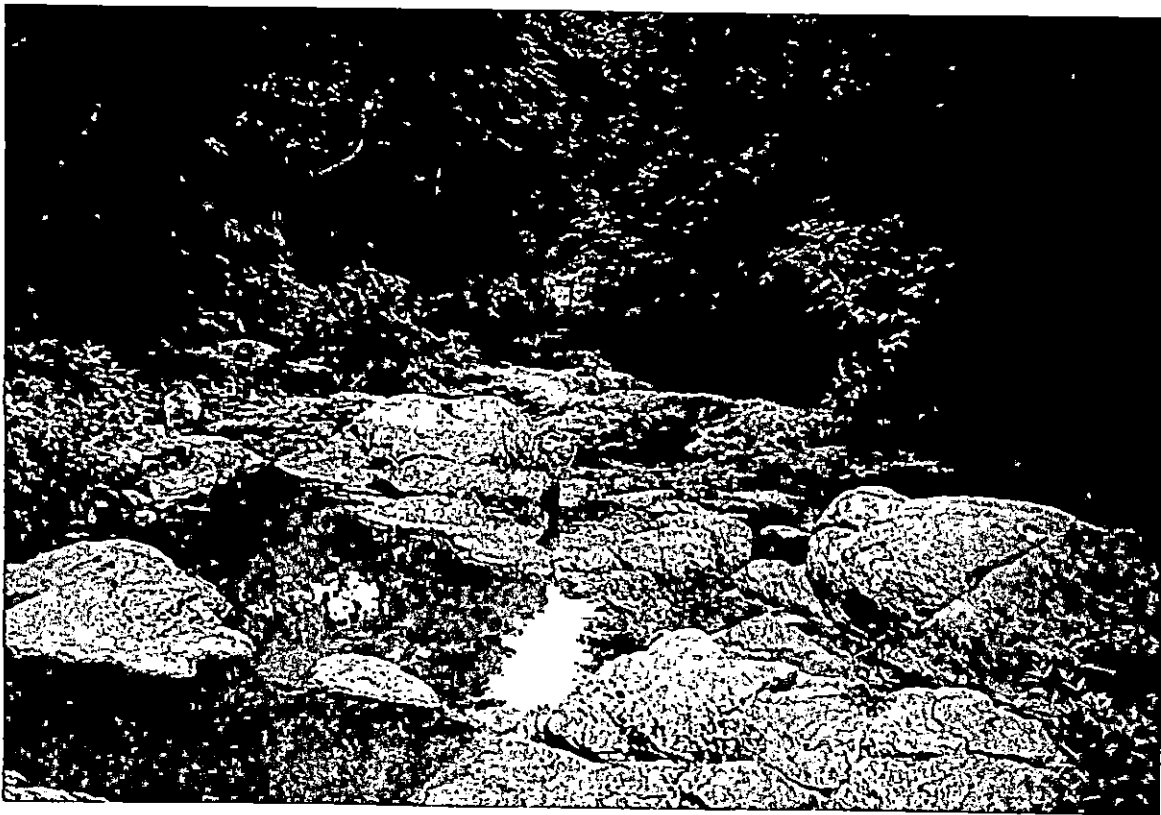
Rocas sedimentarias antiguas hay pocas áreas, en los alrededores de la ciudad de Metapán, donde se encuentran los principales yacimientos de rocas calizas.

Dependiendo del tipo de suelo que se encuentre, del grado de cohesión del suelo, de la inclinación de los taludes in-situ, se considera que un talud sea estable o no, para garantizar el emplazamiento de una estructura de paso como un puente o una bóveda.

Los estratos rocosos se consideran los más firmes ya que permiten que un talud sea estable.

Fotografía No. 1.13

Lecho rocoso en el río Barillas, Suchitoto.



La vegetación en las márgenes de los ríos puede evitar en parte la erosión, pero no garantiza su estabilidad.

1.10.10 Estudio socioeconómico.

Se deben hacer consideraciones para las obras de paso, de carácter económico - social, como la reactivación económica y el desarrollo social del país, especialmente de las comunidades que serán beneficiadas. De acuerdo a la disposición económica con que se cuente para realizar la obra de paso, y a los beneficios que se obtendrán, dependerá en mayor grado que la obra se realice o no.

Fotografía No. 1.14

Plegamientos en el lecho rocoso aguas abajo del río Barillas.



Cuando se realice la obra de paso en el sitio de cruce de un camino rural con un cauce, éste queda determinado básicamente por el alineamiento del camino. Es conveniente que el cruce

se encuentre formando un ángulo recto, es decir, noventa grados, donde su esviaje sea cero grados; cuando un camino se encuentra esviado respecto del cauce, la longitud de paso se incrementa respecto del ancho del cauce y los costos se incrementan. Para caminos rurales y vecinales, un ángulo de esviaje entre 0 y 15 grados, puede considerarse favorable, ya que los incrementos en su longitud respecto al ancho del cauce son mínimos. Para ángulos mayores de 15 grados, se debe buscar una solución que mejore las condiciones en el cruce, desplazando el camino en el cruce hasta lograr enderezar el alineamiento.

Fotografía No. 1.15

Cantos rodados de gran diámetro y puente vecinal con estribo en el lecho rocoso del río Tamulasco, Cantón Las Minas, Departamento de Chalatenango.



Otro factor importante que influye en los costos de la obra de paso es el nivel de aguas máximas alcanzado en el punto de emplazamiento; mientras más elevado se encuentre el tirante crítico o la huella, los costos se incrementan con la altura de la obra de paso. Además, cuando las pendientes son fuertes en el cauce, la velocidad del agua aumenta, causando grandes índices de erosión, transporte y socavación; lo cual, para contrarrestar estos problemas, se deben realizar gradas disipadoras de energía que aumentan los costos de la obra. Cuando en los taludes y en el lecho del río se encuentran estratos rocosos para cimentaciones como en el río Barillas Cantón la Bermuda en Suchitoto, la obra se vuelve mas económica, porque en algunos casos se puede ahorrar la inversión en la compra de materiales para la construcción de los cimientos de la obra de paso, y en otros casos el estudio de suelos tienen menor costo.

Cuando existen abundantes arenas y gravas en las riberas del río, como en la Quebrada Muca de Chalatenango, éstas pueden ser utilizadas como materiales de construcción de la obra de paso, si cumplen los requerimientos de calidad para tales fines, reduciendo el costo del transporte y la compra del material de construcción.

Se aconseja que la arena y grava que sea utilizada en la obra y se encuentre en abundancia en el río, que se obtenga aguas arriba del punto de emplazamiento para evitar socavaciones y daños posteriores en la estructura.

Finalmente, la morfología del cauce influye en los costos de la obra de paso, ya que el ancho del canal natural y la altura de los taludes determinan las dimensiones de ésta, mientras mayor sea el ancho y la altura del cauce, los costos se incrementan.

CAPITULO II:

ESTUDIO DEL SITIO

DE

EMPLAZAMIENTO.

2.1 Introducción.

Localización y topografía del camino.

La localización del camino también comprende aspectos, como efectos en la población, los costos para usuarios, servicio al tráfico, adquisición en la propiedad, efectos en el ambiente, construcción y costos.

Criterios para la elección del tipo de obra.

Una vez establecido el sitio donde se ubicará la obra, es necesario efectuar un análisis de dicho 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:

1. Sección transversal del río y planta.
2. Alineamiento vertical y horizontal del eje del camino.
3. Clasificación estratigráfica y capacidad de carga del suelo.
4. Esquema de ubicación del paso.

2.2 Alineamiento del camino.

El alineamiento, se adapta a la topografía del terreno. En la ubicación de la obra en el cruce pueden presentarse dos casos :

- Cuando el cauce está perfectamente definido.
- Cuando el cauce de la corriente forma meandros, y el sitio de emplazamiento es indefinido.

La ubicación de la obra 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 no divagante.
- El cruce debe hacerse en un tramo recto del cauce.
- No deben existir trastornos hidráulicos locales, como islas, pozas, socavaciones y erosiones.
- Los taludes del cauce deberán ser uniformes procurando una semejanza de un canal artificial.

2.2.1 Eje principal del camino.

A lo largo del eje principal predominan las secciones de corte.

La estación de invierno presenta impedimento del paso vehicular por el lodo acumulado en los baches profundos, dificultando así el acceso a vehículos pequeños y un poco al tráfico peatonal de la zona.

Durante la estación seca la lámina de agua no constituye mayor impedimento para camiones pequeños.

Se observa una deficiencia del drenaje: falta de bombeo y cunetas, hay obstrucciones laterales del camino.

Altimetría del eje principal.

1. El alineamiento se encuentra en planicies, sus pendientes son menores de 1% constituyendo problemas en el drenaje superficial del camino.
2. En el tramo de acceso al río Roldán se tiene una pendiente del 10.5% coincidiendo con una curva horizontal, en la que su combinación dificulta la maniobra de los vehículos en este punto (justo antes del emplazamiento).

3. Las pendientes máximas permitidas para caminos rurales son de 6% y 8% para terreno plano y ondulado respectivamente pudiendo alcanzar hasta el 12% en terreno montañoso. El camino está ubicado en terreno plano hasta el kilómetro 3 aproximadamente, mientras que el resto del camino del terreno es ondulado con topografía de pendientes suaves en algunos tramos y otros muy pronunciados que sobrepasan las pendientes especificadas por las normas de la DGC.
4. La pendiente máxima permitida es de 12% de acuerdo con la norma establecida por la DGC para caminos rurales B. (Ver Cuadro No. 2.1, pág. 113).

2.2.2 Geometría del camino en el tramo de emplazamiento.

La transitabilidad en invierno, se ve afectada y se pierde la continuidad del camino, por las crecidas y quebradas que cortan al camino principalmente en el propio sitio de emplazamiento.

Hay ciertos tramos de discontinuidad vertical sobre el camino, es decir vaguadas de erosión que hacen difícil que los vehículos entren en la zona, no presentando mayor problema en época seca para vehículos de doble tracción. La geometría del sitio de cruce indica entre los 50° a 55° de esviaje del eje del camino respecto al eje del río Roldán.

2.2.3 Tipos y corrección del alineamiento.

2.2.3.1 Alineamiento simple.

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

Cuadro No. 2.1

Especificaciones geométricas para caminos rurales.

CATEGORIA DEL CAMINO TPDA AL 10° AÑO.	CAMINO RURAL A.			
	VEH / DIA	50	A	100
Tipo de terreno		Plano	Ondulado	Montañoso
Velocidad del proyecto	Km. / h	50	40	30
Curvatura máxima	°	17	30	58
Radio mínimo de curva	mt	67.40	38.20	19.75
Distancia de visibilidad de parar.	mt	45.00	30.00	22.50
Distancia de visibilidad para evitar colisión.	mt	90.00	60.00	45.00
Pendiente máxima	%	6	8	12
Curva vert. Valor de $K=L/A$	% / mt	8	4	3
Curva vert. Long. Mínima=0.6 V	mt	30.00	24.00	18.00
Peralte máximo	%	10	10	8
Bombeo	%	3	3	3
Ancho de camino	mt	5.00	5.00	5.00
Ancho en los puentes	mt	3.00	3.00	3.00
Carga de diseño	AASHTO	HS 15-44	HS 15-44	HS 15-44
Ancho de derecho de vía	mt	15.00	15.00	15.00
Tipo de superficie de rodaje		Revestida	Revestida	Revestida
Drenaje		Definitivo	Definitivo	Definitivo

2.2.3.2 Alineamiento con esviaje.

En este alineamiento la configuración es diferente, ya que se tiene un ángulo de desviación diferente de 90°, del eje del camino con respecto al eje del río.

Tal es el caso de la estructura del puente necesario en el río Roldán, en San Marcos Lempa, que se desarrollara en este estudio el cual tiene un ángulo de 51.80° de esviaje aproximadamente respecto al eje del río.

2.2.3.3 Corrección o cambio del alineamiento.

Cuando un alineamiento no es posible mantenerlo en el sitio indicado para este, ya sea porque es difícil que los vehículos alcancen a pasar por dicho lugar, por la geometría del camino, por el tipo de material del suelo, a soportar la estructura (capacidad de carga del suelo) o alguna otra causa, se busca un punto más adecuado para cambiar el alineamiento del eje del camino. Además de buscar un punto clave en el alineamiento que conserve el eje del camino, se debe tener cuidado de 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 o técnicas.

Analizando el cuadro No 2.2, pág.115 que relaciona la longitud del claro del puente con el ángulo de esviaje se tiene lo siguiente:

Un ángulo de esviaje entre 0° y 15° grados es aceptable ya que no representa mayor problema en la elevación de los costos de la obra, ni en el cambio del alineamiento para cualquier tipo de camino; en caminos rurales y vecinales se puede llegar a aceptar un ángulo de esviaje hasta de 30° , como se puede apreciar del cuadro anterior, pues para 30° representa un incremento de 5.42 mts, es decir, 15.47%; no así en el caso de ángulos mayores de 30° , el alineamiento puede sufrir cambios severos en este, es decir, que entre 15° y 30° puede hacerse mediante un giro en el punto de emplazamiento mientras que ángulos mayores de 30° y menores de 60° , el alineamiento puede ser desplazado considerablemente.

Cuadro No. 2.2

Relación entre el ángulo de esviaje con el porcentaje de incremento por metro de longitud.

ESVIAJE (°)	DISTANCIA (MT)	INCREMENTO(MT)	PORCENTAJE(%)
0	1.00	0.00	0
5	1.00	0.00	0.38
10	1.02	0.02	1.54
15	1.04	0.04	3.53
20	1.06	0.06	6.42
25	1.10	0.10	10.34
30	1.15	0.15	15.47
35	1.22	0.22	22.08
40	1.31	0.31	30.54
45	1.41	0.41	41.42
50	1.56	0.56	55.57
55	1.74	0.74	74.34
60	2.00	1.00	100.00
65	2.37	1.37	136.62
70	2.92	1.92	192.38
75	3.86	2.86	286.37
80	5.76	4.76	457.88
85	11.47	10.47	1047.37
90	Indefinido	Indefinido	indefinido

Fuente: elaboración propia basada en la geometría del alineamiento de un camino respecto al esviaje de un cauce.

Es difícil encontrar caminos con esviajes mayores de 60°, en caso de haberlo, lo mejor será el cambio del alineamiento.

2.3 Estudio topográfico.

2.3.1 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 150 y 250 mts atrás del sitio de emplazamiento, y entre 150 y 250 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 estadia²⁷.

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, alambradas 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.

2.3.2 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.

2.3.3 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

²⁷ Para éste tipo de estudios se necesita bastante precisión en el trabajo topográfico realizado, así como el mayor número de referencias que se puedan dejar para el replanteo y control de obra durante la construcción. Los datos geométricos obtenidos deben ser lo suficiente precisos y exactos a fin de evitar equivocaciones o modificaciones substanciales durante el diseño y la construcción.

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. Se debe incluir los taludes laterales y el lecho del cauce.

2.4 Estudio geotécnico.

2.4.1 Morfología.

El río Roldán se encuentra a unos dos kilómetros al Nor-Este de San Marcos Lempa. Los puntos más elevados de la cuenca, se encuentran en una zona donde la morfología es alta, y el punto de emplazamiento es una zona de planicie costera, donde la morfología es muy baja (20-30) msnm.

La elevación máxima de la cuenca es de 630 msnm, aproximándose a las faldas del cerro el Taburete que tiene una elevación de 1172 msnm. La elevación mínima de la cuenca es el punto de emplazamiento del puente, con una elevación de 19 msnm.

El ancho del camino es aproximadamente de 8 metros y el ancho del cauce del río Roldán en el punto de emplazamiento es de unos 35 mts.

La altura de los taludes, uno de ellos alcanza los 5 mts; y el otro es más bajo, aproximadamente 2.5 mts. Estos presentan una inclinación casi vertical, y a continuación del más pequeño una terraza con pendiente suave.

El tramo del camino que pasa por el río Roldán, en el cruce, tiene una longitud aproximada de 56.8 mts., presentando un esviaje de 51.8° respecto del cauce, es decir, el problema lo presenta el eje del camino.

La pendiente del cauce principal a lo largo de todo su recorrido es de 2.84% y la pendiente del río en el punto de emplazamiento es de 0.13%.

2.4.2 Geomorfología.

Por el ancho y la forma que presenta el canal natural del río Roldán, se puede deducir que éste río es altamente erosivo, a pesar de encontrarse en una planicie.

El río Roldán define permanentemente una lámina promedio de agua de 20 a 30 cms.; en su cauce durante todo el año.

La pendiente del cauce en el punto de emplazamiento es baja, por encontrarse en una planicie, a poca elevación del nivel del mar.

En el curso inferior del río Roldán, se encuentran gran cantidad de meandros, encontrándose el punto de emplazamiento en un tramo corto y semi-recto, seguido por meandros tanto aguas arriba como aguas abajo.

El cuarto meandro aguas arriba del cruce entre el camino y el río, presenta gran erosión en los taludes, amenazando con dañar un punto del camino rural.

En las márgenes y alrededores del río Roldán, se encuentran depósitos aluviales formados por gravas y arenas, en el lecho del río presenta suelos finos, es decir, tiene una superficie bastante uniforme, por la que fluye el agua sin mayores obstáculos.

2.4.3 Hidrografía.

La longitud del cauce principal del río Roldán es aproximadamente de 13.14 kms.; iniciando su recorrido en la cota 392.8, pasando primeramente por la quebrada la Bomba, continuando

su recorrido por la quebrada la Cuchupuna, uniéndose a esta la quebrada los Chorritos o quebrada la Piscina y más abajo a la quebrada los Chorros, y a la quebrada la Laguneta; y finalmente llega al río Roldán, recorriendo más de 4 kms. Hasta llegar al punto de emplazamiento que se encuentra sobre este río, desembocando en el río Lempa. Se caracteriza por ser un río sinuoso en las cercanías al punto de emplazamiento.

Otros afluentes que llegan al río Roldán son:

- Quebrada el Roldancito, que es continuación de la quebrada la Pozona que es alimentada por la quebrada el Jícaro, quebrada el Venado y quebrada el Ingenio.
- Quebrada el Número.
- Quebrada el Carmen.
- Quebrada los Chorros, ésta quebrada es importante por su longitud, se aproxima bastante a la longitud del cauce principal. Esta es alimentada por la quebrada la Peña y por la quebrada Bolívar que es una continuación de la quebrada el Sálamo.

2.4.4 Hidrología.

La cuenca del río Roldán tiene un área aproximada de 31.06 kms^2 , la cual recoge toda el agua que escurre y fluye hacia el punto de emplazamiento.

La velocidad de la lámina de agua en la estación seca es aproximadamente de 0.60 mts/seg. según mediciones directas realizadas.

El flujo de agua en el canal natural es de régimen laminar. La velocidad del agua cuando crece el río, es decir, cuando alcanza el tirante crítico es de 6.23 mts/seg. aproximadamente, según el estudio hidráulico realizado.

Al observar los taludes del río Roldán, se encontraron huellas marcadas por el agua, ramas dobladas por la crecida, hojas secas trabadas, limpieza y desgaste en los estratos de los taludes producidos por la erosión reciente, alcanzando la huella una altura aproximada de 1.95 mts., desde la parte más baja de la sección transversal del canal natural.

Se puede afirmar que por la altura que tienen los taludes, el agua no se desborda ni provoca inundaciones en sus cercanías, en condiciones normales de lluvia.

El caudal mínimo que conduce el río en la estación seca o en estiaje es de $4.33 \text{ mts}^3/\text{seg.}$; y el caudal máximo en su crecida máxima es de $232.95 \text{ mts}^3/\text{seg.}$ (Ver Estudio hidrológico, en apéndice B pág. 354).

2.4.5 Hidrogeología.

Los taludes más pequeños del río Roldán en el punto de emplazamiento, se mantienen secos durante todo el año, el talud más grande se mantiene húmedo, además aguas arriba, éste presenta mucha humedad, particularmente en la estación lluviosa, así como presenta bastante cobertura vegetal que mantiene la humedad.

El agua subterránea se encuentra muy próxima, se puede notar por la permanencia de la lámina de agua que tiene el río durante todo el año.

2.4.6 Tectonismo.

En el punto de emplazamiento del puente sobre el río Roldán, se puede observar y comparar la altura y el desnivel entre los taludes de ambos lados, obteniéndose un desnivel aproximado de 2.5 mts.; ya que uno de ellos tiene 5.00 mts., y el otro 2.50 mts., de altura aproximadamente;

éste río probablemente se encuentra en una falla geológica, ya que puede haber ocurrido un desplazamiento vertical y pasar el río por la falla, erosionando el lecho del mismo, observándose en la actualidad el desnivel de los taludes.

Por la cobertura vegetal que presentan los taludes, no se observan plegamientos en ellos.

2.4.7. Sismicidad.

A 16.5 km., al Oriente del punto de emplazamiento se encuentra la cima del cerro el Taburete, próximo a éste se encuentra el volcán Tecapa. Además, si se sobrepone el punto de emplazamiento en el mapa de regionalización sísmica de la república de El Salvador, se observa que se encuentra en la zona I, donde la actividad sísmica es muy pronunciada o muy frecuente.

2.4.8 Geología.

El tipo de suelo que se observa en el lecho del río Roldán son arenas finas y gravas de pequeños diámetros y escasas rocas que han sido arrastradas por la corriente de agua o que bien pudieron haber sido desprendidas del talud; aguas arriba y aguas abajo se encuentran abundantes talpetates. En los estratos de los taludes, se encuentran arcillas, limos puros y limos arcillosos, además en su base suelos consolidados como talpetates.

Predominantemente se encuentra material volcánico, piroclástico de época reciente propia de las zonas aluviales del cuaternario en ambiente costero. Sin embargo, los materiales de depositación volcánica se han ido consolidando y dadas sus propiedades cementantes, están endurecidos en pequeños mantos ocultos en el subsuelo en forma de talpetates, que también

están asociadas a formaciones aglomeráticas superficiales que contienen diámetros variados en las gravas gruesas que contienen en una matriz de material semi-plástico.

2.4.9 Suelo.

De la exploración del subsuelo utilizando la prueba de penetración standar (SPT), la mayoría de los suelos encontrados en los substratos en el punto de emplazamiento son limos asociados con materiales piroclásticos como hornblendas y sílice de pequeñas dimensiones.

Se encontró a partir de 5 mts a 5.50 mts, lo que podría considerarse suelo estable. Se perforó hasta los 6.5 mts, obteniendo una capacidad de carga entre 3.2 a 5.6 kg/cm², a esa profundidad.

Se encontró en la primera muestra del sondeo 1, material de arcilla color negro, en el substrato de 3 a 3.5 mts limo de color gris, en el substrato de 3.5 a 4 mts no se recuperó la muestra, en el substrato de 4 a 4.5 mts limo saturado, en el substrato de 4.5 a 5 mts se encontró arenas y limos saturados y en las últimas muestras se encontraron limos hasta llegar a 6.5 mts.

Para encontrar la capacidad de carga admisible del suelo, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$\sigma = N / F$$

Donde:

σ : es la capacidad de carga admisible del suelo (kg/cm²)

N: es el número de golpes en la resistencia a la penetración, de cada estrato.

F: factor que se utiliza según el tipo de material.

El factor de carga admisible del suelo F que se puede utilizar, puede ser según el tipo de material, se utiliza el valor de 8 para las arcillas, un valor de 10 u 11 para limos. (Ver cuadro No.2.3)

Cuadro No. 2.3

Factor de carga admisible del suelo.

Material.	Factor F.
Arcillas	8
Limos	10-11

La capacidad de carga del suelo puede considerarse buena, cuando en el ensayo de penetración estándar se han alcanzado por lo menos 45 golpes.

De acuerdo a la topografía y al tipo de suelo encontrada en el punto de emplazamiento y sus alrededores, se determina que es necesario cambiar el alineamiento para disminuir los costos y el ángulo de esviaje. Además se debe proteger la cimentación mediante la implementación de pilotes (diámetro máximo 0.60 mts), pilas (El diámetro oscila entre 0.60 y 1.00 mts.) ó cajones tipo celda (estos son cuadrados ó rectangulares y cuyas dimensiones son del orden de 2.00 a 3.00 mt., aproximadamente).

2.5 Estudio hidrológico.

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

2.5.1 Punto de control.

Es el sitio de interés de todo el estudio, donde se cruzan 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 fijar la longitud y la altura del puente en el punto de emplazamiento.

2.5.2 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.

2.5.2.1 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. El tiempo de concentración de la cuenca se calcula por la siguiente fórmula:

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

Donde:

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

A_c : área de la cuenca (km^2).

L_c : longitud del cauce más largo.

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

- **Elevación media de la cuenca.**

La forma más precisa para determinar la elevación media de la cuenca es a través de la curva hipsométrica, que 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 está presente la sedimentación.

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

Tercer caso: Que la cuenca sea joven, esta presentará solamente erosión. (Ver figura No. 2.1, Curvas hipsométricas para distintos tipos de cuencas, pág. 127).

Sin embargo, se utilizará en este estudio la elevación media calculado 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).

$H_{m\acute{a}x}$: elevación máxima de la cuenca.(msnm).

$H_{m\acute{i}n}$: elevación mínima de la cuenca.(msnm).

2.5.2.2 Intensidad de diseño.

La intensidad de diseño es uno de los factores que se utilizan para determinar el caudal máximo de la cuenca ($Q=C \text{ i } A$). Esta se obtiene al realizar un ordenamiento de datos de intensidad de lluvia y graficarlas en una hoja de probabilidades Gumbell, obteniendo su frecuencia empírica por medio de la siguiente fórmula:

$$f_m = m/(n+1) \times 100$$

Donde:

f_m : frecuencia empírica (%).

m : posición del dato.

n : número total de datos.

A la gráfica que se obtiene con éstos datos se le conoce como gráfica de Intensidad -Duración - Frecuencia; a partir de ésta gráfica se obtiene otra llamada Gráfica de Intensidad - Duración, en el cual, por medio del tiempo de concentración de la cuenca o tiempo en que se produce el máximo caudal, se determina la intensidad de diseño de la cuenca.

- **Estaciones con intensidad de lluvia.**

Con el fin de facilitar la búsqueda de las estaciones que serán parte en el estudio hidrológico, se proporciona una lista de las estaciones con Intensidades de lluvia (Ver Cuadro No. 2.4, pág. 128) y su ubicación en el mapa de El Salvador como se muestra en la figura No.2.2, pág. 128).

Figura No. 2.1

Curvas hipsométricas para distintos tipos de cuencas.

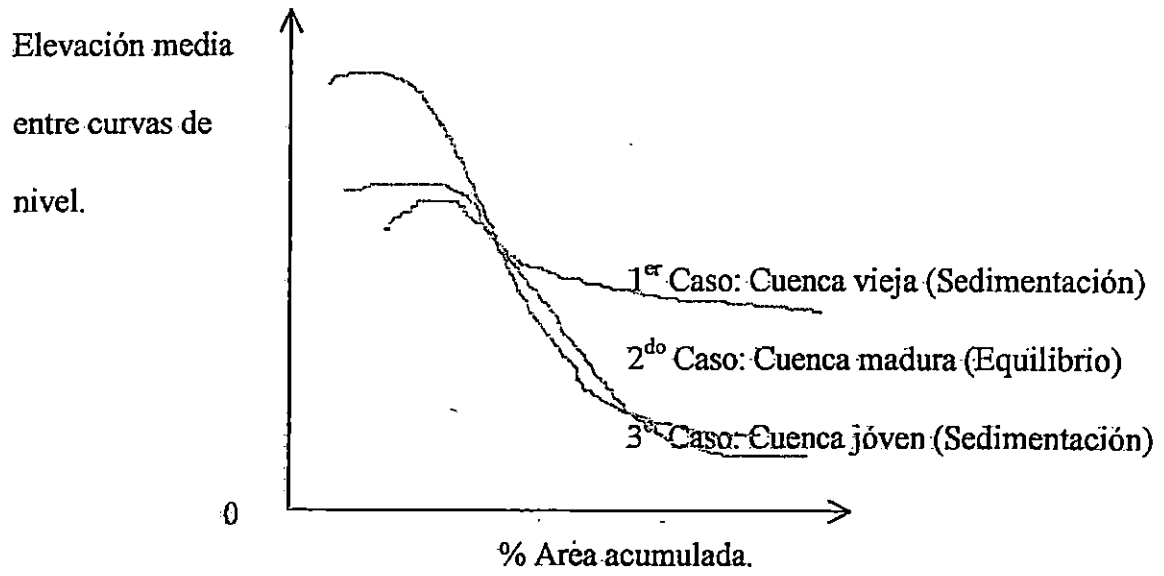
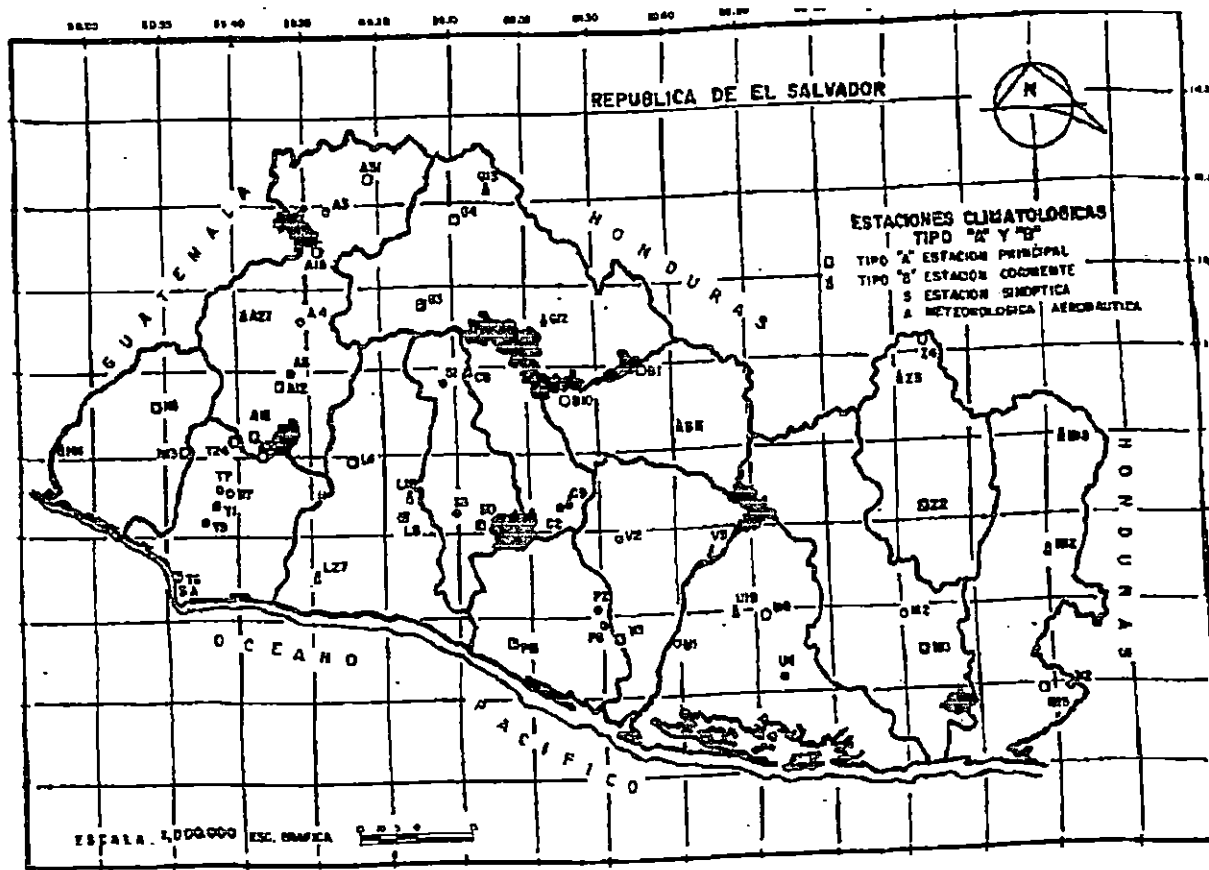


Figura No.2.2

Mapa de estaciones climatológicas de El Salvador.



Cuadro No. 2.4

Lista de Estaciones con intensidad de lluvia en El Salvador.

Zona Oriental.

USULUTAN		SAN MIGUEL		MORAZAN		LA UNION	
COD	ESTACION	COD	ESTACION	COD	ESTACION	COD	ESTACION
U-6	Santiago de María	M-6	El Papalón	Z-2	San Francisco Gotera	N-10	El Encantado
U-11	Beneficio La Carrera	M-14	Hacienda San José	Z-3	Perquín	N-12	Pasaquina
U-13	Jucuarán	M-18	Sesori	Z-4	La Galera	N-13	Intipucá
U-19	Berlín	M-23	Cerro Cacahuatique	Z-5	Corinto	N-15	La Unión
U-21	Nueva Granada					N-18	Polorós

Zona Occidental

SANTA ANA		AHUACHAPAN		SONSONATE	
CODIGO	ESTACION	CODIGO	ESTACION	CODIGO	ESTACION
A-2	Hacienda Montecristo	H-3	Apaneca	T-3	Izalco
A-12	El Palmar	H-8	Ahuachapán	T-6	Acajutla
A-15	Guija	H-13	Apaneca-Santa Leticia	T-9	Hda. El Jobo
A-18	Los Andes	H-14	La Hachadura	T-18	Armenia
A-19	Coatepeque	H-20	Atiquizaya	T-24	Los naranjos
A-20	La Majadita				
A-27	Candelaria de la frontera				
A-31	Planes de Montecristo				
A-32	Hda. San José Ignacio				
A-35	Cerro verde				

Zona Central

LA LIBERTAD		SAN SALVADOR		CHALATENANGO	
CODIGO	ESTACION	CODIGO	ESTACION	CODIGO	ESTACION
L-4	San Andrés	S-4	San Salvador ITIC	G-3	Nueva Concepción
L-8	Santa Tecla	S-5	Observatorio	G-4	La Palma
L-17	Jayaque Beneficio el Paraíso	S-10	Ilopango	G-5	Paraíso
L-18	El Boquerón	S-17	Apopa INSINCA	G-12	Concepción Quezaltepeque
L-20	beneficio Ateos	S-27	Est. Matriz	G-13	Las Pilas
L-27	Chiltiupán				
L-35	Finca El Chorro				
L-36	San Diego				
L-42	Hda. Atiocoyo				

CUSCATLAN		CABAÑAS		LA PAZ		SAN VICENTE	
COD	ESTACION	COD	ESTACION	COD	ESTACION	COD	ESTACION
C-5	Hacienda La Asunción	B-1	Chorrera El Guayabo	P-11	Astoria	V-6	Santa Cruz Portillo
C-8	Hda. San Fco. Aguilares	B-6	Sensuntepeque	P-16	Aeropuerto El Salvador	V-9	Puente Cuscatlán
C-9	Cojutepeque	B-10	Cerrón Grande			V-13	Apastepeque
						V-15	Jiboa Tepetitán

2.5.2.3 Coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía es un parámetro que define la facilidad o dificultad del agua para fluir en la superficie terrestre, éste depende de las características de permeabilidad del suelo, la pendiente del terreno y de la cobertura vegetal.

El coeficiente de escorrentía puede variar entre 0 y 1. Es cero, cuando la permeabilidad del terreno es alto, sus pendientes son bajas y tiene gran cobertura vegetal, es decir, toda el agua se infiltra sin escurrir nada; es uno, cuando el terreno es impermeable, sus pendientes son fuertes y no tiene cobertura vegetal. El Coeficiente de escorrentía es utilizado para calcular el caudal máximo de la cuenca, considerando las características anteriores. El método que se utiliza para el cálculo del coeficiente de escorrentía es por medio del Monograma de Ven Te Chow²⁸, en el cual, se debe definir el tipo de material existente en la cuenca por medio del mapa geológico de El Salvador ó Tipo de Rocas.

- Según sea el tipo de suelo encontrado, así es la permeabilidad de éste. Por ejemplo, el suelo arenoso es permeable; las arcillas son semipermeables, y las rocas son impermeables.
- Según sea la pendiente del terreno, así será la velocidad de escurrimiento del agua y su infiltración. La pendiente de la cuenca se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$Sc = (\sum Lx D) \times 100 / Ac$$

$$D = (H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}}) / 6$$

Donde:

Sc: pendiente de la cuenca (%).

²⁸ Ver anexo No. 1.

ΣL : suma de longitudes de curvas de nivel (km).

D: intervalo entre curvas de nivel (km).

Ac: área de la cuenca (km^2).

Hmáx: elevación máxima de la cuenca (m.s.n.m.).

Hmín: elevación mínima de la cuenca (m.s.n.m.).

- Según la cobertura vegetal, a mayor cobertura, mayor infiltración de agua. La cobertura vegetal se obtiene según el mapa de Uso Actual del Suelo ó plano fisiográfico.

2.5.2.4 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:

$$Q_c = \frac{50}{3} (C i A_c)$$

Donde:

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

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

C: coeficiente de escorrentía (adimensional).

i: Intensidad de diseño (mm/min .)

Ac: Area de la cuenca (km^2).

2.6 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 fórmula que relaciona estos parámetros es la siguiente:

$$\frac{Q_H}{S^{1/2}} = A_H R_H^{2/3}$$

Factor hidráulico = Factor geométrico

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.

2.6.1 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.

Con el objeto de proporcionar una guía en la determinación del coeficiente de rugosidad “n” de Manning, el cual 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.2.5, pág. 134), 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 número 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 No. 2.5

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 1 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 y 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 altos:	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

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

2.6.2 Curva de descarga.

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. 2.6, pág. 135.

La sección hidráulica óptima se obtiene cuando el factor hidráulico²⁹ es igual al factor geométrico³⁰, calculado a partir de la siguiente fórmula:

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

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.2.6

Tabulación del cálculo de la curva de descarga.

Tirante Y (mts.)	Area Hidráulica A _H (m 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 (m ³ /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

²⁹ Factor hidráulico: relaciona todos los elementos hidráulicos contenidos en la sección transversal.

³⁰ Factor geométrico: relaciona todos los elementos geométricos contenidos en la sección transversal.

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 $S^{1/2}/n$.

2.6.2.1 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 tablero³¹

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.

³¹ 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.

2.6.3 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 superestructura del puente. (Ver figura No. 2.3, pág. 140). 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 hidráulica³²

$$A_o = A_H / 3$$

Donde:

A_o : área para objetos de arrastre.

A_H : área hidráulica óptima.

³² Retomada de: Trabajo de Graduación titulado determinación del coeficiente de rugosidad n de Manning de José Efraín Zavala.

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: $A_D V = 1.5 A_c V$, se eliminan las velocidades por ser iguales:

$A_D = 1.5 A_H$ Lo cual indica que $A_o = 0.5 A_H$, es decir:

$$A_o = A_H / 2$$

En la figura No. 2.3, pág. 140 se puede observar que el área para objetos de arrastre es rectangular:

Por lo tanto se puede obtener la altura entre el nivel de aguas máximas y la parte inferior del tablero, si despejamos la siguiente fórmula para el cálculo del área:

$$A_o = L x h, \text{ entonces: } h = A_o / L.$$

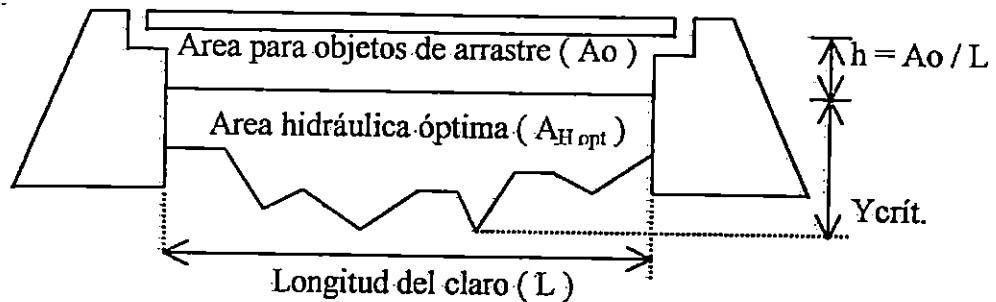
Donde:

h: altura para objetos de arrastre (mts)

L: longitud del claro (mt).

Figura No. 2.3

Area para objetos de arrastre.



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.

2.6.4 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.

La curva de remanso, se tabula en el Cuadro No. 2.7, pág. 143.

$$H_{rem.} = Y_{2 \text{ crit.}} - Y_{1 \text{ crit.}}$$

Donde:

$H_{rem.}$: Altura de remanso.

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

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

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

- **Curva de remanso.**

$$\frac{d_y}{d_x} = S_0 \cdot \frac{1 - (K_n / K)^2}{1 - (Z_c / Z)^2}$$

Donde:

$\frac{d_y}{d_x}$: Factor que determina la curva de remanso o de desagüe.

S_0 : 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:

$\frac{d_y}{d_x} > 0$ es un remanso y por lo tanto se pueden presentar problemas de inundación.

$\frac{d_y}{d_x} < 0$ es un desagüe y por lo tanto no presenta problemas de inundación.

- **Transporte para flujo normal.**

Transporte para flujo normal (valor constante):

$$K_n = Q_c / \sqrt{S_0}$$

Donde:

K_n : Constante de transporte para flujo normal.

Q_c : Caudal de la cuenca.

S_0 : 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 : Area hidráulica.

R_h : Radio Hidráulico.

n : n 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):

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

Donde:

Z : Variable del factor de sección para flujo crítico.

A_H : Area hidráulica.

T : Ancho de la sección hidráulica.

Cuadro No. 2.7

Tabulación de la curva de remanso.

Y	T	A_H	$R_H^{2/3}$	K	Z	dy/dx	ΔA	x

2.6.5 Gradass disipadoras de energía.

Cuando la velocidad del agua es grande y puede socavar la estructura, se hace necesario colocar gradass 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.

$$h = 10 \times S_R \quad (\text{mts.})$$

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

2.7 Anteproyecto de la estructura y proyecto.

La mayoría de los pasos de ríos y quebradas que hay que atravesar en los caminos rurales y vecinales de nuestro país son de luces que van desde pequeñas a medias por lo que generalmente los anteproyectos de puentes se realizan utilizando diseños de puentes de concreto reforzado.

Este tipo de puentes además de ser el más adecuado a nuestro medio presenta ventajas importantes como la facilidad de su cálculo, relativamente sencillo de construir, que no requiere de demasiada técnica y además se cuenta con los recursos básicos para la construcción de los mismos (No necesita mano de obra tan calificada, por lo que se puede utilizar personal de la zona, y hay abundancia de materiales en nuestro país como piedra, grava, arena, cemento, etc.).

2.7.1 Super estructura.

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

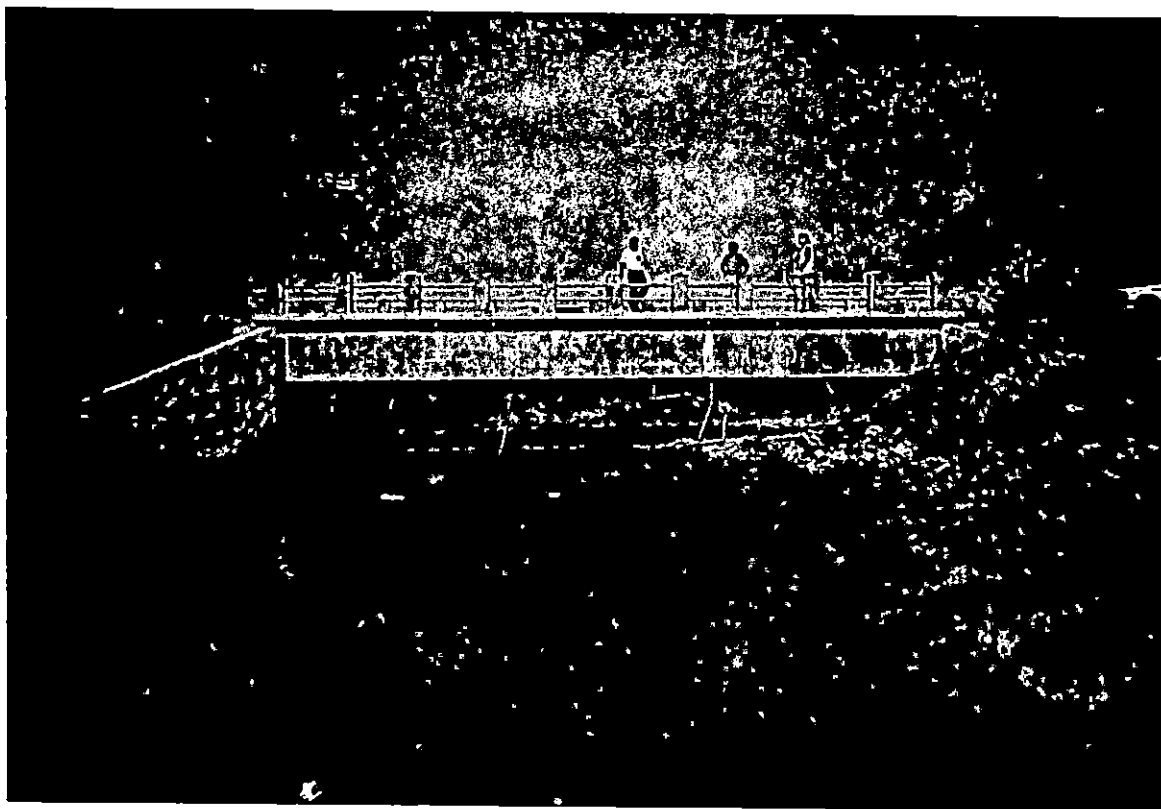
2.7.1.1 Vigas.

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. 2.1 pág. 146).

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, rodeado de estribos que le dan confinamiento tanto a la varilla como al concreto.

Fotografía No. 2.1**Vista de la viga de un puente.****2.7.1.2 Losas.**

Las losas son miembros estructurales de superficie continua y planas, apoyadas sobre un conjunto de vigas, formando los tableros del puente (Ver fotografía No. 2.2, pág. 148).

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 considerarán las 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 en el 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.

2.7.1.3 Diafragmas.

Se considera a los diafragmas como elementos simplemente apoyados (Ver fotografía No.2.3, pág. 149), 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.

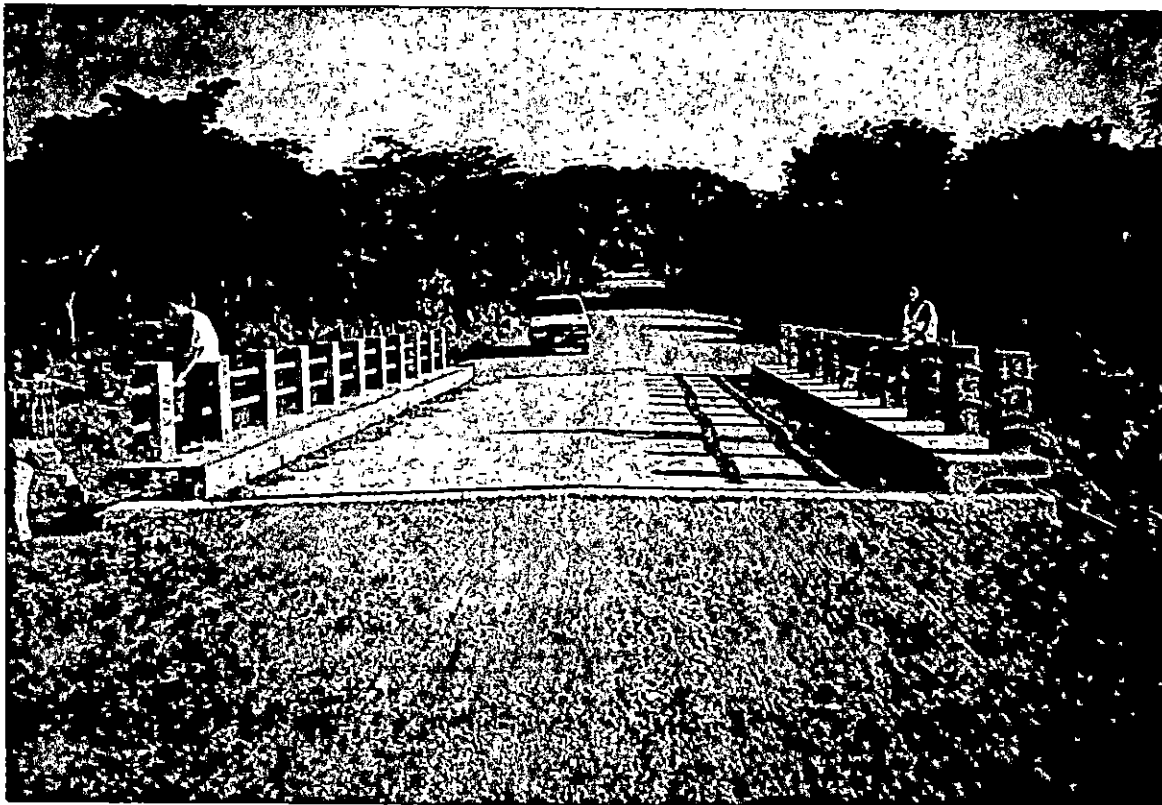
Por lo general el tablero de la superestructura de un puente debe construirse conjuntamente; por lo que primero se construyen las vigas y luego el diafragma se construye monolíticamente con la losa.

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 diafragma. Por lo general, los diafragmas transversales, tienen entre 6 a 8 plg de espesor.

Según el artículo No 8.12.2, se coloca un diafragma intermedio a cada 40 pies (12.20 mt) 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 en la estructura.

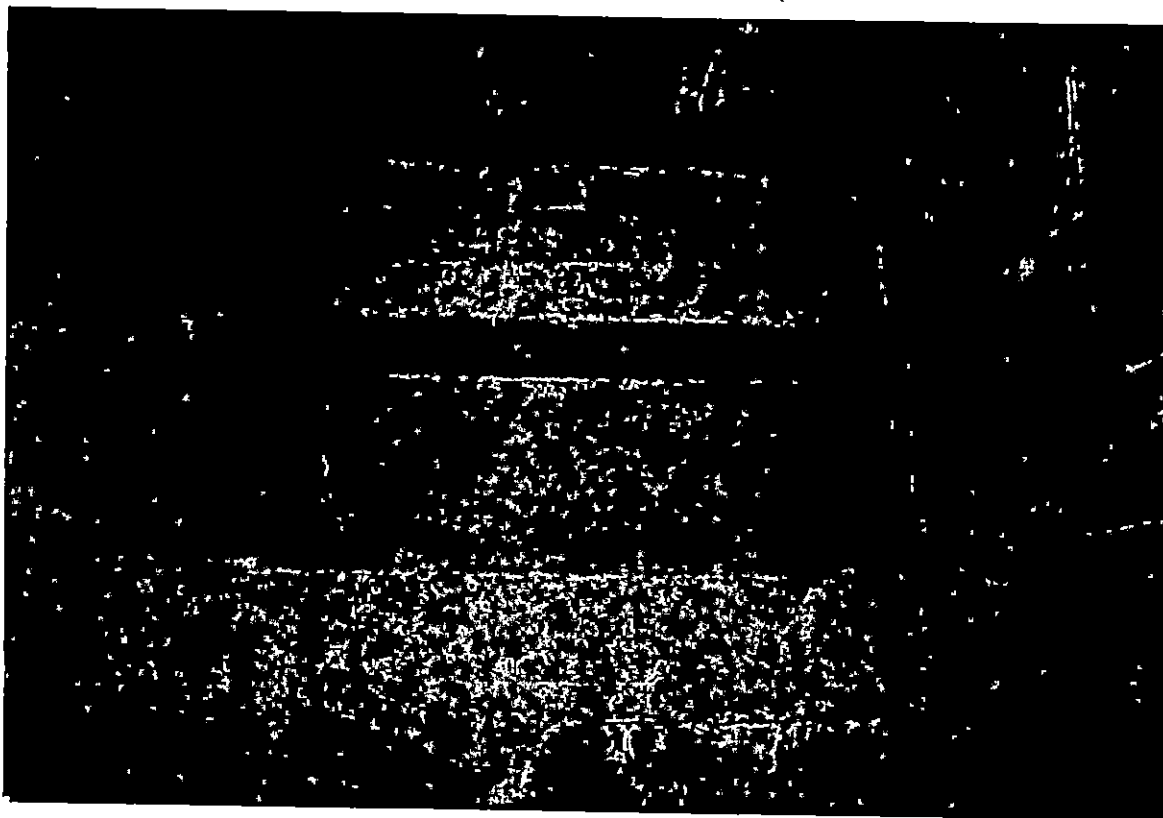
Fotografía No. 2.2

Vista de la losa de un puente.



2.7.1.4 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. 2.4, pág. 150).

Fotografía No. 2.3**Vista típica de un diafragma de un puente.**

Las aceras, postes y pasamanos son elementos complementarios que están en contacto directo con el usuario (Ver fotografía No.2.5, pág. 151).

Las aceras son aquellos elementos que forman parte de un puente con la finalidad de darle 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.

Fotografía No. 2.4

Vista transversal del sistema soportante de barandal de un puente.



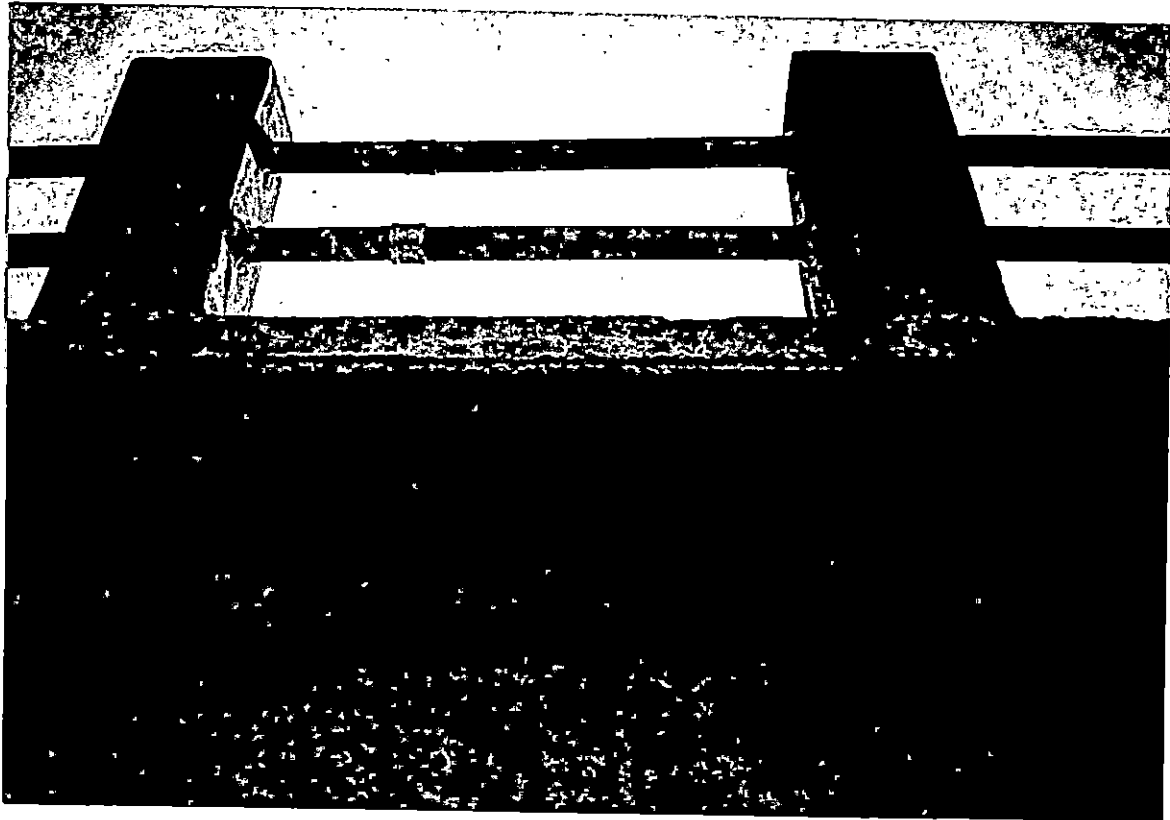
En el país generalmente se opta por los pasamanos de concreto reforzado, ya que son más económicos de conservar, aunque su aspecto estético no suele ser muy atractivo. Ultimamente se encuentran de moda los pasamanos metálicos.

2.7.1.5 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.

Fotografía No. 2.5

Vista de los postes de concreto reforzado y pasamanos metálicos, típicos de un puente.



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 elastoméricos 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.

2.7.1.6 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 (junta 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 ésta sección, siendo una junta losa - losa.

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

2.7.1.7 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 las cunetas 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 plg. 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.

7.2. 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 para 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 transportar la piedra son muy elevados.

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

2.7.2.1 Estribos.

Un estribo sirve para dos funciones principales. Soporta al 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 trasmite 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.2.6, pág. 155).

Los estribos son construidos a base de concreto reforzado, mampostería reforzada y mampostería de piedra (tipo muro de gravedad) siendo este último el que más se utiliza en caminos rurales y vecinales ya que es muy adecuado debido a los costos que este 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 a los aletones.

Las diferencias entre un muro convencional y un estribo son:

- a) Los estribos soportan en la corona o cabeza, las reacciones extremas de las vigas del claro del puente.
- b) Los estribos están restringidos 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.

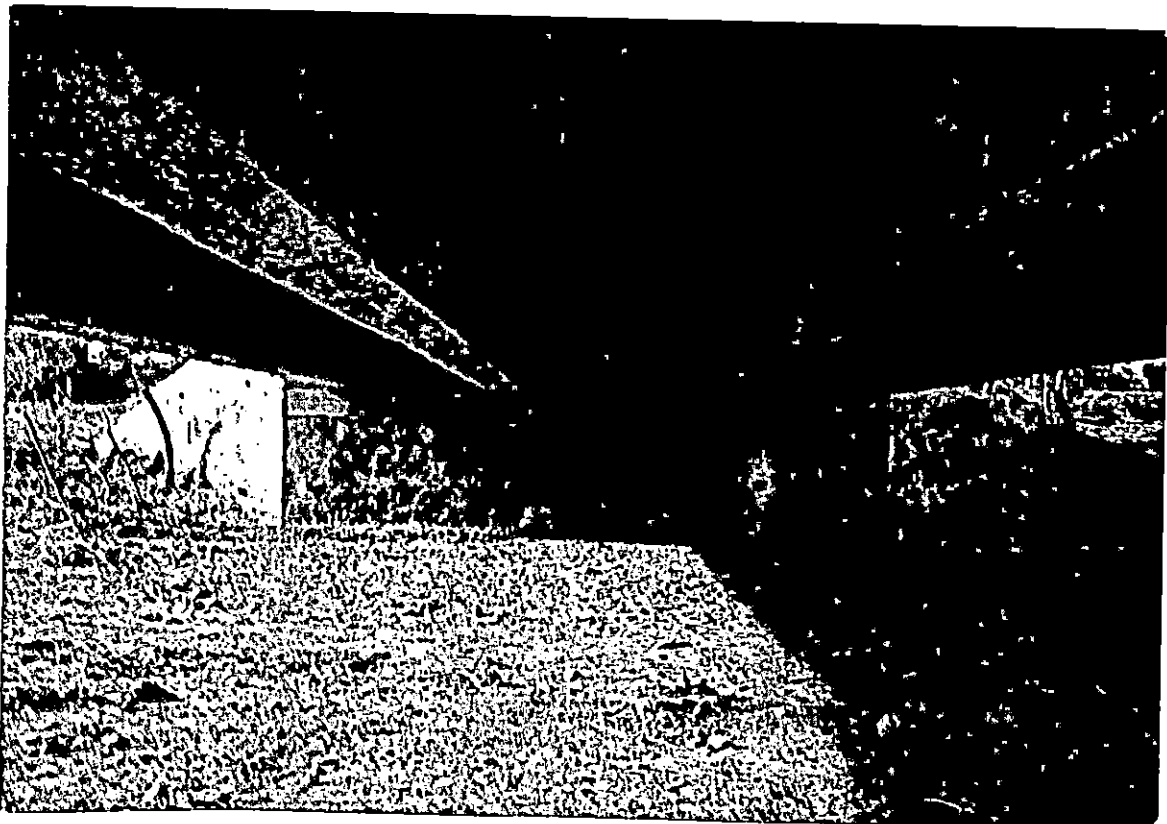
El asiento del puente es la parte del estribo donde se apoya directamente la superestructura. El cuerpo del puente es el que sostiene el asiento del mismo y soporta el ancho del terraplén que

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 No. 2.6

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



2.7.2.2 Lloraderos y drenes.

Todos los estribos deberán estar provistos de sus respectivos drenes. Los drenes generalmente deben ser colocados en los puntos mas 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. 2.7, pág. 157).

2.7.2.3 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 mas 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.

2.7.3 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.

Fotografía No. 2.7

Vista típica de los drenajes de un puente.



Las normas que se utilizan en este estudio son:

- Las STANDARD SPECIFICACIONES FOR HIGHWAY BRIDGES. Fifteenth edition. 1992. 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 (ACI 318-89) y comentarios (ACI 318 R-89) 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.

2.7.4 Parámetros y criterios para el diseño de puentes.

2.7.4.1 Predimensionamiento de la superestructura.

Según las normas de diseño de caminos de la D.G.C., para terrenos planos, ondulados y montañosos se tienen las características que se presentan en el Cuadro No. 2.8, pág. 159.

De acuerdo a las normas de la DGC sugieren que para la carga de diseño de puentes en caminos rurales y vecinales se utilice como vehículo de diseño el tipo HS-15, por lo tanto cuando se refiera al vehículo de diseño se supondrá que es el tipo HS-15.

Cuadro No.2.8

Ancho de rodamiento de la superestructura.

Clasificación	Ancho de vía (mts.)	Ancho de Pavimento	Ancho de rodamiento de puente	Carga de diseño de puente
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

2.7.5 Criterios estructurales para el diseño de puentes de concreto reforzado.

Generalidades.

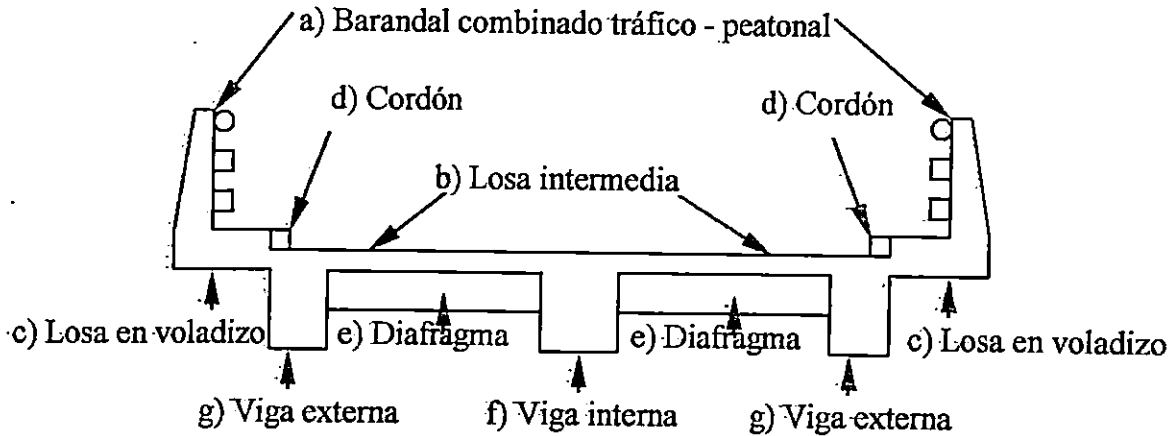
El estudio se ha desarrollado partiendo del análisis general de un puente recto de un solo claro en caminos rurales y vecinales, que es soportado por vigas longitudinales y sistema de losas de piso de concreto reforzado.

Los elementos de la superestructura que se analizan son los siguientes: (Ver figura No.2.4, pág. 160).

- a) Barandal combinado tráfico - 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. 2.4

Elementos que forman 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 ACI.

2.7.6 Diseño de la superestructura.

2.7.6.1 Análisis del barandal.

El barandal no cumple ninguna función estructural en el puente, pero su análisis y su diseño constituye uno de los elementos más importantes a considerar, ya que su función principal es brindar seguridad, frenando un vehículo que entre en colisión con éste.

Las Normas AASHTO definen 3 tipos de barandales:

- Peatonal.
- Para bicicletas.
- Para tráfico.

De los cuales se pueden combinar en tráfico - bicicletas y tráfico - peatonal. En éste apartado se considera el barandal combinado tráfico - peatonal, el cual se compone de los postes, un pasamanos superior 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 ó combinación de estos, este diseño solo considerará los barandales metálicos y los de concreto reforzado.

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

2.7.6.1.1 Geometría y distribución de cargas.

Los requisitos correspondientes a la geometría del barandal, se encuentran en el Art.2.7.1.2 y los requisitos correspondientes a las cargas que actúan sobre éste, 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 límites del barandal.

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

En el Cuadro No. 2.8, pág. 162 se resumen las características que condicionan las alturas del barandal, y en la figura No. 2.5, pág. 162 se muestra la posición del punto de aplicación de dichas cargas.

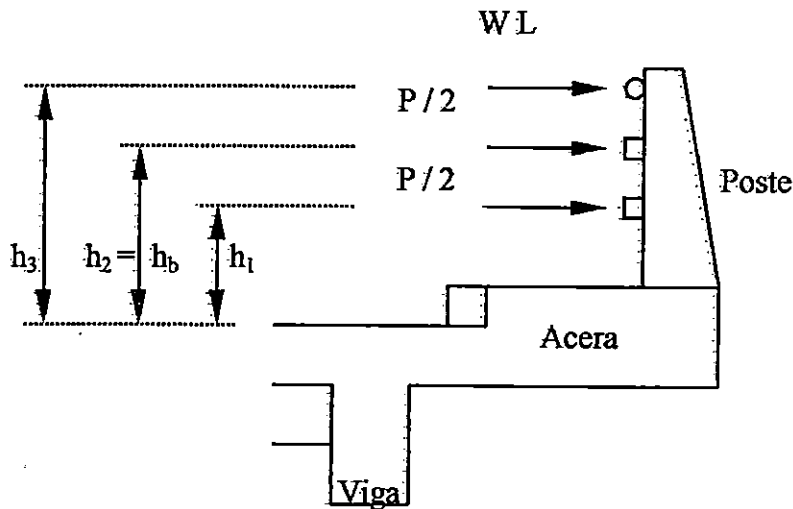
Cuadro No. 2.8

Dimensiones del barandal tráfico - peatonal.

BARANDAL	BARANDA INFERIOR (H_1)		BARANDA SUPERIOR (H_2)		PASAMANOS (H_3)	
	mt.	Plg	mt	plg	mt	plg
ALTURA MIN	0.38	15	0.69	27	1.07	42
ALTURA MAX	0.51	20	0.81	32	1.19	47

Figura No. 2.5

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 aplicará un factor C a la carga transversal total, distribuidas a las barandas de tráfico y a los postes.

$$C = 1 + (H_2 - 33) / 18 \geq 1$$

Donde:

C : factor de carga.

H_2 : altura de la baranda superior (plg).

Este artículo no se aplicará en éste tipo de barandal, ya que la altura máxima de la baranda superior es de 32 plg.

2.7.6.1.2 Análisis de la baranda.

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

$$M_b = P' L / 6$$

Donde:

M_b : momento de diseño de la baranda.

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

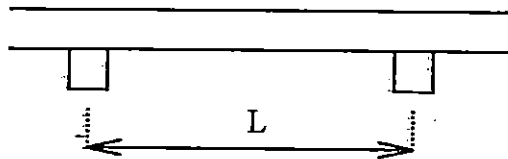
$P' = P = P/2 = P/3$, según el tipo del barandal. En nuestro caso será $P / 2$.

L : separación entre postes.

P : carga de diseño igual a $P = 10000$ lbs.

Figura No. 2.6

Vista superior de la baranda.



El cortante de diseño de las barandas será igual:

$$V_b = P' = P / 2$$

2.7.6.1.3 Análisis del pasamanos.

El momento de diseño del pasamanos, viene dado por:

$$M_p = w L^2 / 10$$

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 pasamanos será igual:

$$V_p = w L$$

2.7.6.1.4 Análisis del poste.

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

Primer 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 un longitud continua de baranda.

En la figura No. 2.7, pág. 166 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, éstas vienen dado por:

Para carga transversal:

$$M1 = P' (h_1 + h_2) + w L h_3$$

Para carga longitudinal:

$$M2 = M1 / 8$$

Donde:

M1: momento debido a la carga transversal al poste.

M2: momento debido a la carga longitudinal al poste.

P': es la mitad de la carga de diseño en baranda tráfico - 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 del pasamanos.

Cálculo de cortante:

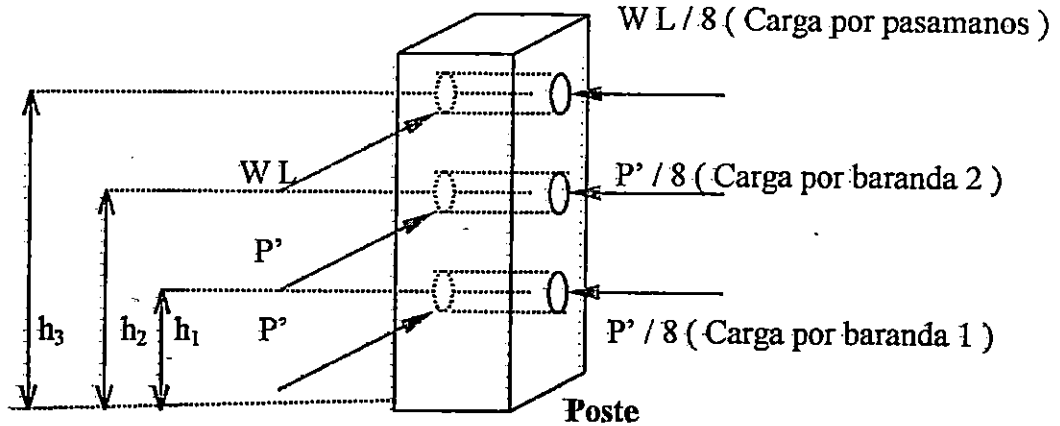
La carga mayor es la transversal, por tanto, el cortante que rige el diseño es el producido por la carga transversal:

$$V = P' + P' + WL = w L + P$$

$$V = 10000 + 50L \text{ (lbs)}$$

Figura No. 2.7

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 aplicará de forma independiente de la condición anterior, igual a un cuarto de la carga transversal, es decir:

Cálculo del momento: éste se obtiene en base a un análisis estático simple.

$$M_3 = M_1 / 4$$

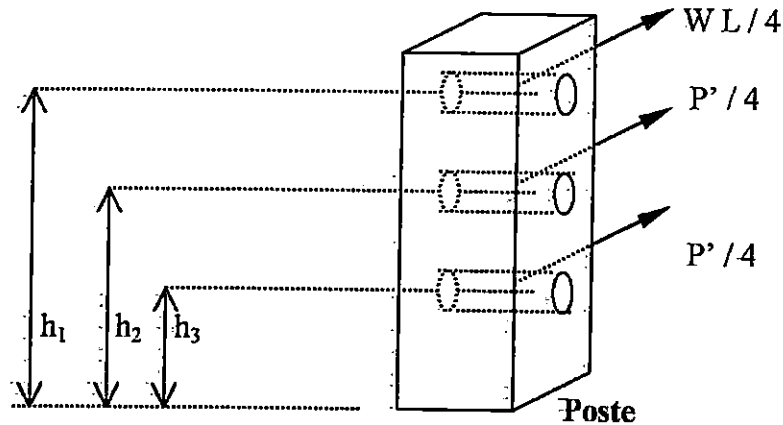
$$V = (wL + P) / 4 \text{ (No rige)}$$

2.7.6.2 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 No.2.9, pág. 168 se muestran las partes de la losa.

Figura No. 2.8

Carga trasera al poste.



2.7.6.2.1 Determinación de la longitud efectiva del claro de la losa.

En las normas AASHTO la longitud efectiva del claro (S) se utilizará 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:

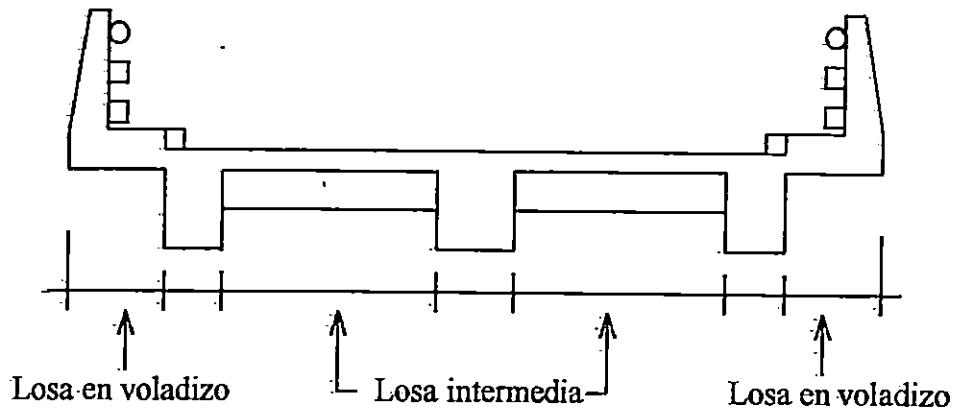
s = longitud libre entre rostros internos de vigas.

2.7.6.2.2 Determinación del espesor de la losa.

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

Figura No. 2.9

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 utiliza el Cuadro No. 2.9 no seña datos, pero por similitud en las condiciones de apoyo se puede usar la expresión para losas de claro continuo.

Cuadro No. 2.9

Espesor de losa para puentes.

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

Fuente: Artículo 8.9.2, tabla 8.9.2 de las normas AASHTO.

La fórmula que se utilizará es la siguiente:

Para claro simple:

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

Para claro continuo:

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

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).

2.7.6.2.3 Análisis de cargas.

Se analiza 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. 2.10:

Cuadro No. 2.10

Materiales para el cálculo de la carga muerta.

Material.	Peso (lb/pie ³)	Peso (kg/mt ³)
Concreto simple o reforzado	150	2400
Grava, tierra o arena compactada	120	1920
Asfalto de 1 plg., de espesor.	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 (lbs.)
H - 20 ó HS - 20	16000
H - 15 ó HS - 15	12000

- **Impacto:**

Debido a que es necesario considerar en el análisis el efecto dinámico de la aplicación repentina de la carga móvil, el momento por carga viva se incrementará por una fracción de impacto.

Según el Art. 3.8.2, la fracción del impacto se calcula mediante la expresión siguiente:

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30$$

Donde:

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

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

$$M_I = I M_L$$

Donde:

M_I : momento por impacto.

M_L : momento por carga viva.

2.7.6.2.4 Análisis de momentos.

- **Cálculo 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:

$$M_D = W_D S^2 / 10$$

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

$$M_D = W_D S^2 / 10$$

Donde:

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

S : longitud de la losa entre vigas.

- **Cálculo 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 tráfico, para claros de 2' a 24' inclusive.

Para losas continuas sobre más de tres apoyos, se multiplicará por un factor de continuidad de 0.8 y se tomará el valor resultante como el máximo momento positivo y negativo. (Ver Cuadro No. 2.11, pág 172).

Cuadro No. 2.11

Determinación del máximo momento positivo y negativo
según el número de claros³³

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

Donde:

S en pies.

P en libras (P_{15} ó P_{20}).

- **Determinación del momento de diseño.**

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, ya que sobre éste elemento sólo 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 la tabla 3.22.1.A de la normas AASHTO se obtienen los valores de γ , 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 es:**

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$M_u = 1.3 (M_D + M_L + M_I)$$

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

2.7.6.2.5 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 satisfactorias 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.

Lecho inferior.

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. 2.12

Diseño del refuerzo principal de la losa intermedia.

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

Donde :

S: claro efectivo de la losa.

Luego, el momento último para el lecho superior paralelo al tráfico 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 artículo 8.20.1 especifica que el acero debido a temperatura es $1 / 8$ de $\text{plg}^2 / \text{pie}$ ($2.64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$).

2.7.6.3 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 artículo 3.24.5.2 señala que se aplicarán las cargas de barandal según el artículo 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 analizar dos condiciones:

1. Carga viva de acera y carga horizontal del barandal.
2. Carga viva de acera y carga de rueda.

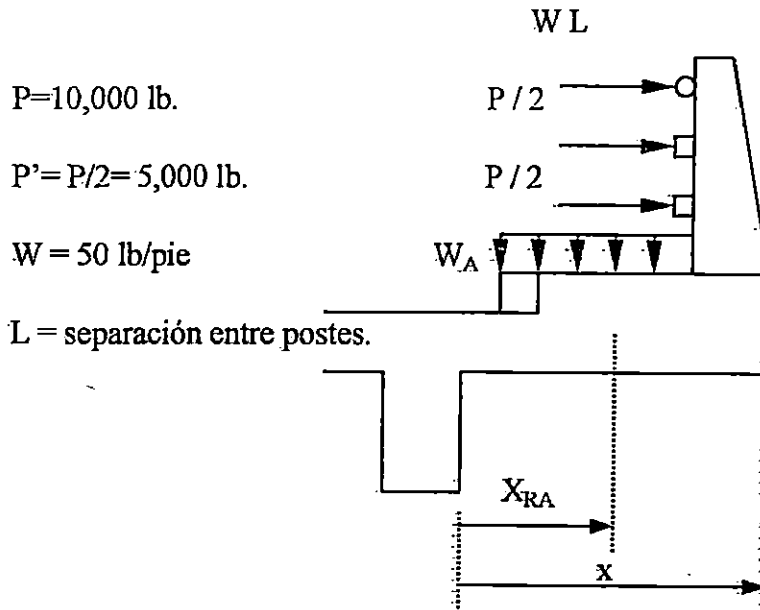
2.7.6.3.1 Carga viva de acera y carga del barandal.

La figura No. 2.11 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.

Figura No. 2.11

Distribución de carga viva de acera y barandal



La AASHTO en el artículo 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 artículo 3.24.5.2 especifica que la longitud efectiva es:

$$E_B = 0.80 X + 3.75$$

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.

$$E_B = 0.80 X + 1.143$$

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. 2.13, pág. 176:

Cuadro No. 2.13

Carga viva de acera.

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

Siendo P:

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

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 el análisis es un barandal de tráfico y peatonal (Ver figura No. 2.12, pág. 178).

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:

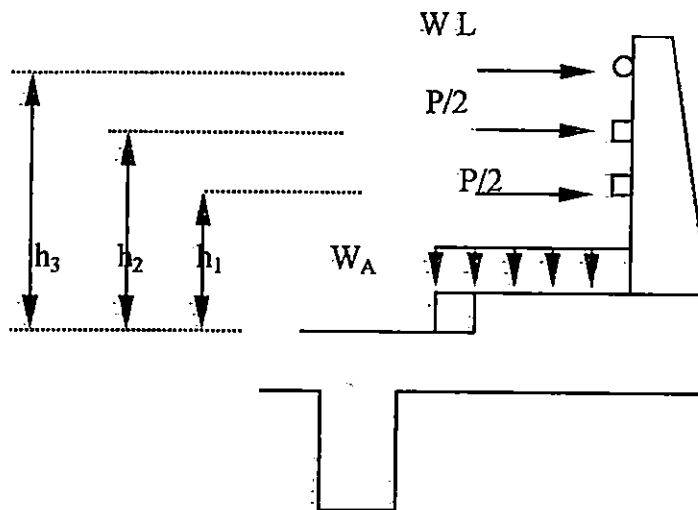
1. Barandas: peso de barandas de tráfico y pasamanos en la longitud E_B .

W_B : Peso de barandas.

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

Figura No. 2.12

Carga viva del barandal.



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

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

$$W = 50 \text{ lb / pie}^2$$

$L =$ Separación entre
postes

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.

6. X_S : Distancia desde el centro de gravedad de los elementos de los servicios públicos al apoyo de la losa.

2.7.6.3.1 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 debida a impacto.

- **Momento por carga viva.**

$$M_L = M_{AC} + M_{BL}$$

- **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).

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.**

$$M_{BL} = (P / 2) h_1 + (P / 2) h_2 + W L h_3$$

Donde:

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

- **Momento producido por impacto.**

Atendiendo lo estipulado por el artículo 3.8.1.2 no se aplicará impacto a cargas de acera.

Para la carga de barandal, por ser ésta 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. 2.14, pág. 180 se muestran como se obtienen los momentos por carga muerta de cada elemento.

Cuadro No. 2.14

Momentos debidos a carga muerta para la losa en voladizo.

Elemento	Fórmula 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:

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

- **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 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 , 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:**

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$M_u = 1.3 (M_D + M_L)$$

- **Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio el momento (M) es:**

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$M = M_D + M_L$$

2.7.6.3.2 Determinante del cortante de diseño.

- **Cortante por carga viva.**

Será el producido por la carga viva de acera en la longitud E_B .

$$V_L = W_A (\text{ancho de acera}) (E_B)$$

- **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.

Todos calculados para la longitud E_B .

- **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 éste elemento sólo actúa la carga muerta, carga viva, se analiza en 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 , 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:**

$$\begin{aligned} \gamma = 1.3 & & \beta_D = 1.0 & & \beta_L = 1.0 \\ & & V_u = 1.3 (V_D + V_L) & & \end{aligned}$$

- **Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio, el cortante (V) es:**

$$\begin{aligned} \gamma = 1.0 & & \beta_D = 1.0 & & \beta_L = 1.0 \end{aligned}$$

$$V = V_D + V_L$$

2.7.6.3.3 Cargas de acera y rueda.

Según el artículo 3.24.2.2 de la AASHTO, la figura No. 2.13, pág. 184 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:

$$E_R = 0.80 X + 3.75$$

Donde:

E_R = longitud efectiva de la que resiste la carga de rueda (pies).

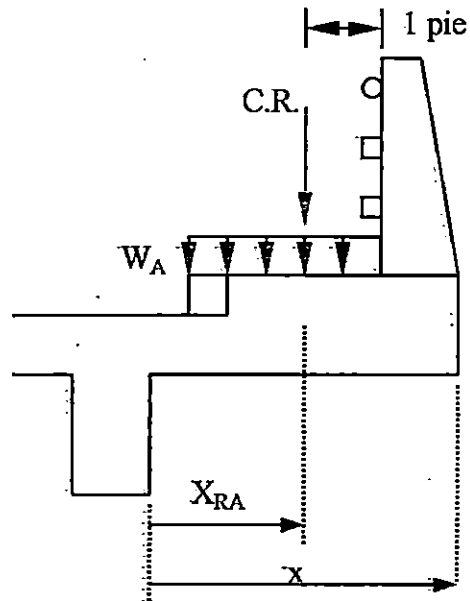
X = distancia desde la carga de rueda hasta el punto de apoyo (pies).

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. 2.13

Carga de acera y rueda.



- **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 rueda de acuerdo con los artículos 3.7.5 y 3.7.6.

- **Carga viva de acera.**

La carga viva de acera de acuerdo con el artículo 3.14.1 determina los valores según el Cuadro No.2.13, pág. 176.

Carga de rueda.

Por ser la mayor carga, y por lo tanto, la mas desfavorable, se usará la carga de rueda para ejes trasero, según la distribución de cargas ilustradas a en el cuadro 2.15, pág. 185.

Cuadro No. 2.15

Carga de rueda en puentes.

Vehículo de diseño	Carga de rueda (CR: lbs)
H 15	12000
H 20	16000
HS 15	12000
HS 20	16000

CR = Carga de rueda

• **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 de tráfico y pasamanos en la longitud E_R .

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 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_R .

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

- **Momento por carga viva.**

$$M_L = M_{AC} + M_{CR}$$

- **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 aplicará impacto a cargas de acera.

Para el cálculo de la fracción de impacto para la 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 de 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:

$$M_I = 0.30 M_{CR}$$

- **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. 2.14, pág. 180 se muestran como se obtienen los momentos por carga muerta de cada elemento.

- **Momento total producido por carga muerta.**

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

- **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 analiza en 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 , 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:**

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$M_u = 1.3 (M_D + 1.3 M_{CR} + M_{AC})$$

Sólo 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:

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$M = M_D + 1.3 M_{CR} + M_{AC}$$

Según el artículo 3.24.2.2, los esfuerzos para ésta combinación de carga no serán mayores de 150% de los esfuerzos permisibles, es decir:

$$\sigma_C \leq 150\% \cdot \sigma_p$$

- 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.

$$V_{AC} = W_A (\text{ancho de acera}) \cdot (E_r)$$

- Cortante por carga de rueda.

$$V_{CR} = CR$$

- Cortante por carga viva.

$$V_L = V_{AC} + V_{CR}$$

- **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. d de la AASHTO, para cortante en brazos en voladizo, siempre se usará un factor de impacto del 30%.

$$V_I = 0.3 V_{CR}$$

- **Cortante de diseño.**

Para la combinación de cargas dadas por el Art. 3.22.1, sobre éste elemento sólo 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 , 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 $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

- **Para una losa diseñada por el método de factor de carga el cortante último (V_u) es:**

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$V_u = 1.3 (V_D + 1.3 V_{CR} + V_{AC})$$

- Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$V = V_D + 1.3 V_{CR} + V_{AC}$$

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 ó E_R), para poder comparar los resultados, es necesario transformar los momentos y cortantes encontrados en el apartado 2.7.6.3.3, pág.183 (carga de acero y rueda) a la longitud efectiva del apartado 2.7.6.3.1, pág. 174 (carga de acero y barandal).

- **Para carga de acero y barandal.**

Momento de diseño para la condición de carga : Carga de acero y barandal = M_I

Cortante de diseño para la condición de carga : Carga de acero y barandal = V_I

- **Para carga de acero y rueda.**

Momento de diseño para la condición de carga : Carga de acero y rueda, transformado a la longitud efectiva.

$$E_B = M_{II} \frac{E_B}{E_R}$$

Cortante de diseño para la condición de carga : Carga de acero y rueda, transformado a la longitud efectiva.

$$E_B = V_{II} \frac{E_B}{E_R}$$

- **Momento que rige el diseño.**

$$\text{El mayor entre } M_I \text{ y } M_{II} \frac{E_B}{E_R}$$

- **Cortante que rige el diseño.**

$$\text{El mayor entre } V_I \text{ y } V_{II} \frac{E_B}{E_R}$$

2.7.6.4 Análisis del cordón.

El artículo 3.14.2, determina las cargas que se consideran en el análisis del cordón.

Se consideran dos condiciones:

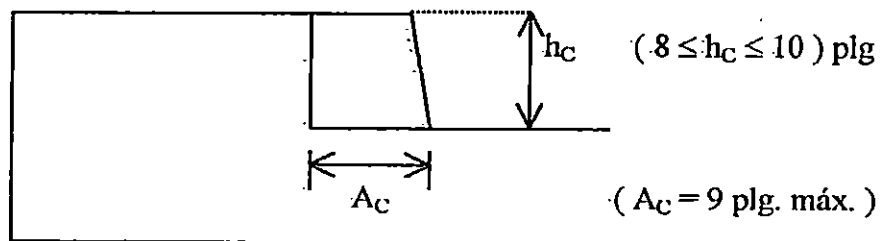
- Fuerza lateral aplicada directamente sobre el cordón.
 - Fuerza sobre el barandal que afecta el cordón.
- **Fuerza lateral aplicada directamente sobre el cordón.**
 - **Geometría del cordón.**

El artículo 2.2.5 de la AASSTO, especifica que el ancho máximo del cordón será de 9 plg; así mismo indica que la altura del cordón no será menor de 8 plg y preferiblemente no será mayor de 10 plg (Ver figura No.2.14).

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. 2.14

Dimensiones del cordón.



Donde:

A_c = Ancho de cordón.

h_c = Altura del cordón.

- **Análisis de cargas sobre el cordón.**
- **Carga sobre el cordón.**

El artículo 3.14.2.1 de la AASSTO, especifica que los cordones serán diseñados para una fuerza lateral no menor de 500 lb/pie lineal de cordón, aplicada al borde del cordón ó a una elevación de 10" sobre el piso si el cordón es mas alto de 10 plg.

- **Momento de diseño.**

‘Será el momento calculado en la sección A-A’ (Ver figura No. 2.15, pág. 195).

$$M_{CL} = 500 h_c$$

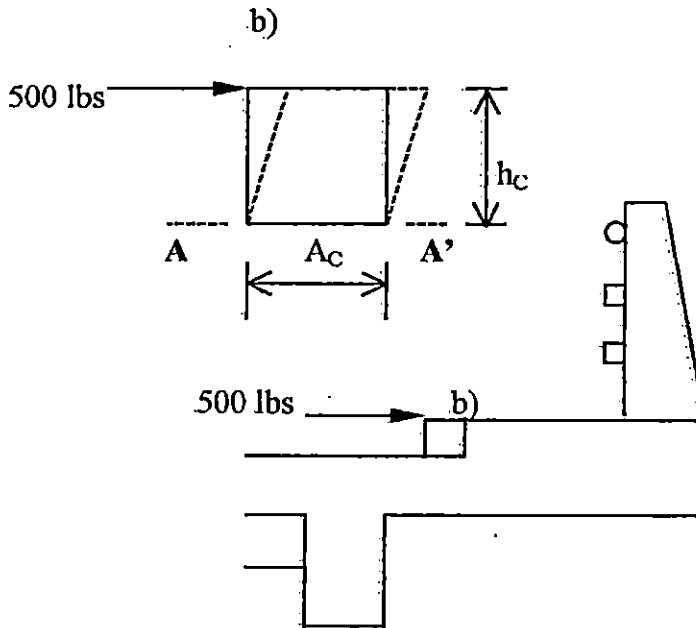
Donde:

M_{CL} : Momento externo en lb - pie / pie para carga lateral aplicada directamente sobre el cordón.

h_c : En pies.

Figura No. 2.15

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,

$$M = M_L = M_{CL}$$

$$M = 500 \cdot h_c$$

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 dada 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 la AASHTO se obtienen los valores de γ , (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 $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

a) Para un cordón diseñada por el método de factor de carga el momento último (M_u)

es:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$M_u = 1.3 (1.67 M_{CL})$$

$$M_u = 2.17 M_{CL}$$

$$M_u = 2.17 (500 h_C)$$

$$M_u = 1085 h_C$$

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 diseñada por el método de cargas de servicio el momento (M) es:

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$M = M_L = M_{CL}$$

$$M = 500 h_c$$

Donde:

M : Momento de diseño en lb - pie / pie para carga lateral aplicada directamente sobre el cordón.

h_c : En pies.

- **Determinante 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 la AASHTO se obtienen los valores de γ , (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 $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

a) Para un cordón diseñada por el método de factor de carga el cortante último (V_u) es:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$V_u = 1.3 (1.67 V_L)$$

$$V_u = 2.171 V_L$$

$$V_u = 2.171 (500)$$

$$V_u = 1085 \text{ lbs / pie de cordón.}$$

b) Para un cordón diseñada por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

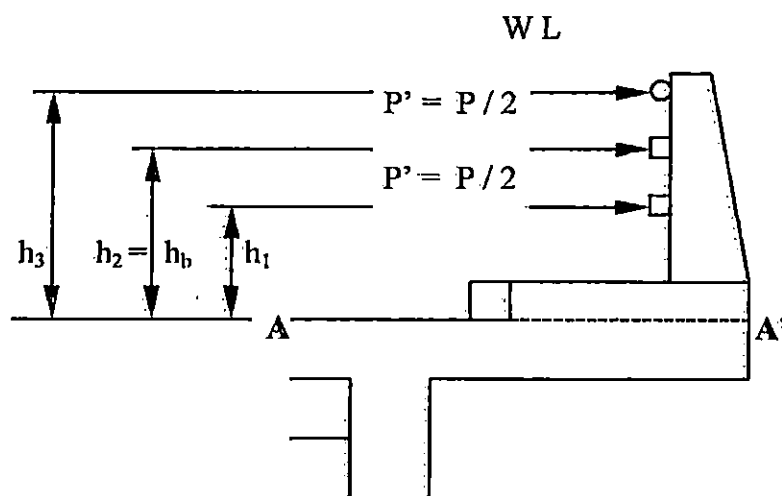
$$V = V_L = V_{CL} = 500 \text{ lb / pie de cordón.}$$

Cargas que afectan al cordón.

El Art. 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 tráfico (Ver figura No. 2.16), y los esfuerzos sobre el cordón serán calculados congruentemente.

Figura No. 2.16

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. 2.16, pág. 198), 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 analizará el cortante producido por la carga de barandal que afecta el cordón.

$$E_B = 0.80 X + 3.75$$

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:

$$M_B = P' (h_1 + h_2) + w L h_3$$

Donde:

M_B : Momento externo producido por las cargas sobre el barandal, el cual afecta al cordón y está distribuido en E_B .

a) Cordón diseñado por el método de cargas de servicio:

$$M = M_B = P' (h_1 + h_2) + w L h_3 \quad (\text{ en lb - pie para una longitud } E_B)$$

b) Cordón diseñado por el método de factor de carga:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$M_u = 1.3 (1.67 M_B)$$

$$M_u = 2.171 M_B$$

$$M_u = 2.171 (P' (h_1 + h_2) + w L h_3) \quad (\text{ en lb - pie para una longitud } E_B)$$

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 transformado a la longitud efectiva E_B :

$$M_B = M_{CL} E_B$$

Cortante de diseño para carga lateral transformando a la longitud efectiva E_B :

$$V_B = V_{CL} E_B$$

Para carga del barandal que afecta al cordón:

Momento de diseño para carga de barandal que afecta al cordón = M_B

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 éste momento es mayor que el momento de diseño de la losa en voladizo, se debe suministrar refuerzo para el excedente de momento.

Cortante que rigen el diseño.

Será el mayor entre V_{CL} , E_B y V_B .

2.7.6.5 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 dé 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.

Análisis de cargas.**Carga muerta.**

El diafragma no tiene como función resistir la carga muerta de la losa, puesto que éste 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 x 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), sólo se considera una carga rueda ya que la separación entre ruedas es de 6' y físicamente sólo una rueda puede estar sobre el diafragma.

Para diafragmas con longitudes mayores de 6' se considerarán las dos cargas de rueda en la posición que 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 contiguos, que sean aplicables.

Las cargas a considerar son:

Para H-15 y HS-15, $CR = 12000 \text{ lb}$

Para H-20 y HS -20, $CR = 16000 \text{ lb}$

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:

$$M_D = \frac{W_D L^2}{8}$$

L = Distancia centro a centro de las vigas longitudinales que soportan el diafragma.

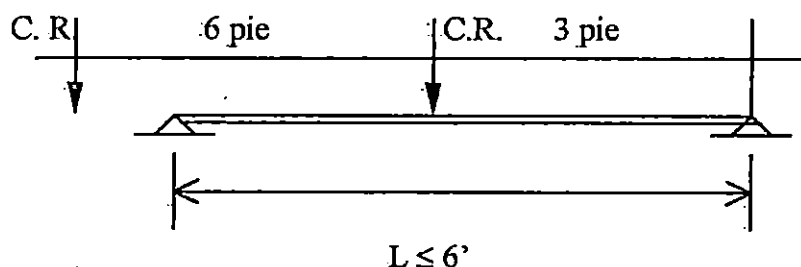
Momento por carga viva.

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 considerará una carga de rueda pues físicamente sólo una rueda puede estar sobre el diafragma, puesto que la separación entre ruedas es de $6'$. (Ver figura No. 2.17).

Figura No. 2.17

Carga de rueda para momento máximo.



Luego, el momento por carga viva es:

$$M_L = \frac{CR \cdot L}{4} \quad (\text{lbs - pie})$$

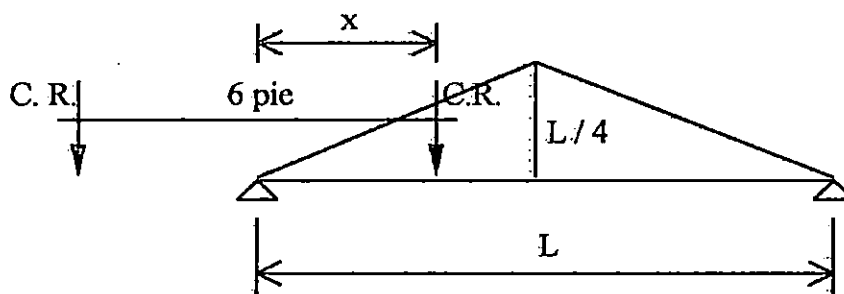
b) Para $6' < L < 12'$, ($1.83 \text{ mt.} < L < 3.26 \text{ mt.}$) se analiza por medio de la línea de influencia para $L/2$, según se muestra en la figura No. 2.18.

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:

$$M_L = \frac{CR \cdot L}{4} \quad 6' < L < 12'$$

Figura No. 2.18

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.

Análisis para cortante.

Cortante por carga muerta.

Como se aclaraba anteriormente, únicamente tenemos el peso propio del diafragma, por lo tanto:

$$V_D = \frac{W_D L}{2}$$

Cortante por carga viva.

Será el producido por las cargas de rueda que actúan sobre el diafragma.

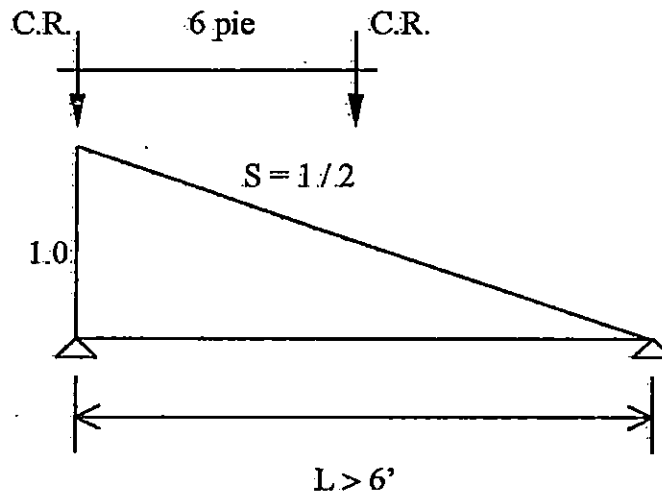
Para $L < 6'$, el cortante máximo será la carga de rueda que actúa sobre uno de los apoyos.

Para $L > 6'$, se construirá la línea de influencia para la reacción en el apoyo.

(Ver figura No. 2.19)

Figura No. 2.19

Línea de influencia para reacción en el apoyo.



$$V_L = CR + CR \cdot (1/L \cdot (L - 6))$$

$$V_L = 2 CR (1 - 6/L) \text{ lbs.}$$

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).

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 la AASHTO se obtienen los valores de γ, 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 $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

a) Para un diafragma diseñado por el método de factor de carga el momento último M_u

es:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$M_U = \gamma (\beta_D M_D + \beta_L M_{L+I})$$

$$M_U = 1.3 (M_D + 1.67 (1.3 M_L))$$

$$M_U = 1.3 (M_D + 2.171 M_L)$$

b) Para un diafragma diseñado por el método de cargas de servicio el momento (M) es:

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.3$$

$$M = M_D + 1.3 M_L$$

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 , 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 $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

Para un diafragma diseñado por el método de factor de carga el cortante último (V_u) es:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$V_U = \gamma (\beta_D V_D + \beta_L V_{L+I})$$

$$V_U = 1.3(V_D + 1.67(1.3 V_L))$$

$$V_U = 1.3(V_D + 2.171 V_L)$$

Para un diafragma diseñado por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.0,$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.30$$

$$V = V_D + 1.3 V_L$$

Criterios estructurales adicionales.³⁴

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 Ld. Pero Ld se toma como la diferencia entre h/2 y el inicio del gancho.

$$Ld = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \geq 0.006 d_b f_y < 30.5 \text{ cm}$$

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 ó igual a 30 centímetros.

En el lecho superior del diafragma se colocará el acero mínimo (A_{smín}), sirven para sujetar los estribos. A veces se utiliza el refuerzo transversal del lecho superior de 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.

Análisis de vigas longitudinales para puentes.

En el análisis que llevaremos a cabo se tomarán las siguientes consideraciones:

- a) Se da como conocida la sección transversal del puente, que determina que solo existe un carril de tráfico.
- b) Se considerará que las secciones de las vigas son conocidas, producto de un predimensionamiento.
- c) Se asume como conocidas el número 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 15 - 44.

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 ó 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.

³⁴ Criterios estructurales proporcionados por el Departamento de Diseño de Puentes de la Dirección General de Caminos.

La carga muerta propia estará constituida por una carga muerta uniformemente distribuida y cargas puntuales que representan el peso de diafragmas intermedios.

Carga distribuida.

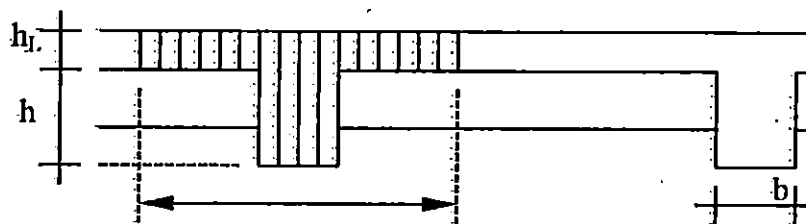
La carga muerta distribuida W_D a lo largo del claro, se obtendrá al sumar los pesos por unidad de longitud del peso propio de la viga mas el peso de la losa.

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. 2.20.

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 largero o viga. (Ver figura No. 2.21, pág. 211)

Figura No. 2.20

Sección de viga interna y losa para carga muerta.



Franja de losa en consideración = 1 pie

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.

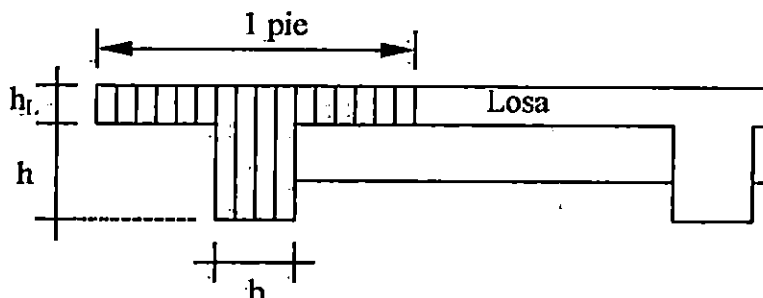
$W_L = 1 \cdot h$ (peso volumétrico del concreto)

W_D : Carga distribuida debido a la carga muerta propia.

$W_D = W_V + W_L$

Figura No. 2.21

Sección de viga externa y losa para carga muerta.



Carga puntual.

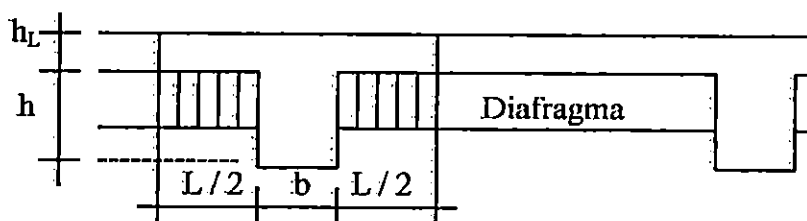
La carga puntual a aplicar tendrá el valor del peso del diafragma que está comprendido en el ancho de losa considerado.

La porción del diafragma a considerar en una viga interna se muestra en la figura No. 2.22

La porción del diafragma a considerar en una viga externa se muestra en la figura No. 2.23, pág. 2.12.

Figura No. 2.22

Porción del diafragma considerada en el análisis de viga interna.



La carga puntual P se obtendrá así:

Para la viga interna:

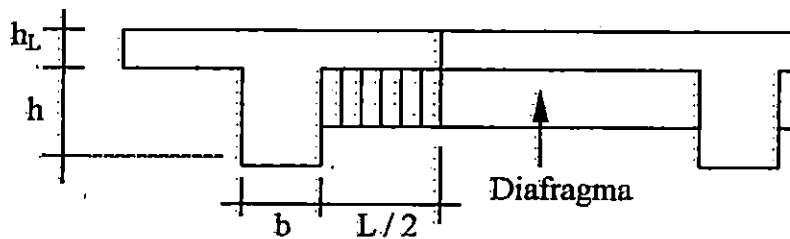
$$P = L (\text{sección transversal del diafragma}) (\text{peso volumétrico del concreto})$$

Para la viga externa:

$$P = \frac{L}{2} (\text{sección transversal del diafragma}) (\text{peso volumétrico del concreto})$$

Figura No. 2.23

Porción del diafragma considerada en el análisis de viga externa.

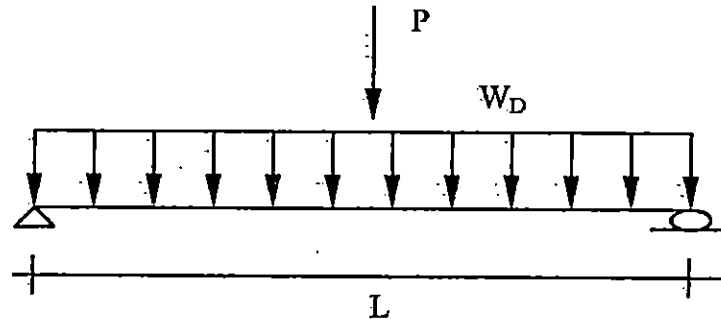


Modelo de carga por carga muerta propia.

El Modelo de carga por carga muerta propia 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. 2.24, pág. 213.

Figura No. 2.24

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:

$$W'_D = W / (L \cdot n)$$

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.

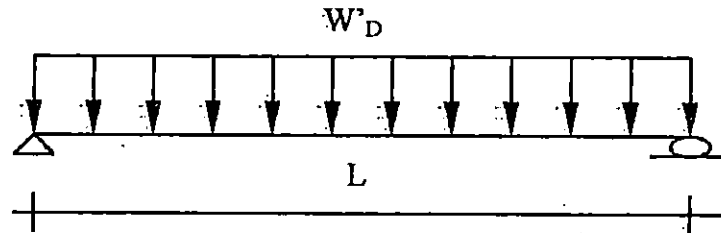
n : Número de vigas longitudinales.

Modelo de carga por carga muerta sobrepuesta.

El Modelo de carga por carga muerta sobrepuesta se muestra en la figura No. 2.25.

Figura No. 2.25

Modelo de carga por carga muerta superpuesta.



Carga muerta total.

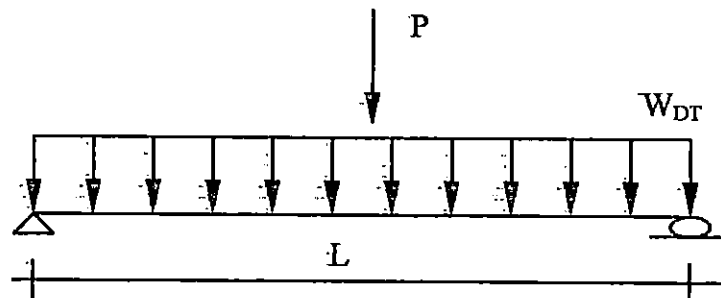
La carga muerta total, tanto para viga interna como externa, estará por la carga muerta propia y la carga muerta sobrepuesta.

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. 2.26.

Figura No. 2.26

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 carga muerta sobrepuesta.

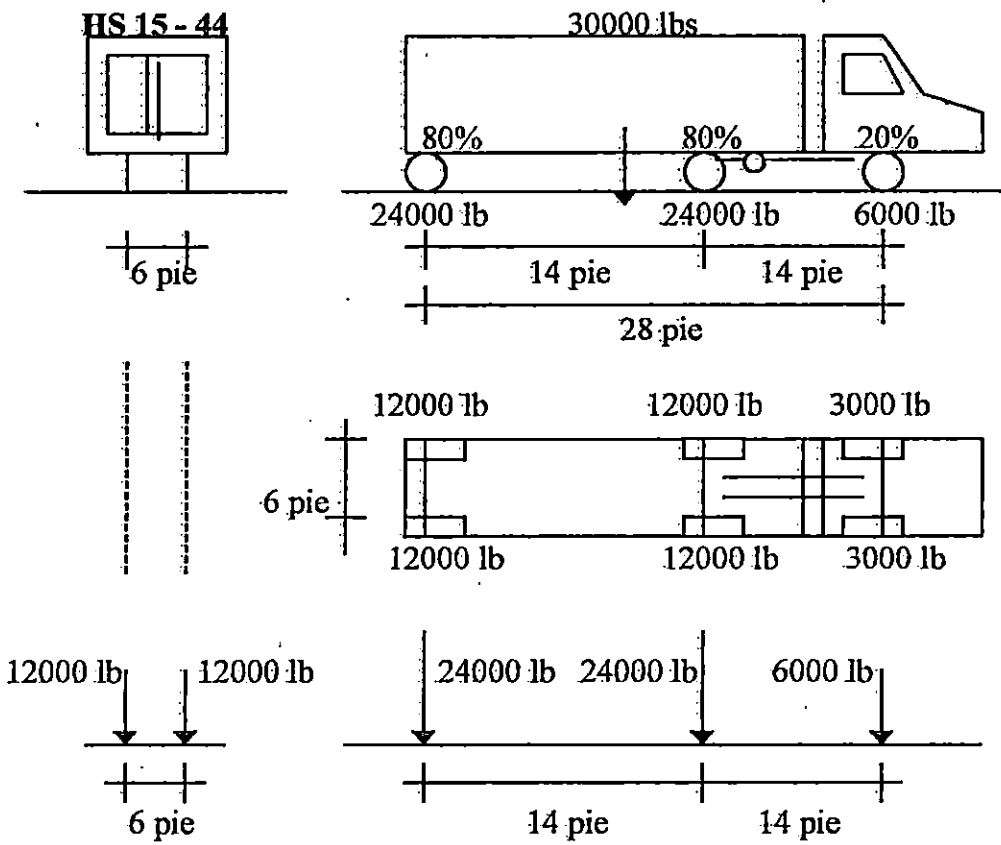
W_{DT} : Carga distribuida debido a la carga muerta total.

$$W_{DT} = W_D + W'_D$$

L : Longitud del claro del puente.

Figura No. 2.27

Carga viva del vehículo de diseño.

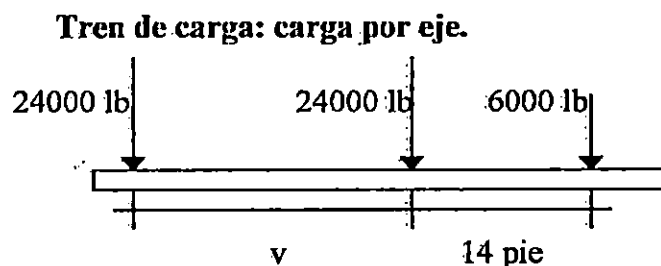


Tren de carga.

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. 2.27, pág. 213 y figura No. 2.28) o el carril de carga.

Para el caso del camión HS 15-44 o su correspondiente carril de carga, se tienen las cargas mostradas en la figura No. 2.29.

Figura No. 2.28

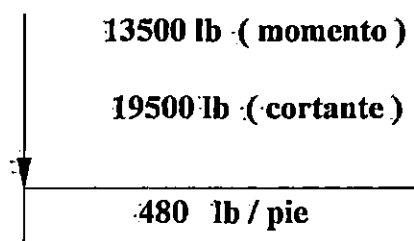


Donde:

v : Distancia entre los ejes traseros para un camión tipo HS 15-44, y $14' \leq v \leq 30'$

Figura No. 2.29

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 máximo momento negativo en claros

continuos. Para puentes de un solo claro se obtendrán, mayores esfuerzos entre mas 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. 36

Cuadro No. 36

Factor de reducción de intensidad de carga (FIC)

No. de carriles	Factor
1 ó 2	1.00
3	0.90
4 ó mas	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.2.17), proporciona directamente el factor de distribución de la carga de rueda para cada tipo de viga.

Sea FCR = factor de distribución de carga de rueda.

Cuadro No. 2.17

Factor de distribución de carga de rueda (FCR)

No. de carriles	Factor
1 ó 2	0.50
3	0.50
4 ó mas	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.

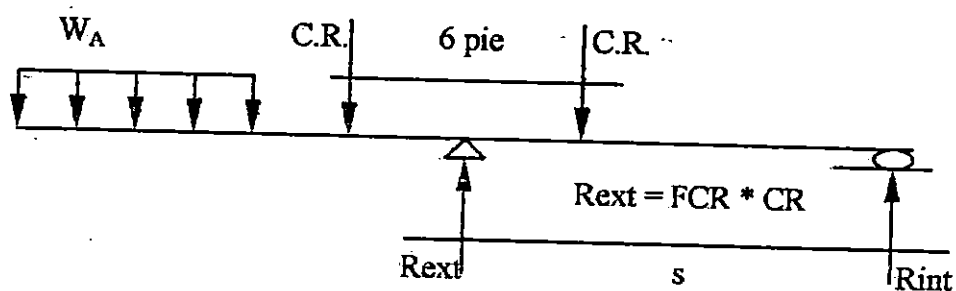
CONDICION I

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.32), para simplificar el sistema se podrá aplicar la superposición de efectos para los dos tipos de carga viva.

Figura No. 32

Condición I para el análisis de carga viva para viga externa.



Donde:

W_A : carga distribuida debida a la 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 acero y para la carga de rueda.

FCR: factor de distribución de carga de rueda.

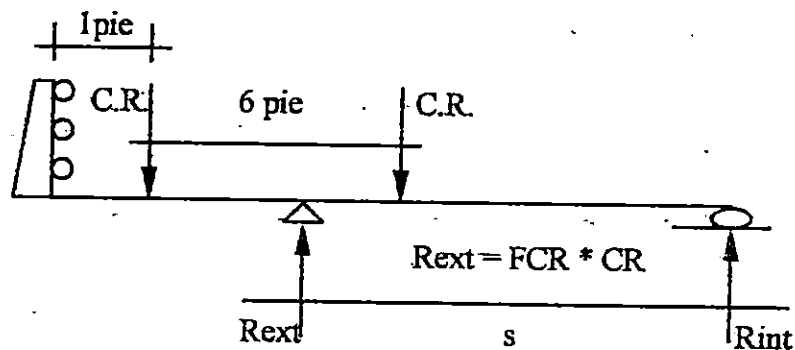
FCA: factor de distribución de carga de acero.

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. 33

Figura No. 33

Condición II para el análisis de carga viva para viga externa.



Carga viva de acero

Definida por el Art.3.14.1

WA = carga de acera.

Cuadro No. 2.18

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:

$$P=(30+3000/L)(55-Wa)/50 < 60 \text{ lbs/pie}$$

Donde:

L: longitud cargada de la acera (pie)

Wa: 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

$$I=50/(L_I+125)$$

Donde:

I: fracción de impacto.

L_I: longitud en consideración para determinar la fracción de impacto.

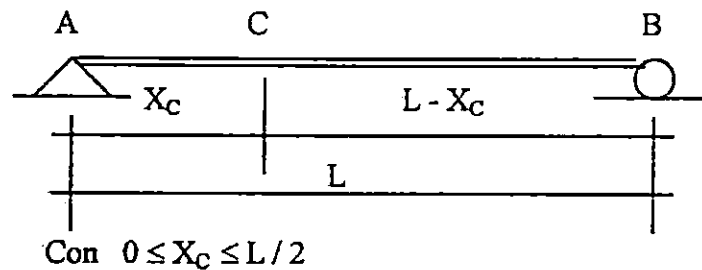
Consideraciones para cortante.

Para cortante, L_i 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.34, se calculará la fracción de impacto para distintos puntos:

Figura No. 34

Longitud de impacto para viga.



Donde:

C: punto de consideración.

X_C : distancia desde el apoyo (A o B) hasta el punto C.

L: longitud del claro.

L_i : longitud en consideración para determinar la fracción de impacto.

Para un punto cualquiera C:

$$x = x_C \quad L_i = L - x_C$$

$$\text{Con } 0 \leq x_C \leq L/2$$

Para:

$$x_C = 0 \quad L_I = L$$

$$x_C = L/4 \quad L_I = L - L/4$$

$$x_C = L/3 \quad L_I = L - L/3$$

$$x_C = L/2 \quad L_I = L - L/2$$

Consideraciones para momento flector.

Para momento flector, L_I , 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_I : 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.

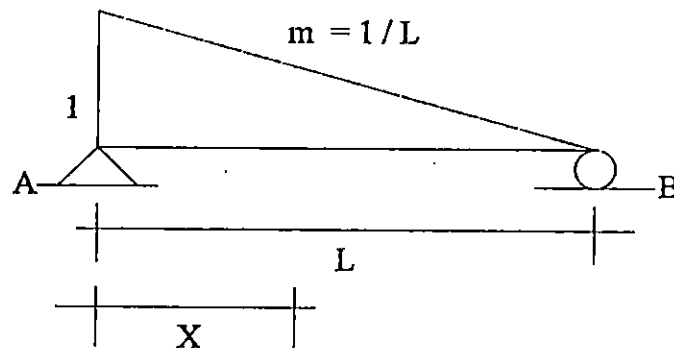
Líneas de influencia para cortante.

Para el apoyo, la forma de la línea de influencia para la reacción, se ilustra en la figura No. 2.33.

Para puntos intermedios, la forma de la línea de influencia para cortante, se ilustra en la figura No. 2.34, pág. 225.

Figura No. 2.33

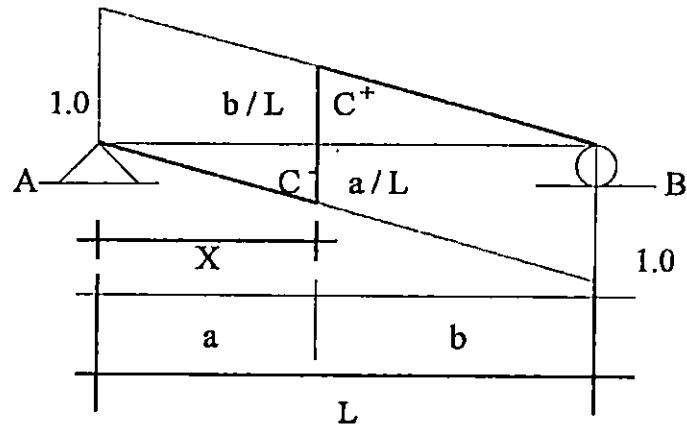
Línea de influencia para cortante.



$$R_A = 1 - X/L$$

Figura No. 2.34

En la reacción del apoyo



$$\text{Para : } 0 \leq x \leq a \Rightarrow V_c = -\frac{x}{L}$$

$$\text{Para : } a \leq x \leq L \Rightarrow V_c = 1 - \frac{x}{L}$$

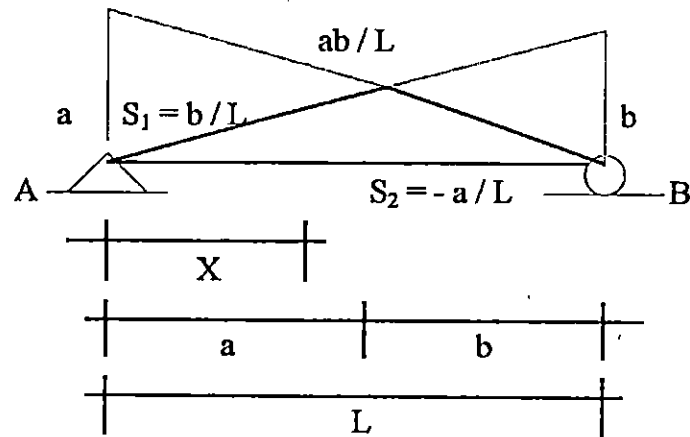
b) Para puntos intermedios

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. 2.35, pág. 226.

Figura No. 2.35

Línea de influencia para momento.



$$\text{Para : } 0 \leq x \leq a \quad \Rightarrow \quad M_c = b \cdot x / L$$

$$\text{Para : } a \leq x \leq L \quad \Rightarrow \quad M_c = a \left(1 - \frac{x}{L} \right)$$

Cálculo de cortante.

Los cortantes a determinar son los debidos a carga muerta, carga viva e impacto.

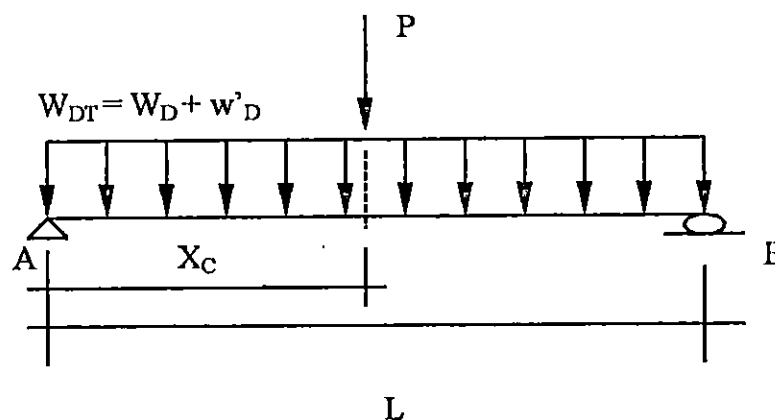
Para la obtención del cortante total que actúa en una sección dada, resulta muy ventajoso el análisis por separado y después sobreponer los efectos.

Cortante por carga muerta.

La carga muerta esta constituida por la carga muerta propia y la carga muerta sobrepuesta ó superpuesta (Ver figura No. 2.36, pág. 227).

Figura No. 2.36

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 momentos en B (Ver figura No. 38), se tiene:

$$R_A = (P/2) + W_{DT} \cdot L/2$$

Para un punto C entre A y $L/2$, se tiene:

$$\text{Para : } 0 \leq x_C \leq L/2 \Rightarrow V_{DC} = R_A - W_{DT} \cdot x_C$$

Para un punto C entre $L/2$ y B , se tiene:

$$\text{Para : } L/2 < x_C \leq L \Rightarrow V_{DC} = R_A - P - W_{DT} \cdot x_C$$

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 necesario 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 éste mas alejado de la reacción. Con esto se logra obtener mayores ordenadas en la línea de influencia.

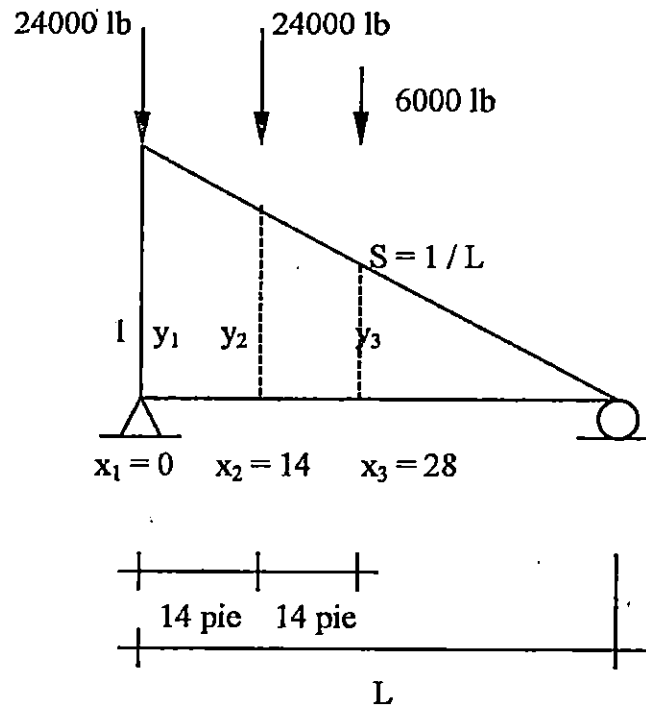
Para las cargas de camión, la carga trasera se colocará justo sobre el punto C y se evaluará escogiendo únicamente la ordenada mayor de la línea de influencia, independientemente de su signo. Las otras cargas se colocarán a cada 14', sobre el lado en consideración.

Es ventajoso realizar el análisis con las respectivas cargas de ejes, de esta manera resulta fácil compara 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 15-44 y con una separación de ejes traseros de 14' para lograr producir mayores efectos (Ver figuras No. 2.37 pág. 229 y No. 2.38, pág. 240).

Figura No. 2.37

Ilustración del cálculo de cortante en el apoyo debido a carga de camión HS 15-44.



$$R_A = 1 - X/L$$

$$R_{AL} = 32000 (y_1) + 32000 (y_2) + 8000 (y_3)$$

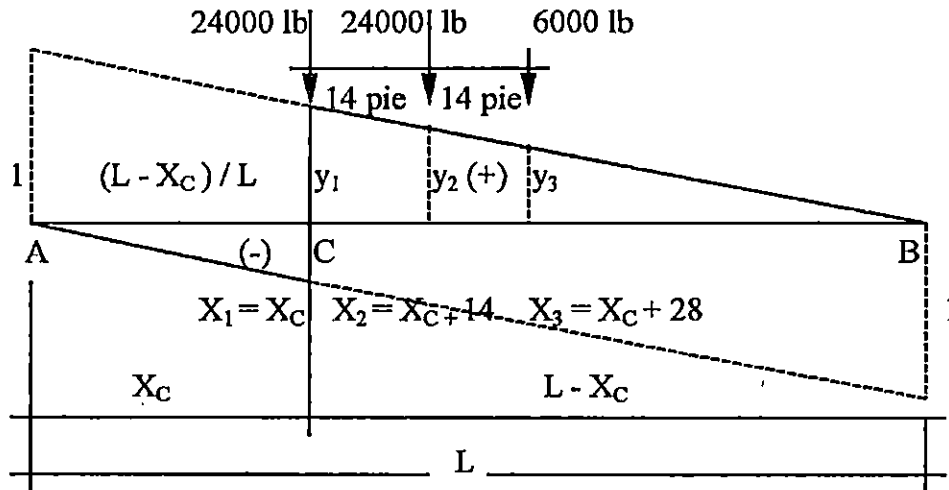
$$R_{AL} = 32000 (1.0) + 32000 (1 - 14/L) + 8000 (1 - 28/L)$$

Donde:

R_{AL} : Reacción en el apoyo A producida por carga viva.

Figura No. 2.38

**Ilustración del cálculo de cortante para puntos intermedios
debido a carga de camión HS 15.**



Para $(L - X_C) \geq X_C$:

$$V_{LC} = 24000 y_1 + 24000 y_2 + 8000 y_3$$

$$V_{LC} = 24000 (1 - X_C/L) + 24000 (1 - (X_C + 14)/L) + 8000 (1 - (X_C + 28)/L)$$

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 ésta 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.2.39, pág. 231).

Para el apoyo, la carga distribuida se colocará en toda la longitud y la carga concentrada sobre el apoyo (Ver figura No. 2.40).

Figura No. 2.39

Cortante por carga viva en el apoyo.

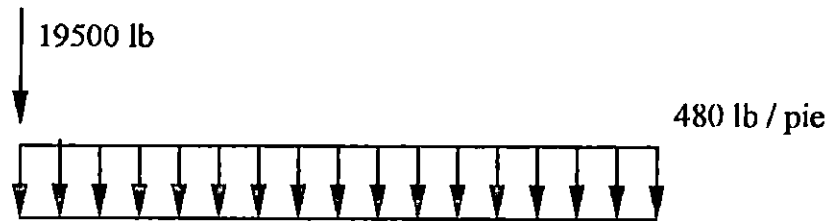
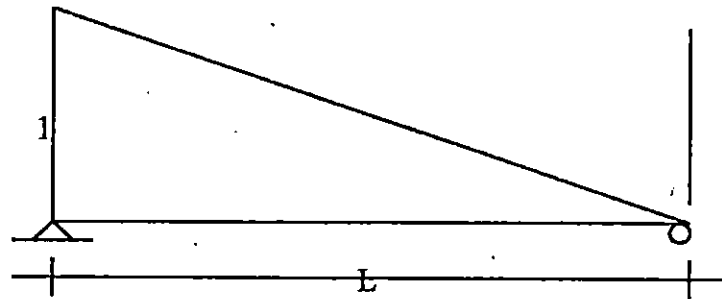


Figura No. 2.40

Línea de influencia.



$$R_{AL} = 26000 + ((L (1) / 2) 640)$$

$$R_{AL} = 26000 + (320 L) \text{ lbs}$$

Donde:

R_{AL} : reacción en el apoyo A producida por carga viva.

Para puntos intermedios:

$$\text{Para } (L - x_C) \geq x_C$$

$$V_{LC} = 26000 \left(1 - \frac{x_c}{L}\right) + 640 \left(\frac{1}{2}\right) (L - x_c) \frac{(L - x_c)}{L}$$

$$V_{LC} = 26000 \frac{(L - x_c)}{L} + 320 \frac{(L - x_c)^2}{L} \quad (\text{En libras})$$

Donde:

V_{LC} : Cortante por carga viva en un punto C.

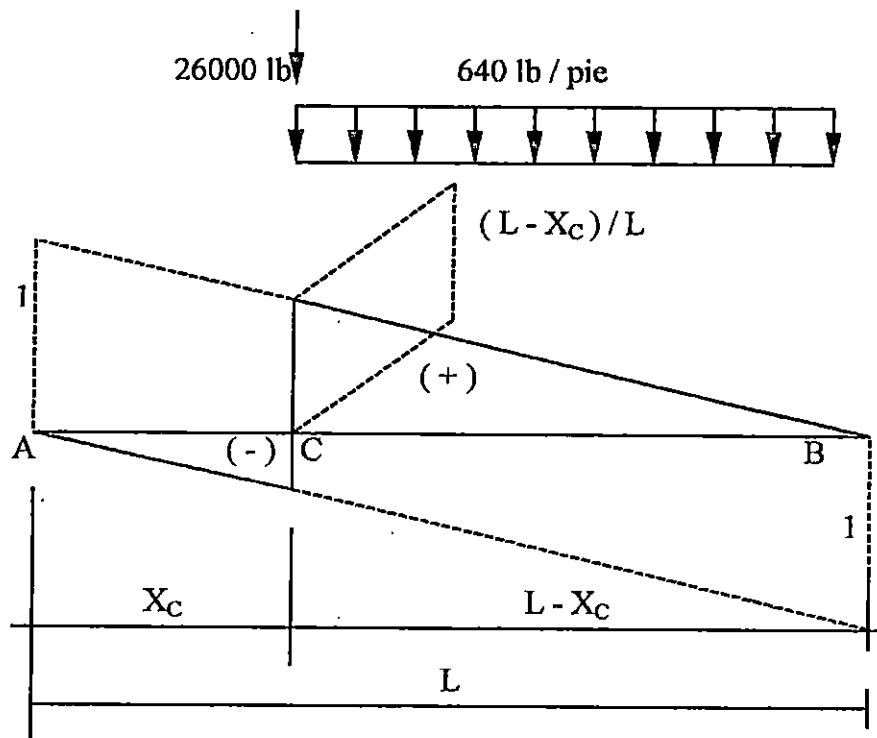
La carga concentrada se evaluará con la ordenada correspondiente a la porción del claro a partir del punto C que esté más alejada de la reacción.

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. 2.41).

Figura No. 2.41

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 producidas por carga muerta, carga viva e impacto.

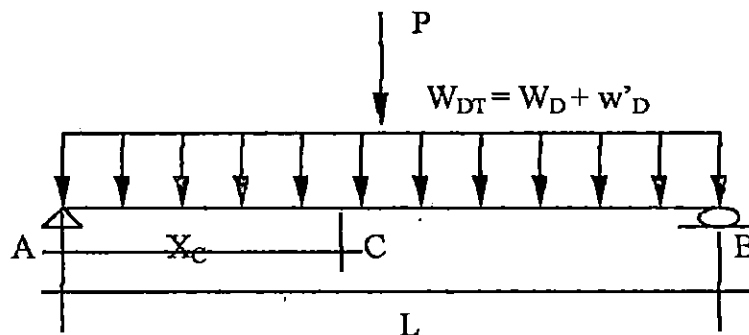
Al igual que para cortante se analizarán por separados los efectos de carga muerta, carga viva e impacto y luego se sobrepondrán los efectos.

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. 2.42

figura No. 2.42

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:

$$R_A = P/2 + (W_{DT} \cdot L)/2 \quad (\text{En libras})$$

Para un punto C entre A y L/2, se tiene:

$$\text{Para : } 0 \leq x_C \leq L/2 \quad \Rightarrow$$

$$M_{DC} = R_A \cdot x_C - \frac{W_{DC} \cdot x_C^2}{2} \quad (\text{En libras - pie})$$

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.

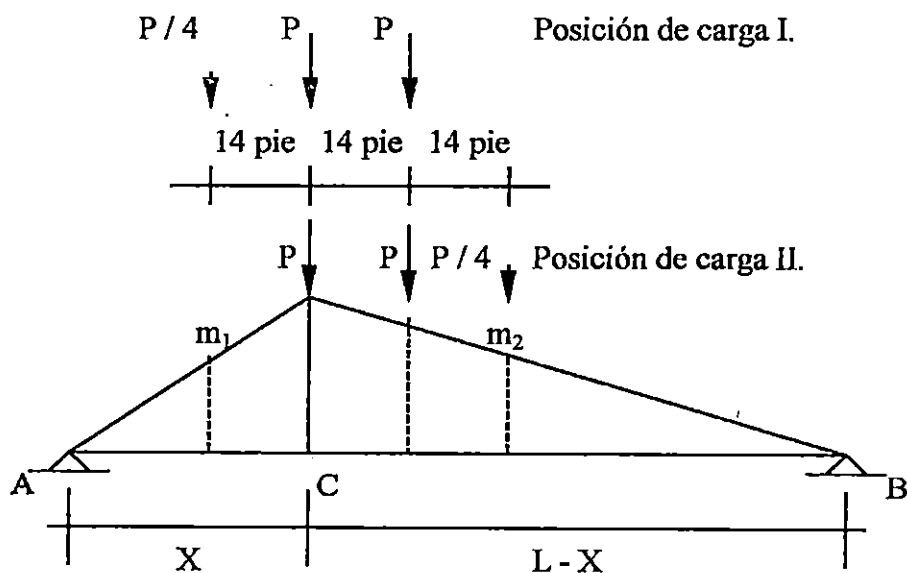
Para los camiones Tipo H, la carga trasera de eje siempre se colocará sobre el punto en consideración, mientras que la otra carga se colocará en la porción del claro definida por el punto en estudio y la reacción más lejana. En dicha porción, la pendiente de la línea de influencia será menor, por lo 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. 2.43, pág. 236), dependiendo de cual posición produce los mayores efectos.

De acuerdo a lo anterior, para los camiones HS, las posibles posiciones de carga de eje son:

Figura No. 2.43

Posibles posiciones de carga de eje para camiones HS 15.



Donde:

P : Carga de eje trasero para camión tipo HS (HS15).

$P/4$: Carga de eje delantera para camión tipo HS (HS15).

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 $x + 28'$.

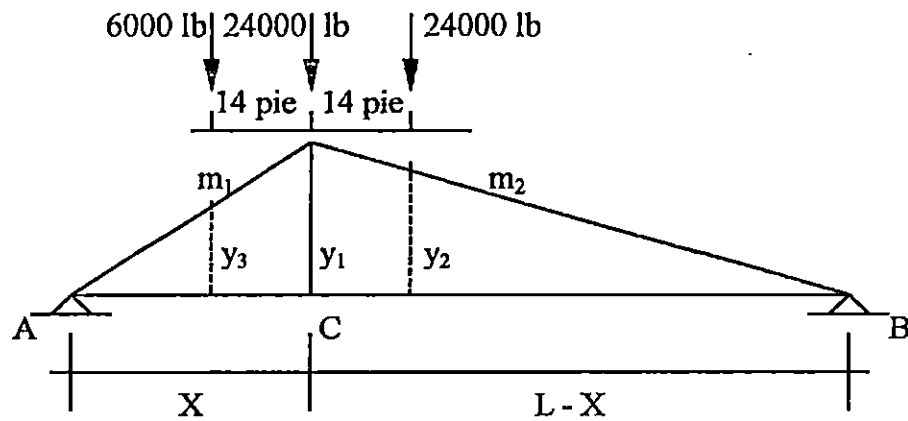
A continuación se ilustra las posiciones de carga de ejes de un camión HS15 para producir los mayores efectos.

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. 2.44).

Figura No. 2.44

Posición de carga I.



Para $L/3 \leq x_C \leq L/2$

Por lo tanto:

$$M_C = 32,000 (y_1) + 32000 (y_2) + 8000 (y_3)$$

$$M_C = 32,000 \cdot x \cdot \left(\frac{L-x}{L}\right) + 32000 \cdot \frac{x}{L} \cdot (L-x-14) + 8000 \left(\frac{L-x}{L}\right) (x-14)$$

Que al ser desarrollada da como resultado:

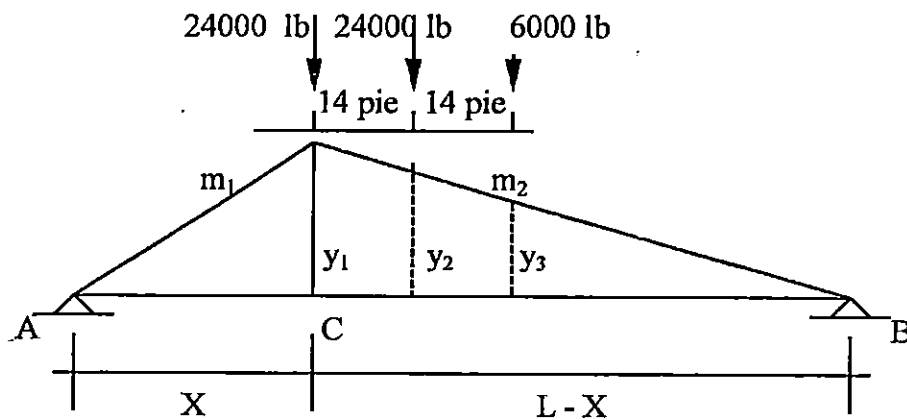
$$M_C = \frac{8000}{L} (-9x^2 + x(9L - 42) - 14L) \quad (\text{En libras - pie})$$

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. 2.45).

Ver figura No. 2.45

Posición de carga II

Para $0 \leq x_C \leq L/3$

Por lo tanto:

$$M_C = 32,000 (y_1) + 32,000 (y_2) + 8,000 (y_3)$$

$$M_C = 32,000 \cdot x_C \cdot \left(\frac{L - x_C}{L}\right) + 32,000 \cdot \frac{x_C}{L} (L - x_C - 14) + 8,000 \frac{x_C}{L} (L - x_C - 28)$$

Que al ser desarrollada da como resultado:

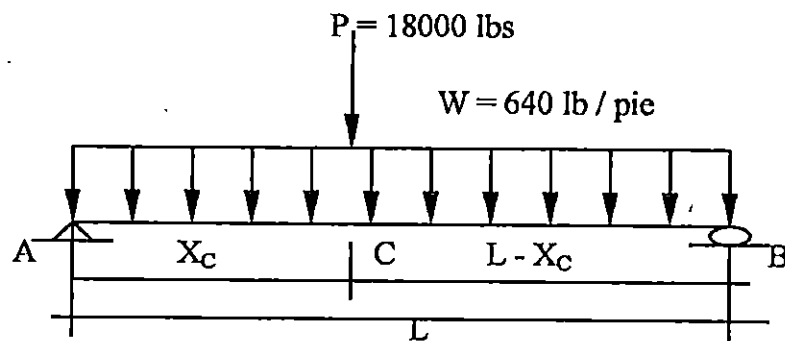
$$M_C = \frac{8000 x_C}{L} \cdot 9 (L - x_C) - 84 \quad (\text{En libras - pie})$$

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. 2.46).

Ver figura No. 2.46

Modelo de carga para carril de carga (Para las cargas carril HS15)



Para $0 \leq x_C \leq L/2$

Haciendo sumatoria de los momentos en B:

$$R_A = W \cdot L/2 + 18000 (L - x_C) / L \quad (\text{En libras})$$

Para un punto C entre A y L/2, se tiene:

$$M_C = R_A \cdot x_C + \frac{640}{2} (x_C^2)$$

$$M_C = (640 L/2) x_C + 18000 x_C (L - x_C) / L - 320 x_C^2$$

$$M_C = 320L \cdot x_C + 18000 x_C (L - x_C) / L - 320 x_C^2 \quad (\text{En libras - pie})$$

El máximo momento que produce esta condición de carga siempre estará a L/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 fue determinado en página 234 (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:

$$M_{LC} = M_C (FIC) (FR) (FCR)$$

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 AASHTO.

FR : Factor de conversión de carga de eje a carga de rueda según artículo 3.23.2.1 de la

AASHTO (FR = 0.50)

FCR : 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
FR	0.50
FCR	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:

$$V_{LC} = V_C (FIC) (FR) (FCR)$$

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.

FIC : Factor de reducción de intensidad de carga, según artículo 3.12.1 de la AASHTO.

FR : Factor de conversión de carga de eje a carga de rueda según artículo 3.23.2.1 de la AASHTO (FR = 0.50)

FCR : 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
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 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 , 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_u) es:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$M_u = 1.3 (1.0 M_{DC} + 1.67 (1 + I) M_{LC})$$

$$M_u = 1.3 M_{DC} + 2.171 (1 + I) M_{LC}$$

Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio, para cualquier punto C el momento (M) es:

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$M = 1.0 (1.0 M_{DC} + 1.0 (1 + I) M_{LC})$$

$$M = M_{DC} + (1 + I) M_{LC}$$

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 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 , 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:

$$\gamma = 1.3 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.67$$

$$V = 1.3 (1.0 V_{DC} + 1.67 (1+I) V_{LC})$$

$$V = 1.3 V_{DC} + 2.171 (1+I) V_{LC}$$

Para una losa diseñada por el método de cargas de servicio el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.0 \qquad \beta_D = 1.0 \qquad \beta_L = 1.0$$

$$V = 1.0 (1.0 V_{DC} + 1.0 (1+I) V_{LC})$$

$$M = V_{DC} + (1+I) V_{LC}$$

Momento de diseño para viga externa.

Par viga externa se analizan tres condiciones:

CONDICION I:

Carga de rueda a un pie del cordón, artículo 3.24.2.1 de la AASHTO.

CONDICION II:

Carga de rueda a un pie del barandal, artículo 3.24.2.2 de la AASHTO.

CONDICION 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 sobre 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 , 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 cualquier punto C el momento (M) es:

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_D = 1.0$$

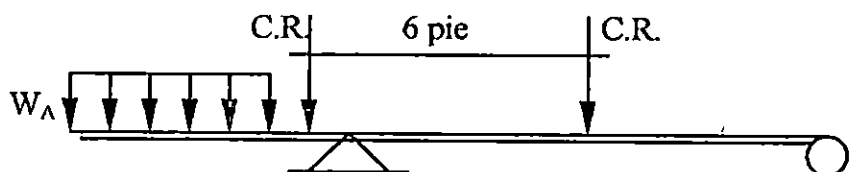
$$\beta_L = 1.0$$

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. 2.47.

Figura No. 2.47

Condición de carga I.



$$M = 1.0 (1.0 M_{DC} + 1.0 (1 + I) M_{LC} + M_{AC})$$

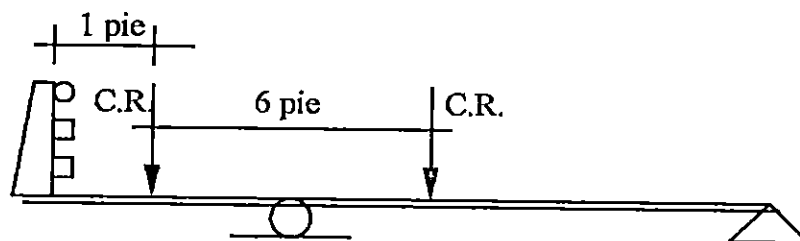
$$M = M_{DC} + (1 + I) M_{LC} + M_{AC}$$

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. 2.48

Condición de carga II.



$$M = 1.0 (1.0 M_D + 1.0 (1 + I) M_{LC})$$

$$M = M_D + (1 + I) M_{LC}$$

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 momento último (M_u) es:

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 el la combinación de cargas dada por el grupo I.

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

Para condición I.

De la tabla 3.22.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ , 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 $\beta_L = 1.25$

Por lo tanto:

Para cualquier punto C el momento (M) es:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.25$$

$$M_u = 1.3 (1.0 M_{DC} + 1.25 (1 + I) M_{LC} + M_A)$$

$$M_u = 1.3 M_{DC} + 1.625 (1 + I) M_{LC} + 1.625 M_A$$

Para condición II.

De la tabla 3.22.1.A de la AASHTO se obtienen los valores de γ , 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 $\beta_L = 1.67$

Por lo tanto:

Para cualquier punto C el momento (M) es:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$M_u = 1.3 (1.0 M_{DC} + 1.67 (1 + I) M_{LC})$$

$$M_u = 1.3 M_{DC} + 2.171 (1 + I) M_{LC}$$

Para condición III.

Comparar con viga interna.

Cortante de diseño para viga interna.

Par viga externa se analizan tres condiciones:

CONDICION I:

Carga de rueda a un pie del cordón, artículo 3.24.2.1 de la AASHTO.

CONDICION II:

Carga de rueda a un pie del barandal, artículo 3.24.2.2 de la AASHTO.

CONDICION 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.

V_{AC} : Cortante por carga viva de acera en un punto cualquiera 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 sobre actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, 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 , 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 $\beta_L = 1.00$

Por lo tanto:

Para cualquier punto C el cortante (V) es:

$$\gamma = 1.0$$

$$\beta_D = 1.0$$

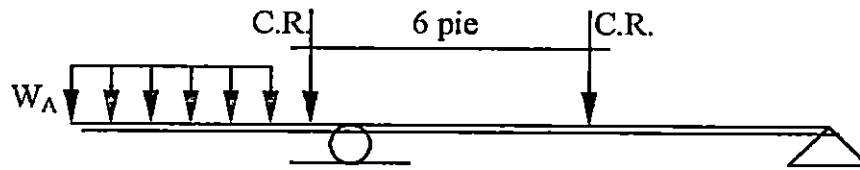
$$\beta_L = 1.0$$

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. 2.49, pág. 250.

Figura No. 2.49

Condición de carga I.



$$V = 1.0 (1.0 V_{DC} + 1.0 (1 + I) V_{LC} + V_{AC})$$

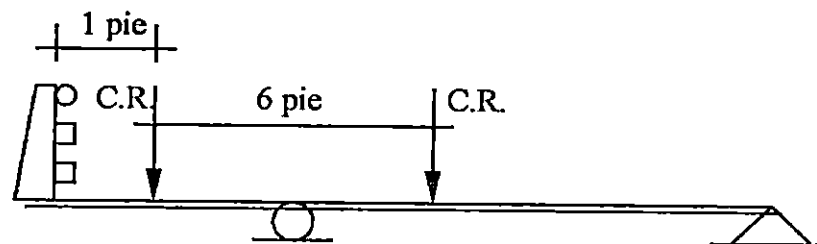
$$V = V_{DC} + (1 + I) V_{LC} + V_{AC}$$

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. 2.50

Condición de carga II.



$$V = 1.0 (1.0 V_D + 1.0 (1 + I) V_{LC})$$

$$V = V_D + (1 + I) V_{LC}$$

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 sobre actúa la carga muerta, carga viva y el efecto de impacto, 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 , 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 $\beta_L = 1.0$

Por lo tanto:

Para una viga diseñada por el método de factor de carga el cortante último (V_u) es:

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.25$$

$$V_U = 1.3 (1.0 V_{DC} + 1.25 (1 + I) V_{LC} + V_A)$$

$$V_U = 1.3 V_{DC} + 1.625 (1 + I) V_{LC} + 1.625 V_A$$

Para condición II.

$$\gamma = 1.3$$

$$\beta_D = 1.0$$

$$\beta_L = 1.67$$

$$V_U = 1.3 (1.0 V_{DC} + 1.67 (1 + I) V_{LC})$$

$$V_U = 1.3 V_{DC} + 2.171 (1 + I) V_{LC}$$

Para condición de carga III.

Comparar con viga interna

2.7.7 Subestructura (Estribo).

2.7.7.1 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.

2.7.7.2 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.

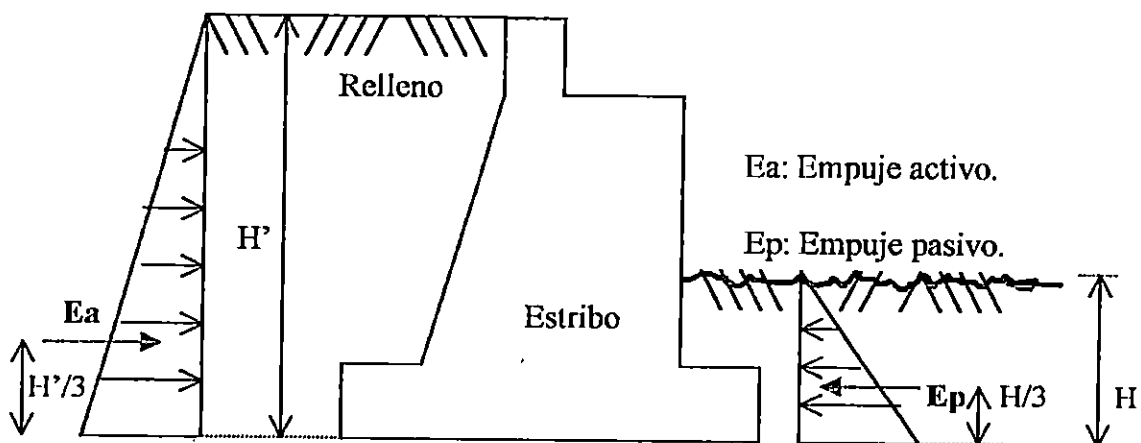
2.7.7.3 Fuerzas y presiones que intervienen en el estribo.

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 fig. 2.51.

Figura No. 2.51

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 Rankine.

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 suelo.³⁵

En el cuadro No. 39 se presentan las propiedades y empujes por metro lineal de estribo para suelos cohesivos y no cohesivos:

Cuadro No. 2.19

Determinación de empujes.

PROPIEDADES	Tipo de suelo			
	Suelo cohesivo		Suelo no cohesivo	
Empuje pasivo	E_p	$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H_1^2 K_p - 2CH_1 \sqrt{K_p}$	E_p	$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s h_1^2 K_p$
Coefficiente de presión pasiva	K_p	$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$	K_p	$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$
Empuje activo	E_a	$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2CH \sqrt{K_a}$	E_a	$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 k_a$

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

³⁵ Tomado de Trabajo de Graduación "Manual de fundaciones de las estructuras según tipos de suelos y condiciones de terreno", de Aguirre Ramirez, Gil Oswaldo.

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo.

El empuje activo dinámico (E_{ae}). Que se encuentra en el Art. 40 del Reglamento de 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:

$$E_{DH} = (3/8) \gamma_s H^2 (A_{h \text{ máx}})$$

$$E_{DV} = (1/2) \gamma_s H^2 (A_{v \text{ máx}})$$

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:

$$E_{ah} = E_{DV} k_a$$

$A_{h \text{ máx}}$: es el coeficiente de aceleración horizontal.

$A_{v \text{ máx}}$: 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.2.20 son los siguientes:

Cuadro No. 2.20

Coefficientes de aceleración sísmica.

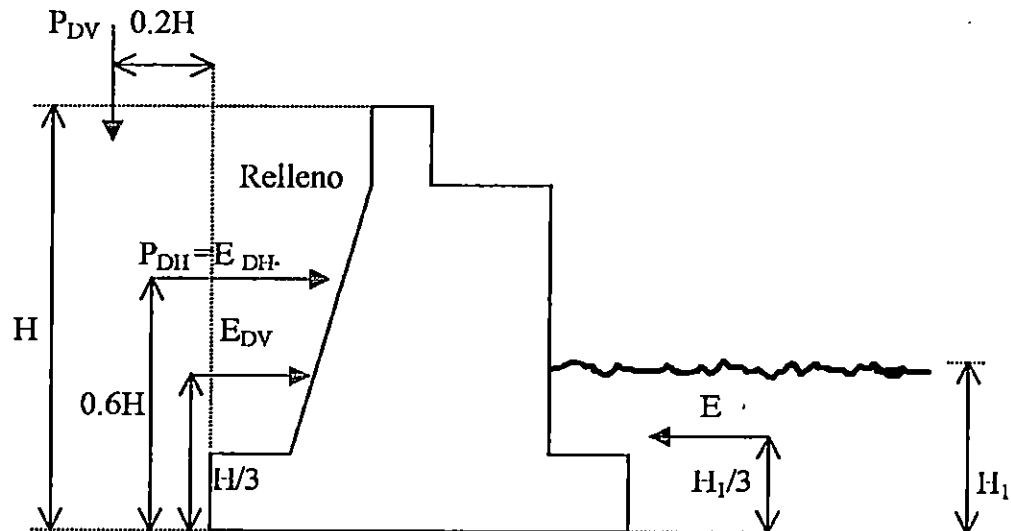
COEFICIENTE	ZONA	
	I	II
$A_{h \text{ máx}}$	0.20	0.10
$A_{v \text{ máx}}$	0.10	0.05

Fuente: tomada del REDSES, 1986.

En la figura No. 2.52, se indican las fuerzas dinámicas consideradas en el estribo:

Figura No. 2.52

Fuerzas dinámicas actuantes en el estribo.



2.8 Requisitos generales para el diseño de concreto reforzado.

Recubrimientos mínimos.

Cuadro No. 2.21

Recubrimientos mínimos del concreto para protección del acero de refuerzo.

Condiciones del concreto.	Recubrimiento mínimo. (cm)
Concreto colado 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:

$$\sigma_{\text{mín}} = 14 / f_y$$

- **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:

$$A_{v\text{mín}} = 3.5 b S / f_y$$

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 3.8 cm.

Para concreto prefabricado, la distancia libre entre varillas paralelas en un mismo lecho no será menor que un diámetro de la varilla, $1 \frac{1}{3}$ 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, ni 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 caro 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 las 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. 2.22

El factor de reducción de resistencia ϕ .

Condición:	Factor de reducción. (ϕ)
Para flexión.	0.90
Para cortante.	0.85
Para miembros en compresión con refuerzo con espiral, a flexión o sin ésta.	0.75
Para miembros en compresión con refuerzo de estribos, a flexión o sin ésta.	0.70
Aplastamiento en el concreto.	0.70

• **Suposiciones de 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 Es 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 se 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 $a = \beta_1 c$ 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_1 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 ρ proporcionado, no debe exceder de 0.75 del porcentaje balanceado ρ_b .
2. Para secciones rectangulares con refuerzo a tensión únicamente, el momento resistente de diseño se calcula por:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2)$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

El porcentaje de refuerzo balanceado:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f_c (6090)}{f_y (6090 + f_y)}$$

Cortante.

1. Resistencia al cortante.

El esfuerzo cortante factorado, V_u , se calculará por:

$$V_u = V_u / (\phi b d)$$

donde:

b : espesor del alma

d : distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal a 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:

$$A_v = (V_u - V_c) b s / f_y$$

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 la cuadro No.2.9, pág.168.

CAPITULO III:

**ELEMENTOS QUE
CONFORMAN LAS
AYUDAS DE DISEÑO.**

3. TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO.

Introducción.

En éste capítulo se han elaborado tablas de ayuda de diseño para la superestructura de puentes de concreto reforzado (las longitudes analizadas varían de 8 a 24 mts.) y para el diseño de la subestructura (compuestos por estribos y aletones de mampostería de piedra). Siendo las tablas de ayudas de diseño de utilidad para la realización y elaboración rápida de diseño de puentes, especialmente con el objetivo de que se tomen en cuenta para la elaboración ágil de carpetas técnicas en los proyectos de puentes de concreto reforzado en zonas rurales.

Estas tablas se han realizado aplicando los parámetros y criterios de diseño según las normas:

- STANDARD SPECIFICACIONES FOR HIGHWAY BRIDGES. Fifteenth edition. 1992.
Conocidas como las normas AASHTO.
- Building Code Requirements for Reinforced (ACI 318-89) and Commentary (ACI 318 R-89) del American Concrete Institute.

Y las especificaciones geométricas para caminos rurales de la:

- Dirección General de Caminos (D. G. C.).

3.1 Tablas de diseño para el barandal.

Se ha considerado un modelo compuesto de postes de concreto reforzado, dos barandas y un pasamanos con tubos de hierro galvanizado (sistema tráfico peatonal), en el cual se ha determinado que el barandal y el pasamanos poseen las mismas dimensiones. Para el dimensionamiento de este sistema soportante se han tomado en cuenta todas las cargas

especificadas según la AASHTO en el capítulo 2.

Para el uso de las tablas para el sistema soportante (barandal - poste) se deben tomar en cuenta los siguientes requisitos:

- **Para el poste:**

1. La altura del poste es de 1.10 mts
2. El poste es de concreto reforzado.
3. El concreto para los postes tiene una resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, cuyo peso volumétrico es de 2.4 ton/mt^3 .
4. El acero de refuerzo deberá ser corrugado, con una resistencia de 2800 kg/cm^2 .
5. El recubrimiento mínimo debe ser de 2.50 cms.
6. La separación entre los postes varía entre 1.50 mts. a 2.00 mts.

- **Para el barandal:**

1. Las alturas³⁶ mínimas y máximas del barandal muestran en el cuadro 3.1:

Cuadro 3.1

Alturas permitidas en el barandal

Altura mínima (mts.)	Elemento	Altura máxima (mts.)
1.067	Poste (h)	-----
0.686	2ª. Baranda (h2)	0.889
0.381	1ª. Baranda (h1)	0.508

Tomado: Artículo 2.7.1.2 de la AASHTO.

³⁶ Medidas desde la parte superior de la acera hasta el centro de cada baranda y el pasamanos.

2. Las barandas y el pasamanos son de hierro galvanizado.
3. La separación máxima entre barandas es de 0.381 mts.
4. Los barandales serán colocados de tal manera que se encuentren en el eje de alineamiento de los postes.
5. Las alturas a que se hace referencia en el cuadro No. 3.1 son medidas a partir del cordón, es decir, desde la parte superior del cordón ó nivel de la acera.
6. La altura del pasamanos se considera como mínimo a 5 cms. y como máximo 10 cms., medidos desde la parte superior del poste hasta el centro del pasamanos.

3.1.1 Uso de tablas para el diseño del barandal.

Para el uso adecuado de las tablas de ayuda de diseño del barandal se debe tomar en cuenta el siguiente proceso:

1. Determinar la separación entre postes (separación máxima 2.00 mts.).

Tomando en cuenta los criterios de el cuadro No. 3.2.

Cuadro 3.2

Determinación de la separación entre postes

Separación deseada	Usar (mts.)
Menor de 1.50 mts.	1.50
entre 1.50 y 1.75 mts.	1.75
entre 1.75 y 2.00 mts.	2.00

Escoger altura de barandas tomando los criterios del cuadro No. 3.1.

1. Tomar en cuenta el parámetro de la altura de la segunda baranda en lo referente si es menor ó mayor de 83.82 cms.. Si es menor que 83.82 cms. se utiliza la tabla B-1, caso

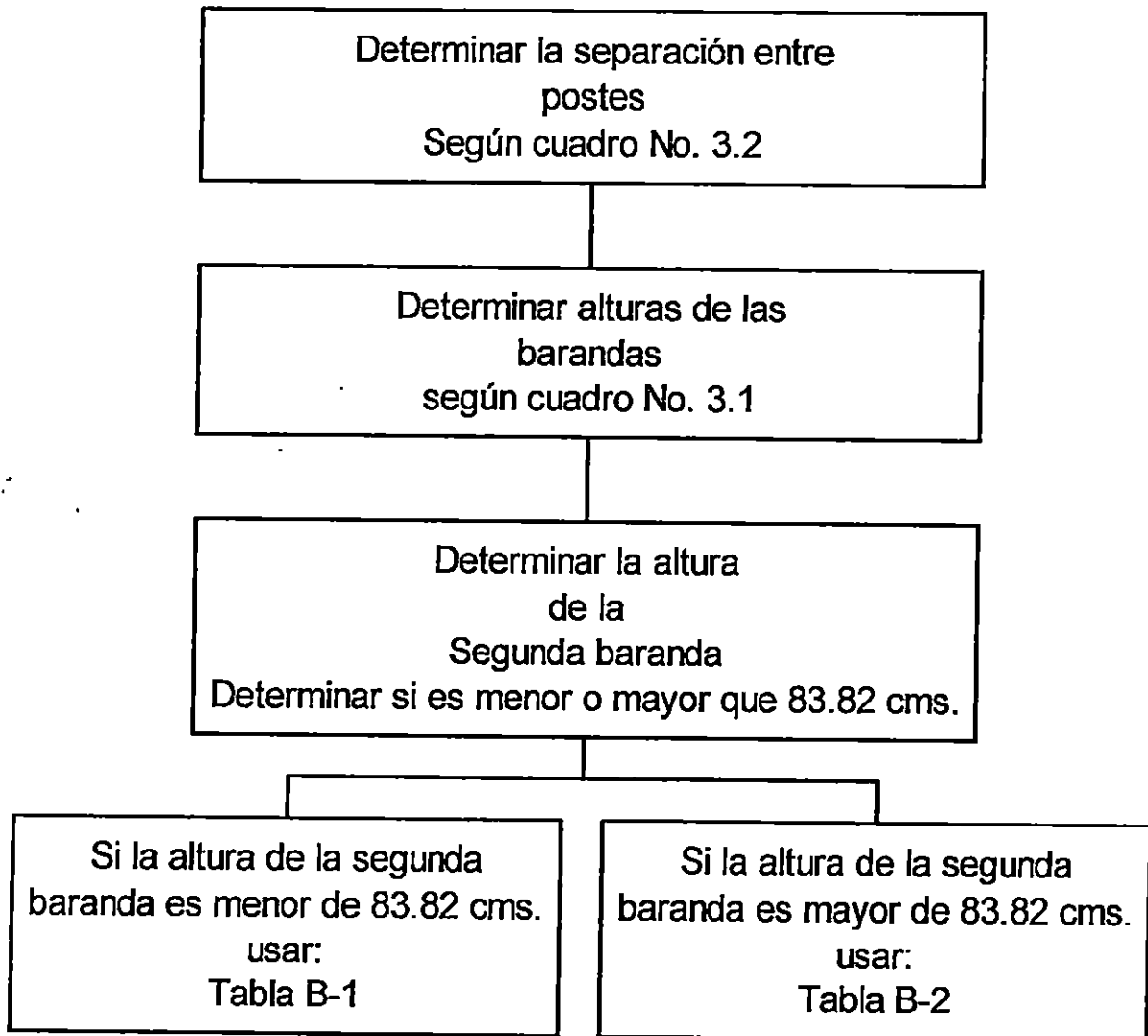
contrario se utiliza la tabla B-2.

2. Cuando se tiene definida la tabla a utilizar, se entra con la separación entre postes y se escoge el diámetro nominal del tubo de hierro galvanizado.
3. Escoger las dimensiones del poste dentro de las secciones propuestas, utilizando el cuadro No. 3.3.

Cuadro 3.3

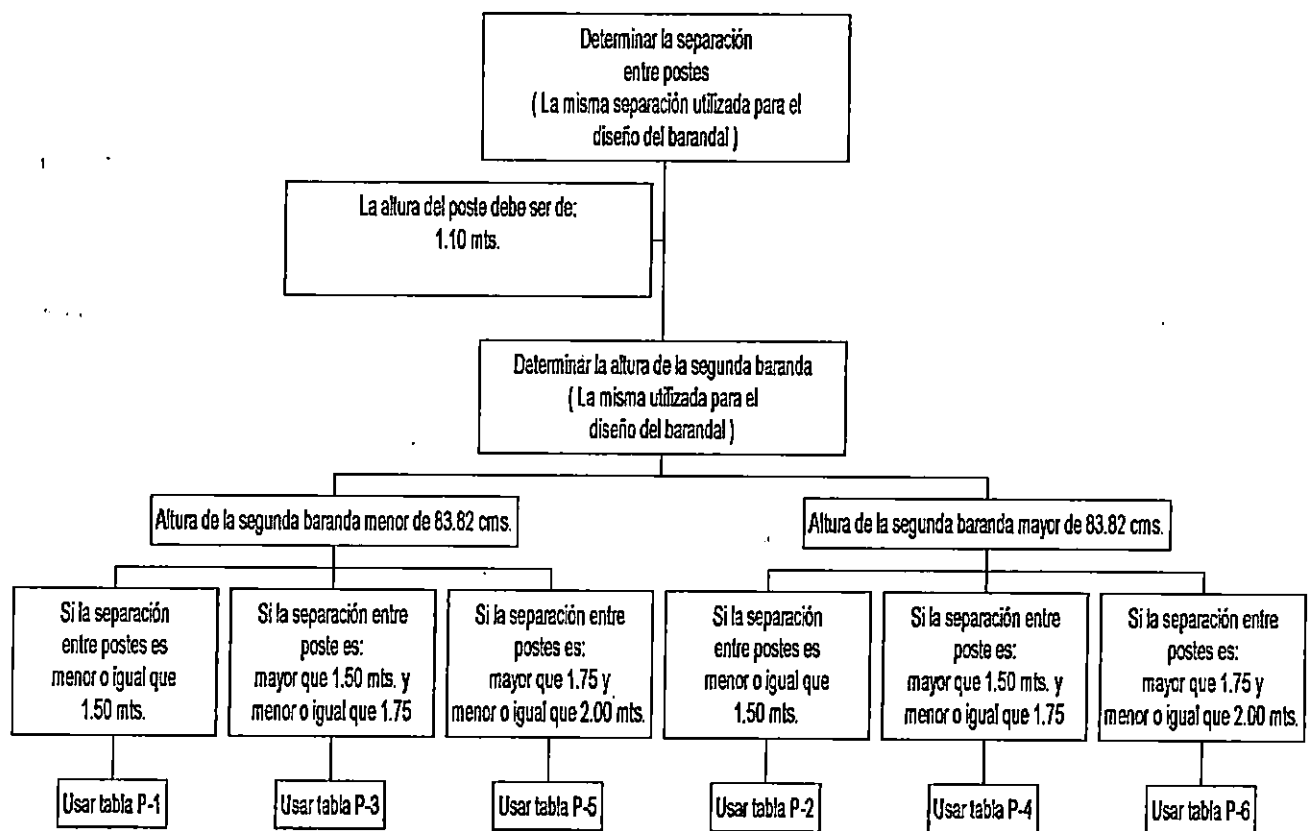
Determinación de la Tabla de ayudas diseño para los postes.

Parámetros	Tabla
Separación entre postes menor ó igual a 1.50 mts. Altura de la segunda baranda menor de 0.8382 mts.	P-1
Separación entre postes menor ó igual a 1.50 mts. Altura de la segunda baranda mayor de 0.8382 mts.	P-2
Separación entre postes entre 1.50 a 1.75 mts. Altura de la segunda baranda menor de 0.8382 mts.	P-3
Separación entre postes entre 1.50 a 1.75 mts. Altura de la segunda baranda mayor de 0.8382 mts.	P-4
Separación entre postes entre 1.75 a 2.00 mts. Altura de la segunda baranda menor de 0.8382 mts.	P-5
Separación entre postes entre 1.75 a 2.00 mts. Altura de la segunda baranda mayor de 0.8382 mts.	P-6

3.1.2 Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de las barandas.**Esquema 3.1**

3.1.3 Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de los postes.

Esquema 3.2



Ejemplo práctico.

Para la comprensión del uso de las tablas para el diseño del barandal se expone el siguiente ejemplo:

Se desea diseñar las barandas y el poste un puente sobre el río Roldán utilizando las tablas de ayuda de diseño:

1. Se elige una separación postes que produzca una simetría con respecto al centro del puente, tratando que los postes extremos se mantengan a una distancia menor que la elegida ó la que por situaciones arquitectónicas o de gusto particular se desee pero manteniendo el hecho de que los postes extremos se encuentren a una distancia menor que la establecida.

L (separación entre postes) 2.00 mts.

En este ejemplo se utilizará una distancia entre postes de 2.00 mts.

La distribución de los postes se comienzan a partir del centro del puente colocando un poste en dicho lugar.

2. Se escoge las alturas de las barandas en base a los parámetros dados en el cuadro No. 3.1.

$$h_1 = 0.50 \text{ mts.}$$

$$h_2 = 0.75 \text{ mts.}$$

$$h_3 = 1.00 \text{ mts.}^{37}$$

3. Se considera el parámetro de la altura de la segunda baranda (h_2) y si es menor de 0.8382 mts. se utiliza la tabla B-1 caso contrario se utiliza la tabla B-2.

Como h_2 vale 75 cms. y es menor de 83.82 cms. se debe utilizar la tabla B-1.

4. Al entrar a la tabla B-1 con una separación entre postes de 2.00 mts. encuentra que se debe utilizar barandas y pasamanos de 4".

Cuando se tiene definida la geometría y estructura del barandal se determinan las características geométricas y los refuerzos estructurales del poste, siguiendo el siguiente proceso:

1. Se debe tomar una altura de 1.10 mts. del poste ya que este es un requisito de estas tablas.
2. De acuerdo a la separación entre postes y si la altura de la segunda baranda es menor o mayor de 83.82 cms. se escoge la tabla adecuada en el cuadro No. 3.3.

Separación entre postes: 2.00 mts. (Por lo que se debe utilizar la tabla P-5 ó P-6).

Altura de la segunda baranda: 0.75 mts. (Como la altura de la segunda baranda es menor que 0.8382 mts., la tabla a utilizar es la P-5³⁸).

3. Cuando ya se tiene definida la tabla a utilizar se escoge una sección de acuerdo a requisitos estructurales ó al gusto del diseñador dentro de las secciones propuestas. Para este caso se ha tomado una sección de 25 x 25 cms.
4. Cuando se tiene definida la sección se procede a encontrar el hierro de refuerzo frontal dentro de las dos opciones propuestas, el refuerzo trasero y el refuerzo transversal.

³⁷ En el apartado 3.1 se estableció que la baranda deberá estar colocada como mínimo a de 5 cms de la altura del poste y además se especifica que la altura del poste es de 1.10 mts. , entonces, colocando la baranda a 10 cms. de la cabeza del poste la altura de la baranda (h3) es de $1.10 - 0.10 = 1.00$ mts.

³⁸ Ya que se debe cumplir con las dos condiciones.

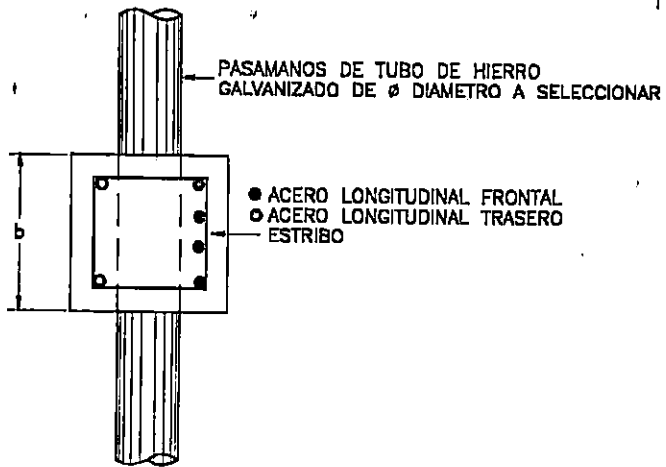
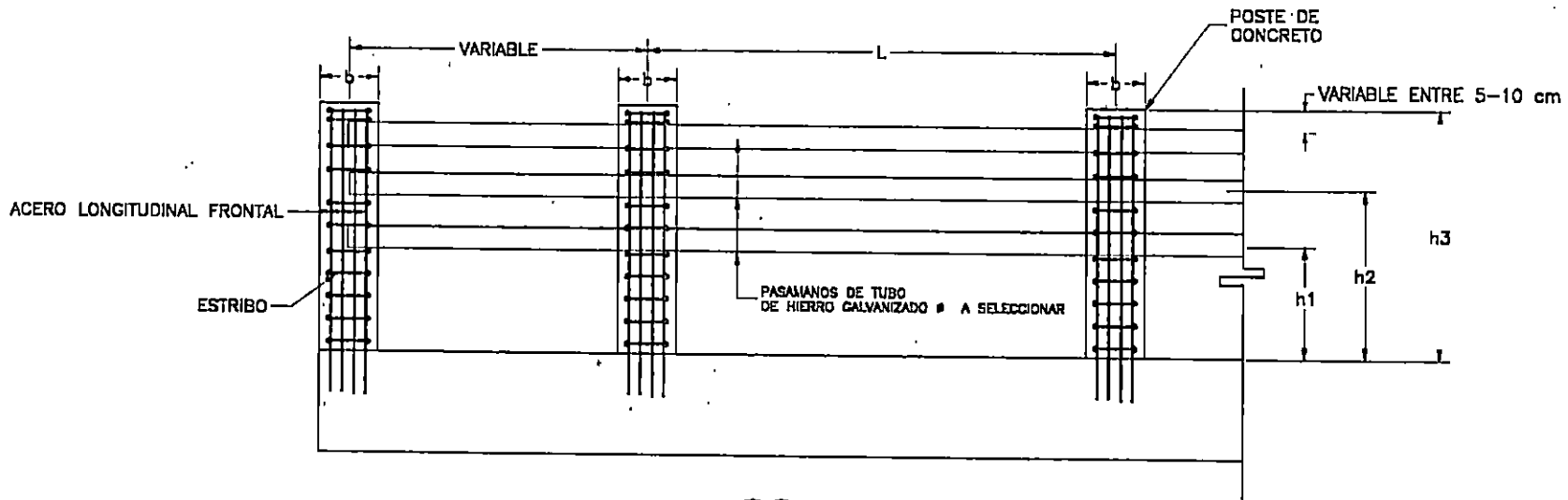
Al utilizar la tabla P-5 se encuentra:

- El refuerzo frontal: 6 No. 7 ó 5 No. 8 (escoger una de las dos opciones).

Se puede escoger cualquiera de las opciones, en el caso se estudio se escogió 5 No. 8.

- Refuerzo trasero: 2 No. 6.
- Refuerzo transversal (estribo): No. 4 @ 0.10 mts.

3.1.4 Tablas de ayudas de diseño del sistema poste-barandal.



SECCION

TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO DEL BARANDAL

Tabla B-1

2a. baranda colocada a menos de 83.82 cm.
medidos desde la acera.

Material: Tubo de hierro galvanizado.

Separación entre postes (mts.)	Diámetro nominal (plg.)
1.50	3 1/2
1.75	4
2.00	4

Tabla B-2

2a. baranda colocada a mas de 83.82 cm.
medidos desde la acera.

Material: Tubo de hierro galvanizado.

Separación entre postes (mts.)	Diámetro nominal (plg.)
1.50	4
1.75	4
2.00	5

TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO DEL POSTE

Tabla P-1

$$\begin{aligned}
 f'c &= 210 & \text{kg/cm}^2 \\
 f_y &= 2800 & \text{kg/cm}^2 \\
 L &= 1.50 & \text{mt}
 \end{aligned}$$

Altura de la segunda baranda menor de 83.82 mts.

Altura del poste es de 1.10 mts.

b (cms)	h (cms)	Hierro longitudinal			Estribo
		Frontal 1a. opción	Frontal 2a. opción	Trasera	
20	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
20	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
25	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 10
25	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 12.5
25	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 15
30	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 10
30	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 12.5
30	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15
35	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 10
35	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 12.5
35	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15

Tabla P-2

$$\begin{aligned}
 f'c &= 210 & \text{kg/cm}^2 \\
 f_y &= 2800 & \text{kg/cm}^2 \\
 L &= 1.50 & \text{mts}
 \end{aligned}$$

Altura de la segunda baranda mayor de 83.82 mts.

Altura del poste es de 1.10 mts.

b (cms)	h (cms)	Hierro longitudinal			Estribo
		Frontal 1a. opción	Frontal 2a. opción	Trasera	
20	30	-	-	-	-
20	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
25	25	-	-	-	-
25	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
25	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
30	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
30	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
30	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15
35	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
35	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 12.5
35	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15

Tabla P-3

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 1.75 \text{ mts}$$

Altura de la segunda baranda menor de 83.82 mts.

Altura del poste es de 1.10 mts.

b (cms)	h (cms)	Hierro longitudinal			Estribo
		Frontal 1a. opción	Frontal 2a. opción	Trasera	
20	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
20	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
25	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
25	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
25	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 15
30	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
30	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 12.5
30	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 15
35	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 10
35	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 12.5
35	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15

Tabla P-4

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 1.75 \text{ mts}$$

Altura de la segunda baranda mayor de 83.82 mts.

Altura del poste es de 1.10 mts.

b (cms)	h (cms)	Hierro longitudinal			Estribo
		Frontal 1a. opción	Frontal 2a. opción	Trasera	
20	30	-	-	-	-
20	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
25	25	-	-	-	-
25	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
25	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
30	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
30	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
30	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15
35	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
35	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 12.5
35	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15

Tabla P-5

$f_c = 210$ kg/cm²
 $f_y = 2800$ kg/cm²
 $L = 2.00$ mts

Altura de la segunda baranda menor de 83.82 mts.

Altura del poste es de 1.10 mts.

b (cms)	h (cms)	Hierro longitudinal			Estribo
		Frontal 1a. opción	Frontal 2a. opción	Trasera	
20	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
20	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
25	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
25	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
25	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 15
30	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
30	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 12.5
30	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 5	No. 3 @ 15
35	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 10
35	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 12.5
35	35	4 No. 7	3 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15

Tabla P-6

$f_c = 210$ kg/cm²
 $f_y = 2800$ kg/cm²
 $L = 2.00$ mts

Altura de la segunda baranda mayor de 83.82 mts.

Altura del poste es de 1.10 mts.

b (cms)	h (cms)	Hierro longitudinal			Estribo
		Frontal 1a. opción	Frontal 2a. opción	Trasera	
20	30	-	-	-	-
20	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
25	25	-	-	-	-
25	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
25	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 15
30	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
30	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 5	No. 4 @ 12.5
30	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15
35	25	6 No. 7	5 No. 8	2 No. 6	No. 4 @ 10
35	30	5 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 12.5
35	35	4 No. 7	4 No. 8	2 No. 6	No. 3 @ 15

Tabla P-7

Longitudes de desarrollo.

$f'c=$ 210 kg/cm²
 $f_y=$ 2800 kg/cm²

Varilla No.	Ld1 cms.	Ld2 cms.
3	11.40	16.00
4	15.20	21.30
5	19.10	26.70
6	22.90	33.04
7	26.70	44.98
8	30.50	58.78

Ld1: Longitud de desarrollo para refuerzo trasero.

Ld2: Longitud de desarrollo para refuerzo frontal.

3.2 Diseño sistema acera-cordón.

Para el diseño de la acera-cordón se deben tomar en cuenta los siguientes requisitos:

1. Se debe utilizar un $f'c$ del concreto igual al de la losa (por lo que ya debe estar diseñada la losa al momento de diseñar el sistema acera-cordón).
2. Se debe utilizar un f_y del acero de refuerzo igual al de la losa.
3. La altura del cordón varía entre 20 a 25 cms.
4. Se presentan tres opciones de acero de refuerzo en el cordón.
5. Se debe tener diseñado el acero de la losa ya que el acero del cordón tiene que estar colocado a la misma separación que el acero en sentido perpendicular al tráfico. Es decir, que si el acero de refuerzo en sentido perpendicular al tráfico está a 15 cms. de separación de las tres opciones que se presenten debe tomarse la opción que presente una separación aproximada de 15 cms. y si la separación propuesta es mayor (por ejemplo 17.5 cms.) se toma como de 15 cms. para efectos de estructuración.
6. En la acera se coloca acero por temperatura en el sentido del tráfico.
7. Las tablas están hechas para un ancho de la acera de 0.975 mts.

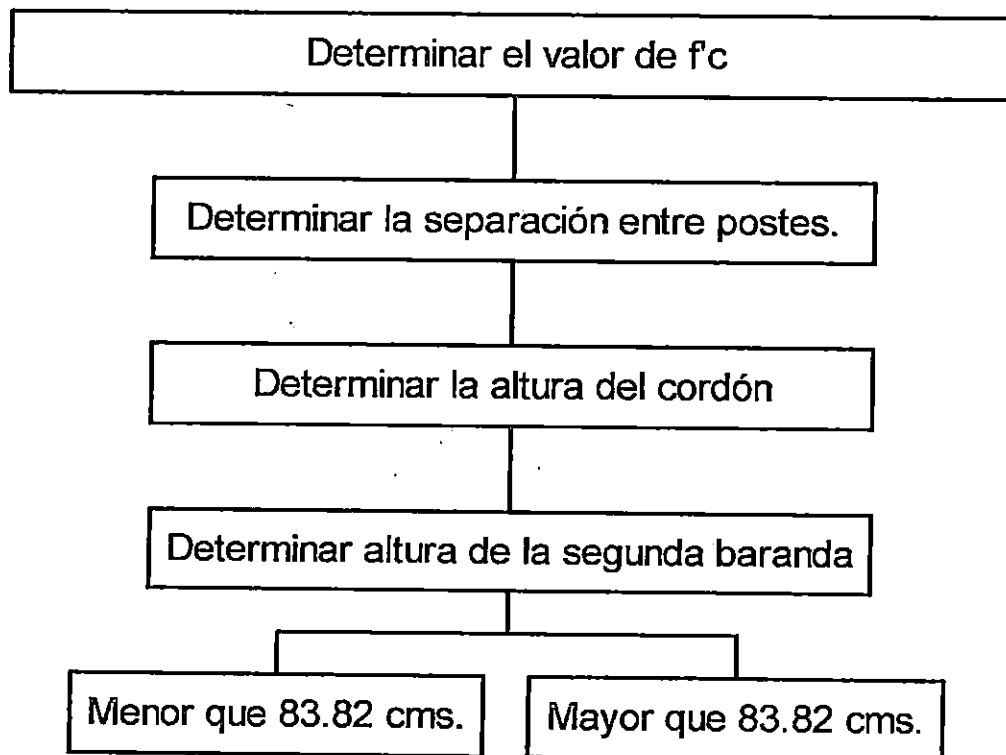
3.2.1 Uso de tablas para el diseño de la acera-cordón.

Para uso adecuado de las tablas de ayuda de diseño de la acera-cordón, se deben tomar en cuenta el siguiente proceso:

1. Determinar el valor de $f'c$ el cual debe ser igual al de la losa (se han hecho tablas para $f'c$ de 210 kg/cm^2 y para $f'c$ de 280 kg/cm^2).
2. Determinar el valor de f_y el cual debe ser igual al de la losa (se han hecho tablas para un

f_y de 2800 kg/cm² y para un f_y de 4200 kg/cm².

3. Determinar la separación entre postes.
4. Determinar si la altura de la segunda baranda es menor o mayor que 83.82 cms.
5. Determinar la altura del cordón (ya sea una altura de cordón de 20 cms. o 25 cms.).

3.2.2 Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de la acera-cordón.**Esquema 3.3**

Ejemplo práctico.

Se desea diseñar la acera y el cordón de un puente sobre el río Roldán utilizando las tablas de ayuda de diseño:

1. Se toma la separación entre postes definida en el diseño del barandal 2.00 mts.

Separación entre postes: 2.00 mts.

Se toman las alturas de las barandas establecidas en el diseño del barandal

$$h1=0.50 \text{ mts.}$$

$$h2= 0.75 \text{ mts.}$$

$$h3=1.00 \text{ mts.}$$

3. Se toma la altura de la segunda baranda ($h2$) y se establece si es menor ó mayor que 0.8382 mts. Como $h2$ vale 75 cms. , entonces es menor que 83.82 cms.

4. Se determina el valor de $f'c$ a utilizar el cual debe ser igual al de la losa.

El valor de $f'c$ de la losa es de 280 kg/cm².

5. Se determina el valor de f_y a utilizar el cual debe ser igual al de la losa.

El valor de $f'c$ de la losa es de 4200 kg/cm².

Por lo que hay que usar una tabla que tenga un $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

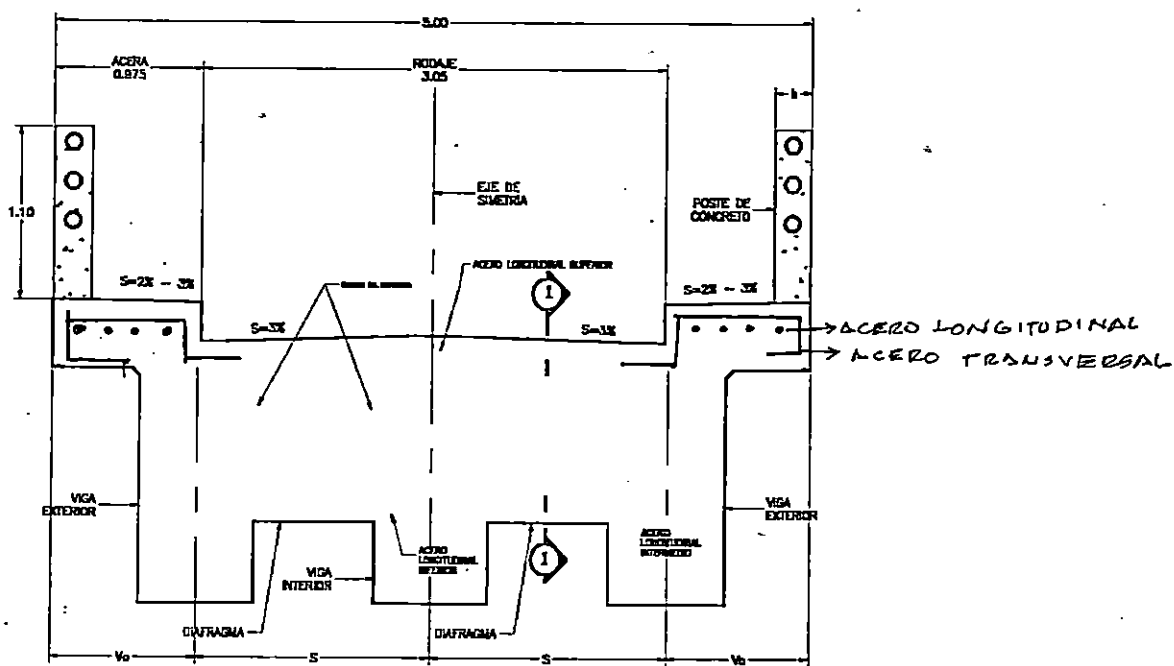
6. Con los parámetros de $f'c$, f_y , y altura de la segunda baranda menor ó mayor de 83.82 cms. se escoge la tabla adecuada (en este caso C-3).

Cuando ya se tiene definida la tabla utilizar en base a los valores de $f'c$ y f_y se debe obtener, si la altura de la segunda baranda es menor ó mayor de 83.82 cms. como

$h2= 75 \text{ cms}$, luego es menor de 83.82 cms.

Por lo que debe utilizarse una tabla para altura de la segunda baranda menor de 83.82 cms.

3.2.3 Tablas de ayudas de diseño del sistema acera – cordón.



SECCION TRANSVERSAL DE LOSA

TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO DEL CORDON

Tabla C-1

Para alturas de la segunda baranda menores de 83.82 cms.

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

L mts	hc mts	Sentido transversal			Sentido longitudinal	
		Opción 1 Varilla	Opción 2 Varilla	Opción 3 Varilla	Opción 1 Varilla	Opción 2 Varilla
1.50	0.20	No.5 @ 10	No.6 @ 12.5	No. 7 @ 17.5	4 No. 3	3 No. 4
1.50	0.25	No.5 @ 12.5	No.6 @ 17.5	No. 7 @ 22.5	4 No. 3	3 No. 4
1.75	0.20	No.5 @ 10	No.6 @ 15	No. 7 @ 20	4 No. 3	3 No. 4
1.75	0.25	No.5 @ 12.5	No.6 @ 20	No. 7 @ 27.5	4 No. 3	3 No. 4
2.00	0.20	No.5 @ 12.5	No.6 @ 17.5	No. 7 @ 25	4 No. 3	3 No. 4
2.00	0.25	No.5 @ 15	No.6 @ 22.5	No. 7 @ 30	4 No. 3	3 No. 4

Tabla C-2

Para alturas de la segunda baranda menores de 83.82 cms.

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

L mts	hc mts	Sentido transversal			Sentido longitudinal	
		Opción 1 Varilla	Opción 2 Varilla	Opción 3 Varilla	Opción 1 Varilla	Opción 2 Varilla
1.50	0.20	No.5 @ 15	No.6 @ 20	No. 7 @ 27.5	4 No. 3	3 No. 4
1.50	0.25	No.4 @ 12.5	No.5 @ 17.5	No. 6 @ 27.5	4 No. 3	3 No. 4
1.75	0.20	No.5 @ 17.5	No.6 @ 25	No. 7 @ 32.5	4 No. 3	3 No. 4
1.75	0.25	No.4 @ 12.5	No.5 @ 22.5	No. 6 @ 30	4 No. 3	3 No. 4
2.00	0.20	No.4 @ 12.5	No.5 @ 20	No. 6 @ 27.5	4 No. 3	3 No. 4
2.00	0.25	No.4 @ 15	No.5 @ 25	No. 6 @ 35	4 No. 3	3 No. 4

Tabla C-3

Para alturas de la segunda baranda menores de 83.82 cms.

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

$$fy = 4200 \quad \text{kg/cm}^2$$

L mts	hc mts	Sentido transversal			Sentido longitudinal	
		Opción 1 Varilla	Opción 2 Varilla	Opción 3 Varilla	Opción 1 Varilla	Opción 2 Varilla
1.50	0.20	No.6 @ 10	No.7 @ 15	No. 8 @ 20	4 No. 3	3 No. 4
1.50	0.25	No.6 @ 15	No.7 @ 20	No. 8 @ 27.5	4 No. 3	3 No. 4
1.75	0.20	No.6 @ 12.5	No.7 @ 17.5	No. 8 @ 25	4 No. 3	3 No. 4
1.75	0.25	No.6 @ 17.5	No.7 @ 25	No. 8 @ 32.5	4 No. 3	3 No. 4
2.00	0.20	No.6 @ 15	No.7 @ 20	No. 8 @ 27.5	4 No. 3	3 No. 4
2.00	0.25	No.6 @ 20	No.7 @ 27.5	No. 8 @ 35	4 No. 3	3 No. 4

Tabla C-4

Para alturas de la segunda baranda mayores de 83.82 cms.

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

$$fy = 4200 \quad \text{kg/cm}^2$$

L mts	hc mts	Sentido transversal			Sentido longitudinal	
		Opción 1 Varilla	Opción 2 Varilla	Opción 3 Varilla	Opción 1 Varilla	Opción 2 Varilla
1.50	0.20	No.6 @ 17.5	No.7 @ 25	No. 8 @ 32.5	4 No. 3	3 No. 4
1.50	0.25	No.5 @ 15	No.6 @ 22.5	No. 7 @ 32.5	4 No. 3	3 No. 4
1.75	0.20	No.5 @ 15	No.6 @ 20	No. 7 @ 27.5	4 No. 3	3 No. 4
1.75	0.25	No.5 @ 20	No.6 @ 27.5	No. 7 @ 37.5	4 No. 3	3 No. 4
2.00	0.20	No.5 @ 17.5	No.6 @ 25	No. 7 @ 32.5	4 No. 3	3 No. 4
2.00	0.25	No.4 @ 12.5	No.5 @ 22.5	No. 6 @ 30	4 No. 3	3 No. 4

Tabla C-5

Longitudes de desarrollo.

$f'c=$	210	kg/cm ²
$f_y=$	2800	kg/cm ²

Varilla No.	Ld cms.
3	11.90
4	21.30
5	33.60
6	47.90
7	65.20
8	85.20

Tabla C-6

Longitudes de desarrollo.

$f'c=$	280	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²

Varilla No.	Ld cms.
3	17.90
4	32.00
5	50.40
6	71.80
7	97.80
8	127.80

3.3 Diseño de la losa.

Para el diseño de la losa se deben tomar las siguientes consideraciones.

1. El ancho del puente es de 5.00 mts.
2. El ancho de rodaje es de 3.05 mts. (Un carril de diseño).
3. El ancho de cada acera es de 0.975 mts.
4. El bombeo varía de 2% a 3%.
5. Se han considerado tres vigas en la estructuración del puente.
6. La losa posee simetría tanto en el sentido perpendicular como en el paralelo al tráfico.
7. Se presentan análisis para dos combinaciones de esfuerzos, las cuales se muestra en el cuadro 3.4
8. Los diseños de las losas se han realizado tomando un espesor de losa de 17 cms.

3.3.1 Uso de tablas para el diseño de la losa.

Para el diseño de la losa utilizando las tablas de ayuda de diseño se procede de la siguiente manera:

1. Determinar de $f'c$.
2. Determinar f_y en base a las combinaciones dadas en el cuadro 3.4 (página siguiente), y en base a ello utiliza la tabla respectiva para cada refuerzo.

Cuadro No. 3.4

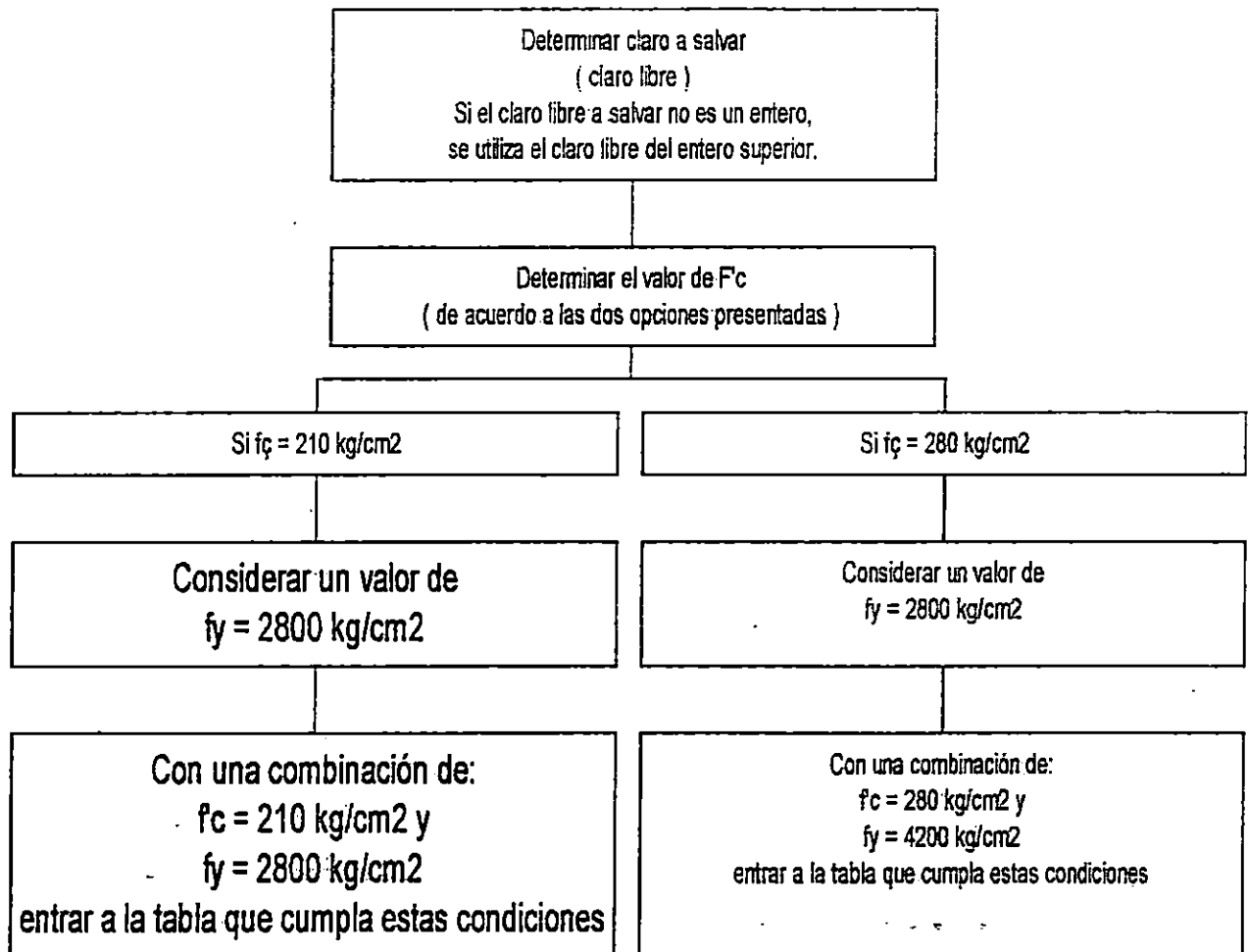
Elección de tabla a usar según combinación seleccionada.

Combinación	f_c	f_y	Sentido perpendicular Al tráfico	Bastón ³⁹	Sentido paralelo Al tráfico
1	210	2800	L-1	L-3	L-5
2	2800	4200	L-2	L-4	L-6

3. Determinar el claro libre a salvar.
4. Entrar a la tabla y encontrar cada uno de los refuerzos necesarios.
4. En las tablas de ayudas de diseño para el refuerzo en el sentido perpendicular al tráfico se presentan dos opciones tanto para el refuerzo inferior como superior, por lo que se debe tomar la consideración de que tanto para el refuerzo inferior y superior al elegir una opción se debe mantener en ambos lechos. Por ejemplo, si se decide colocar el refuerzo proporcionado por la opción 1 para el acero de refuerzo de el lecho inferior se debe elegir la opción 1 para el acero de refuerzo de el lecho superior.
5. Debido a que el ancho del puente se mantiene constante para todas las opciones propuestas el espesor de losa las tablas de ayuda de diseño se han considerando un espesor de losa de 17 cms.

3.3.2 Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de la losa.

Esquema 3.4



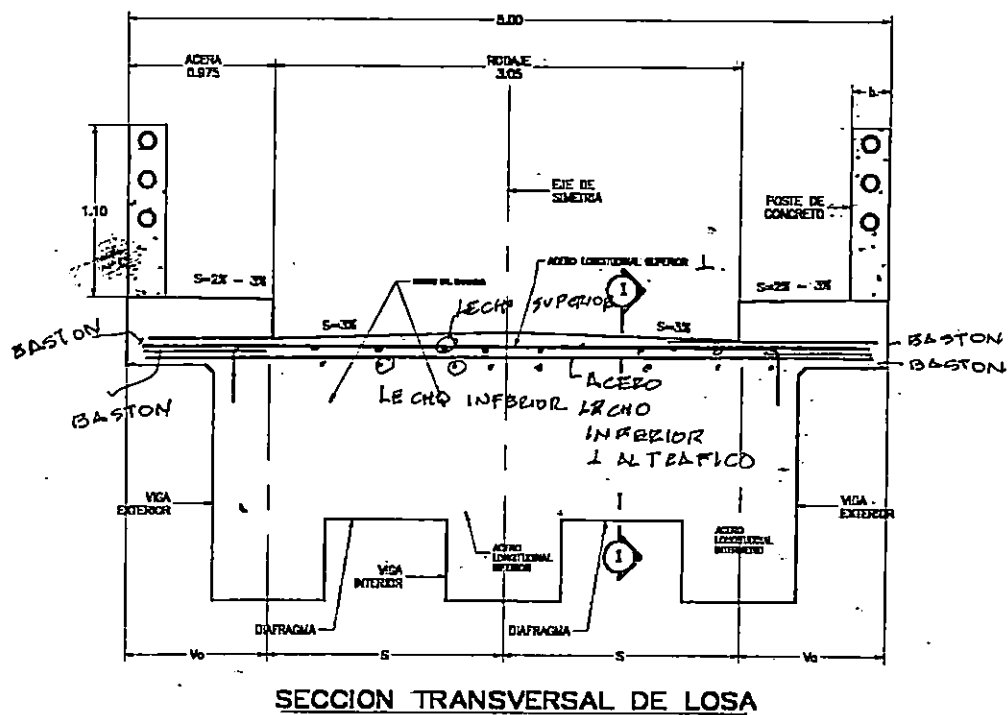
³⁹ El bastón es el refuerzo adicional que lleva la losa en tramo de losa que se encuentra en voladizo.

Ejemplo de diseño.

Se desea determinar por medio de las tablas de ayuda de diseño todas las características de la losa para el puente sobre el río Roldán (claro libre 24.00 mts.).

1. En base a la tabla del numeral uno del uso de las tablas de ayuda de diseño en la cual se ha decidido utilizar un valor de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. La cual es la combinación 2, se debe utilizar la tabla L-2 para la determinación de los esfuerzos en el sentido perpendicular al tráfico, la tabla L-4 para la determinación del bastón adicional en la losa en voladizo y la tabla L-6 para la determinación del refuerzo en el sentido paralelo al tráfico.
2. Con el uso de la tabla encontrar todos los elementos que lleva la losa:
 - Sentido perpendicular al tráfico (utilizando la opción 1):
 - Lecho inferior: No. 3 @ 15 cms.
 - Lecho superior: No. 3 @ 15 cms.
 - Bastón adicional en la losa en voladizo(utilizando la opción 1):
 - Lecho inferior: No. 4 @ 15 cms.
 - Lecho superior: No. 5 @ 15 cms.
 - Sentido paralelo al tráfico (utilizando la opción 1):
 - Lecho inferior: No. 3 @ 25 cms.
 - Lecho superior: No. 3 @ 25 cms.

3.3.3 Tablas de ayudas de diseño de la losa.



TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO DE LA LOSA

Tabla L-1

Refuerzo principal perpendicular al tráfico.

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

L mts	Vo mts	S mts	bv mts	hv mts	Lecho inferior.				Lecho superior.			
					1a. opción		2a. opción		1a. opción		2a. opción	
					Corrido	bastón	Corrido	bastón	Corrido	bastón	Corrido	bastón
8	0.75	1.75	0.30	0.60	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
9	0.75	1.75	0.35	0.70	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
10	0.75	1.75	0.38	0.75	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
11	0.75	1.75	0.40	0.80	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
12	0.80	1.70	0.43	0.85	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
13	0.80	1.70	0.45	0.90	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
14	0.80	1.70	0.48	0.95	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
15	0.80	1.70	0.50	1.00	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
16	0.85	1.65	0.53	1.05	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
17	0.85	1.65	0.55	1.10	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
18	0.85	1.65	0.60	1.20	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
19	0.90	1.60	0.63	1.25	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
20	0.90	1.60	0.65	1.30	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
21	0.90	1.60	0.68	1.35	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
22	0.90	1.60	0.70	1.40	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
23	0.95	1.55	0.73	1.45	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30
24	0.95	1.55	0.75	1.50	No. 4 @ 20	No. 6 @ 20	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30	No. 5 @ 20	No. 7 @ 20	No. 6 @ 30	No. 6 @ 30

Tabla L-2
Refuerzo principal perpendicular al tráfico.

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

L mts	Vo mts	S mts	bv mts	hv mts	Lecho inferior.				Lecho superior.			
					1a. opción		2a. opción		1a. opción		2a. opción	
					Corrido	bastón	Corrido	bastón	Corrido	bastón	Corrido	bastón
8	0.75	1.75	0.30	0.60	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 30	No. 6 @ 30	No. 4 @ 15	No. 5 @ 15	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30
9	0.75	1.75	0.35	0.70	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 30	No. 6 @ 30	No. 4 @ 15	No. 5 @ 15	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30
10	0.75	1.75	0.38	0.75	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 30	No. 6 @ 30	No. 4 @ 15	No. 5 @ 15	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30
11	0.75	1.75	0.40	0.80	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 30	No. 6 @ 30	No. 4 @ 15	No. 5 @ 15	No. 5 @ 30	No. 7 @ 30
12	0.80	1.70	0.43	0.85	No. 3 @ 12.5	No. 4 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 12.5	No. 5 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
13	0.80	1.70	0.45	0.90	No. 3 @ 12.5	No. 4 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 12.5	No. 5 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
14	0.80	1.70	0.48	0.95	No. 3 @ 12.5	No. 4 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 12.5	No. 5 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
15	0.80	1.70	0.50	1.00	No. 3 @ 12.5	No. 4 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 12.5	No. 5 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
16	0.85	1.65	0.53	1.05	No. 3 @ 12.5	No. 4 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 12.5	No. 5 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
17	0.85	1.65	0.55	1.10	No. 3 @ 12.5	No. 4 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 12.5	No. 5 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
18	0.85	1.65	0.60	1.20	No. 3 @ 12.5	No. 4 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 12.5	No. 5 @ 12.5	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
19	0.90	1.60	0.63	1.25	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 15	No. 5 @ 15	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
20	0.90	1.60	0.65	1.30	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 15	No. 5 @ 15	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
21	0.90	1.60	0.68	1.35	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 15	No. 5 @ 15	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
22	0.90	1.60	0.70	1.40	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25	No. 3 @ 15	No. 5 @ 15	No. 4 @ 25	No. 6 @ 25
23	0.95	1.55	0.73	1.45	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 27.5	No. 6 @ 25	No. 3 @ 15	No. 5 @ 15	No. 4 @ 27.5	No. 6 @ 27.5
24	0.95	1.55	0.75	1.50	No. 3 @ 15	No. 4 @ 15	No. 4 @ 27.5	No. 6 @ 25	No. 3 @ 15	No. 5 @ 15	No. 4 @ 27.5	No. 6 @ 27.5

Tabla L-3
Longitud de desarrollo del bastón.

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Varilla	Ld
No.	cms.
3	11.90
4	21.30
5	33.60
6	47.90
7	65.20
8	85.20

Tabla L-4
Longitud de desarrollo del bastón.

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Varilla	Ld
No.	cms.
3	17.90
4	32.00
5	50.40
6	71.80
7	97.80
8	127.80

Tabla L-5
Refuerzo secundario paralelo al tráfico.

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

L mts	Vo mts	S mts	bv mts	hv mts	Lecho inferior.		Lecho superior.	
					1a. opción	2a. opción	1a. opción	2a. opción
8	0.75	1.75	0.30	0.60	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
9	0.75	1.75	0.35	0.70	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
10	0.75	1.75	0.38	0.75	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
11	0.75	1.75	0.40	0.80	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
12	0.80	1.70	0.43	0.85	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
13	0.80	1.70	0.45	0.90	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
14	0.80	1.70	0.48	0.95	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
15	0.80	1.70	0.50	1.00	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
16	0.85	1.65	0.53	1.05	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
17	0.85	1.65	0.55	1.10	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
18	0.85	1.65	0.60	1.20	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
19	0.90	1.60	0.63	1.25	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
20	0.90	1.60	0.65	1.30	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
21	0.90	1.60	0.68	1.35	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
22	0.90	1.60	0.70	1.40	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
23	0.95	1.55	0.73	1.45	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30
24	0.95	1.55	0.75	1.50	No. 4 @ 25	No. 4 @ 30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 30

Tabla L-6
Refuerzo secundario paralelo al tráfico.

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

L (mts) mts	Voladizo mts	S mts	bv mts	hv mts	Lecho inferior.		Lecho superior.	
					1a. opción	2a. opción	1a. opción	2a. opción
8	0.75	1.75	0.30	0.60	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
9	0.75	1.75	0.35	0.70	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
10	0.75	1.75	0.38	0.75	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
11	0.75	1.75	0.40	0.80	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
12	0.80	1.70	0.43	0.85	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
13	0.80	1.70	0.45	0.90	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
14	0.80	1.70	0.48	0.95	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
15	0.80	1.70	0.50	1.00	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
16	0.85	1.65	0.53	1.05	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
17	0.85	1.65	0.55	1.10	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
18	0.85	1.65	0.60	1.20	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
19	0.90	1.60	0.63	1.25	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
20	0.90	1.60	0.65	1.30	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
21	0.90	1.60	0.68	1.35	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
22	0.90	1.60	0.70	1.40	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
23	0.95	1.55	0.73	1.45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45
24	0.95	1.55	0.75	1.50	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45	No. 3 @ 25	No. 4 @ 45

3.4 Diseño de la viga interior.

Para el uso de las tablas de ayuda de diseño de las vigas interiores se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones.

1. El puente solo posee una viga interior.
2. Se han diseñado vigas rectangulares de concreto reforzado.
3. La sección transversal del puente es constante.

3.4.1 Usos de las tablas de ayuda de diseño de la viga interior.

Para el uso de las tablas de ayudas de diseño para la viga interior se debe llevar a cabo el siguiente proceso.

1. Determinar f'_c
2. Determinar el valor de f_y en base al valor de f'_c seleccionado de acuerdo al cuadro No. 3.5

Cuadro No. 3.5

Determinación del valor de f_y según el valor de f'_c .

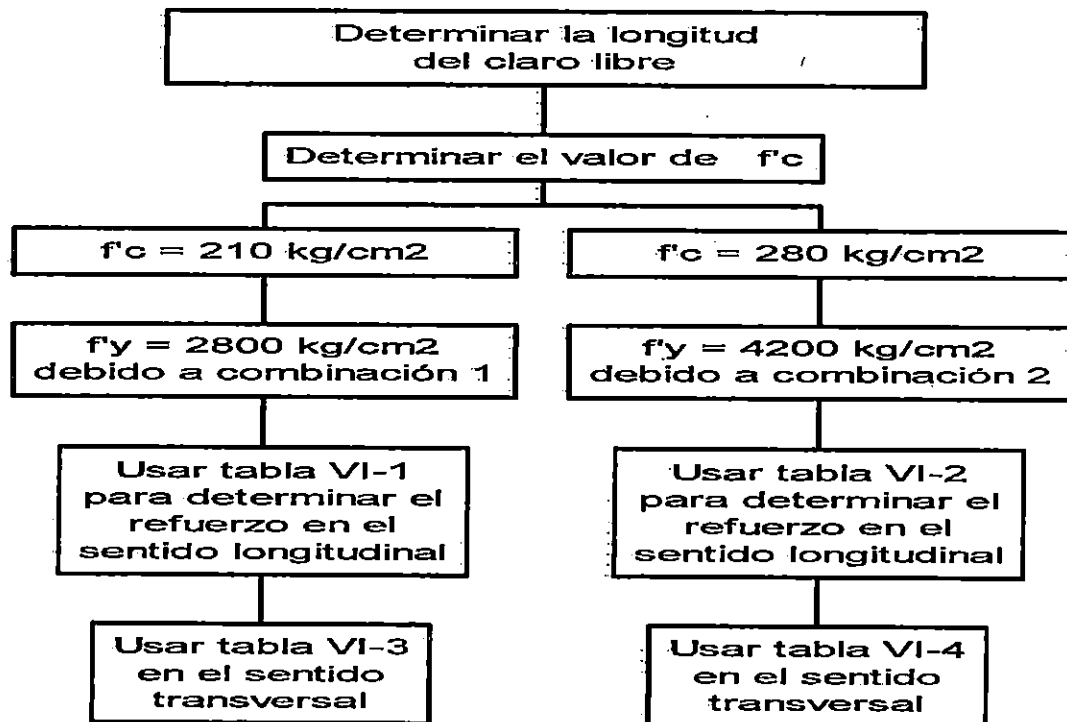
Combinación	f'_c	f_y
1	210	2800
2	2800	4200

3. Determinar el claro libre a salvar.
4. Cuando se tenga determinada la tabla a utilizar encontrar:
 - El ancho de la viga.
 - La altura de la viga.
 - El refuerzo del lecho inferior.

- Bastones adicionales.
- El refuerzo del lecho intermedio.
- El refuerzo del lecho superior.
- El refuerzo transversal (estribos).

3.4.2 Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de la viga interior.

Esquema 3.5



Ejemplo de diseño.

Se desea determinar por medio de las tablas de ayuda de diseño todas las características de la viga interior el puente sobre el río Roldán (claro libre 24.00 mts.).

1. Determinación de $f'c$
2. Determinar f_y de acuerdo a las combinaciones presentadas en cuadro N.o 3.6

Hemos decidido utilizar un valor de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. La cual es la combinación 2 por lo que se debe utilizar la tabla VI-2 para el refuerzo en el sentido perpendicular al tráfico y se debe utilizar la tabla VI-4 para el refuerzo en el sentido paralelo al tráfico.

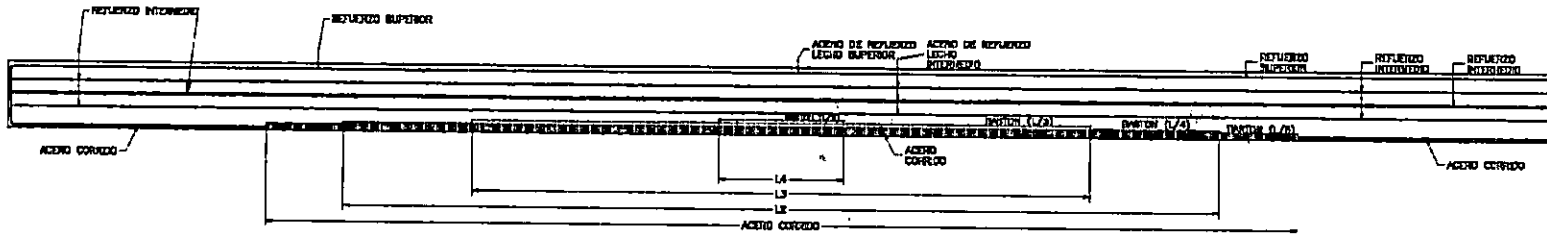
3. Determinar el claro libre a salvar. Claro libre=24.00 mts.
2. Cuando se tenga determinada la tabla a utilizar (VI-2 VI-4) encontrar:
 - El ancho de la viga:0.75 mts
 - La altura de la viga: 1.50 mts. (no incluye el espesor de losa).
 - El refuerzo del lecho inferior:

Punto	Refuerzo
Apoyo (acero corrido)	8.No. 8
L/5	6 No. 8
L/4	2 No. 8
L/3	2 No. 8
L/2	2.No. 8

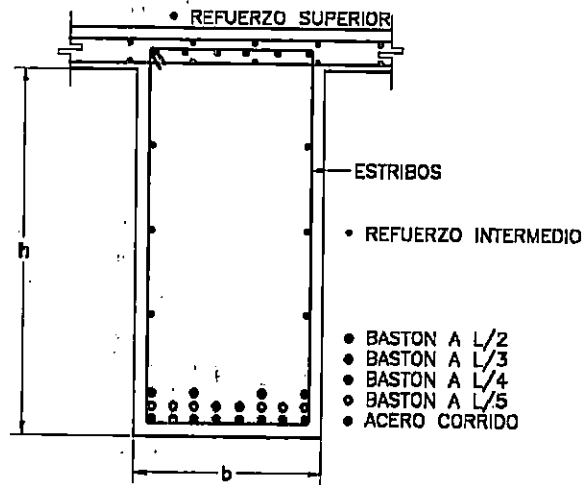
- El refuerzo del lecho intermedio: 6 No. 8 (3 No. 8 a cada lado de la viga).
- El refuerzo del lecho superior: 4 No. 8.

- El refuerzo transversal (estribos):

Punto	Refuerzo
Apoyo (acero corrido)	3 No. 20
L/5	3 No. 20
L/4	3 No. 20
L/3	3 No. 20
L/2	3 No. 20



ELEVACION TIPICA DE VIGA LONGITUDINAL
DISTRIBUCION DE REFUERZO



SECCION TRANSVERSAL

TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR

Tabla VI - 1
Acero de refuerzo longitudinal

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f'c = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Viga			Acero de refuerzo sentido longitudinal										Intermedio	Superior
Claro	b	h	Inferior											
mts.	mts.	mts.	Corrido	L/5	L1(mts.)	L/4	L2(mts.)	L/3	L3(mts.)	L/2	L4(mts.)			
8	0.30	0.60	3 No. 8	3 No. 8	6.98	1 No. 8	6.10	1 No. 8	4.63	-	-	6 No.6	4 No.4	
9	0.35	0.70	3 No. 8	3 No. 8	7.58	1 No. 8	6.60	1 No. 8	4.97	-	-	6 No.5	4 No.4	
10	0.38	0.75	3 No. 8	4 No. 8	8.18	1 No. 8	7.10	1 No. 8	5.30	-	-	6 No.5	4 No.4	
11	0.40	0.80	4 No. 8	3 No. 8	8.78	2 No. 8	7.60	1 No. 8	5.63	1 No. 8	1.70	4 No.6	4 No.4	
12	0.43	0.85	4 No. 8	4 No. 8	9.38	1 No. 8	8.10	2 No. 8	5.97	1 No. 8	1.70	4 No.7	4 No. 5	
13	0.45	0.90	5 No. 8	4 No. 8	9.98	1 No. 8	8.60	2 No. 8	6.30	1 No. 8	1.70	6 No.6	4 No. 5	
14	0.48	0.95	5 No. 8	4 No. 8	10.58	2 No. 8	9.10	2 No. 8	6.63	1 No. 8	1.70	8 No.6	4 No. 5	
15	0.50	1.00	5 No. 8	5 No. 8	11.18	2 No. 8	9.60	2 No. 8	6.97	1 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 5	
16	0.53	1.05	5 No. 8	6 No. 8	11.78	2 No. 8	10.10	2 No. 8	7.30	1 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 5	
17	0.55	1.10	6 No. 8	6 No. 8	12.38	2 No. 8	10.60	2 No. 8	7.63	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No. 5	
18	0.60	1.20	7 No. 8	6 No. 8	12.98	2 No. 8	11.10	2 No. 8	7.97	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No. 5	
19	0.63	1.25	7 No. 8	7 No. 8	13.58	2 No. 8	11.60	2 No. 8	8.30	3 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.6	
20	0.65	1.30	8 No. 8	6 No. 8	14.18	3 No. 8	12.10	3 No. 8	8.63	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.6	
21	0.68	1.35	8 No. 8	8 No. 8	14.78	2 No. 8	12.60	3 No. 8	8.97	3 No. 8	1.70	8 No.8	4 No.7	
22	0.70	1.40	9 No. 8	7 No. 8	15.38	3 No. 8	13.10	4 No. 8	9.30	2 No. 8	1.70	8 No.8	4 No.7	
23	0.73	1.45	10 No. 8	8 No. 8	15.98	3 No. 8	13.60	3 No. 8	9.63	3 No. 8	1.70	8 No.8	4 No.7	
24	0.75	1.50	11 No. 8	8 No. 8	16.58	4 No. 8	14.10	3 No. 8	9.97	4 No. 8	1.70	10 No.8	4 No.8	

Tabla VI - 2
Acero de refuerzo longitudinal

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

$f'c = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Viga			Acero de refuerzo sentido longitudinal										Intermedio	Superior
Claro	b	h	Inferior											
mts.	mts.	mts.	Corrido	L/5	L1(mts.)	L/4	L2(mts.)	L/3	L3(mts.)	L/2	L4(mts.)			
8	0.30	0.60	2 No. 8	2 No. 8	6.98	1 No. 8	6.10	-	-	-	-	4 No.5	4 No.4	
9	0.35	0.70	2 No. 8	2 No. 8	7.58	1 No. 8	6.60	-	-	-	-	4 No.5	4 No.4	
10	0.38	0.75	2 No. 8	3 No. 8	8.18	1 No. 8	7.10	-	-	-	-	4 No.5	4 No.4	
11	0.40	0.80	3 No. 8	3 No. 8	8.78	1 No. 8	7.60	1 No. 8	5.63	-	-	4 No.6	4 No.4	
12	0.43	0.85	3 No. 8	3 No. 8	9.38	1 No. 8	8.10	1 No. 8	5.97	-	-	4 No.6	4 No.4	
13	0.45	0.90	3 No. 8	3 No. 8	9.98	1 No. 8	8.60	1 No. 8	6.30	1 No. 8	1.70	4 No.6	4 No.4	
14	0.48	0.95	3 No. 8	3 No. 8	10.58	1 No. 8	9.10	1 No. 8	6.63	1 No. 8	1.70	4 No.6	4 No. 5	
15	0.50	1.00	4 No. 8	3 No. 8	11.18	1 No. 8	9.60	1 No. 8	6.97	1 No. 8	1.70	6 No.6	4 No. 5	
16	0.53	1.05	4 No. 8	3 No. 8	11.78	1 No. 8	10.10	2 No. 8	7.30	1 No. 8	1.70	4 No.7	4 No. 5	
17	0.55	1.10	4 No. 8	4 No. 8	12.38	1 No. 8	10.60	2 No. 8	7.63	1 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 5	
18	0.60	1.20	5 No. 8	4 No. 8	12.98	1 No. 8	11.10	1 No. 8	7.97	2 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 5	
19	0.63	1.25	5 No. 8	4 No. 8	13.58	2 No. 8	11.60	1 No. 8	8.30	2 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 5	
20	0.65	1.30	5 No. 8	5 No. 8	14.18	1 No. 8	12.10	2 No. 8	8.63	2 No. 8	1.70	6 No.7	4 No.6	
21	0.68	1.35	6 No. 8	5 No. 8	14.78	1 No. 8	12.60	2 No. 8	8.97	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.6	
22	0.70	1.40	6 No. 8	5 No. 8	15.38	2 No. 8	13.10	2 No. 8	9.30	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.6	
23	0.73	1.45	6 No. 8	6 No. 8	15.98	2 No. 8	13.60	2 No. 8	9.63	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.6	
24	0.75	1.50	8 No. 8	6 No. 8	16.58	2 No. 8	14.10	2 No. 8	9.97	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.8	

VI-3
Acero transversal

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f'c = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Claro mts.	b mts.	h mts.	Sentido transversal			
			Apoyo a L/5	L/5 a L/4	L/4 a L/3	L/3 a L/2
8	0.30	0.60	No. 3 @ 12.5	No. 3 @ 30	No. 3 @ 30	No. 3 @ 30
9	0.35	0.70	No. 3 @ 12.5	No. 3 @ 35	No. 3 @ 35	No. 3 @ 35
10	0.38	0.75	No. 3 @ 12.5	No. 3 @ 37.5	No. 3 @ 37.5	No. 3 @ 37.5
11	0.40	0.80	No. 3 @ 12.5	No. 3 @ 40	No. 3 @ 40	No. 3 @ 40
12	0.43	0.85	No. 3 @ 15	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 42.5
13	0.45	0.90	No. 3 @ 15	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45
14	0.48	0.95	No. 3 @ 20	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5
15	0.50	1.00	No. 3 @ 22.5	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50
16	0.53	1.05	No. 3 @ 22.5	No. 3 @ 52.5	No. 3 @ 52.5	No. 3 @ 52.5
17	0.55	1.10	No. 3 @ 25	No. 3 @ 55	No. 3 @ 55	No. 3 @ 55
18	0.60	1.20	No. 3 @ 25	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
19	0.63	1.25	No. 3 @ 30	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
20	0.65	1.30	No. 3 @ 30	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
21	0.68	1.35	No. 3 @ 35	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
22	0.70	1.40	No. 3 @ 35	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
23	0.73	1.45	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
24	0.75	1.50	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60

VI - 4
Acero de refuerzo sentido transversal

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f'c = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Claro mts.	b mts.	h mts.	Sentido transversal			
			Apoyo a L/5	L/5 a L/4	L/4 a L/3	L/3 a L/2
8	0.30	0.60	No. 3 @ 22.5	No. 3 @ 30	No. 3 @ 30	No. 3 @ 30
9	0.35	0.70	No. 3 @ 22.5	No. 3 @ 35	No. 3 @ 35	No. 3 @ 35
10	0.38	0.75	No. 3 @ 25	No. 3 @ 37.5	No. 3 @ 37.5	No. 3 @ 37.5
11	0.40	0.80	No. 3 @ 25	No. 3 @ 40	No. 3 @ 40	No. 3 @ 40
12	0.43	0.85	No. 3 @ 32.5	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 42.5
13	0.45	0.90	No. 3 @ 32.5	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45
14	0.48	0.95	No. 3 @ 45	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5
15	0.50	1.00	No. 3 @ 57.5	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50
16	0.53	1.05	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
17	0.55	1.10	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
18	0.60	1.20	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
19	0.63	1.25	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
20	0.65	1.30	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
21	0.68	1.35	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
22	0.70	1.40	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
23	0.73	1.45	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
24	0.75	1.50	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60

3.5 Diseño de la viga exterior.

Para el uso de las tablas de ayuda de diseño de las vigas exteriores se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones.

1. El puente solo posee dos vigas exteriores.
2. Se han diseñado vigas rectangulares de concreto reforzado.
3. La sección transversal del puente es constante.
4. El diseño de las dos vigas exteriores es igual.

3.5.1 Usos de las tablas de ayuda de diseño de la viga exterior.

Para el uso de las tablas de ayudas de diseño para la viga exterior se debe llevar a cabo el siguiente proceso.

1. Determinar f'_c
2. Determinar el valor de f_y en base al valor de f'_c seleccionado de acuerdo al cuadro No. 3.5

Cuadro No. 3.5

Determinación del valor de f_y según el valor de f'_c .

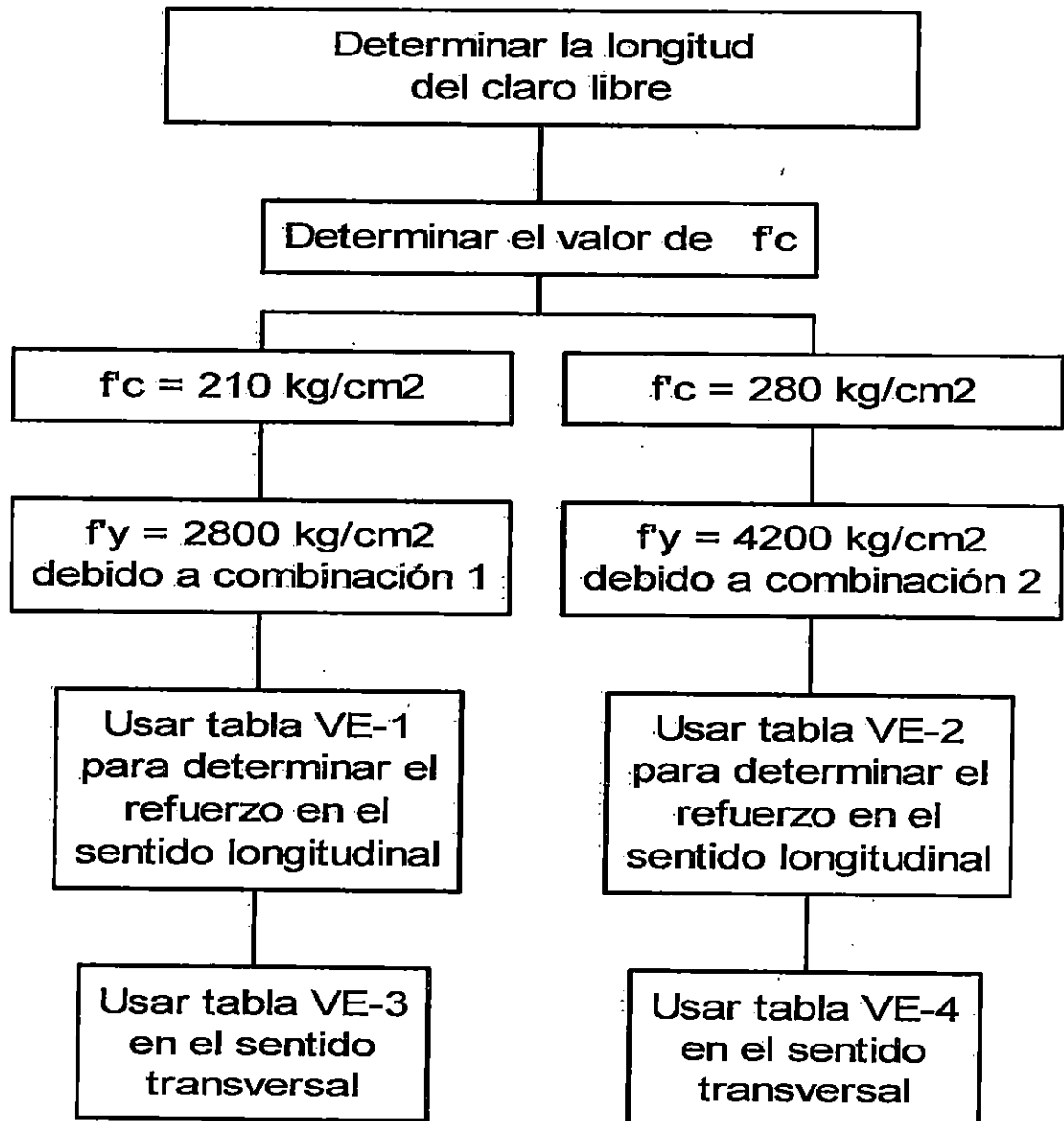
Combinación	f'_c	f_y
1	210	2800
2	2800	4200

3. Determinar el claro libre a salvar.
4. Cuando se tenga determinada la tabla a utilizar encontrar:
 - El ancho de la viga.
 - La altura de la viga.

- El refuerzo del lecho inferior.
- Bastones adicionales.
- El refuerzo del lecho intermedio.
- El refuerzo del lecho superior.
- El refuerzo transversal (estribos).

3.5.2 Guía para el uso de las tablas para la realización del diseño de la viga interior.

Esquema 3.6



Ejemplo de diseño.

Se desea determinar por medio de las tablas de ayuda de diseño todas las características de la viga exterior el puente sobre el río Roldán (claro libre 24.00 mts.).

4. Determinación de f_c

5. Determinar f_y de acuerdo a las combinaciones presentadas en cuadro N.o 3.5

Se decidió decidido utilizar un valor de $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. La cual es la combinación 2, por lo que se debe utilizar la tabla VE-2 para el refuerzo en el sentido perpendicular al tráfico y se debe utilizar la tabla VE-4 para el refuerzo en el sentido paralelo al tráfico.

6. Determinar el claro libre a salvar. Claro libre=24.00 mts.

5. Cuando se tenga determinada la tabla a utilizar (VE-2 VE-4) encontrar:

- El ancho de la viga:0.75 mts
- La altura de la viga: 1.50 mts. (no incluye el espesor de losa).
- El refuerzo del lecho inferior:

Punto	Refuerzo
Apoyo (acero corrido)	8 No. 8
L/5	2 No. 8
L/4	2 No. 8
L/3	2 No. 8
L/2	2 No. 8

- El refuerzo del lecho intermedio: 6 No. 8 (3 No. 8 a cada lado de la viga).
- El refuerzo del lecho superior: 4 No. 8.

- El refuerzo transversal (estribos):

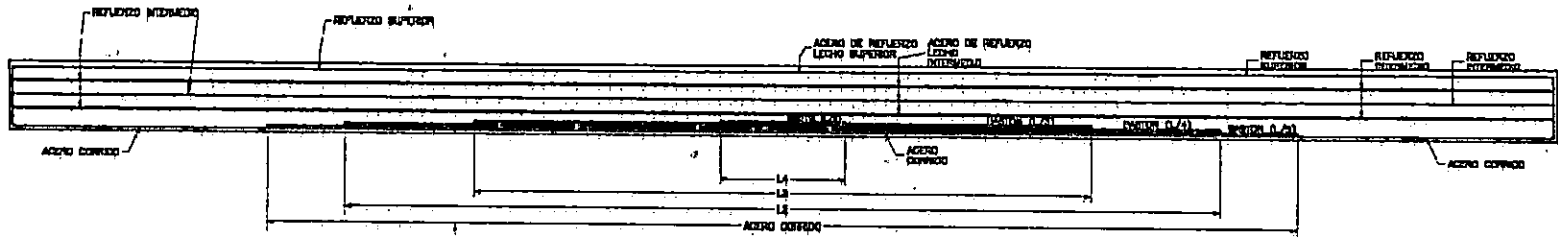
Punto	Refuerzo
Apoyo (acero corrido)	3 No. 20
L/5	3 No. 20
L/4	3 No. 20
L/3	3 No. 20
L/2	3 No. 20

TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO DE LA VIGA EXTERIOR

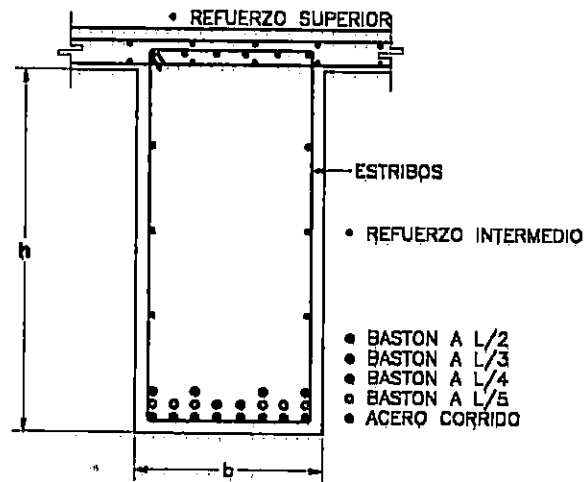
Tabla VE - 1
Acero de refuerzo longitudinal

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f'c = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Viga			Acero de refuerzo sentido longitudinal										
Claro	b	h	Inferior									Intermedio	Superior
mts.	mts.	mts.	Corrido	L/5	L1(mts.)	L/4	L2(mts.)	L/3	L3(mts.)	L/2	L4(mts.)		
8	0.30	0.60	3 No. 8	3 No. 8	6.98	1 No. 8	6.10	1 No. 8	4.63	-	-	6 No.6	4 No.4
9	0.35	0.70	3 No. 8	3 No. 8	7.58	1 No. 8	6.60	1 No. 8	4.97	-	-	6 No.5	4 No.4
10	0.38	0.75	3 No. 8	4 No. 8	8.18	1 No. 8	7.10	1 No. 8	5.30	-	-	6 No.5	4 No.4
11	0.40	0.80	4 No. 8	3 No. 8	8.78	1 No. 8	7.60	1 No. 8	5.63	1 No. 8	1.70	4 No.6	4 No.4
12	0.43	0.85	4 No. 8	4 No. 8	9.38	1 No. 8	8.10	2 No. 8	5.97	-	1.70	4 No.7	4 No. 5
13	0.45	0.90	5 No. 8	4 No. 8	9.98	1 No. 8	8.60	1 No. 8	6.30	1 No. 8	1.70	6 No.6	4 No. 5
14	0.48	0.95	5 No. 8	4 No. 8	10.58	2 No. 8	9.10	1 No. 8	6.63	1 No. 8	1.70	8 No.6	4 No. 5
15	0.50	1.00	5 No. 8	5 No. 8	11.18	1 No. 8	9.60	2 No. 8	6.97	1 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 5
16	0.53	1.05	5 No. 8	6 No. 8	11.78	2 No. 8	10.10	2 No. 8	7.30	1 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 5
17	0.55	1.10	6 No. 8	6 No. 8	12.38	2 No. 8	10.60	2 No. 8	7.63	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No. 5
18	0.60	1.20	7 No. 8	6 No. 8	12.98	2 No. 8	11.10	2 No. 8	7.97	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No. 5
19	0.63	1.25	7 No. 8	7 No. 8	13.58	2 No. 8	11.60	3 No. 8	8.30	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.6
20	0.65	1.30	8 No. 8	7 No. 8	14.18	2 No. 8	12.10	3 No. 8	8.63	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.6
21	0.68	1.35	8 No. 8	8 No. 8	14.78	2 No. 8	12.60	3 No. 8	8.97	3 No. 8	1.70	8 No.8	4 No.7
22	0.70	1.40	9 No. 8	8 No. 8	15.38	2 No. 8	13.10	4 No. 8	9.30	2 No. 8	1.70	8 No.8	4 No.7
23	0.73	1.45	10 No. 8	8 No. 8	15.98	3 No. 8	13.60	3 No. 8	9.63	3 No. 8	1.70	8 No.8	4 No.7
24	0.75	1.50	11 No. 8	8 No. 8	16.58	3 No. 8	14.10	2 No. 8	9.97	3 No. 8	1.70	10 No.8	4 No.8



**ELEVACION TIPICA DE VIGA LONGITUDINAL
DISTRIBUCION DE REFUERZO**



SECCION TRANSVERSAL

Tabla VE - 2
Acero de refuerzo longitudinal

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

$f'c = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Viga			Acero de refuerzo sentido longitudinal										
Claro	b	h	Inferior									Intermedio	Superior
mts.	mts.	mts.	Corrido	L/5	L1(mts.)	L/4	L2(mts.)	L/3	L3(mts.)	L/2	L4(mts.)		
8	0.30	0.60	2 No. 8	2 No. 8	6.98	-	-	-	-	-	-	4 No.5	4 No.4
9	0.35	0.70	2 No. 8	2 No. 8	7.58	1 No. 8	6.60	-	-	-	-	4 No.5	4 No.4
10	0.38	0.75	2 No. 8	3 No. 8	8.18	1 No. 8	7.10	-	-	-	-	4 No.5	4 No.4
11	0.40	0.80	3 No. 8	3 No. 8	8.78	1 No. 8	7.60	1 No. 8	5.63	-	-	4 No.6	4 No.4
12	0.43	0.85	3 No. 8	3 No. 8	9.38	1 No. 8	8.10	1 No. 8	5.97	-	-	4 No.6	4 No.4
13	0.45	0.90	3 No. 8	3 No. 8	9.98	2 No. 8	8.60	-	-	-	-	4 No.6	4 No.4
14	0.48	0.95	3 No. 8	3 No. 8	10.58	1 No. 8	9.10	1 No. 8	6.63	1 No. 8	1.70	4 No.6	4 No. 5
15	0.50	1.00	4 No. 8	3 No. 8	11.18	1 No. 8	9.60	1 No. 8	6.97	1 No. 8	1.70	6 No.6	4 No. 5
16	0.53	1.05	4 No. 8	3 No. 8	11.78	1 No. 8	10.10	2 No. 8	7.30	1 No. 8	1.70	6 No.6	4 No. 5
17	0.55	1.10	4 No. 8	4 No. 8	12.38	1 No. 8	10.60	2 No. 8	7.63	1 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 6
18	0.60	1.20	5 No. 8	4 No. 8	12.98	1 No. 8	11.10	1 No. 8	7.97	1 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 6
19	0.63	1.25	5 No. 8	4 No. 8	13.58	2 No. 8	11.60	1 No. 8	8.30	2 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 6
20	0.65	1.30	5 No. 8	5 No. 8	14.18	1 No. 8	12.10	2 No. 8	8.63	2 No. 8	1.70	6 No.7	4 No. 6
21	0.68	1.35	6 No. 8	5 No. 8	14.78	1 No. 8	12.60	2 No. 8	8.97	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.7
22	0.70	1.40	6 No. 8	5 No. 8	15.38	2 No. 8	13.10	2 No. 8	9.30	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.7
23	0.73	1.45	6 No. 8	6 No. 8	15.98	2 No. 8	13.60	2 No. 8	9.63	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.7
24	0.75	1.50	8 No. 8	6 No. 8	16.58	2 No. 8	14.10	2 No. 8	9.97	2 No. 8	1.70	6 No.8	4 No.8

VI - 3
Acero de refuerzo sentido transversal

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f'c = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Claro mts.	b mts.	h mts.	Sentido transversal			
			Apoyo a L/5	L/5 a L/4	L/4 a L/3	L/3 a L/2
8	0.30	0.60	No. 3 @ 12.5	No. 3 @ 30	No. 3 @ 30	No. 3 @ 30
9	0.35	0.70	No. 3 @ 12.5	No. 3 @ 35	No. 3 @ 35	No. 3 @ 35
10	0.38	0.75	No. 3 @ 15	No. 3 @ 37.5	No. 3 @ 37.5	No. 3 @ 37.5
11	0.40	0.80	No. 3 @ 12.5	No. 3 @ 40	No. 3 @ 40	No. 3 @ 40
12	0.43	0.85	No. 3 @ 15	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 42.5
13	0.45	0.90	No. 3 @ 15	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45
14	0.48	0.95	No. 3 @ 20	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5
15	0.50	1.00	No. 3 @ 22.5	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50
16	0.53	1.05	No. 3 @ 22.5	No. 3 @ 52.5	No. 3 @ 52.5	No. 3 @ 52.5
17	0.55	1.10	No. 3 @ 25	No. 3 @ 55	No. 3 @ 55	No. 3 @ 55
18	0.60	1.20	No. 3 @ 25	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
19	0.63	1.25	No. 3 @ 27.5	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
20	0.65	1.30	No. 3 @ 27.5	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
21	0.68	1.35	No. 3 @ 32.5	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
22	0.70	1.40	No. 3 @ 30	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
23	0.73	1.45	No. 3 @ 35	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
24	0.75	1.50	No. 3 @ 40	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60

VE - 4

Acero de refuerzo sentido transversal

f'c = 280 kg/cm²f'c = 4200 kg/cm²

Claro mts.	b mts.	h mts.	Sentido transversal			
			Apoyo a L/5	L/5 a L/4	L/4 a L/3	L/3 a L/2
8	0.30	0.60	No. 3 @ 22.5	No. 3 @ 30	No. 3 @ 30	No. 3 @ 30
9	0.35	0.70	No. 3 @ 22.5	No. 3 @ 35	No. 3 @ 35	No. 3 @ 35
10	0.38	0.75	No. 3 @ 25	No. 3 @ 37.5	No. 3 @ 37.5	No. 3 @ 37.5
11	0.40	0.80	No. 3 @ 25	No. 3 @ 40	No. 3 @ 40	No. 3 @ 40
12	0.43	0.85	No. 3 @ 32.5	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 42.5	No. 3 @ 42.5
13	0.45	0.90	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45	No. 3 @ 45
14	0.48	0.95	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5	No. 3 @ 47.5
15	0.50	1.00	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50	No. 3 @ 50
16	0.53	1.05	No. 3 @ 52.5	No. 3 @ 52.5	No. 3 @ 52.5	No. 3 @ 52.5
17	0.55	1.10	No. 3 @ 55	No. 3 @ 55	No. 3 @ 55	No. 3 @ 55
18	0.60	1.20	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
19	0.63	1.25	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
20	0.65	1.30	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
21	0.68	1.35	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
22	0.70	1.40	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
23	0.73	1.45	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60
24	0.75	1.50	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60	No. 3 @ 60

3.6 Diseño del diafragma.

Para el uso de las tablas de ayuda de diseño del diafragma se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones.

1. Se deben colocar diafragmas en cada extremo del puente.
2. Se debe colocar un diafragma intermedio a partir de 12.2 mts.
3. Se han diseñado diafragmas rectangulares de concreto reforzado.
4. La sección transversal del puente es constante.
5. El diseño del diafragma se ha hecho en base a un diafragma intermedio.

3.6.1 Usos de las tablas de ayuda de diseño de los diafragmas

Para el uso de las tablas de ayudas de diseño se debe llevar a cabo el siguiente proceso.

1. Determinación de f'_c y f_y , los cuales deben ser los mismos de la losa ya que el diafragma se cuela monolíticamente con la losa. Chequear a cuál de las siguientes combinaciones pertenece.

Y en base a ello se utiliza la tabla D-1 ó D-2.

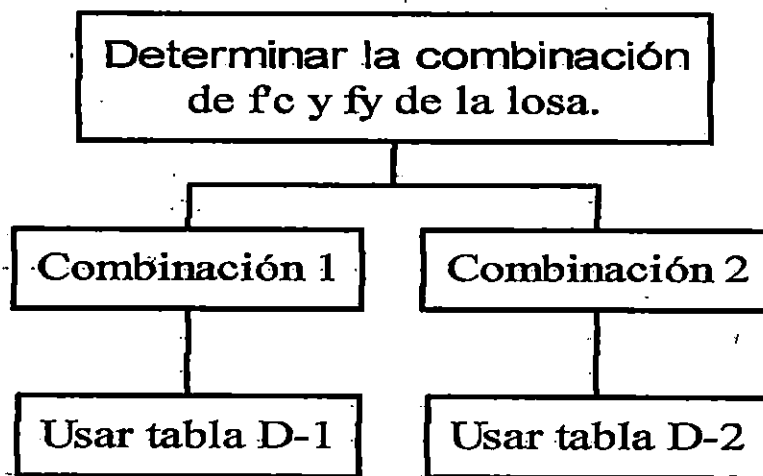
Cuadro 3.6

Determinación de la tabla a seleccionar en el diseño del diafragma.

Combinación	f'_c	F_y	Tabla
1	210	2800	D-1
2	2800	4200	D-2

2. Determinar el claro libre a salvar.
3. Cuando se tenga determinada la tabla a utilizar encontrar:
 - El ancho del diafragma.

- La altura del diafragma (la altura proporcionada incluye el espesor de losa).
- El refuerzo del lecho inferior.
- El refuerzo del lecho intermedio.
- El refuerzo del lecho superior.
- El refuerzo transversal (estribos).

3.6.2 Guía para el diseño del diafragma.**Esquema 3.7**

Ejemplo de diseño.

Se desea determinar por medio de las tablas de ayuda de diseño, el diseño del diafragma del puente sobre el río Roidán (claro libre 24.00 mts.).

1. Determinación de $f'c$ y de f_y , recordando que tiene que ser la misma combinación seleccionada en la losa.(determinar la tabla a usar según cuadro No. 3.6)

Y en base a ello se utiliza la tabla D-1 ó D-2.

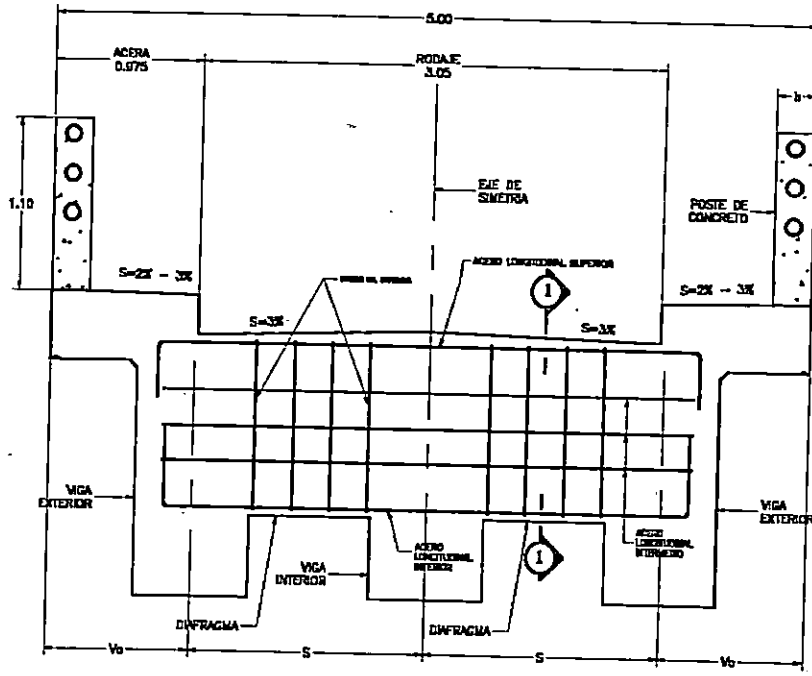
Combinación	F'c	f_y	Tabla
1	210	2800	D-1
2	2800	4200	D-2

Hemos decidido utilizar para la losa un valor de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

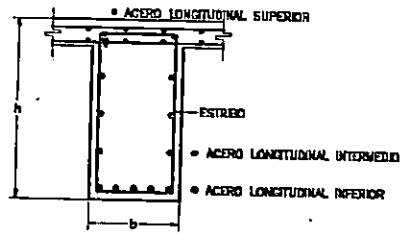
La cual es la combinación 2 por lo que se debe utilizar la tabla D-2.

2. Determinar el claro libre a salvar. Claro libre=24.00 mts.
3. Cuando se tenga determinada la tabla a utilizar (D-2) encontrar:
 - El ancho del diafragma: 0.55 mts
 - La altura de la viga: 1.55 mts.(incluye espesor de la losa).
 - El refuerzo del lecho inferior: 8 No. 8.
 - El refuerzo del lecho intermedio: 6 No. 5 (3 No. 5 a cada lado de la viga).
 - El refuerzo del lecho superior: 4 No. 8.
 - El refuerzo transversal (estribos): No. 3 @ 15 cms.

3.6.3 Tablas de ayudas de diseño del diafragma.



SECCION TRANSVERSAL DE LOSA



SECCION DIAFRAGMA INTERMEDIO

TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO DEL DIAFRAGMA

322

Tabla D-1

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

L mts	S mts	# de diaf.	Diafragma		Acero longitudinal						Acero Transversal
			b mts	h mts	Inferior		Intermedio		Superior		
					Opción 1	Opción 2	Opción 1	Opción 2	Opción 1	Opción 2	
8	1.75	2	0.30	0.55	6 No. 4	4 No. 5	6 No. 4	4 No. 5	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 10
9	1.75	2	0.30	0.60	7 No. 4	5 No. 5	8 No. 4	6 No. 5	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 10
10	1.75	2	0.35	0.65	6 No. 5	4 No. 6	6 No. 5	4 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 12.5
11	1.75	2	0.35	0.65	6 No. 5	4 No. 6	6 No. 5	4 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 12.5
12	1.70	2	0.35	0.70	6 No. 5	4 No. 6	6 No. 5	4 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 12.5
13	1.70	3	0.40	0.75	7 No. 5	5 No. 6	8 No. 5	6 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 12.5
14	1.70	3	0.40	0.75	7 No. 5	5 No. 6	8 No. 5	6 No. 6	3 No. 3	2 No. 4	No. 3 @ 12.5
15	1.70	3	0.40	0.80	8 No. 5	6 No. 6	8 No. 5	6 No. 6	3 No. 3	2 No. 4	No. 3 @ 15
16	1.65	3	0.45	0.85	7 No. 6	5 No. 7	8 No. 6	6 No. 7	3 No. 3	2 No. 4	No. 3 @ 15
17	1.65	3	0.45	0.85	7 No. 6	5 No. 7	8 No. 6	6 No. 7	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 15
18	1.65	3	0.50	0.95	6 No. 7	5 No. 8	6 No. 7	6 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 17.5
19	1.60	3	0.50	0.95	6 No. 7	5 No. 8	6 No. 7	6 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 17.5
20	1.60	3	0.50	1.00	6 No. 7	5 No. 8	6 No. 7	6 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 17.5
21	1.60	3	0.55	1.05	7 No. 7	6 No. 8	8 No. 7	6 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 20
22	1.60	3	0.55	1.05	7 No. 7	6 No. 8	8 No. 7	6 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 20
23	1.55	3	0.55	1.10	8 No. 7	6 No. 8	8 No. 7	6 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 20
24	1.55	3	0.60	1.15	9 No. 7	7 No. 8	10 No. 7	8 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 22.5

Tabla D-2

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

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

323

L mts	S mts	# de diaf.	Diafragma		Acero longitudinal						Acero Transversal
			b mts	h mts	Inferior		Intermedio		Superior		
					Opción 1	Opción 2	Opción 1	Opción 2	Opción 1	Opción 2	
8	1.75	2	0.30	0.55	4 No. 4	3 No. 5	4 No. 4	4 No. 5	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 15
9	1.75	2	0.30	0.60	5 No. 4	3 No. 5	6 No. 4	4 No. 5	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 15
10	1.75	2	0.35	0.65	6 No. 4	4 No. 5	6 No. 4	4 No. 5	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 17.5
11	1.75	2	0.35	0.65	6 No. 4	4 No. 5	6 No. 4	4 No. 5	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 17.5
12	1.70	2	0.35	0.70	6 No. 4	4 No. 5	6 No. 4	4 No. 5	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 20
13	1.70	3	0.40	0.75	5 No. 5	4 No. 6	6 No. 5	4 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 20
14	1.70	3	0.40	0.75	5 No. 5	4 No. 6	6 No. 5	4 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 20
15	1.70	3	0.40	0.80	5 No. 5	4 No. 6	6 No. 5	4 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 22.5
16	1.65	3	0.45	0.85	6 No. 5	5 No. 6	6 No. 5	6 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 25
17	1.65	3	0.45	0.85	6 No. 5	5 No. 6	6 No. 5	6 No. 6	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 25
18	1.65	3	0.50	0.95	6 No. 6	4 No. 7	6 No. 6	4 No. 7	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 27.5
19	1.60	3	0.50	0.95	6 No. 6	4 No. 7	6 No. 6	4 No. 7	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 27.5
20	1.60	3	0.50	1.00	6 No. 6	4 No. 7	6 No. 6	4 No. 7	2 No. 4	2 No. 4	No. 3 @ 27.5
21	1.60	3	0.55	1.05	5 No. 7	4 No. 8	6 No. 7	4 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 30
22	1.60	3	0.55	1.05	5 No. 7	4 No. 8	6 No. 7	4 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 30
23	1.55	3	0.55	1.10	5 No. 7	4 No. 8	6 No. 7	4 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 30
24	1.55	3	0.60	1.15	6 No. 7	5 No. 8	6 No. 7	6 No. 8	2 No. 4	2 No. 5	No. 3 @ 30

Tabla D-3

Longitudes de desarrollo para el gancho a 90 grados.
(Para el lecho inferior y para el lecho superior)

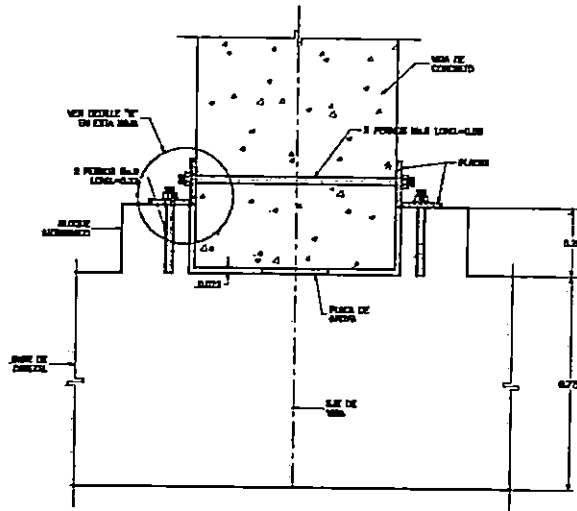
Varilla No.	Ld cms.
3	11.40
4	15.20
5	19.10
6	22.90
7	26.70
8	30.50

3.7 Diseño del apoyo móvil y de el apoyo fijo.

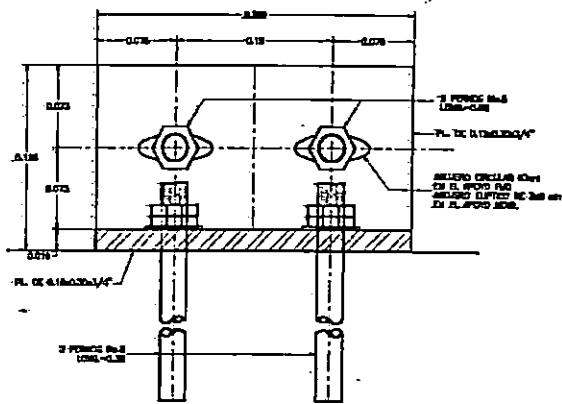
Para el diseño del apoyo móvil y del apoyo fijo se han tomado las siguientes consideraciones.

1. Se ha considerado un apoyo de neopreno con placas de acero.
2. Se presenta tanto un apoyo móvil y fijo típicos.

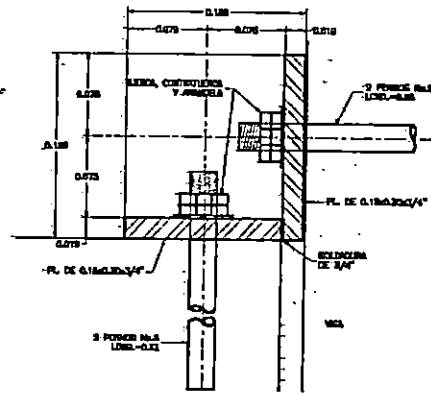
3.7.1 Detalles del apoyo fijo y móvil típico.



DETALLE DE UBICACION DE PLACA DE SUJECION EN ESTRIBO Y VIGA
ESCALA 1:10



PLANTA DE SUJECION
ESCALA 1:2.5



SECCION DE SUJECION
ESCALA 1:2.5

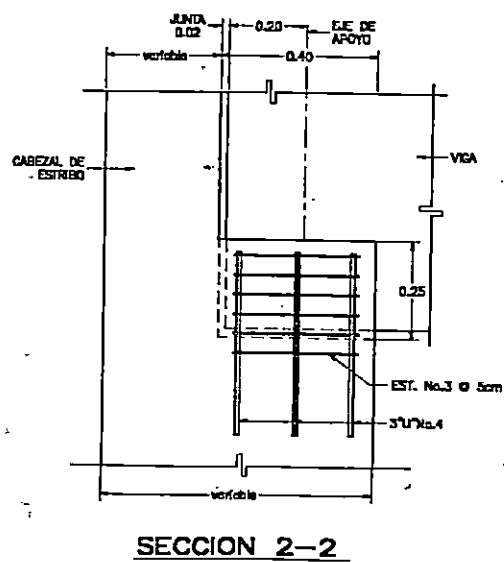
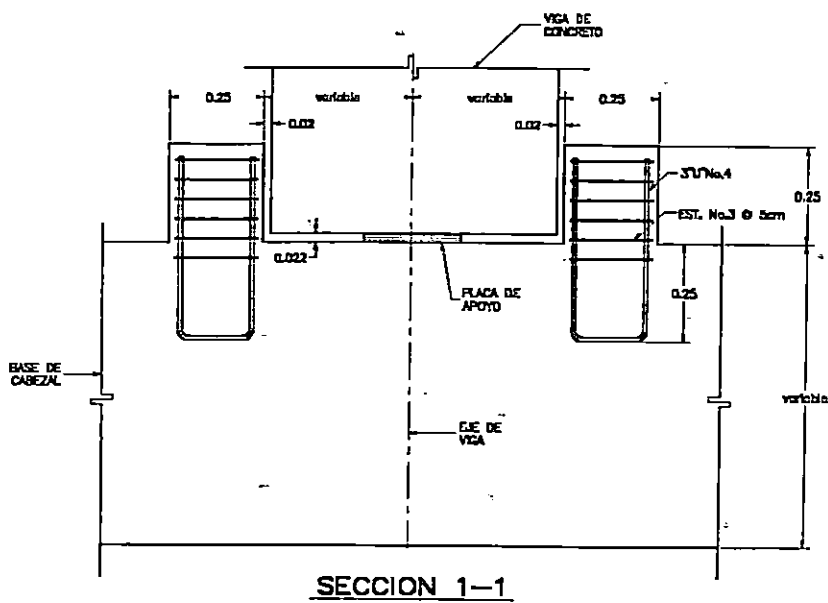
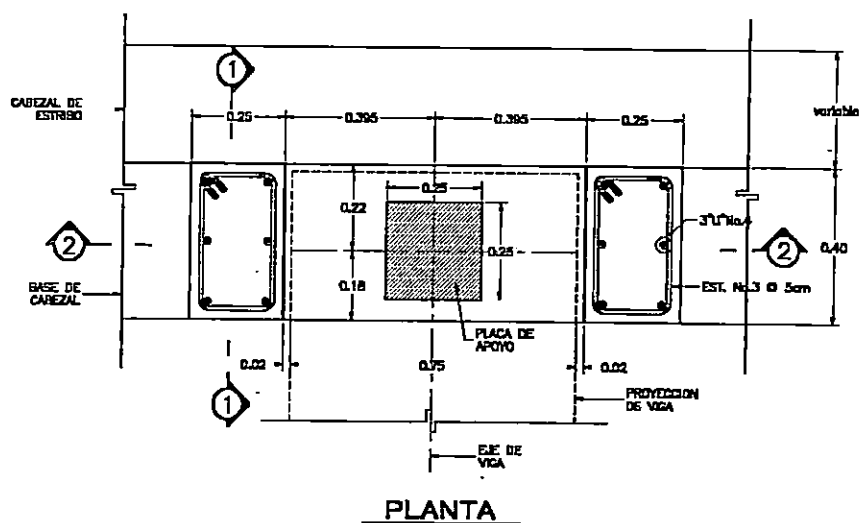
DETALLE "B" DE PLACAS DE SUJECION

3.8 Diseño del bloque antisísmico.

Para el diseño del bloque antisísmico se presenta un bloque antisísmico típico aceptado por la DGC.

1. Se ha considerado un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
2. Se ha considerado un $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$.
3. El bloque posee una sección rectangular.

3.8.1 Detalles del bloque antisísmico típico.



3.9 Diseño del estribo.

Para la realización del diseño de los estribos del puente sobre el río Roldán se han considerado los siguientes criterios:

1. Las cargas transmitidas por las vigas que afectan al estribo son la carga viva y carga muerta.
2. Se han seleccionado secciones en la cual la excentricidad se encuentre en el tercio medio de la base del estribo.
3. Solo se han considerado para el análisis de diseño estribos de mampostería de piedra.
4. Solo se han considerado para el análisis de diseño estribos con fundación superficial.
5. Se ha considerado en el análisis un ángulo de fricción interna de 35.61 grados.
6. Se ha considerado en el análisis una cohesión de 0.2471.
7. Se ha considerado en el análisis una capacidad de carga del suelo de 2.00 kg/cm².
8. Se ha considerado en el análisis una profundidad de desplante de 2.00 mts.
9. El ángulo de fricción interna, la cohesión, la capacidad de carga y el nivel de desplante utilizadas en el análisis se determinaron por medio de un estudio de suelos.
10. Se ha considerado en el análisis un tirante crítico de 3.00 mts., determinado por un estudio hidráulico.
11. La altura total del estribo es de 6.67 mts.

3.10 Diseño del aletón.

Para la realización del diseño de los aletones de el puente sobre el río Roldán se han considerado los siguientes criterios:

1. Se han seleccionado secciones en la cual la excentricidad se encuentre en el tercio medio de la base del aletón.
2. Solo se han considerado para el análisis de diseño aletones de mampostería de piedra.
3. Solo se han considerado para el análisis de diseño aletones con fundación superficial.
4. Se ha considerado en el análisis un ángulo de fricción interna de 35.61 grados.
5. Se ha considerado en el análisis una cohesión de 0.2471.
6. Se ha considerado en el análisis una capacidad de carga del suelo de 2.00 kg/cm².
7. Se ha considerado en el análisis una profundidad de desplante de 2.00 mts.
8. El ángulo de fricción interna, la cohesión, la capacidad de carga y el nivel de desplante utilizadas en el análisis se determinaron por medio de un estudio de suelos.
9. Se ha considerado en el análisis un tirante crítico de 3.00 mts., determinado por un estudio hidráulico.
10. La altura total de la raíz del aletón es de 6.67 mts. y la altura total del extremo del aletón es de 4.00 mts.
11. La longitud de los aletones es de 4.00 mts.

Las cargas puntuales que las vigas hacen en los estribos de la sub-estructura son cargas debido a las dos vigas exteriores y una carga centrada debido a la viga interior, éstas cargas se dan a conocer para el diseño de los estribos⁴⁰, éstas han sido el producto del bajado de cargas de la superestructura del puentes hacia la subestructura. Se aclara que no se presentan las tablas de ayuda del diseño de la subestructura, pero si se presenta la memoria de cálculo de la subestructura. Con el fin de conocer las cargas que se producen en los estribos de los puentes entre 8 y 24 metros se da a conocer la siguiente tabla:

**Cargas puntuales que deben ser aplicadas a los estribos de los puentes
que se presentan en las tablas de ayuda de ésta guía.**

VIGA CLARO	INTERIOR PU	EXTERIOR PU
Mt	Ton	Ton
8	33.43	33.73
9	36.20	36.22
10	39.53	39.99
11	42.08	41.38
12	45.48	44.38
13	48.05	46.54
14	51.23	51.14
15	55.10	54.50
16	58.06	57.12
17	61.35	61.97
18	64.59	64.68
19	68.42	70.30
20	71.84	73.27
21	77.56	78.51
22	81.31	81.80
23	87.89	90.33
24	95.08	97.05

Fuente: Elaboración propia basada en el bajado de cargas de la superestructura del puente.

⁴⁰ Con el fin de aproximarse al diseño de los estribos, se dan las cargas de diseño para ser aplicadas según el manual de fundaciones de las estructuras según tipos de suelos y condiciones del terreno (capítulo 2), de Gil Oswaldo Aguirre Ramirez y otros.

**ANALISIS E INTERPRETACION
DE
RESULTADOS.**

3.11 Análisis e interpretación de resultados.

Barandal.

Según los datos obtenidos en las tablas B-1 y B-2, el barandal se debe diseñar de acuerdo a las cargas de diseño propuestas por las Normas AASHTO y al análisis estructural de las Normas del ACI. En el análisis de las tablas de ayuda de diseño del barandal se observa que tanto la separación entre postes como la geometría (altura de las barandas) son las variables que más afectan el diseño del barandal. En las tablas de ayuda de diseño el diámetro del tubo de hierro galvanizado para la baranda que más se repite es el de 4 plg.

Si la separación entre postes es menor de 2.00 mts. y la altura de la segunda baranda es menor o igual de 83.82 cm. (debido a que si la altura de la segunda baranda es mayor de 83.82 cms. las cargas de diseño se deben amplificar), se puede diseñar con un sistema de barandal tráfico-peatonal con una baranda de tubo galvanizado con un diámetro de 4 plg independientemente de la longitud y ancho del puente.

Poste.

Comparando los resultados obtenidos en las tablas de Postes, se puede observar que el proporcionamiento del hierro se repite en las diferentes tablas de ayuda del poste, la influencia que tiene la longitud entre postes no es tan determinante en el diseño como lo es la altura de la segunda baranda. Si la altura de la segunda baranda es mayor de 83.82 cms., el acero de refuerzo a proporcionar se ve incrementado.

Cordón.

De acuerdo a los resultados obtenidos en las tablas de ayuda de diseño del cordón, se puede observar que la altura de la segunda baranda es determinante para el diseño del cordón. Por lo que el proporcionamiento del acero de refuerzo depende específicamente de las cargas de diseño aplicadas en el barandal.

Losa.

En los puentes de concreto, en los cuales el acero de refuerzo principal se encuentra en el sentido perpendicular al tráfico, las variables determinantes en las solicitaciones que se ve afectada la losa son el camión tipo y la sección transversal del puente. Al observar las tablas de ayuda de diseño L-1 y L-2, las cuales están calculadas en base a un camión tipo HS 15-44 y que el ancho del puente se mantiene constante, las cantidades de acero de refuerzo sufren variaciones mínimas con relación a la longitud del puente.

Diafragma.

Aunque para el análisis de los diafragmas no se considera la longitud del puente sino más bien la carga de rueda del vehículo y la separación entre vigas, sin embargo, al observar las tablas de ayuda de diseño D-1 y D-2 se observa que la sección transversal y el acero de refuerzo del diafragma aumenta a medida que se incrementa la longitud del claro. Debido principalmente a la acción de las vigas, ya que la sección de las vigas aumenta conforme aumenta la longitud del claro y a que el dimensionamiento del diafragma está relacionado con la altura de la viga.

Se observa que a partir de 13 metros se debe adicionar un diafragma intermedio y no solo los

dos diafragmas externos.

Vigas.

Al observar las tablas de ayuda de diseño de VI-1, VI-2, VI-3, VI-4, VE-1, VE-2, VE-3 y VE-4 se observa que las dimensiones y proporciones de las vigas cambian principalmente con la longitud del claro y aunque en las tablas de ayuda de diseño se presentan alternativas de diseño utilizando concreto 210 kg/cm² o 280 kg/cm² para claros mayores de 20 mts. es preferible utilizar un concreto con una resistencia de 280 kg/cm² y varillas de acero grado 60 ya que la cantidad de varillas a colocar es muy alta.

Para la sección transversal del puente que se ha analizado (con un ancho del puente de 5 mts), las diferencias de proporcionamiento de acero para la viga interior y la viga exterior son mínimas por lo que se puede realizar una re-estructuración del acero de tal manera que las secciones de ambas vigas sean iguales, lo cual implica reducir el riesgo de error en la colocación del armado del acero durante el proceso de construcción.

A medida que la longitud del claro a salvar aumenta la altura de las vigas se ven seriamente afectadas (en nuestro caso, el claro a salvar es de 24 mts, con una altura de viga de $h_v=1.50$) por lo que el ACI⁴¹ establece que para claros mayores de 24 mts. se deben utilizar otro tipo de puentes tales como puentes pretensados, postensados, vigas cajón, etc.).

⁴¹ Manual of Concrete Practice del ACI, artículo 6.5.2.1.

Generales.

- Las tablas de ayuda de diseño de cada elemento del puente pueden ser tomadas satisfactoriamente para el predimensionamiento de cada elemento según los casos allí considerados.
- Las tablas de ayuda de diseño de cada elemento del puente se han diseñado cumpliendo con las normas de la AASHTO, el ACI y las características geométricas para caminos rurales de la DGC por lo que la selección de cada alternativa debe estar basada en un análisis de costos o en base a criterios arquitectónicos del diseñador o formulador del proyecto.
- Para puentes de concreto reforzado que se encuentran ubicados en caminos rurales los apoyos fijos, apoyos móviles, bloques antisísmicos y juntas, en nuestro medio son estructuras típicas.
- En base a los estudios realizados en el punto de emplazamiento del puente sobre el río Roldán, la longitud inicial del puente de 56.80 metros, se modificó, luego de ser realizados los estudios: topografía del terreno, hidrológico, hidráulico, de suelos. Después de analizar los estudios realizados se determinó la alternativa de diseño propuesta en la carpeta técnica anexa (con una longitud del puente de 24 metros).

Carpeta técnica.

Después de haberse realizado todos los estudios necesarios para el diseño del puente sobre el río Roldán, se han obtenido los siguientes resultados:

- Se presenta una alternativa del alineamiento tanto vertical como horizontal del camino original, debido a que en el alineamiento existente la longitud del claro es de 56.80 mts. Con la alternativa de diseño propuesta la longitud del claro libre a salvar es de 24 mts., reduciéndose la longitud del claro en un 57.75 %.
- Se diseñó un puente de concreto reforzado con un claro de 24 mts. Dicha selección se debe a que se encuentra dentro del rango recomendado por el ACI para puentes de concreto reforzado. Además la selección de otra técnica de diseño del puente (postensados, pretensados, vigas cajón, etc) implica la utilización de tecnologías y mano de obra especializadas, las cuales incrementan el costo del proyecto el cual es un factor determinante en la selección de una alternativa de diseño en los proyectos sociales. Es necesario escoger la alternativa más económica y que además sea funcional, lo cual determinó la utilización de un puente de concreto reforzado.
- La alternativa de diseño del puente, presenta las siguientes características: la longitud del claro es de 24 metros, ancho de rodaje es de 3.05 mts, ancho del puente es 5 mts, puente de concreto reforzado con 3 vigas y 3 diafragmas. El monto total del puente es de 1,345,764.66 colones.

CAPITULO IV:

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES.

4.1 CONCLUSIONES.

1. La generación de empleo permanente y mayores ingresos a las familias rurales, está limitada por la estacionalidad de las lluvias, que sólo permiten una cosecha al año, por ello el trabajo agrícola es de carácter temporal y el índice de uso de la tierra (potencialmente agrícola) es de solo 75% anual, es decir, equivalente a nueve meses del año.
2. Una estrategia que incremente la producción y productividad agrícola, a través de: 1) la transferencia de tecnologías apropiadas (en las prácticas agrícolas, comercialización, agroindustria, etc.), 2) crédito e inversión en obras (caminos incluyendó obras de paso funcionales, riego, drenaje y control de inundaciones); 3) considerándose la necesidad de mejoramiento de caminos rurales (lo cual incluye la construcción y mejoramiento de obras de paso como puentes y bóvedas), lo cual es una condición necesaria y fundamental para todas las demás acciones mencionadas.

En la zona rural existe un gran déficit de caminos adecuados. Del total de 6,149 km. de caminos rurales inventariados por el MOP, este solo ha ejecutado o tiene identificado para mejorar 758 km. de caminos (12.3%). Los caminos rurales mejorados son críticos para aumentar los ingresos a los agricultores y el acceso de los pobres dentro del área rural a los servicios sociales, mercados y a empleo rural no agrícola. Un programa de inversión en caminos rurales a mediano plazo, enfocado en las áreas con el más alto potencial y manteniendo la necesidad de movilizar los recursos fiscales adecuados, reforzar la capacidad de implementación del MOP y de involucrar a las comunidades locales en el mantenimiento de esta infraestructura.

3. Uno de los factores que tienen mayor influencia en el desarrollo de las zonas rurales, es el acceso a una infraestructura vial adecuada, por lo que el mejoramiento de los caminos rurales, incluye las obras de paso, como de suma importancia para mejorar la calidad de vida de dichas zonas.

4. Según el inventario de Puentes existentes en El Salvador (cuadro No. 1.12A), proporcionado por la Dirección General de Caminos, las obras que más se construyen en nuestro país son los puentes con una superestructura de concreto reforzado y una subestructura de mampostería de piedra, cuya longitud promedio del claro es de 15.65 mts. Las normas del ACI establecen que los claros simples para puentes de concreto reforzado son económicamente factibles para claros de 8 a 24 metros.

5. El concreto reforzado, es un factor determinante para la elección de la alternativa de diseño para caminos rurales y vecinales, ya que la tecnología es más accesible, la mano de obra calificada está más disponible, y los materiales necesarios para su realización se encuentran con facilidad en el mercado nacional, lo cual disminuyen los costos en la formulación y realización de proyectos en zonas rurales, evitando la importación de tecnologías, materiales y personal calificado.

6. Las especificaciones establecen, que para el análisis de carga del camión tipo o del carril de carga, deben utilizarse el que produzca los mayores esfuerzos.

7. De la tabla de combinación de cargas de las especificaciones, puede observarse que existen 10 grupos de combinación de cargas, de los cuales para nuestro medio los grupos que rigen el diseño son para la superestructura del grupo (IA) y en la subestructura el grupo (I).
8. La AASHTO facilita la evaluación de cargas para el diseño de los elementos tales como postes , barandales y losa estableciendo fórmulas para el análisis de las cargas en forma simple. Además, en un apéndice establece los valores de momento y cortante para claros simplemente apoyados, elimina también un tren de camiones en el análisis de camiones y substituye los valores por un carril de carga que hace más fácil su estudio.
9. Las secciones y las cantidades de acero propuestas en cada de cada uno de las tablas de ayuda de diseño en ésta guía, cumplen con el análisis de cargas de las Normas de la AASHTO y con el diseño estructural de las Normas del ACI.
10. En el presente Trabajo de Graduación, se han cumplido con los requisitos geométricos y de las cargas que establecen las normas AASHTO para el diseño de barandales. En los caminos rurales y vecinales los barandales empleados en el medio no satisfacen dichas recomendaciones (en el caso de los barandales con un solo elemento horizontal o con dimensiones muy reducidas).

11. Los barandales metálicos son significativamente más económicos que los barandales de concreto reforzado, por lo que la Dirección General de Caminos ha impulsado la utilización de este material en el diseño de los barandales, especialmente en los puentes ubicados en zonas rurales donde la administración de los fondos es muy significativa, ya que generalmente en las zonas rurales los fondos que poseen las entidades (Alcaldías municipales) encargadas de la realización de éstas obras son tan pobres como sus habitantes, por lo que se vuelve necesario el uso racional de los fondos proporcionados por el Gobierno de El Salvador.

12. 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, éstas condiciones de carga pueden ser mayores que las especificadas para caminos rurales, en los cuales se obtienen diseños mas conservadores que garantizan seguridad.

13. En el presente existe una política de descentralización de la administración pública, por lo que las Alcaldías Municipales poseerán mayor poder financiero por lo que será necesario que dichas instituciones administren de manera adecuada los fondos proporcionados por el gobierno central.

14. En nuestro medio, las fallas de los puentes no han sido debidos a errores estructurales sino más bien a la falta de proyecciones que afectan principalmente la dinámica de los ríos o a los problemas de cimentaciones y protección de las mismas.

15. El estudio geotécnico que se realizó en el punto de emplazamiento del río Roldán, es de vital importancia en la investigación de las condiciones de la zona , ya que por medio de éstos se logran determinar las características morfológicas, hidrológicas, geológicas y tectónicas que son importantes en el proceso de diseño de las obras de paso.

RECOMENDACIONES.

1. Las secciones propuestas de postes, que se presentan en las tablas de ayuda de diseño, cumplen con las condiciones de carga de las Normas de la AASHTO y el diseño estructural de las Normas ACI, la elección de una sección propuesta debe basarse en el análisis de costos de dicha sección, en la factibilidad de adquirir el material necesario o en los criterios arquitectónicos del diseñador.
2. Debido a que si la altura de la segunda baranda es mayor de 83.82 cms. y por lo que se deben incrementar las cargas aplicadas al barandal y por ende mayor cantidad de acero de refuerzo, es preferible colocar la altura de la segunda a una altura menor de 83.82 cms. lo cual implica que se necesita colocar menos acero de refuerzo a todo el sistema soportante.
3. Cuando sea necesario la ubicación de un puente con una longitud mayor de 24 metros, se deben colocar tramos continuos de puentes de concreto reforzado de varios claros o analizar la factibilidad de otros tipos de obra (Puentes postensados, pretensados, etc), que no son tratados en esta guía.
4. Para realizar la formulación de una obra de paso, se debe acudir la Alcaldía Municipal en la cual se encuentra ubicada la obra que se va a realizar, para tramitar la documentación municipal de la carpeta técnica.
5. Las características geométricas del puente dependen del tipo de camino en el cual se proyecta su construcción, para caminos rurales el ancho del puente es de 5 metros y el

- ancho de rodaje es de 3.05 mts; para otro tipo de camino, se recomienda informarse en la Dirección General de Caminos, con el objetivo de considerarlo en el diseño del puente.
6. Debido a la acción de la corriente de los ríos, es necesario realizar estudios hidrológicos para minimizar los efectos de la corriente causados en los estribos y aletones de un puente.
 7. Para el análisis de las cargas de cada elemento se utilizan las normas AASHTO, y para el análisis estructural el ACI, ya que éstas son más completas en los criterios estructurales. Las tablas de ayuda de diseño, cumplen con las normas referentes al diseño de puentes tanto de la normas AASHTO, como el ACI y las condiciones geométricas propuestas por la Dirección General de Caminos, por lo que cualquier cambio en las secciones propuestas en las tablas de ayuda para el diseño de cada elemento del puente dentro de los claros establecidos en esta guía, debe ser realizado en base a un estudio técnico que considere todas las normas establecidas por esas tres instituciones.
 8. Debido a que en nuestro medio no existen manuales, guías, libros de texto, etc., para la determinación del tipo de obra de paso (puente, bóveda, caja, etc), se recomienda hacer un Trabajo de Graduación para la obtención del tipo de obra óptima para cada caso o elemento a salvar , así como hacer un Trabajo de Graduación que facilite una guía de diseño de bóvedas ya que en muchas ocasiones la solución más económica es una bóveda.

9. Debido a que en El Salvador casi no existen ríos y quebradas en los cuales el claro a salvar sea muy grande, y además los estudios de campo y topografía indiquen que la obra de paso óptima a colocar es un puente, se recomienda tomar como primera alternativa de diseño de un puentes de concreto reforzado especialmente en los caminos rurales y vecinales.

10. Debido a la falta de información técnica, y al celo de las empresas privadas que poseen información referente a otras técnicas de diseño de puentes en nuestro medio se recomienda la realización de un Trabajo de Graduación enfocado como una guía para el diseño de puentes de concreto postensado o pretensado.

11. Como en el apéndice se presenta una carpeta técnica para la construcción de un puente sobre el río Roldán en la jurisdicción de San Marcos Lempa y si el tiempo que transcurre entre la licitación del proyecto y la entrega de este Trabajo de Graduación es mayor de un año se vuelve necesario una actualización del presupuesto del proyecto en base a los planos y especificaciones.

12. Generalmente las instituciones encargadas de la supervisión de un proyecto de infraestructura (Alcaldías), no poseen elementos técnicos para supervisar la construcción de las obras en las zonas rurales, por lo que se recomienda crear un entidad que proporcione ayuda técnica a las alcaldías para fiscalizar técnica y financieramente la ejecución de dichas obras.

BIBLIOGRAFIA.

BIBLIOGRAFIA.**CAPITULO I.**

1. Benton, William. 1965. Enciclopedia Barsa de Consulta Fácil. U.S.A. Tomo 12.
2. Concepción Trigueros, María Guillermina. Fichas de Documentación de Estudios Sociales de cuarto grado. Editorial San José. El Salvador.
3. Fundación Salvadoreña para el Desarrollo Económico Social (FUSADES). 1997. Boletín Económico Social No. 137. El Salvador.
4. Grattesat, Guy. 1981. Concepción de Puentes, tratado general. Editores técnicos. España.
5. Ministerio de Agricultura y Ganadería, División de Meteorología e Hidrología. 1993. Almanaque Salvadoreño 1993. El Salvador.
6. Moisa, Ana María. 1996. Desastres y relaciones de género en comunidades del Bajo Lempa. Departamento de Usulután. El Salvador.
7. Monreal, José Lluís. 1995. Atlas geográfico universal y de El Salvador. Océano Grupo Editorial. España.
8. Puig de la Parra. Juan B. 1970. Geología aplicada a la Ingeniería Civil y fotointerpretación. México.
9. Meyer, Rodolfo. 1970. Geografía física, texto oficial para primer curso de Plan básico. Editorial Imprenta Criterio. El Salvador.
10. Romano, Luis Ernesto. 1996. El Salvador: Historización de los desastres naturales y de la degradación ambiental. El Salvador.
11. Romano, Luis Ernesto. 1996. Represas y desastres naturales en El Salvador. El Salvador.

CAPITULO II.

12. Aparicio Mijares, Francisco Javier. 1989. Fundamentos de Hidrología de Superficie. Edición 1. Editorial Limusa. México.
13. Cervellón Sigarán, José Rodolfo. 1997. Propuesta Técnica Presupuestaria del Camino San Marcos Lempa Cantón Linares. El Salvador.
14. Hernández Díaz, Sandra Elizabeth. 1997. Guía Básica para realizar estudios Hidrológicos en El Salvador. El Salvador.
15. Zavala A. José Efraín. 1976. Determinación del coeficiente de rugosidad "n" de Manning para ríos de El Salvador. El Salvador.

CAPITULO III.

16. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1992. Standard Specifications for Highway Bridges. Edición 15. U.S.A.
17. Arévalo Cisneros, Rodolfo Armando. 1984. Análisis de una alternativa de diseño para el puente sobre el río las Cañas, utilizando concreto reforzado. El Salvador.
18. Bonilla Velásquez, Robert Alexander. 1997. Propuesta de diseño del Puente San Juan sobre el río el Sauce. El Salvador.
19. Dirección General de Caminos. 1997. Recopilación de Ejemplos de Diseño de Puentes de Concreto Reforzado de un claro (Documento interno de la D.G.C.). El Salvador.
20. Dirección General de Caminos. Guía para el Diseño de Puentes.
21. Dirección General de Caminos. Inventario de Puentes y obras de drenaje mayor.
22. L., Alfonso Olivera. 1981. Análisis de Estructuras. Compañía editorial Continental. México.

23. Martín, José Guillermo. 1990. Análisis estructural de superestructuras de puentes de un claro. El Salvador.
24. Melli Piralla, Roberto. 1993. Manual de Diseño estructural. México.
25. Merrit, Frederick S. Manual del Ingeniero Civil. Editorial Mc Graw Hill.
26. Ministerio de Obras Públicas. 1975. Programa de Caminos Rurales. Especificaciones Geométricas para caminos rurales. El Salvador.
27. Montoto Sánchez, José Agustín. Introducción a la Construcción vial.
28. Villalaz, Carlos Crespo. 1992. Vías de Comunicación: caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos. Editorial Limusa. México.
29. Urquhart - O'Rourke- Winter. 1961. Proyecto y dimensionamiento de las estructuras de hormigón. Editorial Reverté. Barcelona. España.
30. Winter, George. 1993. Diseño de estructuras de concreto. 11ª. Edición. Editorial Mc Graw Hill. Colombia.

APENDICE.

APENDICE A:**ESTUDIO DE SUELOS.**

Investigación del subsuelo, realizada en el lugar que se proyecta la construcción de un puente sobre el río Roldán, en San Marcos Lempa, Departamento de Usulután.

Presentado por : Pèrla Palacios, Jaime

Kattan Rodriguez, Jean Corie

Rodríguez Alvarez, Oscar Mauricio

Para el trabajo de graduación titulado:

“ GUIA PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO
REFORZADO EN CAMINOS RURALES Y VECINALES”

1. Introducción.

A continuación se presentan los resultados de la investigación preliminar del subsuelo, realizada en el lugar que se presenta la construcción de un puente sobre el río Roldán, Jurisdicción de San Marcos Lempa, Departamento de Usulután.

El estudio de suelos se realizó como parte de los objetivos del trabajo de graduación anteriormente mencionado.

En base a los resultados obtenidos, se dan recomendaciones para el diseño de la cimentación, capacidad de carga, etc.

La investigación comprendió la realización de tres sondeos exploratorios y un pozo a cielo abierto, distribuidos como se muestra en el planõ de ubicación anexo, la profundidad máxima explorada varió de 2.00 a 6.00 mts. dependiendo el sondeo.

2. Descripción general del lugar.

Al momento de realizar el sondeo, el área donde se proyecta la construcción del puente presenta una topografía semi-plana, la calle existente es atravesando el río Roldán.

3. Trabajo de campo y laboratorio.

El trabajo de campo se limitó a tres sondeos exploratorios efectuados con el equipo de perforación motorizado, con el objeto de obtener muestra representativas, y continuas para su identificación, determinar su contenido de humedad y la resistencia presentada por el

suelo a la penetración de una cuchara muestrera standard de 1 3/8" (34.9 mm) de diámetro interno hincada con un martillo de 140 lbs. (63.5 kg.), el cual se deja caer desde una altura de 30" (76.2 cms.) contándose el número de golpes necesarios para penetrar un pie (30.5 cms.) y obtener el valor N, según norma ASTM D-1586 " Prueba de penetración estándar y muestro de suelos con cuchara partida ".

Así como a un pozo a cielo abierto, con el objetivo de determinar el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.

Las muestras recuperadas se analizaron en el laboratorio efectuándose los ensayos que se describen a continuación, según norma ASTM.

D - 2216 " DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL
LABORATORIO "

D - 2448 " DESCRPCION DE SUELOS, PROCEDIMIENTO VISUAL MANUAL "

D - 2487 " CLASIFICACION DE SUELOS, PARA PROPOSITOS DE INGENIERIA "

D - 2450 " PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL "

4. Resultados obtenidos.

Del análisis de los resultados obtenidos tanto en la exploración del suelo como de los ensayos de laboratorio, se observaron los siguientes aspectos importantes:

4.1 Estratigrafía.

Los suelos encontrados en el sitio son:

- Arcilla de baja plasticidad.
- Limo.
- Arcilla.
- Limo arenoso.

4.2 Consistencia y compacidad de los suelos.

En base al número de golpes obtenidos en la prueba de penetración standard, se clasifica la compacidad de los suelos friccionantes de la siguiente manera:

Número de golpes (N)	Compacidad	CR. %
0 - 4	Muy suelto	0 - 5
5 - 10	Suelto	5 - 25
11 - 30	Semicompacto	25 - 60
31 - 50	Compacto	60 - 75
Más de 50	Muy compacto	> 75

Así como la consistencia de los suelos cohesivos:

Número de golpes (N)	Consistencia	qa. Kg/cm ²
0 - 1	Muy blanda	0 - 0.25
2 - 4	Blanda	0.25 - 0.50
5 - 8	Media	0.50 - 1
9 - 15	Firme	1 - 2
16 - 30	Dura	2 - 4
Más de 30	Muy dura	> 4

4.3 Contenido de humedad.

Los valores del contenido de humedad máximos, mínimos y promedios, han sido tomados de las hojas de registro y han sido calculados siguiendo el standar ASTM D-2216.

Sondeo No.	Wmáx. (%)	Wmín. (%)	Wprom. (%)
1	98.75 (4.50 mt)	39.13 (0.50 mt)	62.64
2	84.16 (1.50 mt)	33.51 (0.50 mt)	52.00
3	73.39 (1.50 mt)	22.01 (0.50 mt)	36.29

4.4 Capacidad de carga.

Se presentan a continuación los valores aproximados de capacidad de carga de los suelos encontrados en el sitio de estudio.

Sondeo No	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.50
1	0.6	0.8	0.7	0.8	0.6	0.5	0.6	0.4	0.7	0.4	0.7	3.2	5.6
2	1.5	4.3	9.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.0	0.9	2.0	3.0	3.3	4.2	-	-	-	-	-	-	-

5. Conclusiones y recomendaciones.

5.1 La presencia de materia orgánica en suelos cercanos a ríos y quebradas es algo normal.

5.2 Los contenidos de humedad altos se deben a la presencia de suelos cohesivos.

5.3 La cimentación a usar será superficial y en el estribo de entrada no será necesario mejorar las condiciones del suelo y en el estribo de salida será necesario mejorar las condiciones del suelo, con restitución de material suelo-cemento 1:20 hasta una profundidad de 2 mts.

5.4 Se podrá usar como presión admisible de contacto para un desplante DF=2.00 mts. o mayor, 2.0 kg/cm^2 (20 ton/mt²).

Universidad de El Salvador.
 Facultad de Ingeniería y Arquitectura.
 Escuela de Ingeniería Civil.
 Laboratorio de suelo y materiales.
 Ing. Mario Angel Guzman Urbina.

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDARD ASTM D-1586		
Obra: Puente Roldán		Sondeo No.: 1
Localización: río Roldán		Operador: Espinoza
Fecha: 1/ Oct. /97.		Estructura: Puente de concreto reforzado.
Herramienta de avance: cuchara partida		Elevación Brocal:
		Supervisor: Ing. Godinez y grupo de tesis.
		Peso golpeador: 140 libras.

PROFUNDIDAD EN MTS.	RESISTENCIA A LA PENETRACION				RECOBRO	HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	"N"			
0.0-0.5	4	4	2	6	41	39.13	Arcilla de baja plasticidad
0.5-1.0	3	3	5	8	32	69.51	Arcilla de baja plasticidad
1.0-1.5	4	3	4	7	40	44.86	Limo
1.5-2.0	4	4	4	8	39	49.31	Limo
2.0-2.5	4	3	3	6	32	52.3	Arcilla de baja plasticidad
2.5-3.0	1	2	3	5	30	65.57	Arcilla de baja plasticidad
3.0-3.5	4	3	3	6	17	64.15	Limo
3.5-4.0	2	3	1	4	0	0	No se recuperó la muestra
4.0-4.5	3	4	3	7	27	98.75	Arcilla de baja plasticidad
4.5-5.0	2	1	3	4	20	82.41	Arcilla
5.0-5.5	3	3	4	7	31	73.55	Arcilla
5.5-6.0	8	15	17	32	25	65.88	Limo
6.0-6.5	23	23	33	56	33	46.28	Limo arenoso

Observaciones: _____

Universidad de El Salvador.
 Facultad de Ingeniería y Arquitectura.
 Escuela de Ingeniería Civil.
 Laboratorio de suelo y materiales.
 Ing. Mario Angel Guzman Urbina.

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDARD ASTM D-1586			Hoja No.:
Obra: Puente Roldán	Sondeo No.: 2	Estructura: Puente de concreto reforzado.	
Localización: río Roldán	Operador: Espinoza	Elevación Brocal:	
Fecha: 1/ Oct. /97.		Supervisor: Ing. Godínez y grupo de tesis.	
Herramienta de avance: cuchara partida		Peso golpeador: 140 libras.	

Herramienta de muestreo:

PROFUNDIDAD EN MTS.	RESISTENCIA A LA PENETRACION				RECOBRO	HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	"N"			
0.0-0.5	3	4	11	15	39	33.51	Arcilla
0.5-1.0	16	19	24	43	45	38.34	Arcilla
1.0-1.5	26	44	53	97	41	84.16	Limo arenoso

Observaciones:

PRUEBA TRIAXIAL
CIRCULO DE MOHR

ecuaciones de circulos:

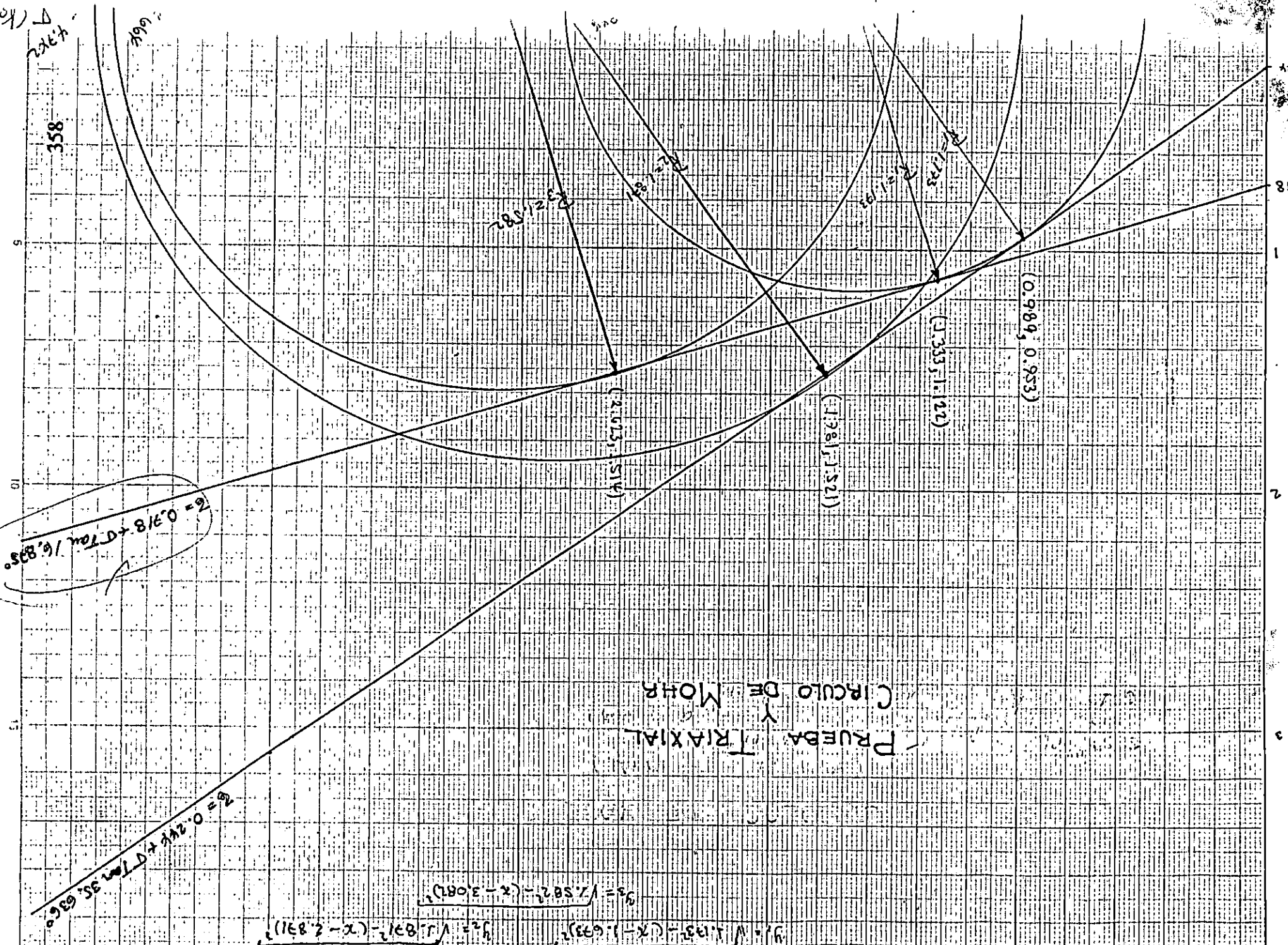
$$y_1 = \sqrt{1.135^2 - (x - 1.693)^2}$$

$$y_2 = \sqrt{1.821^2 - (x - 2.891)^2}$$

$$y_3 = \sqrt{2.582^2 - (x - 3.087)^2}$$

$$\sigma = 0.24x + 0.7 \tan 35.636^\circ$$

$$\tau = 0.318 + 0.7 \tan 16.835^\circ$$



τ (kg/cm²)

Δ (kg)

358

5

10

15

20

447.0

0.218

1

2

3

666

900

σ_1

σ_2

σ_3

(2.105, 1.514)

(1.281, 1.521)

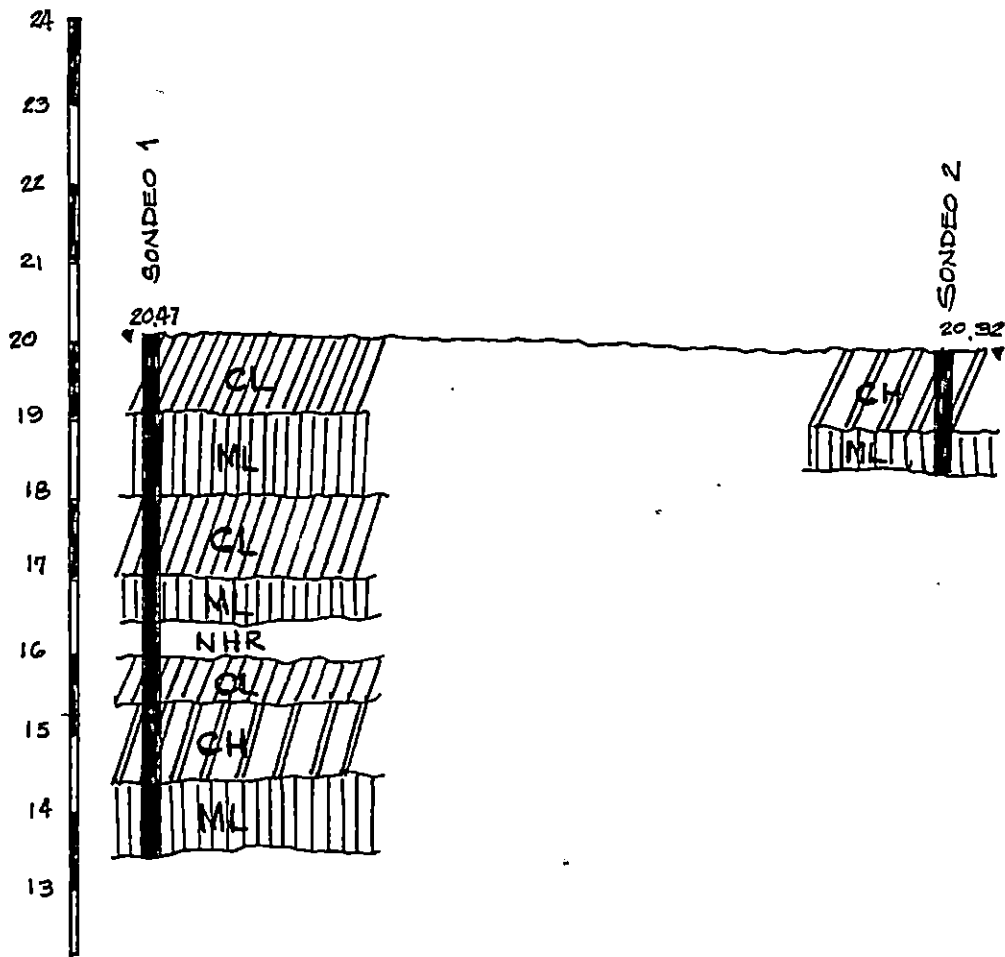
(1.335, 1.122)

(0.989, 0.953)

4.376

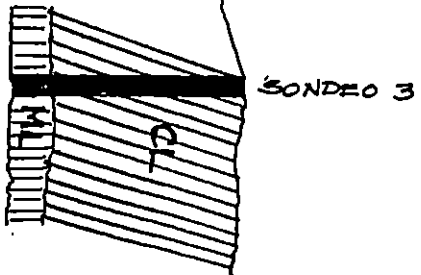
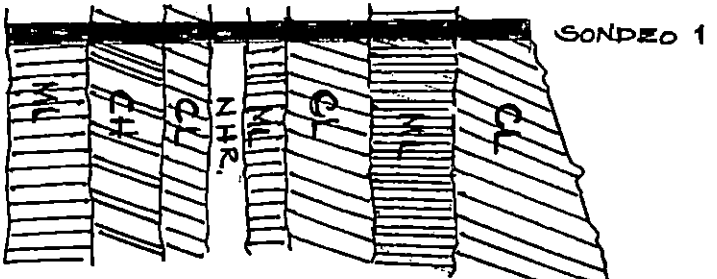
DIVISIONES PRINCIPALES		SIMBOLO DE GRUPO	REPRESENTAC. GRAFICA	NOMBRES TIPICOS	
SUELOS DE PARTICULAS GRESAS MAS DEL 50% ES RETENIDO EN LA MALLA 200	GRAVAS 50% O MAS DE LA FRACCION GRUESA SE RETIENE EN LA MALLA N° 4	GW		GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.	
		GP		GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS.	
		GM		GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO.	
		GC		GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA.	
	ARENAS MAS DEL 50% DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4	ARENAS LIMPIAS	SW		ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS.
			SP		ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS.
		ARENAS CON FINOS	SM		ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO.
			SC		ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA.
SUELOS DE GRANO FINO MAS PASA LA MALLA 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO DE 50% O MENOR	ML		LIMOS INORGANICOS, ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS.	
		CL		ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA A MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA ARCILLAS-ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS.	
		OL		LIMOS ORGANICOS, ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD.	
	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50%	MH		LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS DIATOMACEOS, LIMOS ELASTICOS.	
		CH		ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCSAS.	
		OH		ARCILLAS FRANCSAS DE MEDIA A ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD.	
SUELOS CON ELEVADA PROPORCION DE MATERIA ORGANICA	Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		

Estratigrafía del terreno.



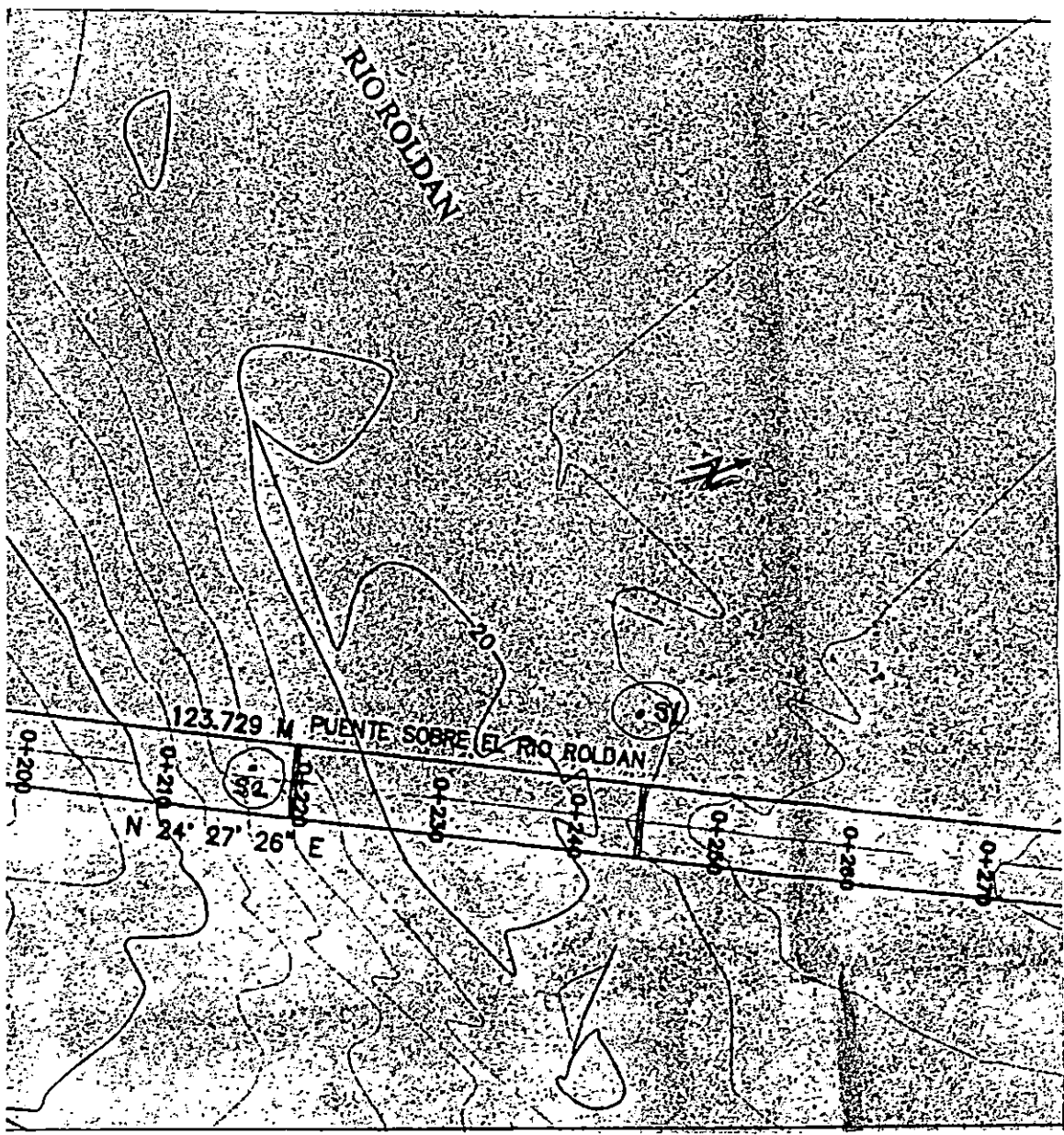
ESCALA: V= 1:100
H= 1:500

27
26
25
24
23
22
21
20
19
18
17
16
15
14
13



ESCALA: V = 1:100
H = 1:500

Ubicación de sondeos.



APENDICE B:**ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO ROLDAN.**

- Cuenca hidrográfica del río Roldán. (Ver anexo No.3)
- Area de la cuenca. (Ac)

Para el cálculo del área de la cuenca donde se encuentra el río Roldán se utilizó un planímetro digital de alta precisión donde las lecturas obtenidas fueron las siguientes:

Lecturas de áreas de la cuenca del río Roldán.

No. lectura	Area (km ²)	Area acumulada (km ²)	Area promedio (km ²)
1	30.950	30.950	30.95
2	30.525	61.475	30.74
3	30.600	92.075	30.69
4	31.500	123.575	30.89
5	31.500	155.075	31.02
6	31.150	186.225	31.04
7	31.225	217.450	31.06

Area de la cuenca = 31.06 km².

- Longitud del cauce principal. (Lc)

Se utilizó un curvómetro para el cálculo de la longitud del cauce más largo.

Se obtuvo un valor promedio de Lc = 13.14 kms.

- Elevaciones de la cuenca. (H)

Se obtuvieron mediante lecturas directas del cuadrante de Berlín (Cuadrante No. 3299 del Instituto Geográfico Nacional).

H_{máx}= 630 m.s.n.m (de la cuenca).

H_{min}= 19 m.s.n.m. (de la cuenca y del punto de emplazamiento).

H_{máx}= 392.8 m.s.n.m (del cauce mas largo).

- **Elevación media de la cuenca.**

ELEVACION MEDIA	AREA ENTRE CURVAS	PORCENTAJE DE AREA	% DE AREA ACUMULADA
615.00	0.09	0.29	0.29
550.00	0.56	1.80	2.09
550.00	1.81	5.83	7.92
350.00	3.45	11.11	19.03
250.00	7.47	24.05	43.08
150.00	11.21	36.09	79.17
59.50	6.47	20.83	100
Σ	31.06	100	

Ver curva hipsométrica, pág. 365, el porcentaje 50% de la gráfica indica la elevación media de 308 m.s.n.m.

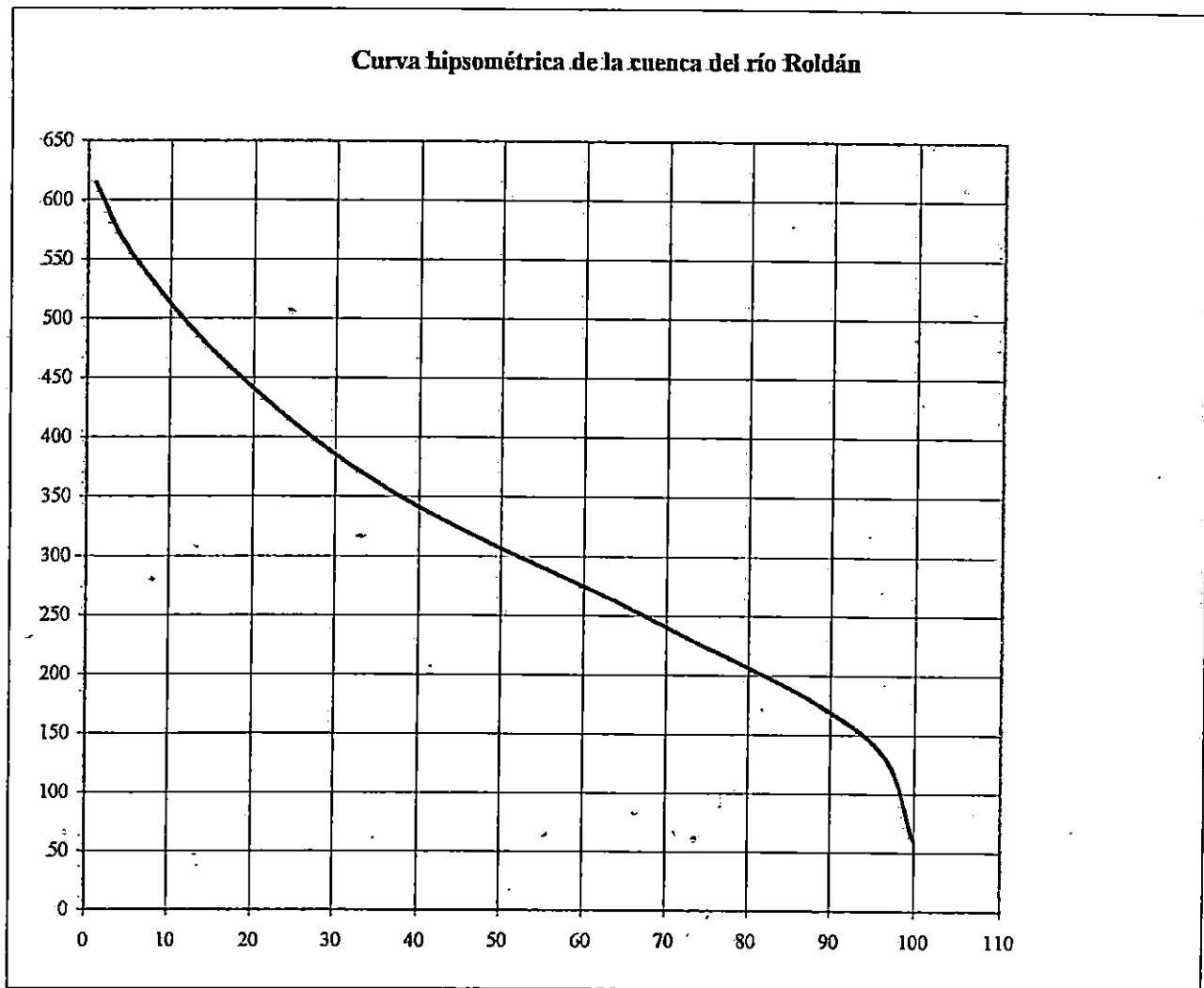
- **Tiempo de concentración.**

$$tc = \frac{(\sqrt{31.06 + 1.5 \cdot 13.14})}{0.8 \sqrt{324.50}} * 60$$

$$tc = 105.27 \text{ min.}$$

CURVA HIPSONOMETRICA.

Elevación media	Area entre curvas	Area por elevación	% área	% área acumulada
615.00	0.09	55.35	0.88	0.88
550.00	0.56	308.00	4.87	5.75
450.00	1.81	814.50	12.89	18.64
350.00	3.45	1207.50	19.11	37.75
250.00	7.47	1867.50	29.55	67.30
150.00	11.21	1681.50	26.61	93.91
59.50	6.47	384.97	6.09	100.00
	31.06	6319.32	100.00	



Elevación media de la cuenca= 309 m.s.n.m.

- Curva de intensidad - duración - frecuencia.

Cálculo de la frecuencia empírica.

Con los datos de Intensidad de lluvia que se obtienen en el Instituto Meteorológico Nacional, se ordenan ascendentemente para calcular la frecuencia empírica.

TABLA DE FRECUENCIA EMPIRICA

FRECUENCIA EMPIRICA

ORDENAMIENTO ASCENDENTE DE
INTENSIDADES

$$f_m = m / (n+1) \times 100$$

ESTACION: BERLIN CODIGO: U-19

n	años	fm1	fm2	.5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1	1971	7.14	7.69	1.60	1.30	1.07	0.95	0.75	0.56	0.46	0.26	0.20	0.16	0.14	0.08	0.07
2	1972	14.29	15.38	2.04	1.98	1.67	1.28	0.93	0.65	0.58	0.40	0.25	0.20	0.19	0.14	0.11
3	1973	21.43	23.08	2.40	2.17	1.71	1.36	1.00	0.72	0.58	0.42	0.31	0.27	0.25	0.19	0.13
4	1974	28.57	30.77	2.96	2.18	1.72	1.36	1.04	0.75	0.59	0.45	0.33	0.28	0.25	0.19	0.13
5	1975	35.71	38.46	3.00	2.23	1.79	1.44	1.10	0.76	0.70	0.47	0.36	0.30	0.26	0.19	0.16
6	1976	42.86	46.15	3.00	2.27	1.83	1.59	1.29	0.93	0.79	0.60	0.43	0.30	0.26	0.20	0.19
7	1977	50.00	53.85	3.14	2.32	1.98	1.75	1.32	0.98	0.81	0.61	0.47	0.31	0.27	0.24	0.19
8	1978	57.14	61.54	3.24	2.40	2.09	1.80	1.33	1.05	0.87	0.62	0.47	0.32	0.29	0.24	0.21
9	1979	64.29	69.23	3.34	2.42	2.09	1.84	1.33	1.17	0.91	0.62	0.50	0.40	0.35	0.27	0.23
10	1980	71.43	76.92	3.36	2.64	2.13	1.90	1.57	1.18	0.91	0.66	0.51	0.43	0.37	0.28	0.23
11	1981	78.57	84.62	4.24	2.67	2.25	1.94	1.57	1.24	0.96	0.69	0.54	0.44	0.37	0.29	0.24
12	1982	85.71	92.31	4.42	3.06	2.34	2.02	1.63	1.24	1.04	0.75	0.57	0.49	0.42	0.32	0.26
13	1983	92.86	-	4.52	3.55	2.83	2.56	2.16	1.88	1.50	1.14	0.86	0.70	0.58	0.32	-

Se grafican los datos que han sido ordenados, en una hoja de Probabilidades Gumbell, tomando en el eje de las abscisas la frecuencia empírica y en el eje de las ordenadas la intensidad de lluvia. Plotear las intensidades para una duración de 5 minutos, trazar a ojo una línea recta de manera que se aproxime a la dispersión de puntos. Continuar el mismo proceso para todas las duraciones hasta formar completamente la gráfica de intensidad - duración - frecuencia.

Gráfica de intensidad - duración - frecuencia.

(VER ANEXO N°6)

- **Curva de intensidad - duración.**

Determinar período de diseño de la obra de paso.

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE DISEÑO
Bóvedas	50 años
Puentes en sistemas primarios	50-100 años
Puentes en sistemas secundarios	10-50 años

Período de diseño= 50 años.

Bajar una línea recta vertical con el período de diseño de la obra, al interceptar las rectas anteriores, se proyectan hacia las intensidades, y leer los valores respectivos.

Cuadro de intensidad - duración estación de Berlín (Tr = 50 años).

DURACION (MIN)	INTENSIDAD (MM/ MIN)
5	5.95
10	4.53
15	3.72
20	3.10
30	2.38
45	1.84
60	1.50
90	1.10
120	0.83
150	0.72
180	0.62
240	0.48
360	0.39

Los datos anteriores se grafican en papel doble logaritmo de 3 x 3 ciclos, y se traza la curva colocándole el período de diseño de la obra. A ésta gráfica se le llama intensidad - duración.

En la gráfica de intensidad - duración, se ubica el tiempo de concentración de la cuenca ($t_c = 105.27$ min) en el eje de las abscisas, se traza una línea recta vertical en t_c , hasta interceptar la curva de Intensidad - duración, luego ésta línea se proyecta hacia el eje de las ordenadas, el valor leído será la intensidad de diseño de la cuenca: ($i = 1.00$ mm/min).

Gráfica de intensidad - duración

(VER ANEXO N°7)

- **Calculo del coeficiente de escorrentía superficial.**

Según el mapa geológico Tipos de Rocas, el tipo de suelo de la cuenca del río Roldán son lavas andesíticas y basálticas, es decir, es un estrato semipermeable.

Según el mapa de Capacidad Productiva del Suelo, los terrenos son escasamente cultivables, aptos para pastos, correspondiendo a la línea #3 del gráfico de Ven Te Chow para .

- **Longitudes entre curvas de nivel de cuenca del río Roldán.**

Elevación (msnm)	Longitud (Km)
100	20.18
200	32.24
300	12.27
400	7.75
500	2.84
600	0.63
Σ	75.91

- **Intervalo entre curvas de nivel.**

$$D = (H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}}) / 6 = (630 - 19) / 6 = 101.83 \text{ (aproximadamente 100)}$$

Por esto se elige un intervalo de 100 entre curvas de nivel para medir las curvas de nivel, sin embargo en la fórmula para calcular la pendiente de la cuenca se utilizará el valor exacto.

- **Pendiente de la cuenca.**

$$Sc = \frac{\Sigma L \times D}{Ac} = \frac{75.91 \times 101.83}{31.06 \times 1000} \times 100 = 25\%$$

- **Coefficiente de escorrentía.**

Se entra al monograma de Ven Te Chow para el cálculo de la escorrentía en el estrato semipermeable, en la línea #3, y la pendiente de la cuenca $S_c=25\%$, se obtiene un valor:

$$C=0.45$$

- **Calculo del caudal de la cuenca.**

$$Q_c = C \times i \times A_c = 0.45 \times 1.00 \times 31.06 \times 50/3 = 232.95 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

$$Q_c = 232.95 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

APENDICE C:**ESTUDIO HIDRAULICO DEL RIO ROLDAN.**

- **Coefficiente de rugosidad de Manning (n de Manning).**

Para la determinación del n de Manning se utilizó el cuadro No. 2.4 en la página 134 que reúne las características siguientes:

De acuerdo a las características del río Roldán el cual se encuentra en planicie, con muchos meandros, bancos aluviales y pastos el valor de n es igual a 0.035.

$$n = 0.035$$

- **Sección transversal del río en el punto de emplazamiento.**

En el se presenta Sección transversal del río en el punto de emplazamiento. Ver plano adjunto Número : Hoja ¼.

- **Area para objetos de arrastre.**

$$A_o = A_H / 3 = 111.01 / 3 = 37.00 \text{ mt}^2$$

$$A_o = A_H / 2 = 111.01 / 2 = 55.51 \text{ mt}^2$$

- **Cota del tablero.**

Para el firante crítico $y = 2.80$ mt, el área hidráulica óptima es $A_H = 36.26 \text{ mt}^2$, por lo tanto el $A_o = A_H / 2 = 36.26 / 2 = 18.13 \text{ mt}^2$.

Si $A_o = L \times y$ por lo tanto, $y = A_o / L = 18.13 / 24 = 0.76 \approx 0.75$ mt.

Altura del tablero: $H = 2.80 + 0.75 + 1.5 + 0.17 = 5.22$ mts., respecto al punto más bajo de la sección transversal.

La elevación del punto más bajo de la sección transversal es 19.216 msnm, por lo tanto la cota del tablero será: $5.22 + 19.216 = 24.436 \approx 24.45$ msnm

APENDICE D:**CARPETA TECNICA DE PUENTE SOBRE EL RIO ROLDAN.**

Términos de referencia para la contratación de servicios profesionales.

I Elaboración de carpetas.**1.1 Introducción.**

Estos son procesos que se toman en cuenta en las carpetas del FISDL (Fondo de Inversión Social para el Desarrollo Local), la cual es una Institución adscrita al Ministerio de la presidencia; como una unidad operativa y de coordinación para contribuir a satisfacer las necesidades básicas de los municipios del país, mediante la participación directa de las comunidades y los alcaldes municipales.

Cada obra a ejecutar debe cumplir el requisito de estar respaldada por estudios y diseños técnicos que garanticen su buen desarrollo y ejecución; para lo cual se debe contratar los servicios de profesionales en las áreas de la Ingeniería, ya sea civil, Eléctrica, Hidráulica, o Arquitectura, etc.

1.2 Objetivos de los términos de referencia.

Proporcionar a los profesionales que sean contratados para elaboración de carpetas técnicas de los proyectos, los lineamientos mínimos necesarios para formular en forma técnicamente adecuada, los diseños especificaciones, cálculo y presupuestos de las obras a ejecutar.

1.3 Características.

Las carpetas deben elaborarse de manera funcional, en forma sencilla y clara para ser interpretadas fácilmente por las personas que administran o ejecutan los proyectos, por ejemplo: Ingenieros, Arquitectos, Alcaldes, Maestros de Obra, Albañiles , etc.

Y en el caso que la construcción se realice por licitación, se deberá considerar la elaboración de la carpeta para tal fin, anexándole el valor de los costos indirectos por aparte.

1.4 Alcance de los servicios.

Los servicios que proporcionarán los profesionales contratados consisten en la realización de las investigaciones, estudios, cálculos, diseños, y presupuestos de obra o de los proyectos que se les adjudique; y de manera particular, en los alcances específicos se incluirán los anexos siguiendo los lineamientos que se detallan en las siguientes partes de este documento.

El FISDL en una forma específica ha preparado para un proyecto tipo, un listado de estudios y planos de información requerida, el cual debe ser utilizado como una guía para la realización del trabajo, sin que en ningún momento se vea limitado a ello, ya que cada obra tiene sus propias características.

El trabajo consta de tres partes principales:

- a) Diagnóstico completo y alternativas de solución, que serán del conocimiento de la municipalidad y de la regional del FISDL / GFM (Gerencia de Fortalecimiento Municipal), en su oportunidad cuando se requiera.
- b) Estudios y respaldos técnicos previos al diseño (si estos fuesen indispensables).

c) Elaboración y presentación de la Carpeta Técnica.

Los términos de referencia para la contratación de los servicios profesionales para elaboración de carpetas de los proyectos del FIS y de la DGC son los mismos. Para la elaboración de la carpeta técnica es necesario seguir un orden establecido, el cual facilita su comprensión. La forma de cumplir esto es la siguiente:

1. Debe constar de una portada.
2. Documentación Municipal. (1ª solicitud y 2ª certificación.)
3. Hoja resumen presupuesto.
4. Hojas de presupuesto.
5. Esquema de ubicación.
6. Plano de ubicación.
7. Descripción y Alcances del sub-proyecto.
8. Planos y detalles constructivos.
9. Especificaciones técnicas.
10. Cronograma de actividades.
11. Proyección física-financiera.
12. Anexos.

Factibilidad

Compromisos de la comunidad

Cartel de Identificación

La carpeta técnica en éste Trabajo de Graduación, detallará costos y presupuestos por cada rubro, de acuerdo a los planos elaborados; así como, un presupuesto del monto total

de la obra. También imprevistos, descripciones breves de los aspectos generales y básicos de la misma. Permisos, el tiempo que cada actividad deba durar, entre otros aspectos programados.

II Contenido de la carpeta técnica.

A continuación se detalla el contenido mínimo de las carpetas formuladas para la obtención del financiamiento y la ejecución de cada proyecto según el ~~FSIDL~~.

El presente listado se considera de tipo general. De la inspección de campo, el profesional considerará aquellas que sean indispensables, así como la profundidad del estudio mismo.

1 Documentación municipal.

Para la elaboración de una carpeta y realizar los tramites administrativos, toda carpeta deberá contener en el inicio de la misma, la siguiente documentación municipal:

- a) Solicitud de financiamiento.
- b) Acuerdo municipal.
- c) Legalización del terreno.
- d) Factibilidad de servicios (CAESS, ANDA, CEL, etc.), que para el caso de puentes no es necesario.
- e) Autorización de derecho de paso (cuando se afecte propiedad privada).
- f) Autorización legal de la DUA, autorización de constitución de servidumbre.
- g) Constancia de visita al alcalde o funcionario municipal, mencionando los proyectos analizados.
- h) Constancia de que el puesto de salud, clínica o escuela esta funcionando.

2 Documentación técnica.

2.1 Documentos.

La parte técnica de la carpeta estará conformada por los documentos técnicos que deberán ser complementados con la documentación municipal para presentarse en el orden siguiente:

- a) Portada (ANEXO 1).
- b) Solicitud de financiamiento (ANEXO 2).
- c) Certificación de Acuerdo Municipal (ANEXO 3).
- d) Hoja de resumen de presupuestos (ANEXO 4).
- e) Detalle de presupuesto. (ANEXO 5).
- f) Plan de propuesta. (ANEXO 6).
- g) Esquema de ubicación.
- h) Plano de ubicación.
- i) Descripción y alcances del proyecto.
- j) Planos y detalles constructivos.
- k) Especificaciones técnicas.
- l) Cronograma de actividades. (ANEXO 7).
- m) Proyección física financiera. (ANEXO 8).
- n) Modelo de cartel. (ANEXO 9).
- o) Detalle constructivo del cartel de identificación. (ANEXO 10).

2.2 Hoja de resumen de presupuesto.

Este resumen debe ser elaborado de acuerdo con el formato proporcionado (Anexo 4) llenando los espacios correctamente con los resultados obtenidos en el presupuesto detallado. El total del presupuesto se presentará con un monto global entero, (se ajustará con el imprevisto). Se deberá mencionar la fecha de elaboración del presupuesto.

2.3 Detalle del presupuesto.

Se deberán incluir todas las partidas con los desgloses necesarios para la adquisición de materiales y mano de obra considerando los precios vigentes en la plaza más próxima al lugar del proyecto (según Anexo 5). En caso que se requiera personal profesional, se especificará el tiempo mínimo de participación y los honorarios correspondientes así como la periodicidad de sus servicios.

MANO DE OBRA. Deberá indicarse por obra a ejecutar o por día de trabajo; en la mayoría de los casos deberá ser por día/hombre y con los precios del laudo arbitral vigente o los pactados por el alcalde con la comunidad, generalmente se ejecuta en 90 días calendarios incluyendo el pago del 7º día.

MATERIALES. Los materiales deberán desglosarse por las partidas correspondientes considerando precios locales que incluyan los costos de transporte a la obra; en su defecto, estos rubros se pueden estimar por separado. Se deberá hacer referencia del lugar donde se han realizado las cotizaciones.

HERRAMIENTAS. Se tomará en cuenta esta partida cuando la alcaldía correspondiente no cuente con las herramientas que se comprarán. Además se debe indicar el equipo mínimo necesario para realizar la obra.

AGUA. Deberá detallarse el costo y el transporte cuando sea necesario.

TRANSPORTE. Este rubro se podrá tomar en cuenta en materiales que no tienen incluido transporte, tales como: madera, cemento, etc., (ver anexo 2). En todo caso deberá detallarse el gasto.

IMPREVISTOS. Se calculará como máximo el 10% de la suma de los rubros anteriores para cubrir posibles incrementos de costos.

2.4 Esquema de ubicación.

Deberá contener (no necesariamente a escala, puede ser a mano alzada):

- Ubicación del proyecto lo más exacta posible.
- Ubicación de la población más cercana, sede del municipio, ubicación del cantón o caserío.
- Carreteras primarias, secundarias o vecinales de acceso al proyecto indicando la distancia en kilómetros.

2.5 Plano de ubicación.

Deberá contener:

- Ubicación del terreno del proyecto dentro del cantón o caserío.
- Deberá reflejar la planimetría del proyecto (levantamiento con cinta o equivalente), indicando longitud de linderos y niveles más relevantes del terreno, calles quebradas, edificaciones, árboles, cerca, servicios públicos existentes, etc.
- Norte Geográfico.
- Cuando se trate de edificaciones estas deberán ser ubicadas en la zona del terreno que ofrezca las mejores posibilidades de asoleamiento y ventilación, minimizando los riesgos debido a escorrentías o accidentes topográficos.

- Se deberá considerar la posibilidad de futuro crecimiento del proyecto.

2.6 Descripción y alcances del proyecto.

Describir en qué consiste el proyecto a ejecutarse; sus dimensiones y características, si es ampliación, reparación o construcción, de manera que refleje lo más exactamente posible la imagen del proyecto. En forma general, describir de qué material será construido y las dimensiones de sus partes principales, así como el tipo de servicios con que contará y los usos que se prevean de cada espacio.

2.7 Planos y detalles constructivos.

Deberán ser presentados en forma clara y que sean comprensibles fácilmente por la persona que ejecuta la obra, reflejando los detalles técnicos del proyecto.

2.8 Especificaciones técnicas.

Elaborar las especificaciones de manera que facilite la ejecución, seguimiento y asesoría adecuada de las construcciones o reparaciones. Estas deberán contener los aspectos técnicos relevantes de la obra para maximizar el uso de los recursos humano y materiales.

2.9 Cronograma de actividades.

En un diagrama de Gant que refleje las actividades y el tiempo de ejecución, en un tiempo límite no mayor de tres meses (12 semanas ó 90 días). En casos de necesitar mayor tiempo, del antes mencionado para un proyecto, debido a la envergadura de sus alcances o por el tipo de proyecto; el diseñador deberá proponer al profesional encargado de revisar la carpeta técnica en el FISDL / GFM para su aprobación.

2.10 Proyección física financiera (ver Anexo 8).

2.11 Anexos.

- a) Memoria de diseño y memoria de cálculo.
- b) Memoria de presupuesto.
- c) Autorización.

Cuando el proyecto a realizar afecta la propiedad privada se adjuntarán a la carpeta técnica, las autorizaciones de los propietarios del terreno par uso de fuentes de agua, banco de materiales y derechos de pago.

- d) Factibilidades .

Las carpetas deberán contener en original los siguientes documentos según lo requiera el proyecto:

- Legalización del terreno (municipal o nacional).
 - Factibilidad de servicios de CAESS, CEL, ANDA, etc.
 - Autorización de derechos de paso, etc., y toda documentación legal necesaria para la realización del sub-proyecto.
 - Modelo de cartel de identificación con su respectivo detalle constructivo.
- e) Responsabilidad profesional sobre estudios y diseños, contenida en el documento Anexo # 11 de los presentes términos de referencia.

Términos de referencia para la contratación de firmas consultoras.

Dirección General Caminos.

- **Breve descripción de las obras.**

Deberá hacerse una descripción en qué consistirá el proyecto en términos generales, destacando las características particulares de este, y las posibles alternativas de solución acorde a estas características. Se señalará también la zona de influencia que tendrá el proyecto, incluyendo todas las poblaciones beneficiadas con este.

- **Objetivos del proyecto.**

Objetivo general

Se establece en este en forma macro, la meta que se alcanzará con la ejecución de la obra.

Objetivos específicos.

Se establecerán objetivos por cada rubro. Que se obtendrán con la implementación de la obra. Se podrían destacar aquí aspectos como reducción en costos de operación vehicular, reducción de accidentes, proporcionamiento de vías más seguras y con mejores niveles de servicio, etc.

- **Objetivos del estudio de factibilidad.**

Objetivo general.

Se demostrará la viabilidad de ejecución del proyecto, desde el punto de vista técnico-económico, a fin de reducir la incertidumbre en su inversión; por lo que se deberá proporcionar el diseño final de la solución óptima propuesta.

Objetivos específicos.

1. Realizar todos los estudios que involucran las obras de paso (hidrológicos, topográficos, geotécnicos etc.).
2. Proporcionar la factibilidad técnico-económica a través de al menos tres alternativas propuestas, incluyendo el diseño preliminar de la mejor solución.
3. Proporcionar documentos de licitación para contratación de la firma constructora.

Objetivos de los términos de referencia.

Proporcionar al consultor una guía de actividades para alcanzar los objetivos del proyecto y que sirvan de base para la elaboración del documento contractual.

Alcance de los servicios de consultaría.

Los alcances de las actividades a realizar por el consultor estarán definidas en las fases que se pre-establezcan de acuerdo a los objetivos planteados en el proyecto; así, el consultor podrá desarrollar el estudio de factibilidad técnica económica y diseño final de ingeniería, acorde a estas fases.

Las fases a seguir dependerán de las características particulares de un proyecto que como mínimo deberá contemplar los siguientes aspectos:

- Importancia del proyecto. Deberá definir y cuantificar la importancia de la obra considerando su aporte a la economía y a la sociedad etc.
- Delimitación del área de influencia y descripción de sus características físicas.
- Identificará el área que será beneficiada con la obra, así como también hará análisis exhaustivo del clima, análisis geológicos y tectónico del área del emplazamiento, sin dejar a nácion de su uso potencial, deberá hacer un análisis de cada uno de los

componentes de los recursos hídricos (lluvia esorrentía superficial y aguas subterráneas).

- **Aspectos demográficos y socio económicos.**

Se debe realizar análisis demográfico de áreas beneficiadas, sobre aspectos como: tasa de crecimiento, tendencia, estructura por edad y sexo, migración, así como el total de población que saldrá favorecida con el proyecto. Además, deberá hacer un análisis socio económico del área, nivel de empleo crecimiento de la industria, comercio y agricultura; se desarrollará una proyección para un período de tiempo de funcionamiento en vida útil de la obra (30, 50 años), variables demográficas y socio económicas.

Uso presente y futuro de la tierra en la zona de influencia.

- **Uso actual.** Mediante muestreo de campo y fotogrametría determinará y cuantificará el uso actual de los suelos por tipo de cultivos. Deberá presentar un panorama macroclimático, por lo menos de 10 años de manera que refuerce y apoye el estudio de los suelos rurales y permita definir el cultivo ideal para evitar la erosión. Este deberá contar con los siguientes elementos: régimen pluviométrico, régimen de energía, sistema hidrográfico,
- **Uso Futuro.** El consultor deberá realizar las investigaciones pertinentes, campo y gabinete a fin de proyectar adecuadamente su uso.

Análisis de la capacidad hidráulica de la obra de paso.

(Ver apéndice B y apéndice C)

Propuesta y selección de alternativas de solución (diseño preliminar).

PRESUPUESTO.

Partida	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo	Costo Total
01	Terracería				
0101	Limpieza y chapeo	m2	1375.56	1.992	2740.15
0102	Descapote.	m2	1375.56	12.036	16556.42
0103	Excavación en corte.	m3	2657.31	53.604	142442.45
0104	Relleno (terraplén).	m3	909.69	11.172	10163.06
0105	Excavación estructuras varias.	m3	590.34	126.096	74439.51
0106	Compactación estructuras varias.	m3	346.06	111.012	38416.81
0107	Mejoramiento de suelo con c-s.	m3	3.00	1161.09	3483.27
0108	Mejoramiento del suelo con s-c.	m3	3.00	146.50	439.50
02	Concreto				
0201	Concreto tipo A (210 kg/cm ²)	m3	1.79	1161.09	2078.35
0202	Concreto tipo B (280 kg/cm ²)	m3	179.85	1385.83	249241.53
03	Acero de refuerzo				
0301	Acero tipo A (grado 40)	kg	869.99	7.15	6220.43
0302	Acero tipo B (grado 60)	kg	12904.30	7.27	93814.26
04	Junta				
0401	Junta	ml	10	147.19	1471.90
05	Apoyos y bloque antisísmico				
0501	Apoyos	s.g.	6	4166.67	25000.00
0502	Bloque antisísmico	c/u	12	833.33	10000.00
06	Barandal				
0601	Barandal	ml	147.3	148.10	21815.13
07	Mampostería				
0701	Mampostería	m3	51.63	679.22	35068.13
08	Varios				
0801	Instalaciones provisionales.	s.g.	1	25000.00	25000.00
0802	Rótulo	s.g.	1	400.00	400.00
0803	Trazo Nivelación y estimaciones.	s.g.	1	50000.00	50000.00
	Sub-total				797847.98
09	Imprevistos				
0901	Imprevistos	s.g.	1	10% Total	91986.65
	TOTAL				1345764.66

HOJA DE PRESUPUESTOS				
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	SUBTOTAL
Resumen de materiales				
Terracería	1	s.g.	2254716.93	288683.17
Concreto	1	Mt3	180309.92	251319.80
Acero	1	kg	89089.85	89089.85
Junta	10	ml	147.19	1471.90
Apoyo y bloque antisísmico	1	s.g.	35000.00	35000.00
Barandal	143.30	ml	148.10	21815.13
Mampostería	51.63	Mt3	679.22	35068.13
Varios	1	s.g.	75400.00	75400.00
				797847.98
Resumen de mano de obra				
Maestro de obra (1)	180	Días	100.00	18000.00
Albañil (5)	180	Días	60.40	10872.00
Auxiliar (20)	180	Días	49.20	8856.00
Mecánico de banco (5)	180	Días	60.40	10872.00
Carpintero (5)	180	Días	60.40	10872.00
Electricista (2)	30	Días	60.40	1812.00
Armadores (5)	180	Días	60.40	10872.00
				73776.00
Resumen herramientas				
Carretilla	10	Unid.	300.00	3000.00
Pala	10	Unid.	48.00	480
Pala duplex	5	Unid.	89.00	445
Piocha	10	Unid.	68.00	680
Barra de 5 pie	2	Unid.	150.00	300
Balde	20	Unid.	20.00	400
Barril	5	Unid.	150.00	750
Zaranda	5	Unid.	100.00	500
Cinta métrica de 30 mts	2	Unid.	150.00	300
Azadón de 2 plg	5	Unid.	40.00	200
SERRUCHO de 6"	5	Unid.	93.50	467.50
Martillo de 27 mm	5	Unid.	44.00	220
Manguera	100	Yda.	5.00	500
				8242.5
Resumen de Transporte				
Transporte	1	s.g.	27000	40000
				40000

Sub-total				919866.48
Imprevisto total	1	s.g.	10 % del tot	91986.65
Total				1011853.13
Costos indirectos.			33% del tot	333911.53
TOTAL				1345764.66

Observaciones al presupuesto.

1. La carpeta ha sido elaborada en base a como lo hacen las entidades de nuestro medio tales como la D.G.C., el F.I.S., la cual es una forma real, para cuyo propósito servirá este manual.
2. El costo horario y diario de algunas herramientas y equipo, ha sido tomada en base a su precio sobre la duración de su vida útil.
3. No se ha considerado la compra de la faja de terreno para el derecho de vía, pero deberá hacerse.
4. No se han considerado costos para obras de drenaje, ya que allí simplemente el bombeo y las cunetas tienen capacidad suficiente.
5. En la partida de terracería se consideraron los costos unitarios actualizados en el 20% del incremento de los costos de la construcción, tales costos se adaptaron de la Propuesta Técnica - Presupuestaria del Camino San Marcos Lempa Cantón Linares.
6. Los costos indirectos son de 33%.
7. El presupuesto presentado, está hecho en base a un tiempo de ejecución de la obra de seis meses, en el cual se han tomado como fecha de inicio de ejecución de la obra el mes de Noviembre y fecha de finalización el mes de Abril. Ya que éste período de tiempo corresponde a la estación seca (estiaje), debido a que los costos de operación en estación invernal son mayores.

ESPECIFICACIONES TECNICAS**CONTENIDO**

DESCRIPCION	PAGINAS
ET-1 INSTALACIONES PROVISIONALES	391
ET-2 TRAZO Y NIVELACION	392
ET-3 DESMONTE	392
ET-4 TERRACERIA	392
ET-5 COMPACTACION CON SUELO CEMENTO	397
ET-6 ALBAÑILERIA	397
ET-7 CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO	401

ET-1 ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.1 ALCANCE DEL TRABAJO.

El contratista podrá alquilar locales adecuados aledaños al proyecto, para albergar las bodegas y oficinas de construcción y supervisión. De no existir estas facilidades el contratista suministrará todas las construcciones, instalaciones y servicios provisionales o temporales que puedan necesitarse para la debida conducción e inspección del trabajo.

Los locales requeridos serán:

1.1.1 Bodega.

Este local servirá para el almacenamiento provisional, conservación y protección de materiales, herramientas y equipos que serán utilizados en la obra.

Las estructuras y paredes serán seguras con techo fabricado con material impermeable de lámina, piso estabilizado con suelo-cemento; se proveerán además de las tarimas necesarias para no depositar los materiales directamente en el piso.

La bodega será del tamaño necesario para almacenar material o equipo que por su naturaleza lo requiera.

La disposición de los materiales en bodega debe permitir una fácil inspección.

1.1.2 Oficina del contratista.

El contratista deberá facilitar y mantener aseado un local independiente, con un área no menor de 15 metros cuadrados. Este local deberá estar iluminado, ventilado y seguro.

El contratista se coordinará con la supervisión para la ubicación y distribución de la oficina.

No se hará ningún pago por las instalaciones provisionales, debiendo el contratista establecer y operar por su cuenta estas instalaciones y su costo deberá estar incluido en cada una de las partidas como parte de los costos indirectos.

Al terminar los trabajos el contratista retirará todas las instalaciones que haya construido, así como los materiales de su propiedad.

ET-2 TRAZO Y NIVELACION.

2.1 DESCRIPCION.

Este trabajo consiste en la relocalización general, alineamientos y niveles de las obras a construir en el presente contrato de acuerdo a los planos proporcionados.

Para realizar el trabajo se deberá utilizar equipo de topografía y personal idóneo, a menos que el supervisor autorice otros procedimientos.

No se hará pago alguno por esta actividad por lo cual el contratista deberá incluir en los precios de las partidas del Formulario de Oferta todos los materiales, mano de obra, equipo de topografía y todo gasto en que incurra para realizar el trabajo.

ET-3 DESMONTE.

3.1 DESCRIPCION.

Despeje de la vegetación existente en las áreas donde se desplantarán las estructuras, con el objeto de impedir daños a la misma. Comprende la ejecución de las operaciones siguientes: Roza (quitar la maleza, hierba, zacate o residuo de las siembras); limpia y quema (retiro del producto del desmonte, estibarlo y quemarlo).

ET-4 TERRACERIA.

4.1. EXCAVACION.

Este trabajo es aplicable a todo tipo de material a excepción del rocoso.

Todas las excavaciones deberán efectuarse hasta los límites y niveles mostrados en los planos y perfiles en los presentes documentos o indicados por el Supervisor.

Cualquier excavación que sobrepase los límites señalados y sin la autorización del supervisor, no se pagarán y deberán ser rellenos con material adecuado y compactado correctamente.

No se efectuará pago alguno cuando hayan derrumbes y el contratista debe remover los materiales; así mismo por reparaciones de drenajes que se encuentren en la zanja.

El material extraído de la zanja deberá ser adecuadamente de manera de evitar pérdidas de éste; si esto sucediere el contratista deberá reponer el material sin que el contratante le reconozca pago alguno.

Si existe la necesidad de ejecutar sobreexcavación su volumen y precio deberá ser negociado por el contratista y el supervisor con la aprobación del contratante, y se efectuará cuando a juicio del supervisor sean necesarias.

El costo para esta actividad deberá incluirse en las partidas o en donde se requiera dicha actividad y comprenderá toda la mano de obra, herramientas y/o materiales y todos los gastos necesarios para realizar la excavación.

4.2. EXCAVACION EN ROCA,

4.2.1. DESCRIPCIÓN.

Se considera excavación en rocas, tamaños mayores de 7.6 centímetros y menores de 2 metros; para que una excavación sea considerada como roca, deberá llenar los requisitos siguientes:

- a. Que el supervisor, la autorice como tal;

- b. Que la excavación se realice con material y herramientas especial, siendo imposible el empleo de equipo o herramientas convencionales;
- c. Que se inspeccione y se constate la existencia de roca en cantidades significativas;
- d. Que haya acuerdo sobre el volumen de de excavación en roca. No se permitirá el uso de explosivos a excepción donde lo autorice el supervisor.

El contratista deberá conseguir todos los permisos para el uso de explosivos si fuere necesario y deberán ser manejados por personal idóneo.

4.2.2. MEDIDA.

La unidad de medida para la excavación en roca será el Metro Cubico (M3).

Su volumen se determinará de común acuerdo entre el contratista y el supervisor.

4.2.3. PAGO.

El precio unitario de esta partida será negociado por el contratista y el supervisor con la aprobación del contratante y deberá incluir todos los materiales, mano de obra o equipo; y todo gasto necesario para realizar la unidad de excavación en roca.

4.3. EXCAVACION EN EL LECHO DE RIO O QUEBRADA.

Se define como excavación de aluviones, con cantos rodados y conglomerados con volúmenes de 0.015 m³ hasta mayores de 1.73 m³ y mezclados con arenas y gravas depositadas en el lecho del río.

El nivel de las excavaciones deberá efectuarse hasta los límites mostrados en los planos.

El contratista tomará todas las precauciones necesarias para conservar las excavaciones mientras se ejecutan las obras; tales como derrumbes, evacuaciones de agua filtrada por medio de bombas achicadoras.

El material extraído de la zanja deberá ser adecuadamente depositado de manera de evitar pérdidas del mismo. Si esto sucediera, el contratista deberá reponer el material, sin pago alguno.

No se efectuará pago alguno cuando haya derrumbes, el contratista, en tal caso, deberá remover el material.

4.3.1. MEDIDA.

La unidad de medida será el metro cúbico (m³). Para determinación de excavación se considerará el perfil original del terreno y la rasante señalada en los planos, determinando el volumen por el método de áreas extremas promedio de una distancia dada.

4.3.2. PAGO.

El precio unitario de la excavación deberá comprender toda la mano de obra, herramientas materiales, equipo, así como todo gasto necesario para realizar la unidad de excavación.

Antes de ejecutarse, este rubro, será aprobado por el supervisor y por el propietario. Previa negociación por escrito.

4.4. RELLEÑO COMPACTADO.

4.4.1. DESCRIPCIÓN.

Este trabajo consiste en la utilización de los materiales, provenientes de las excavaciones y/o Bancos de Préstamo apropiados para el relleno compactado de las zanjas.

Se entenderá por material "no apropiados" los siguientes:

- a. Turba o suelos orgánicos, o susceptibles a putrefacción.
- b. Arcillas cuyo límite líquido exceda de 80% y/o índice plástico exceda al 55% (según la carta de plasticidad).

4.4.2. MATERIAL DE PRESTAMO.

El material de bancos de préstamo deberá de ser la característica uniformes, similares o iguales al existente en la obra.

Deberá cumplir con las especificaciones del Sistema Unificado de Clasificación de suelos y contar con la autorización de la Supervisión para su utilización.

4.4.3. COMPACTACION.

Se realizará en capas uniformes sucesivas, de espesor en estado suelto no mayor de 15 cms., en compactación manual; y de 20cms., en compactación a maquina. Se especifica en general que cada capa alcance una densidad no menor de 90% de máxima determinada en el ensayo Proctor según normas AASHTO T-180.

Solamente los últimos 30 cms deberán captarse hasta el 95% de la densidad antes citada.

El contenido optimo de la humedad de los diferente materiales para alcanzar la densidad requerida, será indicado por la supervisión con base a las pruebas de laboratorio. Serán sin embargo, responsabilidad del contratista para determinar si la humedad del material al momento de su compactación es conveniente.

4.4.4. PAGO.

El costo en que incurre el contratista para realizar esta actividad deberá estar incluido dentro de las partidas en que sea necesaria la compactación por lo que no se hará pago específico para esta actividad a menos que no se trate de sobreexcavación para lo cual se negociará el precio unitario y deberá comprender la mano de obra, herramientas, y/o materiales y todos los gastos necesarios para realizar la actividad.

La excavación de material de bancos de préstamo y su acarreo se pagarán al precio unitario negociado por el contratista y el supervisor con la aprobación del contratante y su unidad de medida será metros cúbicos (m³).

ET-5 COMPACTACION CON SUELO -CEMENTO.

5.1. DESCRIPCION.

Con el objeto de mejorar las condiciones de carga en los sitios donde se desplante estructuras y siempre que el supervisor lo considere necesario, se utilizará suelo-cemento con un porcentaje del 20% de cemento por metro cúbico de suelo.

El pago comprenderá toda la mano de obra, herramientas y/o materiales, y todos los gastos necesarios para realizar la actividad. Este precio será negociado entre el contratista y la supervisión con la aprobación del contratante.

ET-6 ALBAÑILERIA.

6.1. OBJETO DEL TAMAÑO.

El trabajo consiste en el suministro de materiales, mano de obra, herramientas, equipo y servicios necesarios para ejecutar las obras de albañilería que se indiquen en los planos y las especificaciones.

Materiales y Proporciones de los Morteros.

Los materiales a usarse en los morteros llenarán los siguientes requisitos:

- a. Cemento Portland, Tipo "I", según especificaciones ASTM C-150-77.
- b. Arena (agregado fino) conforme ASTM Designación C 144 - 66T y C-40.
- c. Agua, conforme ET-07 subdivisión "Agregados de Cemento".

Los Cementos tendrán las siguientes proporciones en volumen y según el uso que le dará en:

MAMPOSTERIA DE PIEDRA	1 cemento	4 arena
MAMPOSTERIA DE LADRILLO DE BARRO	1 cemento	3 arena
ENLADRILLADO	1 cemento	4 arena
REPELLADOS	1 cemento	4 arena
AFINADOS	1 cemento	2 arena
PULIDOS	Pasta de cemento	
PEGAMENTO TUBERIA DE CEMENTO	1 cemento	3 arena

6.2. MAMPOSTERIA DE PIEDRA CON MORTERO.

6.2.1. DESCRIPCIÓN.

Bajo esta partida, el contratista deberá construir la mampostería de piedra con mortero para fundaciones, muros de retención y obras de protección semejantes, dónde y cómo lo indiquen los dibujos y los ordene el supervisor.

6.2.2. MATERIALES.

a. PIEDRA.

La piedra a usarse debe ser limpia, dura y libre de grietas y otros defectos estructurales que tiendan a reducir su resistencia a la intemperie, y; de clase o tipo de reconocida durabilidad y estará sujeta a las aprobación del Supervisor.

En general las piedras serán de cantera y de una dureza tal que no dé un desgaste mayor del 50% al ser sometida a la prueba de Los Angeles, AASTHO, designación t - 96 - 65 (ASTM - c - 131 - 64 t).

b. MORTERO.

El mortero consistirá en una mezcla de una parte de Cemento Portland, y 4 partes de agregado fino en volumen, de consistencia que pueda manejarse fácilmente y extenderse con palustres, a menos que se use una mezcladora aprobada, el agregado fino y el cemento deberán mezclarse en un cajón o tarima hasta que el conjunto tenga un color uniforme después de lo cual se le agregará suficiente agua para producir la consistencia deseada.

El mortero deberá mezclarse sólo en las cantidades necesarias para uso inmediato. El mortero deberá usarse dentro de 30 minutos de haber agregado el agua; después de este período será descartado. No se permitirá el retemple del mortero.

c. **METODOS DE CONSTRUCCION PARA ESPESORES DE 50 CMS. O MAS.**

La mampostería deberá construirse sobre un lecho de fundación preparado o sobre la base de mampostería o concreto, de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con las líneas, niveles, secciones y dimensiones mostradas en los dibujos y ordenadas por el supervisor.

d. **METODOS DE CONSTRUCCION PARA ESPESORES MENORES DE 50 CMS.**

Vale lo indicado en el punto anterior, exceptuando lo pertinente a las dimensiones de las piedras para las cuales no hay limitaciones.

6.4. REPELLO.

6.4.1. DESCRIPCION.

Se hará en las partes marcadas en los planos y en las que se especifique.

Las estructuras de concreto serán picadas, limpiadas y mejoradas antes de la aplicación del repello. Todas las superficies deberán ser humedecidas antes de recibir el repello. El repello tendrá un espesor máximo de 1.5 cms., y será curado durante un período de 3 días continuos.

Los repellos al estar terminados deben quedar nítidos, limpios, sin manchas, parejos, a plomo, sin grietas, depresiones o irregularidades y con las esquinas vivas.

No se permitirá el uso de una mezcla que tenga más de 30 minutos ni el retemplado de las mismas. La arena deberá ser graduada y pasar al tamiz de 1/16".

6.4.2. MATERIALES.

El mortero consistirá en una mezcla de 1 parte de cemento Portland, 4 partes de agregado fino en volumen de consistencia que pueda manejarse fácilmente.

El cemento y la arena deberán cumplir con lo indicado en el numeral ET - 7.

6.5. AFINADO.

6.5.1. DESCRIPCION.

Para los afinados se utilizará una mezcla de cemento y arena en las siguientes proporciones: 1 parte de cemento y 2ª de arena graduada, que será cernida en tamiz de 1/64". Los afinados se harán con acabado de llana de metal y para poder efectuar el afinado la pared debe estar completamente mojada y repellada.

La mezcla no se podrá retemplar, no se utilizará cuando tenga más de 30 minutos de preparada. Su curado durará 3 días.

6.6. PULIDO.

Para los pulidos se utilizará pasta de cemento de consistencia trabajable y con un espesor máximo de 1.5 milímetros. Para poder efectuar el pulido la pared debe estar completamente mojada y repellada.

La pasta no se podrá retemplar, ni se utilizará cuando tenga más de 30 minutos de preparada, su curado durará tres días.

ET -7 CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO.

7.1. CONCRETO ESTRUCTURAL.

7.1.1. OBJETO DEL TRABAJO.

En ésta partida están comprendidos todos los trabajos relacionados con concreto simple o reforzado, indicados en los planos o en las especificaciones y el contratista proveerá mano de obra, materiales, herramientas, equipos y servicios necesarios para su fabricación y colocación, curado, resanado del concreto después de retirar los moldes y acabado de la superficie cuando se especifique.

7.2. DIBUJOS DEL TRABAJO.

El propietario proporcionará todos los dibujos de detalles de las estructuras, mostrando dimensiones, detalles de dobleces, espaciamientos de estribos, etc.

7.3. CALIDAD DEL CONCRETO.

El contratista proporcionará concreto de las dos clases siguientes:

- a. Resistencia mínima a la compresión $f'c = 130 \text{ kg/cm}^2$ a los 7 días.
- b. Resistencia mínima a la compresión $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, ó $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ a los 7 días.

Si en los planos no está indicada la clase de concreto se entiende que es concreto de 210 kg/cm^2 , ya que en su mayor parte se trabajará con concreto 280 kg/cm^2 .

La resistencia será controlada por medio de ensayos de compresión, de 4 cilindros, tomados de cada 10 mts^3 de concreto (pero nunca menos de 4 cilindros por cada día de colado) de los cuales 1 será roto a los 7 días y 3 a los 28 días.

Los cilindros de ensayo serán obtenidos, preparados y ensayados conforme a las especificaciones y métodos señalados por la ASTM C - 192 - 62 T.

El costo de estos ensayos será por cuenta del contratista.

El contratista suministrará la dosificación de la mezcla a usar, la cual deberá ser aprobada por cilindros de ensayos preliminares por lo menos 30 días antes de iniciar los trabajos de concreto.

Los ensayos así obtenidos consistirán de no menos de 5 cilindros para cada mezcla especificada, curados en laboratorios y estos cilindros deberán mostrar una resistencia promedio a la ruptura a la compresión a los 28 días, 15% mayor que la resistencia especificada.

La relación agua-cemento no debe variarse a la dada por las mezclas de diseño. El revenimiento no debe ser mayor a 10 cms., para cualquier mezcla y sus ensayos se harán conforme a la norma ASTM C - 143 - 66.

El contratista podrá usar aditivos para mejorar la resistencia y colocación del concreto, con la autorización del supervisor y conforme a las especificaciones para aditivos químicos para concreto ASTM C - 494 - 67 T.

7.3.1. CEMENTO.

Todo el cemento debe ser Portland de conformidad con las especificaciones ASTM C 150 - 67 TIPO I y deberá ser probado por el laboratorio, seleccionados por el contratista.

7.3.2. AGREGADOS PARA CONCRETO.

Los agregados para concreto cumplirán con las Especificaciones de Agregados para Concreto ASTM C - 33 - 66.

a. La arena estará formada por partículas sanas, duras exentas de polvo, grasa, sales, álcalis, sustancias orgánicas y otras perjudiciales para el concreto, su densidad no será menor de 2.45. Al hacer el análisis por el método colorimétrico, no se aceptarán resultados

más oscuros de ámbar claro (color No 3 Norma C - 40 de la ASTM). La granulometría deberá estar dentro de los límites siguientes:

Límites para el análisis granulométrico.

TAMIZ	% QUE PASA
3/8"	
No 4	95 - 100 %
No 8	80 - 100 %
No 16	50 - 85 %
No 30	25 - 60 %
No 50	10 - 30 %
No 100	2 - 10 %
No 200 (concreto sujeto a desgaste)	3 % Máximo
No 200 (concreto corriente)	5 % Máximo

b. La grava o piedra triturada deberá ser roca dura y limpia, libre de pizarra, laja o piezas en descomposición, será sin recubrimiento.

Las muestras deberán ser entregadas al supervisor para su aprobación.

El tamaño máximo del agregado no será mayor de $1/5$ de la dimensión menor entre los lados de los moldes de los miembros en el cual se va a usar el concreto, ni mayor de $3/4$ de la separación entre barras o paquetes de barras de refuerzo.

c. El agua debe ser en el momento de usarse, limpia, libre de aceite, ácidos, sales alcalis, cloruros, materiales orgánicas y otras sustancias extrañas.

Para concreto mezclado en la obra, el mezclado se hará en una mezcladora de tipo aprobado por la supervisión. La mezcladora se hará girar a la velocidad recomendada por el fabricante y el mezclado se continuará por al menos durante $1 \frac{1}{2}$ minutos después de que todos los materiales estén en el tambor hasta lograr una distribución uniforme de los materiales y se descargará completamente antes de hacer la nueva carga.

El concreto pre mezclado se mezclará y se entregará de acuerdo con los requisitos establecidos en Especificaciones para concreto premezclado (ASTM C 94 - 67) y cumplirá con lo especificado en "Calidad de Concreto".

7.3.3. TRANSPORTE DEL CONCRETO.

El concreto se transportará al lugar final de depósito por métodos que prevengan la segregación o pérdida de materiales. Los equipos para conducir, bombear y transportar neumáticamente el concreto serán del tamaño y diseño que aseguran el flujo prácticamente continuo del concreto, sin segregación de materiales.

7.3.4. COLOCACION DEL CONCRETO.

El concreto debe depositarse lo más cerca posible de su posición final, para evitar el uso de métodos de colocación que permitan o causen que el concreto se hará a tal velocidad que el concreto se conserve todo el tiempo en estado plástico y fluya fácilmente en los espacios comprendidos entre las varillas.

No se depositará en la estructura, concreto que se haya endurecido parcialmente o que esté contaminado con sustancias extrañas, ni se revolverá nuevamente.

Una vez que se empiece el colado se llevará a cabo como una operación continua hasta que se complete el colado de un tablero o sección. La carga superior se nivelará conforme a los planos. Cuando sean necesarias juntas de construcción, se harán de acuerdo con la sección 704, del ACI 318 - 89.

todo concreto se consolidará completamente por medio de vibradores adecuados y se tendrá cuidado que cubra el refuerzo y los accesorios ahogados y de que penetre en las esquinas de los moldes. El contratista tendrá no menos de 1 vibrador extra de emergencia

para cada colado y de preferencia de gasolina. El número de vibradores disponible para un colado quedará a criterio del supervisor.

Cuando las indicaciones de trabajo hagan difícil la consolidación, o cuando el refuerzo esté congestionado, se depositará primero en las cimbras una capa de por lo menos 2.5 cms., de mortero de la misma proporción cemento-arena, usada en el concreto. El pago para este mortero queda incluido en el precio unitario de la partida.

7.3.5. MOLDES Y FORMALETAS.

El contratista colocará los moldes de tal manera que la estructura resulte de acuerdo a lo indicado en los planos.

Los moldes serán de suficiente resistencia para soportar el concreto y las cargas de trabajo, sin dar lugar a desplazamientos y para lograr la seguridad de los trabajadores. Los moldes serán construidos de manera que las juntas no permitan la salida de los elementos finos.

Aberturas temporales deberán ser provistas en la base de los moldes de los postes y en otros puntos donde sea necesario, para inspección y limpieza.

Con la autorización del supervisor, los encofrados de postes y de las vigas, podrán quitarse después de 24 horas de colados; si el concreto ya ha fraguado lo suficiente y si se recibe con compuesto químico para el curado. Los encofrados de las losas podrán quitarse a los 14 días, igualmente los asientos de las vigas.

7.3.6. CURADO.

El concreto se mantendrá a una temperatura superior de 10° C y en condición húmeda por lo menos durante los primeros 7 días después del colado; el concreto de alta resistencia se mantendrá en esas condiciones por lo menos durante 3 días. Se pueden usar otros períodos de curado si se obtiene la resistencia especificada.

Durante el clima caluroso, el contratista tomará las precauciones aprobadas por el supervisor para reducir la temperatura del concreto y la evaporación del agua.

7.3.7. JUNTAS DE CONSTRUCCION.

a. Las juntas no indicadas en los planos se harán de tal manera y se colocarán de tal modo, que no disminuya significativamente la resistencia de las estructuras.

Cuando se vaya a hacer una junta, la superficie del concreto se limpiará completamente y, se removerán los finos superficiales. Además, de lo anterior, las juntas verticales se humedecerán completamente y se recubrirán con una capa de pasta de cemento inmediatamente antes de colocar el nuevo concreto.

a. Las juntas de construcción en pisos quedarán localizadas cerca de la mitad del claro de las losas.

7.4. REQUISITOS MINIMOS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION.

Como norma se tomará, tanto para diseño como los métodos de construcción el "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado", (ACI - 318 - 89) y "Práctica Recomendada para la Medición, Mezclado y Coloración del Concreto (ACAYA - 614 -71).

7.5. ACABADO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

Las formas o moldes deberán ser colocados firmemente y sus uniones tan cerradas que produzcan el mínimo de rebabas en el acabado. Las superficies imperfectas en las que la resistencias no ha sido alterada deberán ser resanadas y afinadas con mortero de cemento, utilizando la misma proporción que la del concreto. El trabajo debe ser ejecutado de manera que no sea fácilmente identificable después de hecha la reparación. si a juicio del Supervisor, las cavidades, huecos, grietas o imperfecciones en el colado de los miembros

afectan sus resistencias, éstos serán demolidos y se colarán de nuevo por cuenta del contratista.

7.6 ACERO DE REFUERZO.

7.6.1. DESCRIPCIÓN.

El contratista suministrará y colocará en las posiciones correctas, el acero de refuerzo de conformidad con el tamaño, forma y cantidad indicados en los dibujos y de acuerdo con estas especificaciones.

7.6.2. MATERIALES.

Todas las barras deberán ser grado 60 ASTM A 15 - 66 con límite de fluencia mínimo de 4,200 Kilogramos por centímetros cuadrado, con excepción las del posteque será de 2800 Kg/cm². Las barras, exceptuando las de ¼" serán de tipo corrugado y el grabado será de acuerdo con las normas ASTM A 305 - 65. Cuando se cuele el concreto, el acero de refuerzo estará libre de óxido suelto, lodo, aceite o cualquier otra capa que destruya o reduzca la adherencia.

7.6.3. ELABORACIÓN Y COLACACIÓN DEL SISTEMA DE REFUERZO.

Para la elaboración deberá seguirse las siguientes indicaciones:

cuando haya que hacer dobleces para estribos deberá hacerse la flexión sobre una espiga de dos veces el diámetro de la varilla a doblar. Para otras barras, los dobleces deberán tener un radio mínimo de seis (6) diámetros de la barra a doblar.

Todos los dobleces y ganchos deberán ser hechos en frío. Los ganchos deberán ser de acuerdo a lo indicado en ACI 318 - 89.

Todas la barras deberán colocarse y sujetarse firmemente a manera de evitar desplazamientos de las posiciones correctas mostradas en los dibujos y evitar roturas de

amarres durante la colocación y nivelado del concreto o de la mampostería, teniendo especial cuidado en rectificar las elevaciones de cada barra durante el proceso de colado.

Para las barras principales no se permitirán traslapes en la zonas de tensión.

Si se hicieran traslapes adicionales no indicados en los dibujos a conveniencia de contratista, no se medirá ningún acero extra por esta causa.

En caso de solicitarse la sustitución de cualquier tamaño de barra, podrá hacerse únicamente mediante la autorización específica escrita del supervisor y de manera que no se disminuya el área total del acero.

La colocación de la armadura deberá ser aprobada por el supervisor.

7.7. FORMA DE PAGO.

No se hará pago específico alguno por estas actividades ya que sus costos deberán estar incluidos en las partidas ofertadas, en la cuales se requerirán obras de concreto estructural.

MEMORIA DE CALCULO

DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

DEL PUENTE SOBRE EL RIO ROLDAN

DISEÑO DEL BARANDAL.

GEOMETRIA Y DISTRIBUCION DE CARGAS EN EL BARANDAL.

AASHTO Art. 2.7.1.2

AASHTO Art. 2.7.1.3

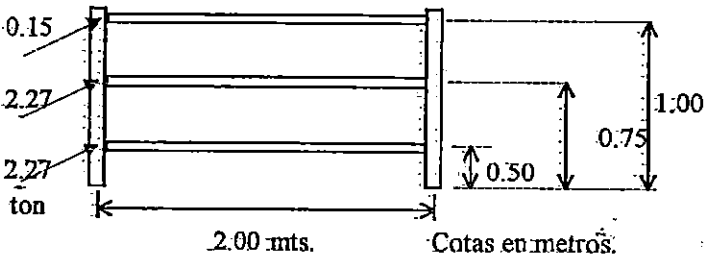
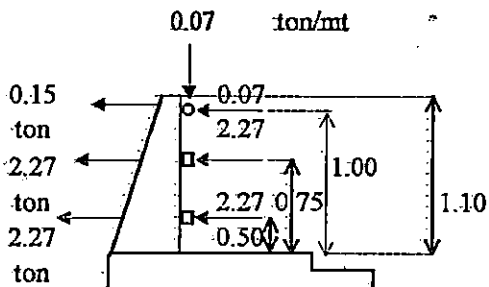
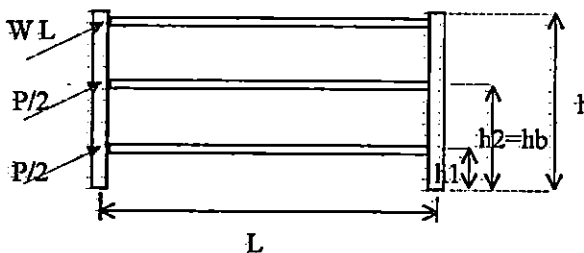
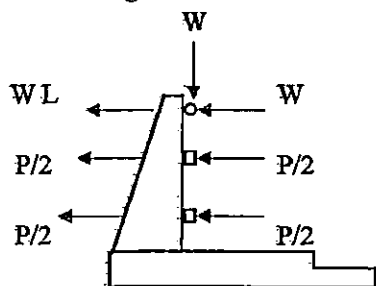
Dimensión del barandal					Cargas de diseño		
Mínimo		Altura	Máximo		P =	10000.00	lbs
mts.	plg		plg	mts.	P =	4.54	ton
1.067	42	h	-	-	CP =	4.54	ton
0.686	27	h2	35	0.889	w =	50.00	lbs/pie
0.381	15	h1	20	0.508	w =	0.07	ton/mt.

AASHTO Art. 2.7.1.2.2 La separación máxima entre barandas es 15 plg. (38.1 cm)

AASHTO Art. 2.7.2.2: w.

Fig. 2.7.4.B :P.

Sistema de cargas en el barandal.



Cotas en metros.

AASHTO Art. 2.7.1.3.1

$C = 1 + (hb - 33) / 18$ (inglés)

$C = 1 + (hb / 0.457) - 33 / 18$

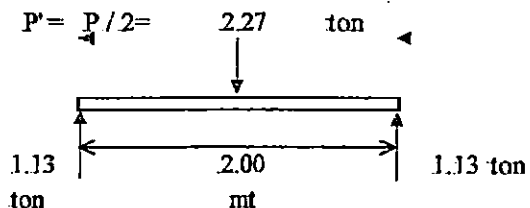
M.K.S.

Factor C: $C \geq 1$
C = 0.81
Luego C = 1.00

Separación entre postes (mts)
1.50 < L < 2.00

Diseño de la baranda.

Sentido transversal.



Cortante transversal AASHTO Art. 2.7.1.3.5
 $V = P' = P/2 = 2.27$ ton.

Flexión transversal AASHTO Art. 2.7.1.3.5
 $M = P' L / 6 = 0.76$ ton.mt

Sentido vertical.**Flexión vertical.**

Se considerará el peso de un tubo de 6"=18.97 lb/pie=28.22

Peso propio:	28.22	Kg./ mt
Carga peatonal:	74.39	Kg./ mt
C.M.=	102.61	Kg./ mt
W=C.M.=	0.10	ton / mt

$$M = 0.1 W L^2 = 0.04 \text{ ton} \cdot \text{mt}$$

Mt=	0.756	ton . mt
Mv=	0.041	ton . mt
Rige:	0.756	ton . mt

Cortante vertical.

$$V = W L = 0.21 \text{ ton.}$$

AASHTO Art.2.7.1.3.5

Vt=	2.268	ton
Vv=	0.205	ton
Rige:	2.268	ton

Diseño del tubo galvanizado.**Flexión.**

Momento máximo a flexión.

AASHTO Art. 2.7.4.2 $F_b = 0.6 f_y$ $f_y = 36 \text{ ksi (A.I.S.C.)}$

$$F_b = M / I = M / S \implies M = F_b S$$

Diámetro nominal	S (tablas) plg ³	S cm ³	$F_b = 0.6 f_y$ kg / cm ²	Mr ton . mt	Momento de diseño	Diferencia Mr-M	Observación Rige: Mr-M=+
2	0.56	9.19	1518.00	0.140	0.756	-0.616	
2 1/2	1.06	17.37	1518.00	0.264	0.756	-0.492	
3	1.72	28.19	1518.00	0.428	0.756	-0.328	
3 1/2	2.39	39.17	1518.00	0.595	0.756	-0.161	
4	3.21	52.60	1518.00	0.799	0.756	0.043	rige
5	5.45	89.31	1518.00	1.356	0.756	0.600	
6	8.50	139.29	1518.00	2.114	0.756	1.358	

Diámetro nominal del tubo 4

Máxima capacidad de corte.

$$V = F_v I_v / Q$$

Donde:

Q= Momento estático.

$$F_v = 0.33 F_y \text{ Art.2.7.4.2}$$

$$Q = A \cdot Y_{cg}$$

Diámetro nominal plg	Diámetro Externo plg	t Tablas plg	Area E πR_e^2 plg ²	Area I πR_i^2 plg ²	Y Externo $4 R_e / 3 \pi I$ plg	Y interno $4 R_i / 3 \pi I$ plg	Q $A_e Y_e - A_i Y_i$ plg ³
2	2.375	0.154	2.22	1.68	0.50	0.44	0.380
2 1/2	2.875	0.203	3.25	2.39	0.61	0.52	0.726
3	3.500	0.216	4.81	3.70	0.74	0.65	1.17
3 1/2	4.000	0.226	6.28	4.94	0.85	0.75	1.611
4	4.500	0.237	7.95	6.37	0.95	0.85	2.156
5	5.563	0.258	12.15	10.00	1.18	1.07	3.633
6	6.665	0.280	17.44	14.64	1.41	1.30	5.711

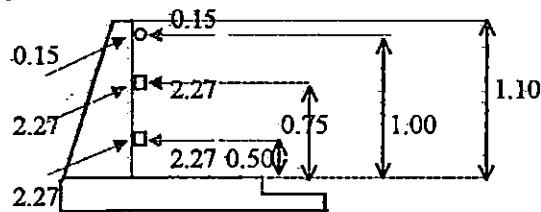
Diámetro nominal plg	Q Ae Ye - Ai Yi cm ³	Y cg Q / (Ae - Ai) plg	I Tablas plg ⁴	I cm ⁴	Fv 0.33 fy kg / cm ²
2	6.23	0.708	0.666	27.72	834.90
2 1/2	11.90	0.852	1.530	63.68	834.90
3	19.11	1.047	3.020	125.70	834.90
3 1/2	26.41	1.203	4.790	199.37	834.90
4	35.33	1.358	7.230	300.94	834.90
5	59.54	1.690	15.200	632.67	834.90
6	93.59	2.034	28.100	1169.61	834.90

Diámetro nominal plg	b 2t cm	Vr Fv I b / Q ton	V ton	Vr - V ton	Observación Rige: Vr - V = +
2	0.78	2.90	2.27	0.6	
2 1/2	1.03	4.61	2.27	2.3	
3	1.10	6.02	2.27	3.8	
3 1/2	1.15	7.24	2.27	5.0	
4	1.20	8.56	2.27	6.3	Rige
5	1.31	11.63	2.27	9.4	
6	1.42	14.84	2.27	12.6	

El tubo galvanizado que cumple con ambas condiciones es de: **4 plg. de diámetro.**

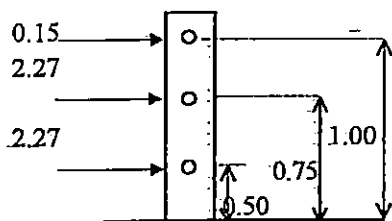
Diseño del poste.

Cargas que actúan sobre el poste.



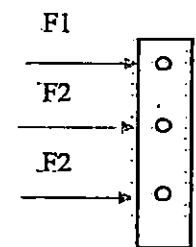
AASHTO Art. 2.7.1.3.3

Condición de carga transversal y longitudinal al poste.



Sistema equivalente

Contribución de cargas distribuidas



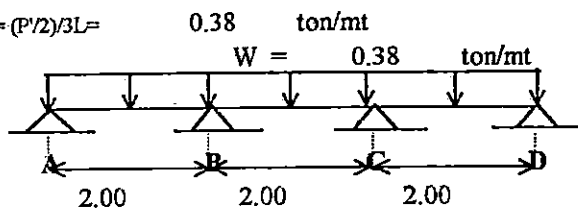
F1 = 0.18 ton
F2 = 2.68 ton

Resultante

Contribución de carga longitudinal distribuida.

$P' = P / 2$

$W = (P' / 2) / 3L =$



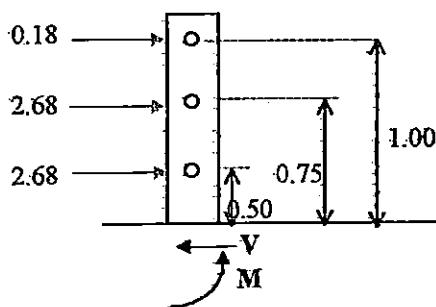
	Para F1	Para F2	unidades
P'	0.15	2.27	ton
W	0.01	0.19	ton.mt
R	0.03	0.42	ton
F	0.18	2.68	ton

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.

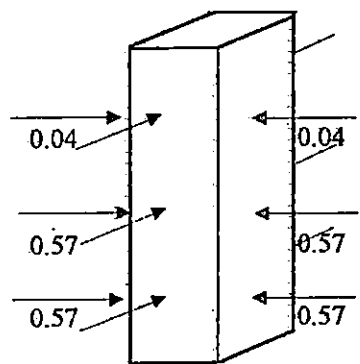


$M = 3.53 \text{ ton mt}$

$V = 5.54 \text{ ton}$

AASHTO Art. 2.7.1.3.3

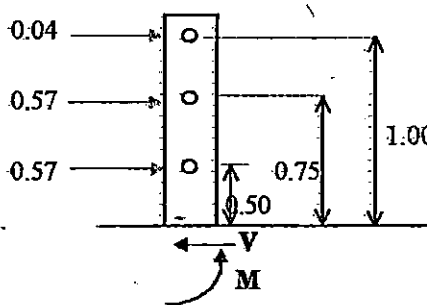
Condición de carga trasera al poste.



$F1' = P' / 4 = 0.57 \text{ ton}$

$F2' = P' / 4 = 0.04 \text{ ton}$

Cálculo de acciones para carga trasera.



$M = 0.75 \text{ ton mt}$

$V = 1.17 \text{ ton}$

Condición de carga transversal y longitudinal al poste.

Condición de carga trasera al poste.

Momento ton mt	Cortante ton
3.53	5.54
0.75	1.17

Diseño estructural**Cálculo de constantes.****Condición de carga transversal y longitudinal al poste (frente al tráfico).**

$f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$

$f_y = 2800 \text{ kg / cm}^2$

$n = E_s / E_c = 9.34$

$k = n / (n + (f_s / f_c)) = 0.41$

Módulos de elasticidad

$E_c = 15000 (f_c)^{0.5} = 217371 \text{ kg / cm}^2$

$E_s = 2030000 \text{ kg / cm}^2$

$j = 1 - k / 3 = 0.86$

$R = f_c k j / 2 = 14.92$

Esfuerzos admisibles

Art. 8.15.2

$f_c = 0.40 f_c = 84 \text{ kg / cm}^2$

$f_s = 0.40 f_y = 1120 \text{ kg / cm}^2$

$(f_c \leq 0.6 f_y)$

Momento = 3.53 ton.mt

Pero f_s no debe exceder de:

Esfuerzo	G40	G60	Unidades
$f_s =$	20000	24000	lbs/plg ²
$f_s =$	1406.14	1687.37	kg/cm ²

$rec = 2.5$

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	20	25	20.76	17.61	2.08	17.61	8.81
5	20	30	25.76	14.19	2.58	14.19	7.1
5	20	35	30.75	11.88	3.08	11.88	5.9
5	25	25	20.76	17.61	2.59	17.61	8.81
5	25	30	25.76	14.19	3.22	14.19	7.1
5	25	35	30.76	11.88	3.84	11.88	5.9
5	30	25	20.76	17.61	3.11	17.61	8.81
5	30	30	25.76	14.19	3.86	14.19	7.1
5	30	35	30.76	11.88	4.61	11.88	5.9
5	35	25	20.76	17.61	3.63	17.61	8.81
5	35	30	25.76	14.19	4.51	14.19	7.1
5	35	35	30.76	11.88	5.38	11.88	5.9
6	20	25	20.60	17.74	2.06	17.74	9.3
6	20	30	25.60	14.28	2.56	14.27	5.0
6	20	35	30.60	11.94	3.06	11.94	4.2
6	25	25	20.60	17.74	2.57	17.74	6.2
6	25	30	25.60	14.28	3.20	14.27	5.0
6	25	35	30.60	11.94	3.82	11.94	4.2
6	30	25	20.60	17.74	3.09	17.74	6.2
6	30	30	25.60	14.28	3.84	14.27	5.0
6	30	35	30.60	11.94	4.59	11.94	4.2
6	35	25	20.60	17.74	3.60	17.74	6.2
6	35	30	25.60	14.28	4.48	14.27	5.0
6	35	35	30.60	11.94	5.35	11.94	4.2
7	20	25	20.44	17.88	2.04	17.87	8.0
7	20	30	25.44	14.36	2.54	14.36	3.7
7	20	35	30.44	12.00	3.04	12.00	3.1
7	25	25	20.44	17.88	2.56	17.87	4.6
7	25	30	25.44	14.36	3.18	14.36	3.7
7	25	35	30.44	12.00	3.81	12.00	3.1
7	30	25	20.44	17.88	3.07	17.87	4.6
7	30	30	25.44	14.36	3.82	14.36	3.7
7	30	35	30.44	12.00	4.57	12.00	3.1
7	35	25	20.44	17.88	3.58	17.87	4.6
7	35	30	25.44	14.36	4.45	14.36	3.7
7	35	35	30.44	12.00	5.33	12.00	3.1
8	20	25	20.28	18.02	2.03	18.01	7.09
8	20	30	25.28	14.45	2.53	14.45	2.9
8	20	35	30.28	12.07	3.03	12.07	2.38
8	25	25	20.28	18.02	2.54	18.01	3.6
8	25	30	25.28	14.45	3.16	14.45	2.9
8	25	35	30.28	12.07	3.79	12.07	2.4
8	30	25	20.28	18.02	3.04	18.01	3.6
8	30	30	25.28	14.45	3.79	14.45	2.9
8	30	35	30.28	12.07	4.54	12.07	2.4
8	35	25	20.28	18.02	3.55	18.01	3.6
8	35	30	25.28	14.45	4.42	14.45	2.9
8	35	35	30.28	12.07	5.30	12.07	2.4

Utilizando una sección 25cm x 25 cm.y acero de refuerzo No. 8 da: 4 No. 8
 Condición de carga trasera al poste.

Momento= 0.75 ton.mt

Varilla	b (cm.)	h (cm.)	d (cm.)	As (cm ²)	As _{min}	As _{ne}	Cantidad
4	20	25	20.92	3.69	2.09	3.69	2.91
4	20	30	25.92	2.98	2.59	2.98	2.3
4	20	35	30.92	2.50	3.09	3.09	2.43
4	25	25	20.92	3.69	2.61	3.69	2.9
4	25	30	25.92	2.98	3.24	2.98	2.3
4	25	35	30.92	2.50	3.86	3.86	3.0
4	30	25	20.92	3.69	3.14	3.69	2.9
4	30	30	25.92	2.98	3.89	3.89	3.1
4	30	35	30.92	2.50	4.64	4.64	3.7
4	35	25	20.92	3.69	3.66	3.69	2.9
4	35	30	25.92	2.98	4.54	4.54	3.6
4	35	35	30.92	2.50	5.41	5.41	4.3
5	20	25	20.76	3.72	2.08	3.72	1.86
5	20	30	25.76	3.00	2.58	3.00	1.5
5	20	35	30.76	2.51	3.08	3.08	1.5
5	25	25	20.76	3.72	2.59	3.72	1.86
5	25	30	25.76	3.00	3.22	3.22	1.6
5	25	35	30.76	2.51	3.84	3.84	1.9
5	30	25	20.76	3.72	3.11	3.72	1.86
5	30	30	25.76	3.00	3.86	3.86	1.9
5	30	35	30.76	2.51	4.61	4.61	2.3
5	35	25	20.76	3.72	3.63	3.72	1.86
5	35	30	25.76	3.00	4.51	4.51	2.3
5	35	35	30.76	2.51	5.38	5.38	2.7
6	20	25	20.60	3.75	2.06	3.75	1.0
6	20	30	25.60	3.02	2.56	3.02	0.8
6	20	35	30.60	2.52	3.06	3.06	0.8
6	25	25	20.60	3.75	2.57	3.75	1.0
6	25	30	25.60	3.02	3.20	3.20	0.9
6	25	35	30.60	2.52	3.82	3.82	1.0
6	30	25	20.60	3.75	3.09	3.75	1.0
6	30	30	25.60	3.02	3.84	3.84	1.0
6	30	35	30.60	2.52	4.59	4.59	1.2
6	35	25	20.60	3.75	3.60	3.75	1.0
6	35	30	25.60	3.02	4.48	4.48	1.2
6	35	35	30.60	2.52	5.35	5.35	1.4

Utilizando una sección 25cm x 25 cm.y acero de refuerzo No. 5 da: 2 No. 5

Diseño por cortante.

$$V = 5.54 \text{ ton}$$

$$v = V/bd'$$

$$vc = 0.25(f'c)^{0.5}$$

$$v' = v - vc$$

$$v - vc < 0.53(f'c)^{0.5} \implies S_{\text{máx}} = d/2 \text{ ó } 61 \text{ cms.}$$

$$v - vc > 0.53(f'c)^{0.5} \implies S_{\text{máx}} = d/4 \text{ ó } 30.5 \text{ cms.}$$

$$A_{v \text{ nec}} = (v - vc)bs/f_s$$

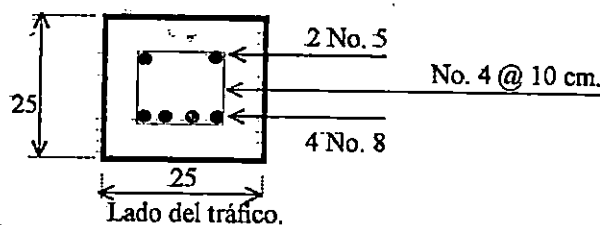
$$A_{v \text{ mín}} = 3.5bs/f_y$$

Si $A_{v \text{ nec}} > A_{v \text{ mín}}$ se proporciona $A_{v \text{ nec}}$
 Si $A_{v \text{ nec}} < A_{v \text{ mín}}$ se proporciona $A_{v \text{ mín}}$

b (cm.)	h (cm.)	d (cm.)	v (ton.)	vc (ton.)	v' (ton.)	$0.53 f'c^{0.5}$	$S_{\text{máx}} (cm)$
20	25	20.28	13.67	3.62	10.04	7.68	5.07
20	30	25.28	10.96	3.62	7.34	7.68	12.64
20	35	30.28	9.15	3.62	5.53	7.68	15.14
25	25	20.28	10.93	3.62	7.31	7.68	10.14
25	30	25.28	8.77	3.62	5.15	7.68	12.64
25	35	30.28	7.32	3.62	3.70	7.68	15.14
30	25	20.28	9.11	3.62	5.49	7.68	10.14
30	30	25.28	7.31	3.62	3.69	7.68	12.64
30	35	30.28	6.10	3.62	2.48	7.68	15.14
35	25	20.28	7.81	3.62	4.19	7.68	10.14
35	30	25.28	6.27	3.62	2.64	7.68	12.64
35	35	30.28	5.23	3.62	1.61	7.68	15.14

b (cm.)	h (cm.)	$S_{\text{máx}} (cm)$	$A_{v \text{ nec}} (cm^2)$	$A_{v \text{ mín}}$	$A_{v \text{ prop}}$	Con No 3	Con No.4
20	25	5.0	0.90	0.13	0.90	1.42	2.54
20	30	12.5	1.64	0.31	1.64	1.42	2.54
20	35	15.0	1.48	0.38	1.48	1.42	2.54
25	25	10.0	1.63	0.31	1.63	1.42	2.54
25	30	12.5	1.44	0.39	1.43	1.42	2.54
25	35	15.0	1.24	0.47	1.24	1.42	2.54
30	25	10.0	1.47	0.38	1.47	1.42	2.54
30	30	12.5	1.23	0.47	1.23	1.42	2.54
30	35	15.0	1.00	0.56	0.99	1.42	2.54
35	25	10.0	1.31	0.44	1.31	1.42	2.54
35	30	12.5	1.03	0.55	1.03	1.42	2.54
35	35	15.0	0.75	0.66	0.75	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

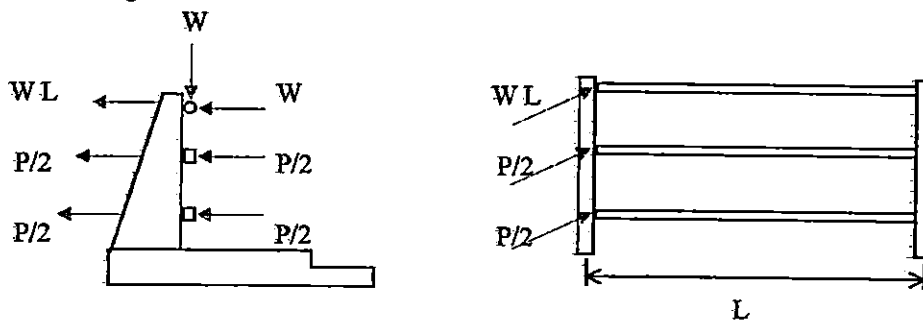
AASHTO Art. 2.7.1.2

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)

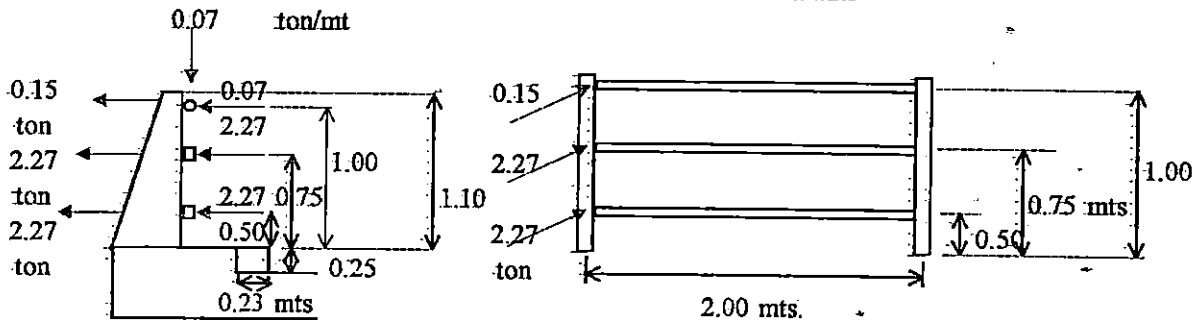
Sistema de cargas en el barandal.



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



Separación entre postes
1.50 < L (mt) < 2.00

Cálculo del factor C para cargas.

AASHTO Art. 2.7.1.3.1

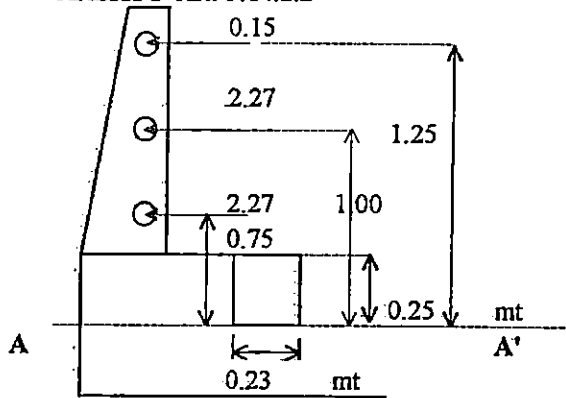
Factor C: $C \geq 1$
C = 0.81
Luego C = 1.00

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

AASHTO Art. 3.14.2.2



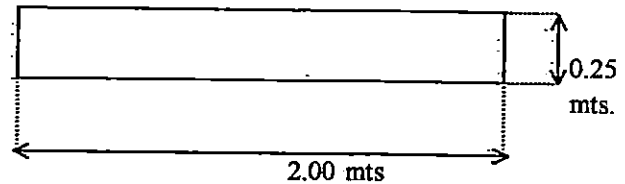
Acciones:

Momento en A-A:

$$M = 4.15 \text{ ton.mt}$$

Cortante en A-A:

$$V = 4.68 \text{ ton}$$

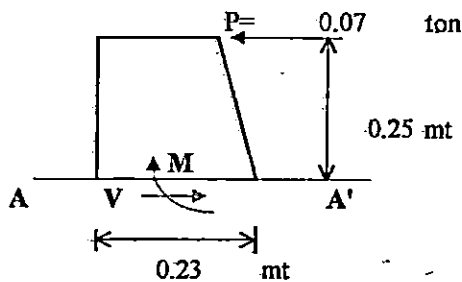


Caso B (aplicada en una franja de cordón de 1 mt de largo):

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

$$P = 500 \text{ lbs/pie de cordón.}$$



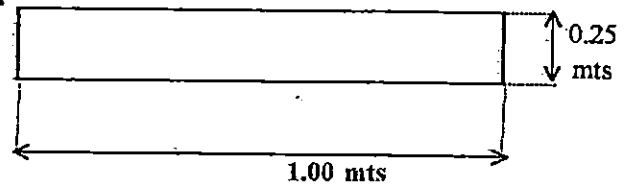
Acciones:

Momento en A-A:

$$M = h P = 0.02 \text{ ton. mt}$$

Cortante de diseño

$$V = 0.07 \text{ ton}$$



Acciones que controlan el diseño.

Caso	Cortante ton	Momento ton.mt	Franja mts
A	4.68	4.15	2.00
B	0.07	0.02	1.00
rige	4.68	4.15	2.00

Diseño estructural

Cálculo de constantes.

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

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

$$n = E_s/E_c = 8.09$$

Módulos de elasticidad

$$E_c = 15000(f'_c)^{0.5} = 250998 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2030000 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = n/(n + (f_s/f_c)) = 0.35$$

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

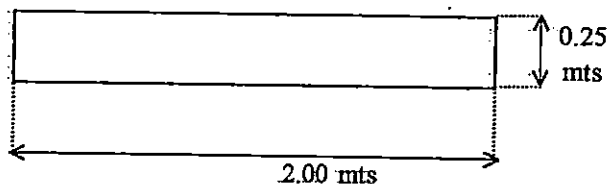
Esfuerzos admisibles

$$f_c = 0.4f'_c = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.4f_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = f_c k j/2 = 17.33$$

Diseño por flexión.



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)	Asmín	As nec-	S (cm)
3	200	25	19.52	14.33	13.02	14.33	9.91
4	200	25	19.37	14.44	12.91	14.44	17.59
5	200	25	19.21	14.56	12.80	14.56	27.47
6	200	25	19.05	14.68	12.70	14.68	38.83
7	200	25	18.89	14.81	12.59	14.81	52.40
8	200	25	18.73	14.93	12.49	14.93	67.92

Varilla	Ssuger (cm)	Observación
3	7.5	
4	17.5	
5	25.0	Rige
6	37.5	
7	50.0	
8	67.5	

As nec= 14.56 cm²

Usar:

No. 5 @ 25

Diseño por cortante.

$$V = 4.68 \text{ ton}$$

$$v = V/bd'$$

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:

$$S_{max} \leq 4h \quad S_{m\acute{a}x} < 61 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 100 \text{ cms.} \quad S_{m\acute{a}x} < 61 \text{ cm}$$

$$Rige = 50$$

$$A_v \text{ m\acute{i}n} = 3.5bS/f_y$$

Varilla	b (cm)	h (cm)	d (cm)	v (kg/cm ²)	v perm	Av mín (cm ²)	S _{máx}
3	200	25	19.52	1.20	2.52	4.17	50
4	200	25	19.37	1.21	2.52	4.17	50
5	200	25	19.21	1.22	2.52	4.17	50
6	200	25	19.05	1.23	2.52	4.17	50
7	200	25	18.89	1.24	2.52	4.17	50
8	200	25	18.73	1.25	2.52	4.17	50

Por cortante:

$$A_s = 4.17 \text{ cm}^2$$

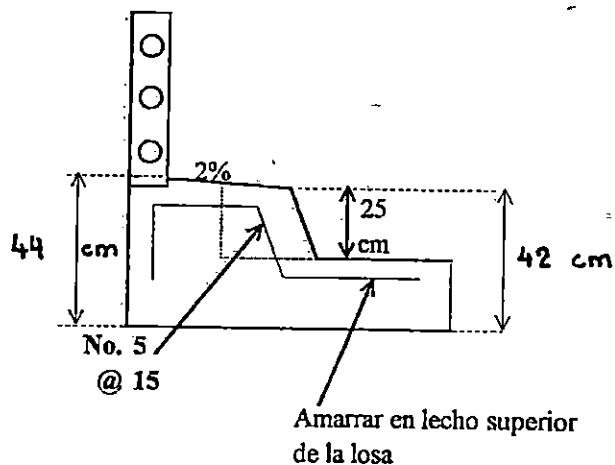
Por Flexión:

$$A_s = 14.56 \text{ cm}^2$$

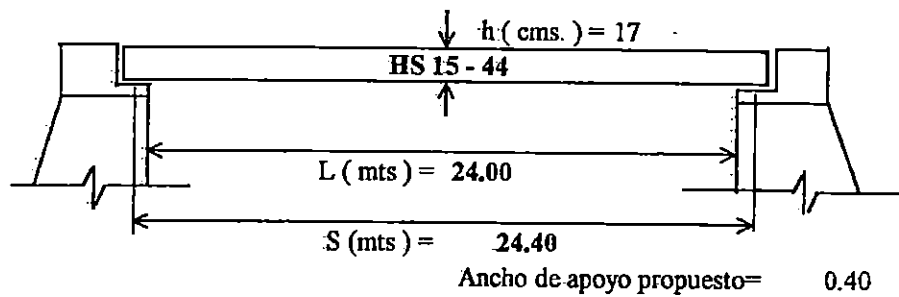
Rige diseño por: Flexión.

Rige No.5 @ 25, pero como el acero perpendicular al tráfico de la losa es @ 15, se propone:

Usar: No. 5 @ 15

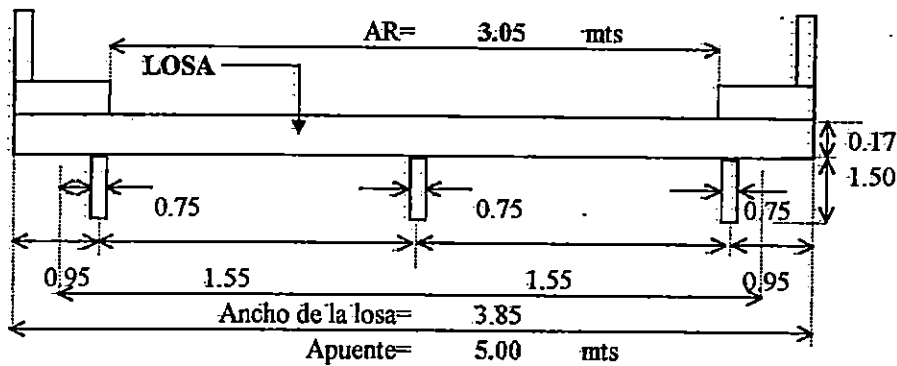


LOSA INTERMEDIA.



Longitud de losa (mts) = 24.8 mts. Ancho de apoyo propuesto = 0.40 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

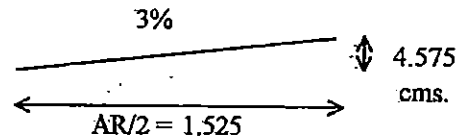
Espesor de losa AAHSTO Art. 8.9.2
 $h = (S + 3.05) / 30 = 15.33$ cm
 Aproximadamente = 16.00 > 16.52 cm
 Usar h = 17.00 cm

Cargas

Carga muerta.

AAHSTO Art. 3.3.6
 Peso propio = $2400 h = 408.00$ kg/cm²
 Capa de rodadura = 54.90 kg/cm²
 Carga muerta = 462.90 kg/cm²

Bombeo:



Carga muerta por metro lineal de losa.

Wd = 0.46 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 15-44**
 CR = 12,000 lbs.
 CR = 5.44 ton

Carga de impacto:

AAHSTO Art. 3.8.2

$$I = 15.24 / (L + 38) = 0.39$$

$$I \leq 0.30$$

$$I = 0.30$$

$$F I = \text{Factor Impacto} = 1 + I = 1.30$$

Recubrimientos según la AASHTO art.

Refuerzo superior (2") = 5

Refuerzo inferior (1") = 2.5

Determinación de momentos.**Momento por carga muerta.**

$$M_d = (w_d S^2) / 10 = 0.11 \text{ ton. mt/mt}$$

Momento por carga viva.**Carga viva:**

Camión	HS15-44	HS20-44
C.R	libras	libras
P	12,000	16,000

Utilizando: HS 15 - 44

CR = 12,000 lbs.

P = 5.44 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.

$$0.60 < S < 7.31 \text{ mts.}$$

$$ML = 0.8(S+0.61)/9.74 * P =$$

$$0.97 \text{ ton mt/mt}$$



Factor de reducción cuando se tienen 3 ó mas apoyos

Impacto

$$MI = I * ML = 0.29 \text{ ton mt/mt}$$

Momento de diseño

AAHSTO Art. 3.22.1

$$M_u = 1.3(MD + ML + MI) = 1.78 \text{ ton mt/mt}$$

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

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

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

$$p_{min} = 0.003$$

$$p_{max} = 0.025$$

$$A_s = M / (O. Fy. Ju. d) \text{ (cm}^2/\text{cm)}$$

$$p = A_s / b.d$$

$$s = Av. b / A_s \quad Rec = 2.5$$

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. 3	1.91	2.85
No. 6	2.22	3.88
No. 7	2.54	5.07

No. Varilla	Area	p	Separación	S. sugerida	Varrillas	qq	Observación
3	3.72	0.0027	19.1	17.5	18	0.88	Rige
4	3.77	0.0027	33.7	32.5	10	0.93	
5	3.81	0.0028	52.5	50.0	7	0.89	
6	3.85	0.0028	73.9	72.5	5	1.08	
7	4.16	0.0031	93.3	92.5	4	1.07	
8	4.36	0.0033	116.2	115.0	4	1.14	

Usar varilla: No.3 @ 15 cm

Lecho superior.

El momento de diseño es el mismo solo cambian recubrimientos.

No. Varilla	Area	p	Separación	S. sugerida	Varrillas	Varrillas	qq
3	4.53	0.0039	15.7	15.0	33.7	34	1.63
4	4.59	0.0040	27.6	27.5	18.8	19	1.70
5	4.66	0.0042	42.9	42.5	12.5	13	1.63
6	4.73	0.0043	60.3	60.0	9.2	10	2.08
7	4.80	0.0044	80.9	80.0	7.1	8	2.00
8	4.87	0.0045	104.2	102.5	5.8	6	1.88

Usar varilla: No.3 @ 15 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.

$$\% = 220 / (S^{1/2}) \text{ Para refuerzo principal perpendicular al tráfico (S.I.)}$$

$$\% = 121 / (S^{1/2}) \text{ métrico.}$$

$$\% = 97.19 \leq 67\%$$

$$\% = 67.00$$

$$A_s = M / (O. Fy. Ju. d) \text{ cm}^2/\text{mt.}$$

$$p = A_s / b.d$$

$$s = Av. b / A_s \quad Rec = 2.5$$

No. Varilla	Area	Separación	S. sugerida	Varrillas	Varrillas	qq	Observación
3	2.49	28.5	27.5	11.91	12	0.58	Rige
4	2.52	50.3	50.0	7.00	7	0.63	
5	2.55	78.3	77.5	4.87	5	0.63	
6	2.58	110.4	110.0	3.73	4	0.84	
7	2.79	139.3	137.5	3.18	4	1.01	
8	2.92	173.4	172.5	2.74	3	0.95	

Usar varilla: No.3 @ 25 cm

Lecho superior.

Ast= 1/8 plg²/pie AASHTO art. 8.20.1

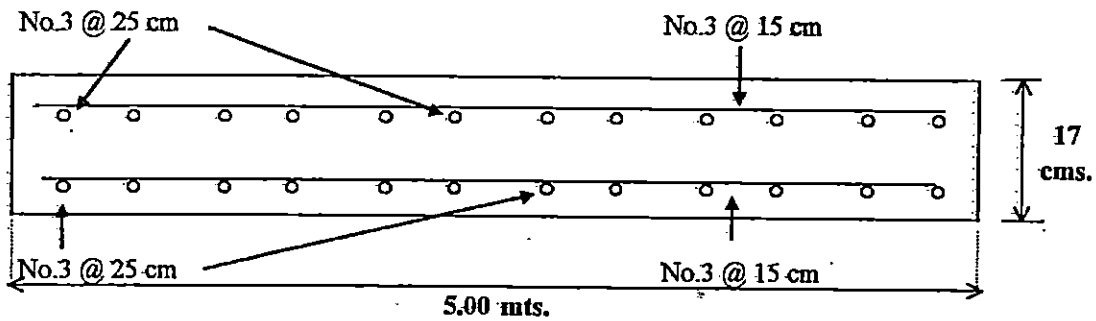
Ast= 2.64 cm²/mt.

Rec= 5

No. Varilla	Separación	S. sugerida	Varrillas	Varrillas	qq	Observación
3	26.9	25.0	20.6	21	1.01	rige
4	48.1	47.5	11.3	12	1.07	
5	75.8	75.0	7.5	8	1.00	
6	108.0	107.5	5.6	6	1.25	
7	147.0	145.0	4.4	5	1.25	
8	192.0	190.0	3.6	4	1.25	
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.



LOSA EN VOLADIZO

GEOMETRIA Y DISTRIBUCION DE CARGAS EN EL BARANDAL.

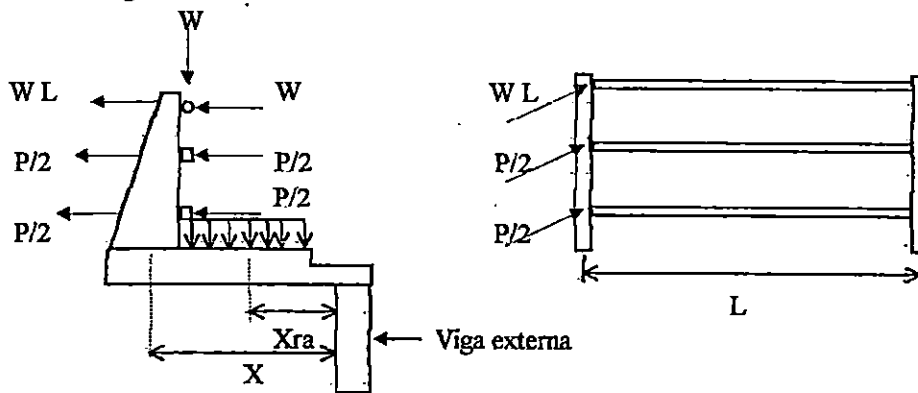
AASHTO Art. 2.7.1.2

AASHTO Art. 2.7.1.3

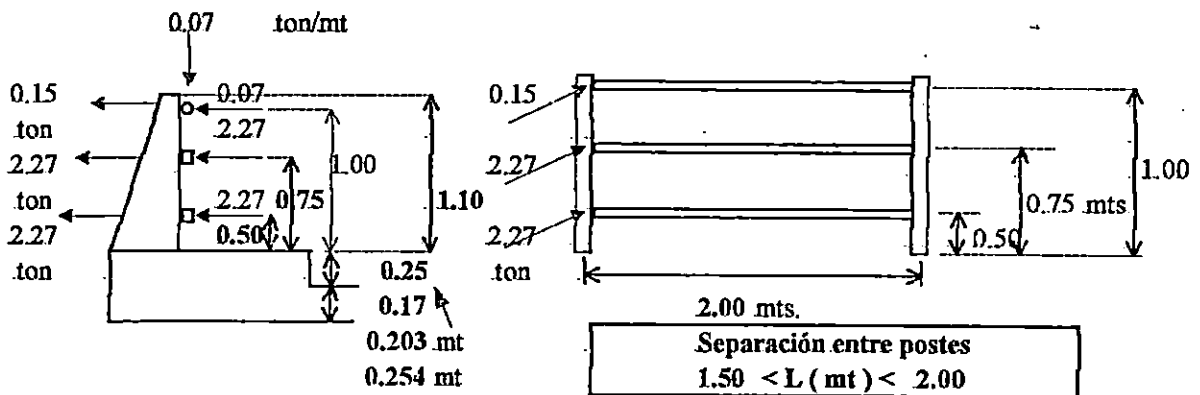
Dimension del barandal					Cargas de diseño		
Mínimo		Altura	Máximo		P =	10000.00	lbs
mts.	plg		plg	mts.	P =	4.54	ton
1.067	42	h			CP =	4.54	ton
0.686	27	h2	35	0.889	w =	50.00	lbs/pie
0.381	15	h1	20	0.508	w =	0.07	ton/mt.

La separación máxima entre barandas es 15 plg. (38.1 cm)

Sistema de cargas en el barandal.



Sistema de cargas en el barandal.



Cálculo del factor C para cargas.

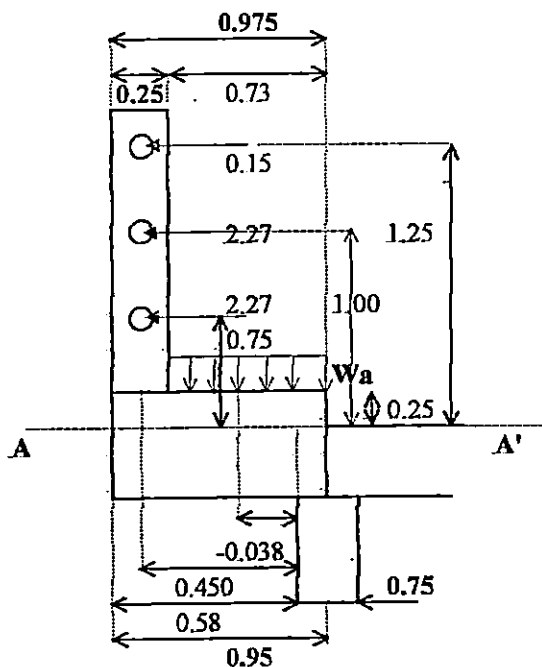
AASHTO Art. 2.7.1.3.1

Factor C: $C \geq 1$	
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.

$$X = 0.45 \text{ mts.}$$

$$EB = 1.503 \text{ mts.}$$

Carga viva de acera.

AASHTO Art. 3.14.1

Claro		Carga (Wa)	
pie	mts.	lb/pie2	ton/mt2
0-25	0-7.62	85.00	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

$$P = (30 + 3000/L)(55 - w)/50 \quad (\text{lb/pie}^2)$$

$$P = (1435 + 43800/L)(16.7 - w)/15.2 \quad (\text{kg/mt}^2)$$

$$\text{Longitud del puente (mt)} = 24.00$$

$$L > 30.48 \text{ mts}$$

Nota: el signo negativo indica que el centroide de la carga distribuida cae dentro de la viga.

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	0.45
Postes	1.75	0.25	0.25	1.10	2.40	0.29	0.45
Acera	-	0.975	0.25	-	2.40	0.37	0.09
Losa	-	0.58	0.17	-	2.40	0.35	0.29
S. públicos.	-	-	-	-	0.25	0.38	0.29

Momento por carga muerta

Baranda = $W_b X_b = 0.04 \text{ ton.mt}$
 Postes = $W_p X_p = 0.13 \text{ ton.mt}$
 Acera = $W_a X_{ac} = 0.03 \text{ ton.mt}$
 Losa = $W_L X_L = 0.10 \text{ ton.mt}$
 Servicios públicos = 0.11 ton.mt
Md = 0.42 ton.mt

Momentos por carga viva

Momentos por carga viva en acera

$W_a = 0.29 \text{ ton/mt}^2$
 $Mac = W_a (\text{Ancho acera}) EB X_a$
 $Mac = -0.012 \text{ ton.mt}$

Momentos por carga de barandal

Momento en A-A:

$$M_b = 4.15 \text{ ton.mt}$$

Momentos total por carga viva

$$M_L = Mac + M_b = 4.14 \text{ ton.mt}$$

AASHTO Art. 3.8.1.2

No se aplicará impacto a cargas para acera.

Momento por acera y barandal	
$M = M_d + M_l =$	4.56 ton.mt

Determinación del cortante de diseño.

Cortante por carga muerta

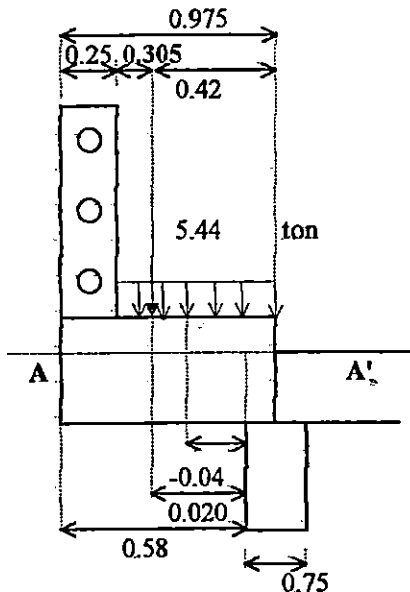
Peso de barandas=	0.10	ton
Peso de postes=	0.29	ton
Peso de aceras=	0.37	ton
Peso de losas=	0.35	ton
Servicios públicos=	0.38	ton
Vd=	1.48	ton

Cortantes por carga viva.

$VL = Wa(\text{Ancho de acera})EB$
 $VL = 0.42 \text{ ton}$

Cortante por acera y barandal
 $V = Vd + VL = 1.91 \text{ ton}$

Caso 2: Cargas de acera y rueda.



Longitud efectiva.

AASHTO Art. 3.24.5.2

Longitud de losa que resiste la carga de rueda

$ER = 0.80X + 1.143 = 1.16 \text{ mts}$

Carga viva de acera.

AASHTO Art. 3.14.1

Claro		Carga (W_a)	
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 W_a ($P = W_a$)

Cuando L es mayor a 100 pies

$P = (30 + 3000/L)(55 - w)/50 \text{ (lb/pie}^2)$

$P = (1435 + 43800/L)(16.7 - w)/15.2 \text{ (kg/mt}^2)$

Longitud del puente (mt) = 24.00

$L > 30.48 \text{ mts}$

Carga viva de rueda trasera.

Camión	HS15-44	HS20-44
CR	libras	libras
P	12,000	16,000

CR = 12,000 lbs.

CR = 5.44 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	3.00	-	-	-	0.02	0.08	0.45
Postes	0.58	0.25	0.25	1.10	2.40	0.10	0.45
Acera	-	0.975	0.25	-	2.40	0.68	0.09
Losa	-	0.58	0.17	-	2.40	0.27	0.29
S. públicos.	-	-	-	-	0.25	0.29	0.29

Momentos por carga muerta

Baranda=WbXb=	0.03	ton.mt
Postes=WpXp	0.04	ton.mt
Acera=WaXac=	0.06	ton.mt
Losa=WL XL=	0.08	ton.mt
Servicios públicos=	0.08	ton.mt
Md=	0.30	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=	-0.02	ton.mt

Momentos por carga de rueda

Mcr=CR.x=	0.11	ton.mt
-----------	------	--------

Momentos total por carga viva

ML=Mac+Mcr=	0.09	ton.mt
-------------	------	--------

Momento por impacto

MI=0.3 Mcr=	0.03	ton.mt
-------------	------	--------

Momento de diseño

$$M = Md + 1.3 M_{cr} + Mac = 0.42 \text{ ton.mt}$$

Determinación del cortante de diseño.**Cortante por carga muerta**

Peso de barandas=	0.08	ton
Peso de postes=	0.10	ton
Peso de aceras=	0.68	ton
Peso de losas=	0.27	ton
Servicios públicos=	0.29	ton
Vd=	1.41	ton

Cortantes por carga viva.**Cortantes por carga de acera.**

Vac=Wa(Ancho de acera)ER		
Vac=	0.33	ton

Cortantes por carga de rueda.

Vcr=Cr=	5.44	ton
---------	------	-----

Cortante por impacto

VI=0.3 Vcr=	1.63	ton
-------------	------	-----

Cortantes por carga viva.

VL=Vac+Vcr=	5.77	ton
-------------	------	-----

Cortante de diseño

$$V = (Vd + 1.3 V_{cr} + Vac) = 8.81 \text{ ton}$$

Determinación del momento que rige el diseño.

Carga de acera y barandal.
Momento(MI)= 4.56 ton.mt

MI= M1
M1= 4.56 ton.mt

Carga de acera y rueda.
Momento(M2)= 0.42 ton.mt

MII= M2.EB/ER
MII= 0.55 ton.mt

M= 4.56 ton.mt

Determinación de cortantes y momentos que rigen el diseño.**Carga de acera y barandal.**

Cortante (VI)= 1.91 ton

VI= V1
M1= 1.91 ton.mt

Carga de acera y rueda.
Cortante (V2)= 8.81 ton

VII= V2.EB/ER
MII= 11.43 ton.mt

Vu= 11.43 ton

Diseño estructural

$f'c= 280$ kg/cm²
 $f_y= 4200$ kg/cm²

$n=Es/Ec= 8.09$

Módulos de elasticidad

$E_c=15000(f'c)^{0.5}= 250998$ kg/cm²
 $E_s= 2030000$ kg/cm²

$k=n/(n+(f_s/f_c))= 0.35$

$j=1-k/3= 0.88$

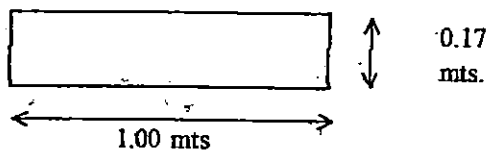
Esfuerzos admisibles

$f_c= 112$ kg/cm²
 $f_s= 1680$ kg/cm²

$R=f_c k j/2= 17.33$

Acera:

Análisis para J. mts lineal.



Sentido perpendicular al tráfico.

Lecho inferior.

Area de acero

$$\begin{aligned} f'c &= 280 & \text{kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 & \text{kg/cm}^2 \\ p_{\min} &= 0.003 \\ p_{\max} &= 0.025 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 4.56 & \text{ton.mt} \\ A_s &= M / (O. Fy. Ju. d) & (\text{cm}^2/\text{cm}) \\ p &= A_s / b.d \end{aligned}$$

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

Recubrimientos:

$$\begin{aligned} \text{Refuerzo superior (2")} &= 5 \\ \text{Refuerzo inferior (1")} &= 2.5 \end{aligned}$$

$$s = Av.b / A_s \quad \text{Rec} = 2.5$$

No. Varilla	Area	p	Separación	S. sugerida	Observación
3	9.56	0.0068	7.4	5.0	
4	9.67	0.0070	13.1	10.0	
5	9.78	0.0071	20.5	20.0	rige
6	9.89	0.0073	28.8	25.0	
7	10.01	0.0075	38.8	35.0	
8	10.13	0.0077	50.0	50.0	

Usar varilla: No.5 @ 15 cm

Debido a que el acero corrido está @ 15 cm, el bastón debe estar colocado también @ 15.

Como el acero corrido = 0.71 cm² y

Area necesaria = 2 cm²

$$\text{Bastón} = 2 - 0.71 = 1.29$$

Area aproximada del bastón

Luego colocar un bastón No.4 @ 15 cms.

Lecho superior.

El momento de diseño es el mismo solo cambian recubrimientos.

$$\text{Rec} = 5$$

No. Varilla	Area	p	Separación	S. sugerida	Observación
3	11.63	0.0101	6.1	5.0	
4	11.79	0.0104	10.8	10.0	
5	11.96	0.0107	16.7	15.0	Rige
6	12.13	0.0110	23.5	20.0	
7	12.31	0.0113	31.5	30.0	
8	12.49	0.0116	40.6	40.0	

Usar varilla: No 5 @ 15 cm

Debido a que el acero corrido está @ 15 cm, el bastón debe estar colocado también @ 15.

Como el acero corrido = 0.71 cm² y

Area necesaria = 2 cm²

$$\text{Bastón} = 2 - 0.71 = 1.29$$

Area aproximada del bastón

Luego colocar un bastón No.4 @ 15 cms.

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:

$$\% = \frac{220}{(S^{1/2})} \text{ Para refuerzo principal perpendicular al tráfico (S.I.)}$$

$$\% = \frac{121}{(S^{1/2})} \text{ Metrico.}$$

$$\% = 124.14 \leq 67\%$$

$$\% = \boxed{67.00}$$

$$A_s = \frac{M}{(O. Fy. Ju. d)}$$

cm²/mt.

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$s = \frac{A_v \cdot b}{A_s}$$

Rec= 2.5

No. Varilla	Area	Separación	S. sugerida	Observación
3	6.40	11.1	10.0	
4	6.48	19.6	15.0	
5	6.55	30.5	30.0	Rige
6	6.63	43.0	40.0	
7	6.71	57.8	55.0	
8	6.79	74.7	70.0	

Usar varilla: **No.5 @ 25 cm**

Debido a que el acero corrido está @ 25 cm, el bastón debe estar colocado también @ 25.

Como el acero corrido = 0.71 cm² y

Area necesaria = 2 cm²

$$\text{Bastón} = \frac{2 - 0.71}{1.29}$$

Area aproximada del bastón

Luego colocar un bastón No.4 @ 25 cms.

Lecho superior.Ast= $1/8 \text{ plg}^2/\text{pie}$ AASHTO art. 8.20.1Ast= 2.64 $\text{cm}^2/\text{mt.}$

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			

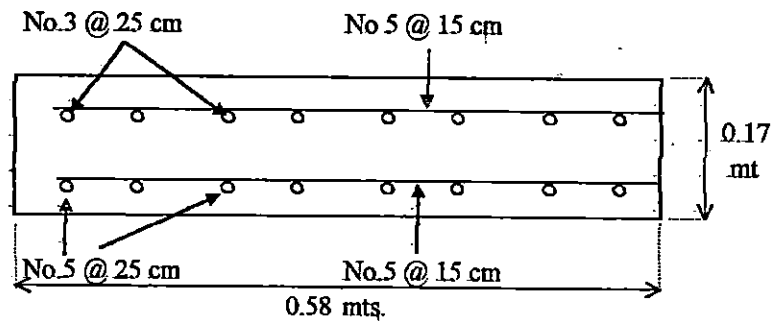
La separación máxima es de $18''$ (45.72 cm.) AASHTO art. 8.20.2

Debido a que el acero corrido está @ 25 cm, el bastón debe estar colocado también @ 25.

Como el acero corrido = 0.71 cm^2 yÁrea necesaria = 2 cm^2 Bastón = $2 \cdot 0.71 = 1.29$

Área aproximada del bastón

Luego colocar un bastón No.4 @ 25 cm.

Diseño de la losa en voladizo.

DIAFRAGMA

Para $L < 6$ pies (1.83 mts.)

Area 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

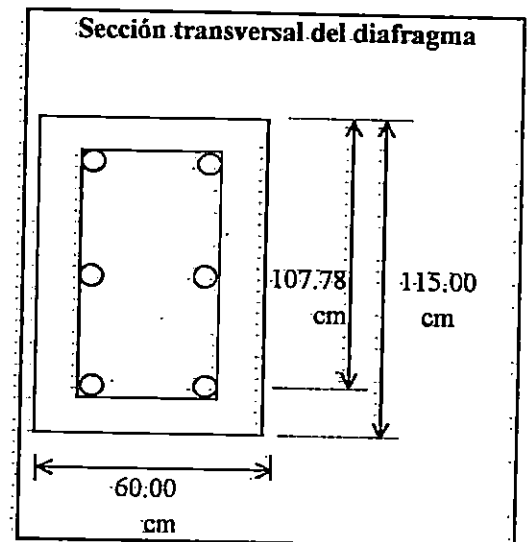
Varilla para refuerzo transversal a usar: 3
 Su diámetro es= 0.95
 Varilla para refuerzo longitudinal: 8
 Su diámetro es= 2.54
 $d = h - \text{Rec} - \text{dia var. tran} - \text{dia. var. lon.} / 2 = 107.78$
 Recubrimiento= 5 cms.

$S(\text{mt}) = 1.55$ tiene que ser menor que 1.83 mts.

Altura de viga= 150.00 cms.
 Altura de losa= 17.00 cms.
 Altura de viga a rigidizar = 167.00 cms.

Altura de diafragma (h): $2 h \text{ viga} / 3 = 111.33$ cms.
 $h = 115$ cms.

Ancho del diafragma (b): $h/2 = 57.5$
 $b = 60$ cms.



Cargas.

Carga muerta.

$C. M. = b \cdot h \cdot 2.4 = 1.656$ ton / mt. donde: b y h en metros.

Carga viva:

Camión	HS15-44	HS20-44
CR	libras	libras
P	12,000	16,000

CR= 12,000 lbs.
 CR= 5.44 ton

Carga de impacto:

$I = 1.5.24 / (L + 37.5) = 0.39$ $I \leq 0.30$

$I = 0.30$

FI = Factor Impacto = $1 + I = 1.30$

Determinación de momentos.**Momento por carga muerta.**

$$M_d = (w L^2) / 8 = 0.50 \quad \text{ton. mt}$$

Momento por carga viva.

$$M_v = P L / 4 = 2.11 \quad \text{ton. mt}$$

Momento de diseño.

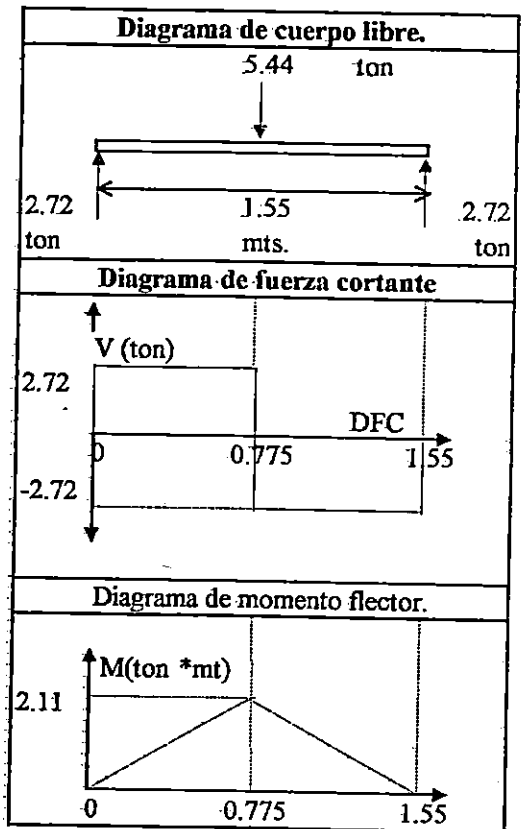
$$M_u = 1.3 (M_d + 1.67 (M_v * F_I)) = 6.60 \quad \text{ton. mt}$$

Donde:

$$M_d = 0.50 \quad \text{ton. mt}$$

$$M_v = 2.11 \quad \text{ton. mt}$$

$$F_I = 1.30$$

**Sentido longitudinal.****Area de acero requerida:**

$$M_u = 6.60 \quad \text{ton. mt}$$

$$\text{Peralte efectivo} = h - \text{rec-di. var.} = 107.78 \quad \text{cms.}$$

$$R_{O \text{ min}} = 14 / F_y = 0.0033$$

$$R_{O \text{ max}} = 0.025$$

Hierro longitudinal del diafragma techo inferior.

Usando: No.4

					0.005 < Ro < 0.025		
a	b	c	w1	w2	RO1	RO2	As
1.04E+08	-1.76E+08	659932.77	1.69	0.00377	0.113	0.000251	21.53

$$\text{Cumple} = 0.00333 > R_{O \text{ min}}$$

si no cumple el menor de los dos se usa $R_{O \text{ min}} = 0.0033$

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area-sumin.	qq	Observación
3	30.33	31	22.01	0.576	
4	16.96	17	21.59	0.587	
5	10.77	11	22.00	0.532	
6	7.56	8	22.80	0.644	
7	5.55	6	23.28	0.580	
8	4.25	5	25.35	0.604	Rige

Usar: 5 No. 8

Hierro longitudinal del diafragma lecho intermedio.

Usar Romin= 0.0033

As= 21.56 cm².

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.	qq	Observación
3	30.36	31	22.01	0.576	
4	16.97	17	21.59	0.587	
5	10.78	11	22.00	0.532	
6	7.56	8	22.80	0.644	
7	5.56	6	23.28	0.580	Rige
8	4.25	5	25.35	0.604	

Usar: 6 No. 7

Hierro longitudinal del diafragma lecho superior ó en el alma.

Usar Romin= 10% As por flexion del lecho inferior.

As= 2.15 cm².

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.	qq	Observación
3	3.03	4	2.84	0.074	
4	1.70	2	2.54	0.069	
5	1.08	2	4.00	0.097	Rige
6	0.76	1	2.85	0.081	
7	0.56	1	3.88	0.097	
8	0.42	1	5.07	0.121	

Usar: 2 No. 5

Determinación de cortantes.**Cortante por carga muerta.**

$$V_d = wL/2 = 0.385 \text{ ton.}$$

Cortante por carga viva.

$$V_v = P = 5.443 \text{ ton.}$$

Cortante de diseño.

$$V_u = 1.3(V_d + 1.67(V_v * FI)) = 15.86 \text{ ton.}$$

Sentido transversal.

Area de acero requerida:

Revisión por cortante.

$$O = 0.85$$

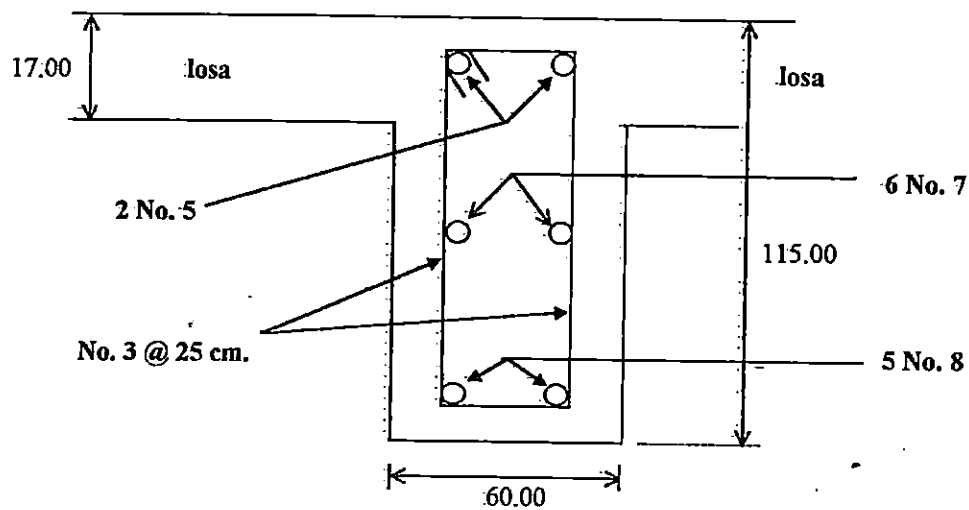
$$V_u = 15.86$$

$$O_{vc} = O \times 0.53 (F_c)^{1/2} b \cdot d$$

Estribo No.	d	O _{vc}	V _s	s	s sugerida	qq	Observación
3	107.78	48.7	18.7	34.4	32.5	0.251	rige
4	107.46	48.6	18.7	61.4	60.0	0.290	
5	107.14	48.5	18.7	96.4	95.0	0.298	

Usar: No. 3 @ 25 cm.

Sección transversal del diafragma

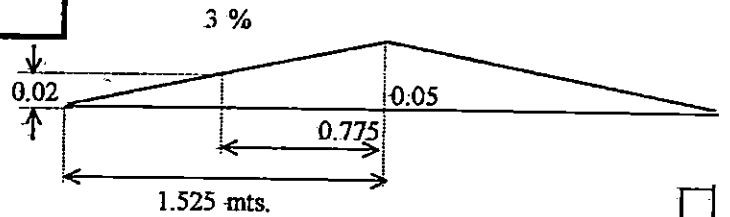


Cotas del diafragma en cms.

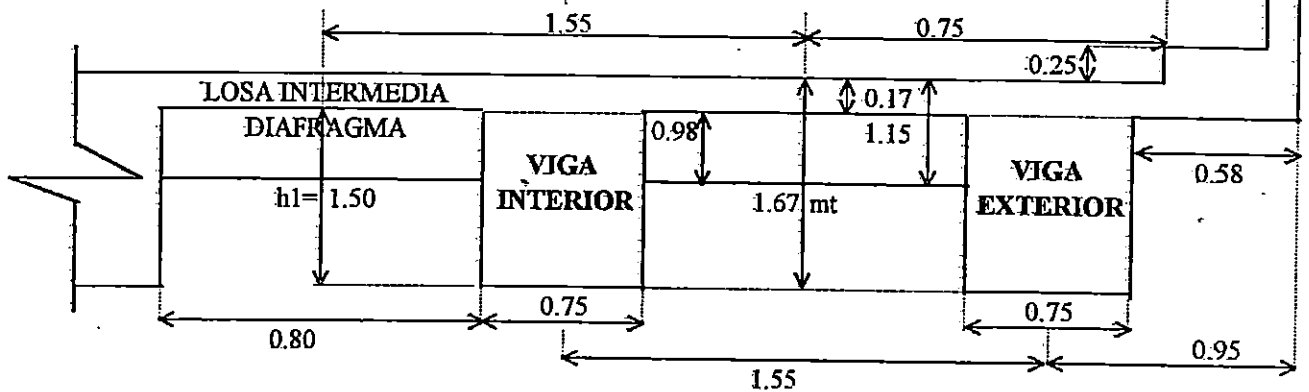
VIGAS

Claro Libre: 24.00 mts.

Viga:		Poste:	
Número de vigas:	3	# total de postes (Nop)=	26
Separación entre vigas:	1.55 mts	Separación entre postes:	2 mts
L=	24.40 mts	b=	0.25 mts
b=	0.75 mts	h=	0.25 mts
h=	1.5 mts	Lp=	1.10 mts
Losa:		Barandal	
Camión de diseño:	HS 15-44	No de barandas (Nb):	3
Ancho del puente (mts):	5.00 mts	Largo de barandas:	2 mts.
Ancho de carril (mts.):	3.05 mts		
Promedio bombeo (Ybi):	0.034 mts		
Promedio bombeo (Ybe):	0.011 mts		
Diafragma:			
b=	0.60 mts		
h=	1.15 mts		
L=	0.80 mts		



Cotas: metros.



Viga

Altura mínima = $h_{\min} \text{ (pies)} = (L+9)/18 = 1.508 \text{ mts.}$

$h = 150.00 \text{ cms.}$

Ancho = $h/2 = 75 \text{ cms.}$

B puede ser = $b = 75$

$b = 75 \text{ cms.}$

Apoyo (Mts.) = 0.4

Cargas.

Carga muerta.

Carga muerta superpuesta de elementos soportantes (w'd)

Poste: $2.4 \cdot Nop \cdot b \cdot h \cdot Lp / L$	0.18	ton/mt
Barandal = $2 \cdot wb \cdot Nb$	0.10	ton/mt
Acera = $2.4 \cdot b \cdot h \cdot (2)$	1.17	ton/mt
Utilidades: $2 \cdot (0.25)$	0.50	ton/mt
	1.94	ton/mt

Peso lineal de un tubo de: 4"

$wb = 10.79 \text{ lb/pie}$

$wb = 16.05 \text{ kg/mt}$

$Utilidades = 250 \text{ kg/mt}$

(Valor estimado por la D.G.C.)

Carga muerta distribuida: 1.94 ton/mt

Carga muerta superpuesta sobre cada viga: 0.65 ton/mt

Carga propio (wd).

Viga interior

Peso propio:	$b \cdot h1 \times 2.4 =$	2.98	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=		0.65	ton / mt.
W=		4.38	ton / mt.

P:

Diafragma: $2.4 b h L =$ 1.242 ton.

Viga exterior

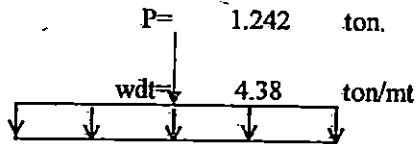
Peso propio:	$b \cdot h1 \times 2.4 =$	2.976	ton / mt.
Peso de losa:	$hlo. S \times 2.4 =$	0.000	ton / mt.
Bombeo:	$Yb.L \times 2.4 =$	0.020	ton / mt.
Carga muerta sobrepuesta=		0.65	ton / mt.
W=		3.64	ton / mt.

P:

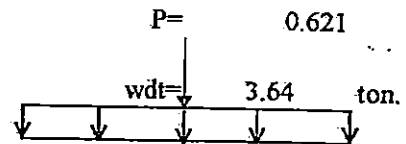
Diafragma: $2.4 b h L/2 =$ 0.621 ton.

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: HS15-44	
CR=	24,000 lbs.
CR=	10.89 ton

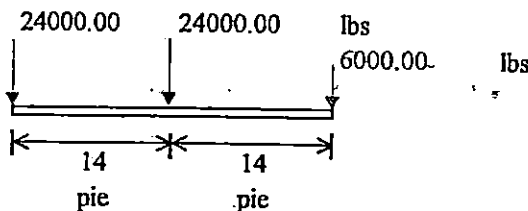
Carril de carga

	Pcortante lbs	Pmomento lbs	w lbs / pie
HS 15-44	19500	13500	480
HS 20-44	26000	18000	640

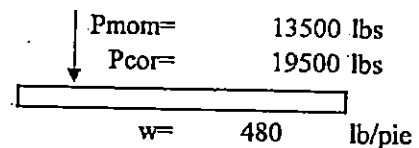
Cargas	HS15-44
Pc=	19500 lbs
Pm=	13500 lbs
w=	480 lbs / pie

Distribuciones por eje

Camión tipo: HS 15-44



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

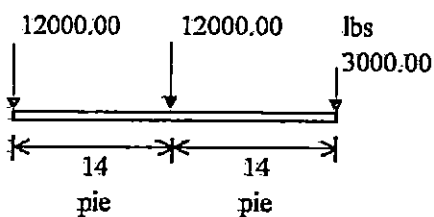
Distribuciones por medio carril (Carga de rueda)

Factor de reducción: FRF = FIC · FR = 0.5

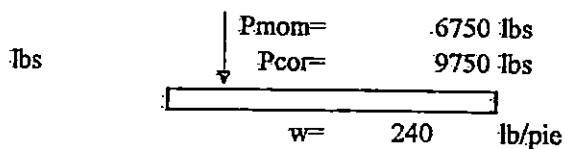
FRF = 0.5

Distribuciones medio carril

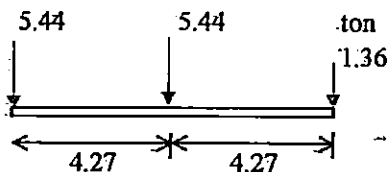
Camión tipo:



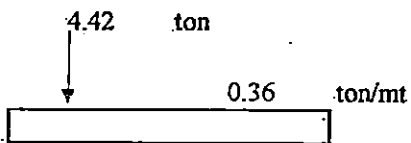
Carril de carga:



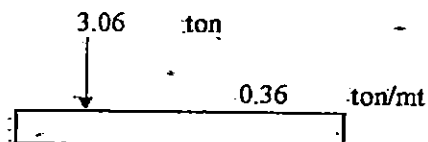
Camión tipo:



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)

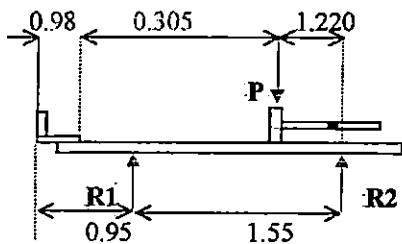
$f_r = 0.847$

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:

$$R1 = 8.57 \quad \text{ton}$$

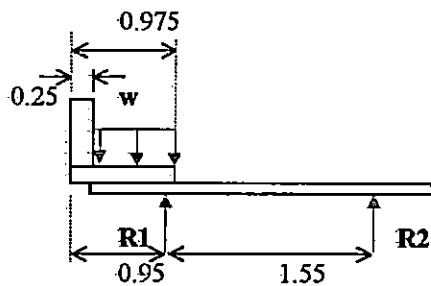
$$f_r = R1/P$$

$$f_r = 0.787$$

Por carga peatonal

Según el art. 3.14.1, la carga de acera para viga exterior es de 85 lb/pie²

$$w = 0.41 \quad \text{ton/mt}$$



Carga de acera	
lb/pie ²	kg/mt ²
85.0	414.8

Cálculo de acciones:

$$R1 = 0.37$$

$$f_r = R1/w$$

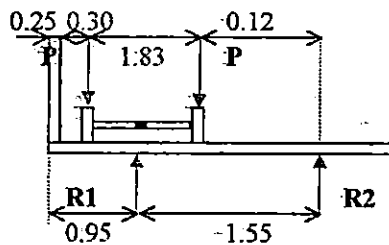
$$f_r = 0.895$$

2. Condición de carga por accidente

Carga P colocada a un pie del rostro del barandal.

$$P = CR = 10.89 \quad \text{ton}$$

Cálculo de acciones:



$$R1 = 14.48 \quad \text{ton}$$

$$f_r = R1/P$$

$$f_r = 1.330$$

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=	1.24	ton.
wdt=	4.38	ton.mt
L=	24.40	mt.
R1=	54.09	ton

Acciones debido a la carga muerta.		
Viga interior		
x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt
0.00	54.09	0.00
1.22	48.74	62.73
2.44	43.40	118.93
3.66	38.05	168.62
4.88	32.70	211.77
6.10	27.36	248.41
7.32	22.01	278.52
8.13	18.44	294.97
8.54	16.66	302.11
9.76	11.31	319.18
10.98	5.97	329.72
12.20	0.62	333.74

(L/5)

(L/4)

(L/3)

(L/2)

Momento para carga muerta

$$M = R1 \cdot x - (wdt \cdot x^2)/2$$

R1 para viga exterior

P=	0.62	ton.
wdt=	3.64	ton.mt
L=	24.40	mt.
R1=	44.76	ton

Acciones debido a la carga muerta.		
Viga exterior		
x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt
0.00	44.76	0.00
1.22	40.32	51.90
2.44	35.87	98.37
3.66	31.43	139.43
4.88	26.98	175.06
6.10	22.54	205.26
7.32	18.09	230.05
8.13	15.13	243.56
8.54	13.65	249.41
9.76	9.20	263.34
10.98	4.76	271.86
12.20	0.31	274.95

Acciones para carga viva debido al camión tipo.

$$\text{Rapoyo} = P/2 + P/2(1 - 4.27/L) + P/8$$

$$V = P/2(1 - x/L) + P/2(1 - (x + 4.27)/L) + P/8(1 - (x + 8.54)/L)$$

$$\text{Momento de 0 hasta } L/3 \quad L/3 = 8.13$$

$$M = P1x(L-x)/L + P1x(L-x-4.27)/L + P2x(L-x-8.54)/L$$

Momento de L/3 hasta L/2

$$M = P1x(2L-2x-4.27)/L + P2(L-x)(x-4.27)/L$$

$$p1 = 5.44$$

$$p2 = 1.36$$

$$s = 4.27$$

$$L = 24.40$$

Acciones debido a la carga viva del camión tipo.						
x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt	Impacto para cortante (I)	rige	Impacto para momento	rige
0.00	10.82	0.00	0.24	0.24	0.24	0.24
1.22	10.21	12.45	0.25	0.25	0.24	0.24
2.44	9.59	23.41	0.25	0.25	0.24	0.24
3.66	8.98	32.87	0.26	0.26	0.24	0.24
4.88	8.37	40.84	0.26	0.26	0.24	0.24
6.10	7.76	47.32	0.27	0.27	0.24	0.24
7.32	7.14	52.30	0.28	0.28	0.24	0.24
8.13	6.74	54.79	0.28	0.28	0.24	0.24
8.54	6.53	56.08	0.28	0.28	0.24	0.24
9.76	5.92	58.94	0.29	0.29	0.24	0.24
10.98	5.31	60.31	0.30	0.30	0.24	0.24
12.20	4.70	60.19	0.30	0.30	0.24	0.24

Acciones para carga viva debido carril de carga.

Cortante

$$R_a = P + wL/2$$

P=	4.42	ton
w=	0.36	ton/mt
L=	24.40	mt
R _a =	8.78	ton

Momento

P=	3.06	ton
w=	0.36	ton/mt
L=	24.40	mt
R _a =	7.42	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	8.78	0.00
1.22	8.13	8.60
2.44	7.51	16.29
3.66	6.91	23.08
4.88	6.33	28.96
6.10	5.77	33.94
7.32	5.23	38.01
8.13	4.88	40.22
8.54	4.72	41.18
9.76	4.22	43.44
10.98	3.75	44.80
12.20	3.30	45.25

Acciones para carga viva debido a carga peatonal.

Cortante

w=	0.415	ton/mt
L=	24.40	mt

Momento

$$V = w(L-x)/2$$

$$M = w((L-x)x/L)L/2$$

Acciones debido a la carga peatonal.		
x mt	Cortante. ton	Momento ton.mt
0.00	5.06	0.00
1.22	4.81	5.87
2.44	4.55	11.11
3.66	4.30	15.74
4.88	4.05	19.76
6.10	3.80	23.15
7.32	3.54	25.93
8.13	3.37	27.44
8.54	3.29	28.09
9.76	3.04	29.63
10.98	2.78	30.56
12.20	2.53	30.87

Cortantes para revisión de estribos.

Viga	VD	VL	VL	VL
Interior	54.09	10.82	8.78	5.06
Exterior	44.76	Camión tipo	Carril de carga	Peatonal

Cortante por carga viva para viga exterior.									
x mt	Factor= 1.330		Factor= 0.787		Factor= 0.895		Factor= 0.847		Carril de Carga
	Camión Tipo	Carril de Carga	Camión Tipo	Carril de Carga	Peatonal	Camión Tipo	Carril de Carga		
0.00	14.39	11.67	8.52	6.91	4.53	13.04	11.44		
1.22	13.57	10.81	8.03	6.40	4.30	12.33	10.70		
2.44	12.76	9.98	7.55	5.91	4.07	11.63	9.98		
3.66	11.94	9.18	7.07	5.44	3.85	10.92	9.28		
4.88	11.13	8.41	6.59	4.98	3.62	10.21	8.60		
6.10	10.31	7.67	6.11	4.54	3.40	9.50	7.94		
7.32	9.50	6.95	5.62	4.12	3.17	8.79	7.29		
8.13	8.96	6.49	5.30	3.84	3.02	8.32	6.86		
8.54	8.69	6.27	5.14	3.71	2.94	8.08	6.65		
9.76	7.87	5.61	4.66	3.32	2.72	7.38	6.04		
10.98	7.06	4.99	4.18	2.95	2.49	6.67	5.44		
12.20	6.24	4.39	3.70	2.60	2.26	5.96	4.86		

Cortante por carga viva para viga interior.				
x mt	Factor= 0.847		Rige	
	Camión Tipo	Carril de Carga		
0.00	9.17	7.44	9.17	
1.22	8.65	6.89	8.65	
2.44	8.13	6.36	8.13	
3.66	7.61	5.85	7.61	
4.88	7.09	5.36	7.09	
6.10	6.57	4.89	6.57	
7.32	6.05	4.43	6.05	
8.13	5.71	4.14	5.71	
8.54	5.54	4.00	5.54	
9.76	5.02	3.58	5.02	
10.98	4.50	3.18	4.50	
12.20	3.98	2.80	3.98	

Momento por carga viva para viga exterior.									
x mt	Factor= 1.330		Factor= 0.787		Factor= 0.895		Factor= 0.847		Carril de Carga
	Camión Tipo	Carril de Carga	Camión Tipo	Carril de Carga	Peatonal	Camión Tipo	Carril de Carga		
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.22	16.56	11.43	9.80	6.77	5.25	15.05	12.01		
2.44	31.13	21.66	18.43	12.82	9.94	28.37	22.76		
3.66	43.71	30.69	25.88	18.17	14.08	39.96	32.25		
4.88	54.31	38.51	32.15	22.80	17.67	49.82	40.47		
6.10	62.92	45.13	37.25	26.71	20.71	57.96	47.43		
7.32	69.54	50.54	41.17	29.92	23.20	64.36	53.12		
8.13	72.85	53.48	43.13	31.66	24.55	67.67	56.21		
8.54	74.56	54.75	44.14	32.41	25.13	69.27	57.54		
9.76	78.37	57.76	46.40	34.19	26.51	72.91	60.70		
10.98	80.19	59.57	47.47	35.26	27.34	74.81	62.60		
12.20	80.03	60.17	47.38	35.62	27.61	74.99	63.23		

Momento de diseño en viga interior					
x (mts)	Md (ton.mt)	ML (ton.mt)	Mi (ton.mt)	M (ton.mt)	Mu (ton.mt)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.22	62.73	10.55	2.58	75.86	110.05
2.44	118.93	19.84	4.85	143.62	208.20
3.66	168.62	27.86	6.80	203.28	294.45
4.88	211.77	34.61	8.45	254.84	368.80
6.10	248.41	40.10	9.79	298.30	431.25
7.32	278.52	44.32	10.82	333.67	481.80
8.13	294.97	46.43	11.34	352.74	508.89
8.54	302.11	47.52	11.61	361.24	521.11
9.76	319.18	49.95	12.20	381.33	549.85
10.98	329.72	51.11	12.48	393.31	566.70
12.20	333.74	51.01	12.46	397.20	571.64

Viga INTERIOR

Resumen momentos	
Punto	Mu (ton.mt)
Apoyo	0.00
L/5	368.80
L/4	431.25
L/3	508.89
L/2	571.64

Momento de diseño en viga exterior					
x (mts)	Md (ton.mt)	ML (ton.mt)	Mi (ton.mt)	M (ton.mt)	Mu (ton.mt)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.22	51.90	16.56	4.04	72.50	112.19
2.44	98.37	31.13	7.60	137.10	211.97
3.66	139.43	43.71	10.68	193.81	299.33
4.88	175.06	54.31	13.26	242.63	374.27
6.10	205.26	62.92	15.37	283.55	436.79
7.32	230.05	69.54	16.98	316.57	486.90
8.13	243.56	72.85	17.79	334.20	513.41
8.54	249.41	74.56	18.21	342.18	525.64
9.76	263.34	78.37	19.14	360.85	554.04
10.98	271.86	80.19	19.59	371.63	570.03
12.20	274.95	80.03	19.55	374.52	573.60

Momento por carga viva para viga interior.			
x mt	Factor= 0.847		
	Camión Tipo	Carril de Carga	Rige
0.00	0.00	0.00	0.00
1.22	10.55	7.29	10.55
2.44	19.84	13.80	19.84
3.66	27.86	19.56	27.86
4.88	34.61	24.54	34.61
6.10	40.10	28.76	40.10
7.32	44.32	32.21	44.32
8.13	46.43	34.09	46.43
8.54	47.52	34.90	47.52
9.76	49.95	36.81	49.95
10.98	51.11	37.96	51.11
12.20	51.01	38.35	51.01

Cortante de diseño en viga interior					
x (mts)	Vd (ton)	VL (ton)	Vi (ton)	V (ton)	Vu (ton)
0.00	54.09	9.17	2.24	65.50	95.08
1.22	48.74	8.65	2.15	59.55	86.82
2.44	43.40	8.13	2.07	53.59	78.55
3.66	38.05	7.61	1.97	47.64	70.28
4.88	32.70	7.09	1.88	41.67	61.99
6.10	27.36	6.57	1.78	35.71	53.70
7.32	22.01	6.05	1.68	29.74	45.39
8.13	18.44	5.71	1.60	25.76	39.85
8.54	16.66	5.54	1.57	23.76	37.08
9.76	11.31	5.02	1.45	17.78	28.75
10.98	5.97	4.50	1.33	11.80	20.42
12.20	0.62	3.98	1.21	5.81	12.07

Viga interior

Resumen cortantes	
Punto	Vu (ton)
Apoyo	95.08
L/5	61.99
L/4	53.70
L/3	39.85
L/2	12.07

Cortante de diseño en viga exterior					
x (mts)	Vd (ton)	VL (ton)	Vi (ton)	V (ton)	Vu (ton)
0.00	44.76	14.39	3.51	62.66	97.05
1.22	40.32	13.57	3.38	57.27	89.21
2.44	35.87	12.76	3.24	51.87	81.37
3.66	31.43	11.94	3.10	46.47	73.51
4.88	26.98	11.13	2.95	41.06	65.64
6.10	22.54	10.31	2.79	35.64	57.75
7.32	18.09	9.50	2.63	30.22	49.85
8.13	15.13	8.96	2.52	26.60	44.57
8.54	13.65	8.69	2.46	24.79	41.93
9.76	9.20	7.87	2.28	19.35	34.00
10.98	4.76	7.06	2.09	13.90	26.04
12.20	0.31	6.24	1.90	8.45	18.07

(1/5)

Diseño estructural. (VIGA INTERIOR)

Diseño a flexión.

Momento que desea evaluar:

$$M_u = 571.64 \text{ ton. mt}$$

Area 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

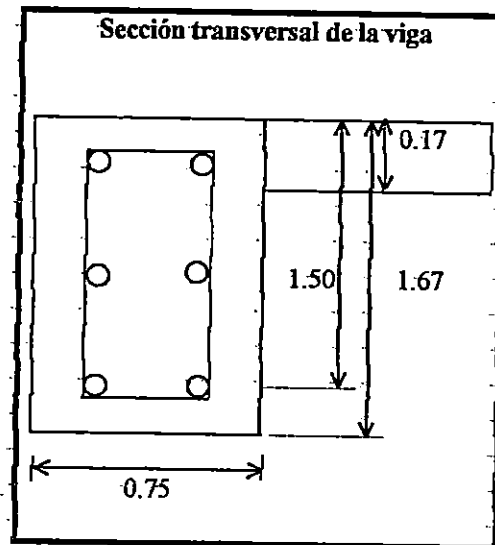
Varilla para refuerzo longitudinal: 8

Su diámetro es= 2.54

$d=0.90 h= 150.30 \text{ cms.}$

Recubrimiento= 5 cms.

Esfuerzos de diseño	
$f'_c=$ 280	kg/cm ²
$f_y=$ 4200	kg/cm ²



1o. Chequear si la viga trabaja como rectangular:

En la viga:

$f'_c=$ 280 kg/cm²

$f_y=$ 4200 kg/cm²

$B1=$ 0.85

En la losa:

$f'_c=$ 280 kg/cm²

$f_y=$ 4200 kg/cm²

$B1=$ 0.85

$b=$ 1.55 mts.

$b' = b \text{ Elosa/Eviga} = 1.55 \text{ mts.}$

Sentido longitudinal.

Area de acero requerida:

Mu= 571.64 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
5.21E+08	-8.82E+08	57164000	1.63	0.07	0.108	0.004	93.19
Cumple=						0.004	> Romin

$Rn = Mu / Obd^2$

Rn= 18.14

$p = (0.85 fc / fy) (1 - (1 - 2Rn) / (0.85 fc))^{.05}$

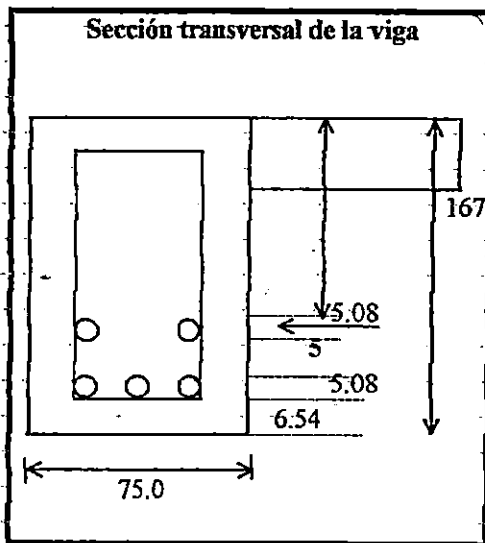
p= 0.004

As= 104.77

Usando No. 8= 20.67 varillas sí da muy alto usar fy=4200

Cantidad de varillas No. 8= 20 20 No. 8

Colocación de varillas lecho inferior.



Numero de juegos: 2
 Varilla No.= 8
 Area= 5.07
 diámetro= 2.54

		y1	y2	Aly1	A2y2
lecho 1	10	157.92		8006.544	
lecho2	10		152.84		7748.988
				Atotal=	101.4

d verdadero=	155.38	cms.	o.k.
d usado=	150.30		

Profundidad del bloque rectangular equivalente.

$a = (A_s f_y) / (0.85 f_c b')$

$a = 10.92705882 \text{ cms.}$

$c = a / \beta_1$

$c = 12.86 \text{ cms.}$

$H_{losa} = 17 \text{ cms.}$

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

$E_c = 15000 (f_c)^{0.5} = 250998 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2030000 \text{ kg/cm}^2$

$k = n / (n + (f_s / f_c)) = 0.350$

$j = 1 - k / 3 = 0.883$

Esfuerzos admisibles Art. 8.15.2

$f_c = 0.40 f_c = 112 \text{ kg/cm}^2$

$f_s = 0.40 f_y = 1680 \text{ kg/cm}^2 \quad (f_c \leq 0.6 f_y)$

$R = f_c k j / 2 = 17.33$

Pero f_s no debe exceder de:

Esfuerzo	G40	G60	Unidades
$f_s =$	20000	24000	lbs/plg ²
$f_s =$	1406.14	1687.37	kg/cm ²

$f_r = 7.5 (f_c)^{0.5} \text{ (inglés)}$

$f_r = 33.28 \text{ kg/cm}^2$

$I_g = (bh^3) / 12$

$I_g = 2.48E+07 \text{ cm}^4$

$y_t = d - c$

$y_t = 147.52$

$M_{cr} = f_r I_g / y_t$

$M_{cr} = 5599883.25 \text{ kg.cm}$

$A_s = 28.24 \text{ cm}^2$

Hierro longitudinal adicional.

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.
3	39.77	40	28.40
4	22.23	23	29.21
5	14.12	15	30.00
6	9.91	10	7.10
7	7.28	8	10.16
8	5.57	6	12.00

Usar= 6 No. 8

diametro= 2.54

Hierro longitudinal de la viga en caras laterales

Usar A's: 10% del refuerzo del lecho inferior.

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2$$

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.
3	14.28	15	10.65
4	7.98	8	10.16
5	5.07	6	12.00
6	3.56	4	11.40
7	2.61	3	11.64
8	2.00	2	10.14

O.K. donde me de 4 a 6 varillas.
(PAR)S_{max}=0.305 mts.

Usando 6 varillas:

$$s = 27.15 \text{ Usando 4 varillas:}$$

$$s = 43.59$$

Usar:	6 No.5
Separación:	30

Acero corrido

Acero corrido = A necesario / 3

$$A_{sc} = 33.8 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = 6.67$$

$$\# \text{ varillas} = 8 \text{ varillas corridas.}$$

Capacidad nominal de varillas.

Cantidad	No.6	No.7	No.8
1	16.689	22.721	29.689
2	33.378	45.441	59.378
3	50.067	68.162	89.067
4	66.757	90.883	118.756
5	83.446	113.603	148.446
6	100.135	136.324	178.135
7	116.824	159.045	207.824
8	133.513	181.765	237.513
9	150.202	204.486	267.202
10	166.892	227.207	296.891
11	183.581	249.927	326.580
12	200.270	272.648	356.269
13	216.959	295.369	385.959
14	233.648	318.089	415.648
15	250.337	340.810	445.337
16	267.026	363.531	475.026
17	283.716	386.251	504.715
18	300.405	408.972	534.404
19	317.094	431.693	564.093
20	333.783	454.413	593.782
21	350.472	477.134	623.472
22	367.161	499.855	653.161
23	383.850	522.575	682.850

Resumen momentos	
Punto	Mu (ton.mt)
Apoyo	0.00
L/5	368.80
L/4	431.25
L/3	508.89
L/2	571.64

Area de acero requerida:

Revisión por cortante.

$$O = 0.85$$

$$O_{vc} = O \times 0.53 (F_c)^{(1/2)} b \cdot d$$

Usando estribo No. 3

Estrizo No.	d	O _{vc}	V _u	V _s	s	s sugerida	Observación
Apoyo	155.38	87.8	97.05	10.8	85.6	85.0	rige
1/5	155.38	87.8	65.64	-26.1	-35.5	-35.0	
1/4	155.38	87.8	57.75	-35.4	-26.2	-25.0	
1/3	155.38	87.8	44.57	-50.9	-18.2	-17.5	
1/2	155.38	87.8	18.07	-82.1	-11.3	-10.0	

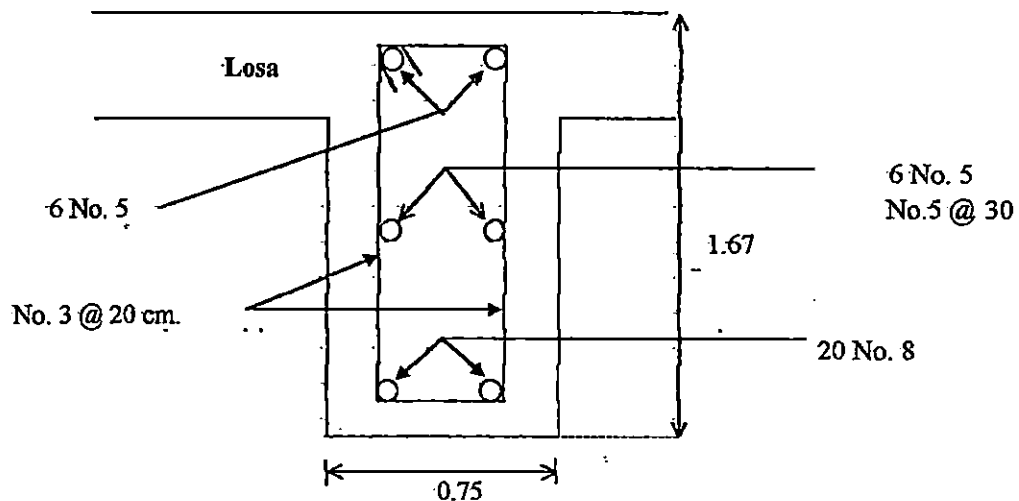
Separación máxima=

$$d/2 = 77.69 \text{ cms.}$$

$$24 \text{ pulg} = 60.96 \text{ cms.}$$

$$S_{max} = A_s f_y / 3.5 b = 22.72 \text{ cms.}$$

Usar: No. 3 @ 20 cm.

Sección transversal de la viga

Diseño estructural. (VIGA EXTERIOR)

Diseño a flexión.

Momento que desea evaluar:

$$M_u = 573.60 \text{ ton. mt}$$

Area 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

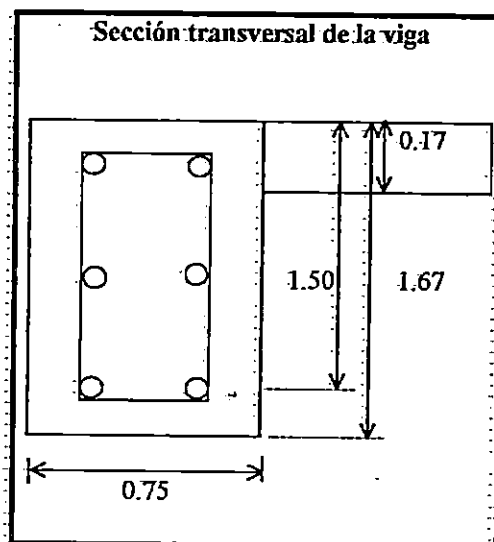
Varilla para refuerzo longitudinal: 8

Su diámetro es= 2.54

$d = 0.90 h = 150.30 \text{ cms.}$

Recubrimiento= 5 cms.

Esfuerzos de diseño	
$f'_c =$ 280	kg/cm ²
$f_y =$ 4200	kg/cm ²



1o. Chequear si la viga trabaja como rectangular:

En la viga:

$f'_c =$ 280 kg/cm²

$f_y =$ 4200 kg/cm²

$B1 =$ 0.85

En la losa:

$f'_c =$ 280 kg/cm²

$f_y =$ 4200 kg/cm²

$B1 =$ 0.85

$b =$ 1.55 mts.

$b' = b \text{ Elosa/Eviga} =$ 1.55 mts.

Sentido longitudinal.

Area de acero requerida:

Mu= 573.60 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
5.21E+08	-8.82E+08	57360000	1.63	0.07	0.108	0.005	93.19
					Cumple=	0.004	> Romin

$Rn = Mu / Obd^2$

Rn= 18.20

$p = (0.85 \cdot fc / fy) / (1 - (1 - 2Rn) / (0.85 \cdot fc))^{0.05}$

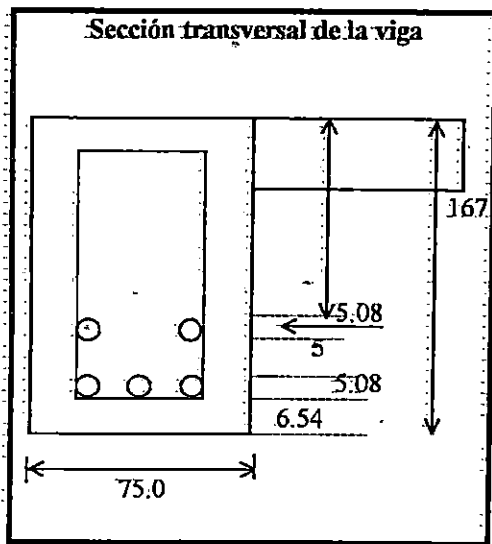
p= 0.005

As= 105.15

Usando No. 8= 20.74 varillas si da muy alto usar fy=4200

Cantidad de varillas No. 8= 20 20 No. 8

Colocación de varillas lecho inferior.



Numero de juegos: 2
 Varilla No.= 8
 Area= 5.07
 diámetro= 2.54

		y1	y2	A1y1	A2y2
lecho 1	10	157.92		8006.544	
lecho2	10		152.84		7748.988
				Atotal=	101.4

d verdadero= 155.38 cms.	o.k.
d usado= 150.30	

Profundidad del bloque rectangular equivalente.

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_c b')$$

$$a = 10.92705882 \text{ cms.}$$

$$c = a / \beta_1$$

$$c = 12.86 \text{ cms.}$$

$$H_{losa} = 17 \text{ cms.}$$

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

$$E_c = 15000 (f_c)^{0.5} = 250998 \text{ kg / cm}^2$$

$$E_s = 2030000 \text{ kg / cm}^2$$

$$k = n / (n + (f_s / f_c)) = 0.350$$

$$j = 1 - k / 3 = 0.883$$

Esfuerzos admisibles

Art. 8.15.2

$$f_c = 0.40 f_c = 112 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_s = 0.40 f_y = 1680 \text{ kg / cm}^2 \quad (f_c \leq 0.6 f_y)$$

$$R = f_c k j / 2 = 17.33$$

Pero f_s no debe exceder de:

Esfuerzo	G40	G60	Unidades
$f_s =$	20000	24000	lbs/plg ²
$f_s =$	1406.14	1687.37	kg/cm ²

$$f_r = 7.5 (f_c)^{0.5} \text{ (inglés)}$$

$$f_r = 33.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = (bh^3) / 12$$

$$I_g = 2.48E+07 \text{ cm}^4$$

$$y_t = d - c$$

$$y_t = 147.52$$

$$M_{cr} = f_r I_g / y_t$$

$$M_{cr} = 5599883.25 \text{ kg.cm}$$

$$A_s = 28.24 \text{ cm}^2$$

Hierro longitudinal adicional.

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.
3	39.77	40	28.40
4	22.23	23	29.21
5	14.12	15	30.00
6	9.91	10	7.10
7	7.28	8	10.16
8	5.57	6	12.00

$$\text{Usar} = 6 \text{ No. 8}$$

$$\text{diametro} = 2.54$$

Hierro longitudinal de la viga en caras laterales

Usar A's: .10% del refuerzo del lecho inferior.

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2$$

Varilla No.	# de varillas	Aproximado	Area sumin.
3	14.28	15	10.65
4	7.98	8	10.16
5	5.07	6	12.00
6	3.56	4	11.40
7	2.61	3	11.64
8	2.00	2	10.14

O.K. donde me de 4 a 6 varillas.
(PAR)

$$S_{max} = 0.305 \text{ mts.}$$

Usando 6 varillas:

$$s = 27.15$$

Usando 4 varillas:

$$s = 43.59$$

Usar:	6 No. 5
Separación:	30

Acero corridoAcero corrido = $A_{necesario} / 3$

$$A_{sc} = 33.8 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = 6.67$$

$$\# \text{ varillas} = 8 \text{ varillas corridas.}$$

Capacidad nominal de varillas.

Cantidad	No.6	No.7	No.8
1	16.689	22.721	29.689
2	33.378	45.441	59.378
3	50.067	68.162	89.067
4	66.757	90.883	118.756
5	83.446	113.603	148.446
6	100.135	136.324	178.135
7	116.824	159.045	207.824
8	133.513	181.765	237.513
9	150.202	204.486	267.202
10	166.892	227.207	296.891
11	183.581	249.927	326.580
12	200.270	272.648	356.269
13	216.959	295.369	385.959
14	233.648	318.089	415.648
15	250.337	340.810	445.337
16	267.026	363.531	475.026
17	283.716	386.251	504.715
18	300.405	408.972	534.404
19	317.094	431.693	564.093
20	333.783	454.413	593.782
21	350.472	477.134	623.472
22	367.161	499.855	653.161
23	383.850	522.575	682.850

Resumen momentos	
Punto	Mu (ton.mt)
Apoyo	0.00
L/5	374.27
L/4	436.79
L/3	513.41
L/2	573.60

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	155.38	87.8	97.05	10.8	85.6	85.0	rige
1/5	155.38	87.8	65.64	-26.1	-35.5	-35.0	
1/4	155.38	87.8	57.75	-35.4	-26.2	-25.0	
1/3	155.38	87.8	44.57	-50.9	-18.2	-17.5	
1/2	155.38	87.8	18.07	-82.1	-11.3	-10.0	

Separación máxima=

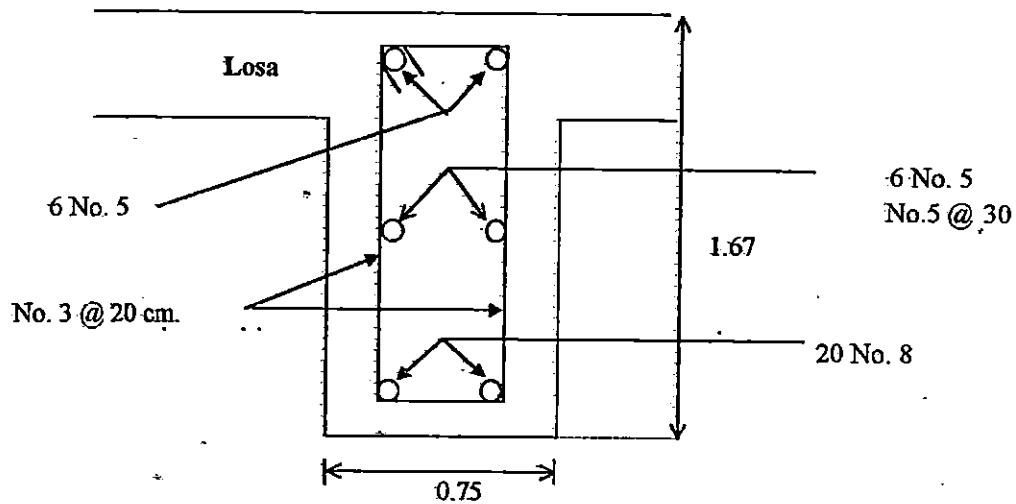
$$d/2 = 77.69 \text{ cms.}$$

$$24 \text{ pulg} = 60.96 \text{ cms.}$$

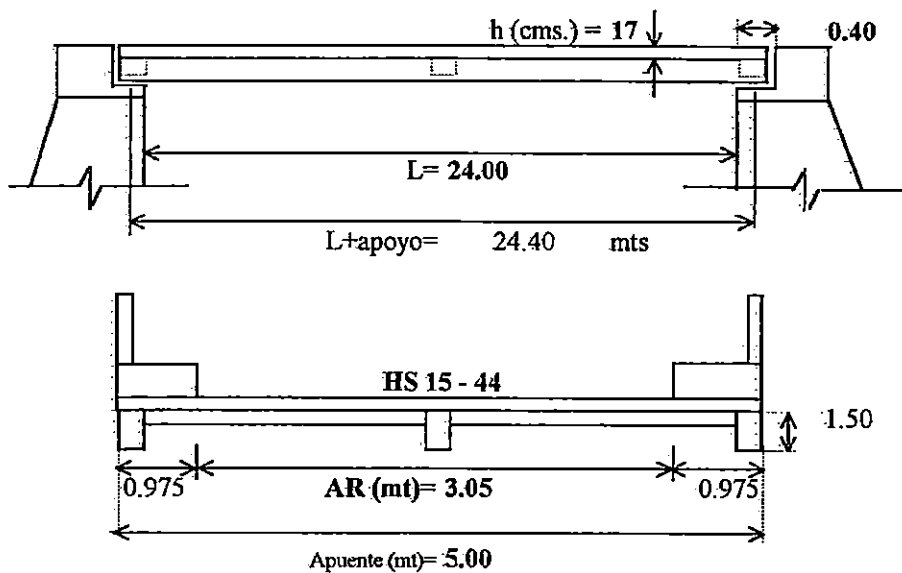
$$S_{max} = A_s f_y / 3.5 b = 22.72 \text{ cms.}$$

Usar: No. 3 @ 20 cm.

Sección transversal de la viga



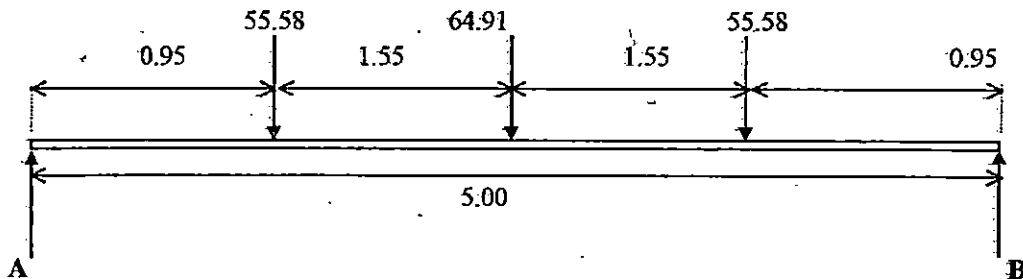
DISEÑO DEL MURO.



Zona de ubicación sísmica: **Zona I**

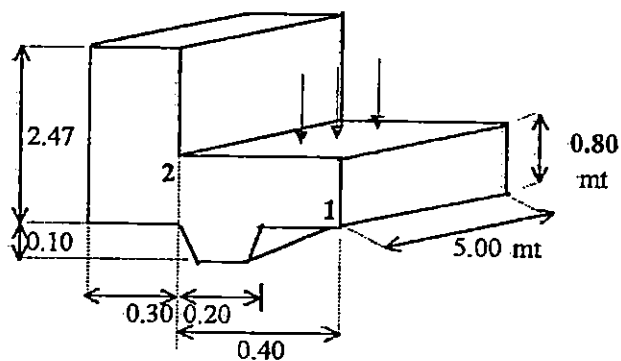
Diseño del cabezal: Solera de coronamiento.

	Interior	Exterior	
Cortantes:	Vd= 54.09	44.76	
	VI= 10.82		
Viga interior:	64.91 ton	Separación entre vigas:	1.55 mts.
Viga exterior:	55.58 ton		



Punto	Cortante (ton)
A	88.035
V1	88.035
V2	32.455
V3	-32.455
V4	-88.035
B	88.035

Vu= 88.035 ton



Area de acero

$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $p_{min} = 0.003$
 $p_{max} = 0.025$

Rec. = 5 cm
 Hierro longitudinal No. : 6
 Diámetro: 1.91
 Hierro transversal No. : 3
 Diámetro: 0.95

$d_1 = 73.095 \text{ cm}$
 $d_2 = 240.10 \text{ cm}$

Sentido longitudinal:

$A_s = p \cdot b \cdot d =$

$A_{s1} = 9.75 \text{ cm}^2$
 $A_{s2} = 24.01 \text{ cm}^2$

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

Varilla	As1 Cantidad	As2 Cantidad
3	13.7	33.8
4	7.7	18.9
5	4.9	12.0
6	3.4	8.4
7	2.5	6.2
8	1.9	4.7

Requerida

Usar: 6 No. 5
 Usar: 6 No. 5

A_{s1}
 A_{s2} a cada lado

>4varillas >10varillas

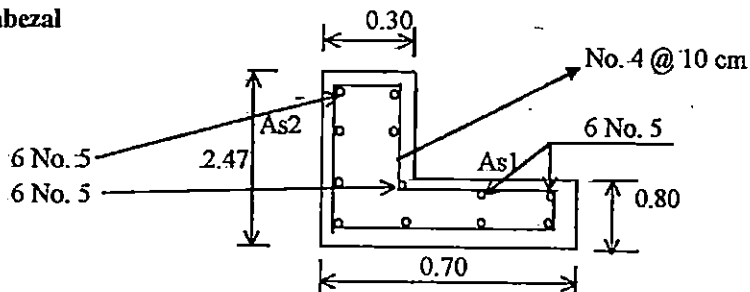
Sentido transversal:

Revisión por cortante.

$O = 0.85$
 $V_u = 88.04$
 $O_{vc} = O \times 0.53 (F_c)^{(1/2)} b \cdot D$

$V_s = (V_u - O_{vc}) / O =$

Cabezal



Varilla	d	Ovc	Vs	separación
3	73.093	22.04	77.64	5.61
4	72.775	21.94	77.75	9.98
5	72.458	21.85	77.87	15.63

No. 4 @ 10 cm

Muro longitudinal de mamposteria.

Desplante= 2.00

Tirante= 3.00

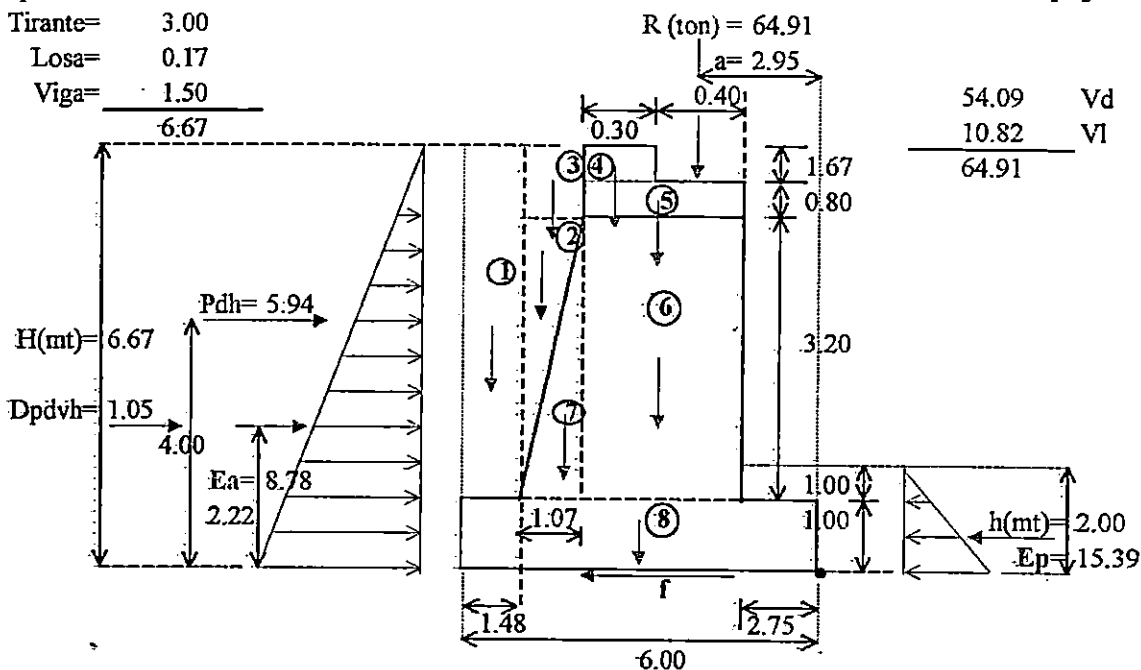
Losa= 0.17

Viga= 1.50

6.67

Relación del lomo del estribo:

I- 3



54.09	Vd
10.82	VI
64.91	

Parámetros.

γ concreto= 2.40 ton/mt³

γ piedra= 2.20 ton/mt³

γ suelo= 1.78 ton/mt³

ϕ = 35.61

C= 0.244

μ = $2/3 \cdot \tan \phi$ = 0.48

qa = 2.00 kg/cm²

ga = 20.00 kg/cm²

$Ka = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.26$

$Kp = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.79$

Eactivo= $G_s(H^2)Ka/2 - 2CH(Ka^2) = 8.78$ ton/mt

Epasivo= $G_s(H^2)Kp/2 + 2CH(Kp^2) = 15.39$ ton/mt

Mv= $(Ea + Dpdvh)(H/3) + PdH(0.6H) = 45.61$ ton*mt/mt

N= WT= 47.13 ton/mt

f= $\mu \cdot N = 22.50$ ton/mt

Figura No.	Area (mt ²)	Gamma ton/mt ³	Peso W (ton / mt)	Brazo mt	MR ton* mt/mt
①	8.41	1.78	14.97	5.26	78.72
②	1.71	1.78	3.04	4.16	12.64
③	2.63	1.78	4.69	3.98	18.68
④	0.50	2.40	1.20	3.30	3.97
⑤	0.56	2.40	1.34	3.10	4.17
⑥	2.24	2.20	4.93	3.10	15.28
⑦	1.71	2.20	3.75	3.81	14.29
⑧	6.00	2.20	13.20	3.00	39.60
TOTAL W			47.13	TOTAL MR	187.34

Coefficientes de aceleración sísmica.

Coefficientes	Zona I	Zona II	Zona I
Ahmáx	0.20	0.10	0.20
Avmáx	0.10	0.05	0.10

Tomada de REDSES, 1986.

Fuerzas sísmicas:

$Pdh = 3/8 Gs H2 Ahmax = 5.94 \text{ ton/mt}$

$Pdv = 1/2 Gs H2 Avmax = 3.96 \text{ ton/mt}$

La carga vertical se transforma a carga horizontal al multiplicarlo por ka.

$DPdvh = Pdv \cdot ka = 1.05 \text{ ton/mt}$

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

$FS > 1.20$

$FS = (Ep + f) / (Pdh + Dpdvh + Ea) = 2.40$

O.K.

2. Volteo.

$FS > 1.20$

$FS = MR / Mv = 4.11$

O.K.

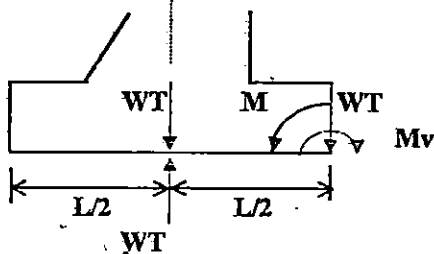
3. Hundimiento.

$e = M / WT > L / 6$

Si $e < L/6$

Usar $q = WT / A * (1 + 6e/L)$

Donde: $A = L * 1$



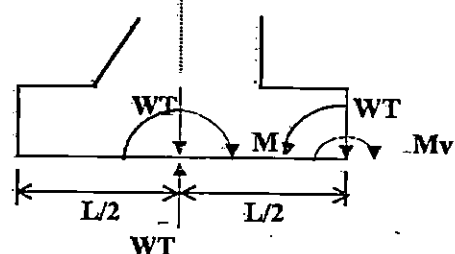
Con $R = 0.00 \text{ ton}$
 $M = MR - Mv - WT * L/2 = 0.35$
 $M (\text{ton} * \text{mt}) = 0.35$

$e = M / Wt = 0.01$
 $L/6 = 1.00$
 $e < L/6$

Si $e > L/6$

Usar $q = 2 * WT / (3 * B * m)$

Donde: $B = 1$ y $m = (L/2 - e)$



Con $R = 64.91 \text{ ton}$
 $M = MR - Mv - (WT + R) * L/2 + R * a = -2.90$
 $M (\text{ton} * \text{mt}) = 2.90$

$e = M / Wt = 0.03$
 $L/6 = 1.00$
 $e < L/6$

Capacidad de carga del suelo

Usar $q = WT/A * (1 + 6e/L)$

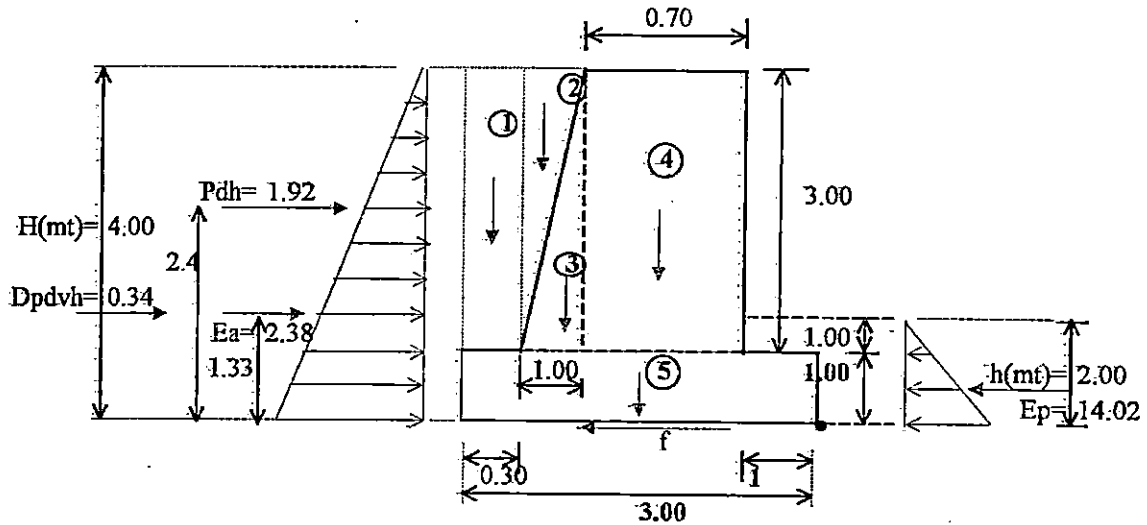
$q = 1.37$ Ton/mt²
 $q_a = 20$ Ton/mt²
 $q < q_a$ O.K.

Usar $q = WT/A * (1 + 6e/L)$

$q = 19.16$ Ton/mt²
 $q_a = 20$ Ton/mt²
 $q < q_a$ OK

2.4 Diseño de Aleton de extremo.

Relación del lomo del aleton:
 1- 3



PARAMETROS

G Concreto = 2.40 ton/mt³
 G piedra = 2.20 ton/mt³
 G suelo = 1.60 ton/mt³
 $\phi = 35.61$
 C = 0.24
 $Niu = 2/3 * \tan \phi = 0.48$
 $q_a = 2.00$ kg/cm²
 $q_a = 20.00$ kg/cm²

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.26$
 $K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.79$
 $E_{activo} = G_s(H^2)K_a/2 - 2CH(K_a^2) = 2.38$ ton/mt
 $E_{pasivo} = G_s(H^2)K_p/2 + 2CH(K_p^2) = 14.02$ ton/mt
 $M_v = (E_a + Dpvh)(H/3) + Pdh(0.6H) = 8.23$ ton*mt/mt
 $N = WT = 18.36$ ton/mt
 $f = Niu * N = 8.77$ ton/mt

Figura No.	Area (mt ²)	Gamma ton/mt ³	Peso (ton / mt)	Brazo mt	MR ton . mt/mt
①	0.90	1.60	1.44	2.85	4.10
②	1.50	1.60	2.40	2.37	5.68
③	1.50	2.20	3.30	2.03	6.71
④	2.10	2.20	4.62	1.35	6.24
⑤	3.00	2.20	6.60	1.50	9.90
Peso total (WT) =			18.36	Suma MR =	32.63

Fuerzas sísmicas:

$Pdh = 3/8 G_s H^2 Ah_{max} = 1.92$ ton/mt
 $Pdv = 1/2 G_s H^2 Av_{max} = 1.28$ ton/mt
 $DPdvh = Pdv . k_a = 0.34$ ton/mt

Estabilidad

1. Deslizamiento.

$FS > 1.20$

$FS = (E_p + f) / (P_{dh} + D_{p_{dv}} + E_a) = 4.92 \text{ O.K.}$

2. Volteo.

$FS > 1.20$

$FS = MR / M_v = 3.97 \text{ O.K.}$

3. Hundimiento: Capacidad de carga del suelo ($q > q_a$)

$e = M / WT > L / 6$

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 $R = 0.00 \text{ ton}$
 $M = MR - M_v - WT * L / 2 = -3.14$
 $M (\text{ton} * \text{mt}) = 3.14$

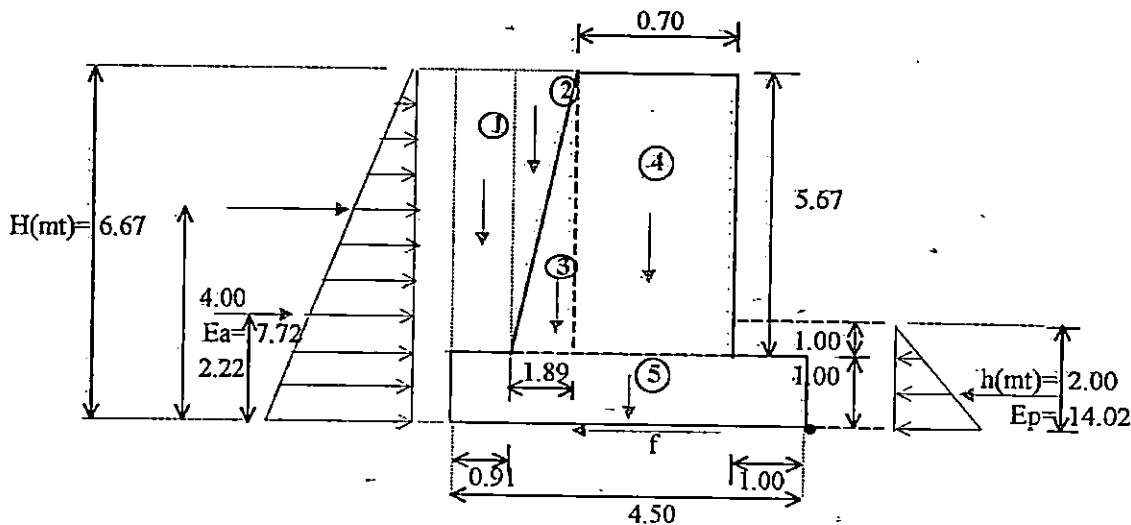
$e = M / Wt = 0.17$
 $L / 6 = 0.50$
 $e < L / 6 \text{ O.K.}$

Usar $q = WT / A * (1 + 6e / L)$

$q = 8.21 \text{ Ton/mt}^2$
 $q_a = 20 \text{ Ton/mt}^2$
 $q < q_a \text{ O.K.}$

2.5 Diseño de Aletón de raíz.

Relación del lomo del aletón:
1- 3



PARAMETROS

G Concreto=	2.40	ton/mt ³
G piedra=	2.20	ton/mt ³
G suelo=	1.60	ton/mt ³
φ=	35.61	
C=	0.24	
Niu=	0.48	
qa =	2.00	kg/cm ² =

Ka=	$\tan^2(45-0/2) =$	0.26
Kp=	$\tan^2(45+0/2) =$	3.79
Eactivo=	$G_s(H^2)K_a/2 - 2CH(K_a^2) =$	7.72 ton/mt
Epasivo=	$G_s(H^2)K_p/2 + 2CH(K_p^2) =$	14.02 ton/mt
Mv=	$(E_a + D_{p_{dv}})(H/3) + P_{dh}(0.6H) =$	40.63 ton*mt/mt
N=	WT =	47.25 ton/mt
f=	Niu * N =	22.56 ton/mt

$$q_a = 20.00 \text{ kg/cm}^2 =$$

Figura No.	Area (mt ²)	Gamma ton/mt ³	Peso (ton / mt)	Brazo mt	MR ton . mt/mt
①	5.16	1.60	8.26	4.05	33.39
②	5.36	1.60	8.57	2.96	25.38
③	5.36	2.20	11.79	2.33	27.47
④	3.97	2.20	8.73	1.35	11.79
⑤	4.50	2.20	9.90	2.25	22.28
Peso total (WT) =			47.25	Suma MR =	120.30

Fuerzas sísmicas:

$$P_{dh} = 3/8 G_s H_2 A_{hmax} = 5.34 \text{ ton/mt}$$

$$P_{dv} = 1/2 G_s H_2 A_{vmax} = 3.56 \text{ ton/mt}$$

$$D P_{dvh} = P_{dv} \cdot k_a = 0.94 \text{ ton/mt}$$

Estabilidad

1. Deslizamiento.

$$FS > 1.20$$

$$FS = (E_p + f) / (P_{dh} + D P_{dvh} + E_a) = 2.61 \text{ O.K.}$$

2. Volteo.

$$FS > 1.20$$

$$FS = MR / M_v = 2.96 \text{ O.K.}$$

3. Hundimiento: Capacidad de carga del suelo ($q > q_a$)

$$e = M / WT > L/6$$

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 $m = (L/2 - e)$

$$\text{Como } R = 0.00 \text{ ton}$$

$$M = MR - M_v - WT * L/2 = -26.64$$

$$M (\text{ton} * \text{mt}) = -26.64$$

$$e = M / Wt = 0.56$$

$$L/6 = 0.75$$

$$e < L/6 \text{ O.K.}$$

$$\text{Usar } q = WT/A * (1 + 6e/L)$$

$$q = 18.39 \text{ Ton/mt}^2$$

$$q_a = 20 \text{ Ton/mt}^2$$

$$q < q_a \text{ O.K.}$$

PLANOS CONSTRUCTIVOS

APENDICE E.

Puentes prefabricados.

Cuando se requiera otro tipo de tecnología (que no sean de concreto reforzado) para la construcción de puentes, se pueden acudir a empresas que se dedican a elaborar puentes prefabricados como una alternativa de diseño.

Las empresas encargadas de realizar éste tipo de obras son: PUENTYSA Y PREXCON., en éstas se hacen tres tipos de puentes: puentes postensados, puentes pretensados y una combinación de ellos.

Los requerimientos necesarios que ambas empresas solicitan para la fabricación de puentes, es común, éstas solicitan, primeramente la longitud del claro del puente, el ancho, el tipo de carga de diseño (HS 15-44 o HS 20-44), el número de las vías, y otros aspectos relevantes para el diseño de puentes.

Se le debe presentar un planteamiento del problema, ubicación del proyecto, y estas empresas se encargan de realizar todos los estudio necesarios para el diseño del puente, además encargan de trazar el diseño según las necesidades planteadas.

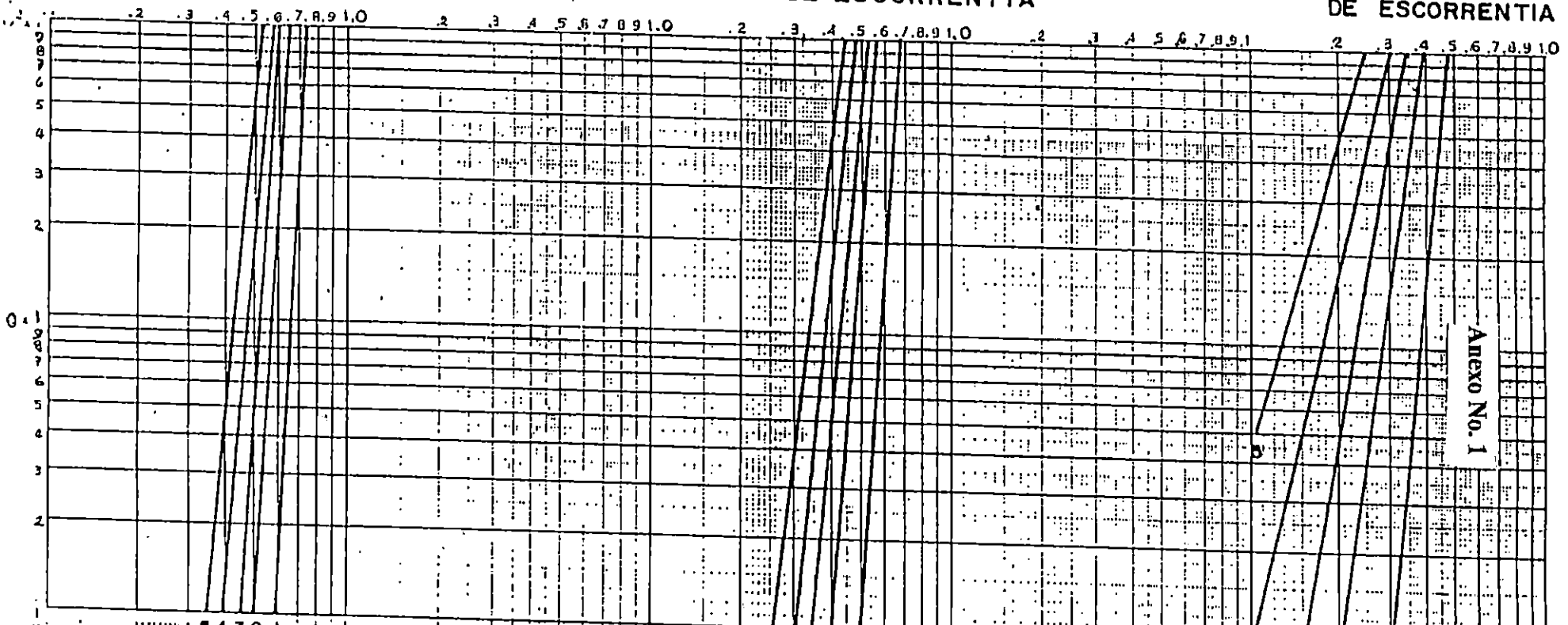
Cuando el solicitante de los puentes prefabricados requiere solamente la construcción de la sub-estructura o el estudio completo para la construcción de los puentes, ésta empresa se encarga de realizar los diferentes estudios que se necesitan para el diseño de los puentes prefabricados, entre los que se encuentran: el estudio de suelos, el estudio topográfico, el estudio hidrológico, el estudio hidráulico, etc.

ANEXOS.

COEFICIENTE
DE ESCORRENTIA

COEFICIENTE
DE ESCORRENTIA

COEFICIENTE
DE ESCORRENTIA



ANEXO No. 1

5 4 3 2 1

IMPERMEABLE

5 4 3 2 1

SEMIPERMEABLE

4 3 2 1

PERMEABLE

NOMOGRAMA PARA EL CALCULO
DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

- SIMBOLOGIA
- 1. SIN VEGETACION
 - 2. CULTIVOS
 - 3. VEGETACION LIBERA (PASTO)
 - 4. HIERBA CORTA (GRAMA)
 - 5. VEGETACION Densa (BOSQUE)

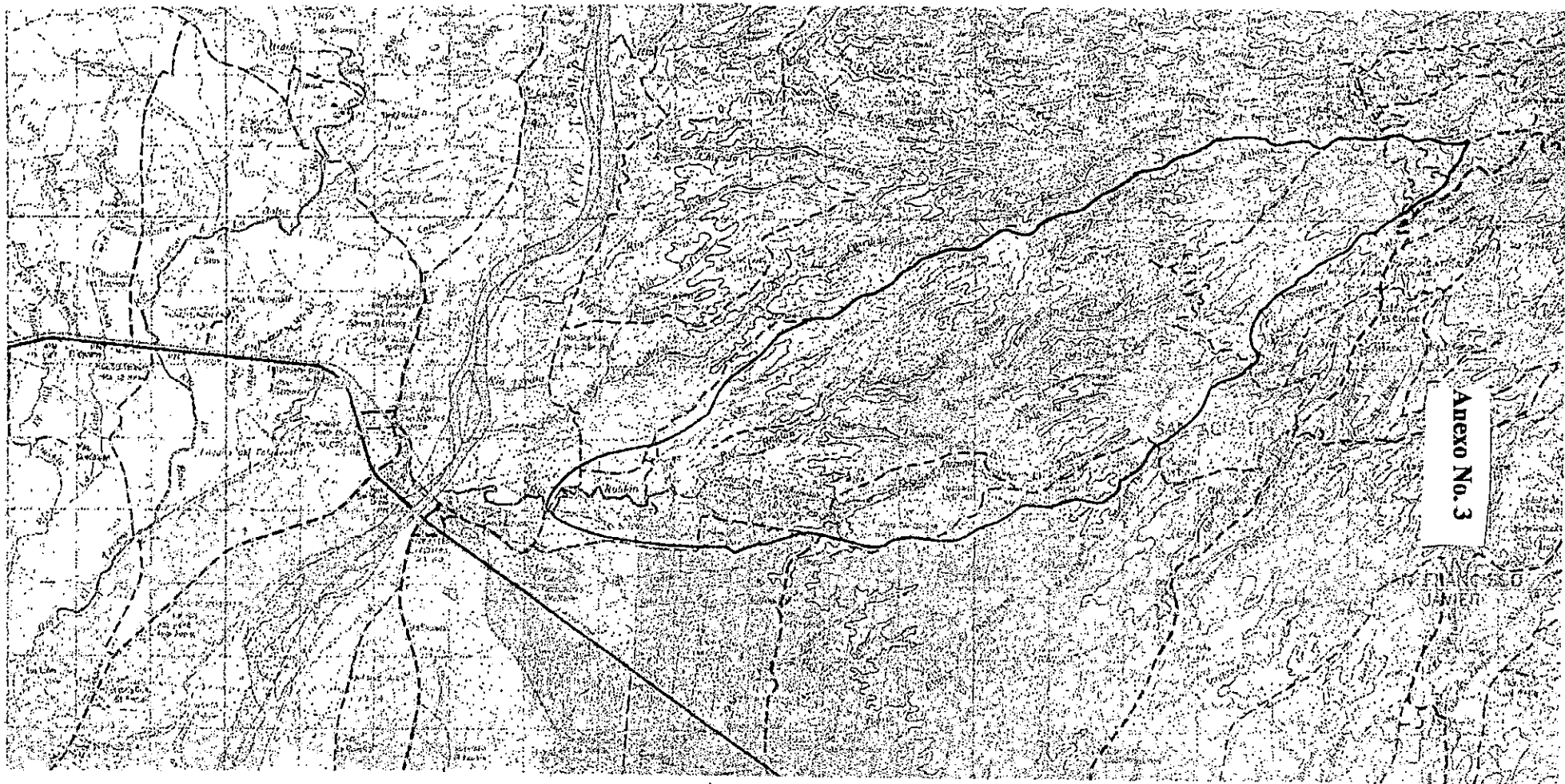
Anexo No. 2

Table 3.22.1A Table of Coefficients γ and β

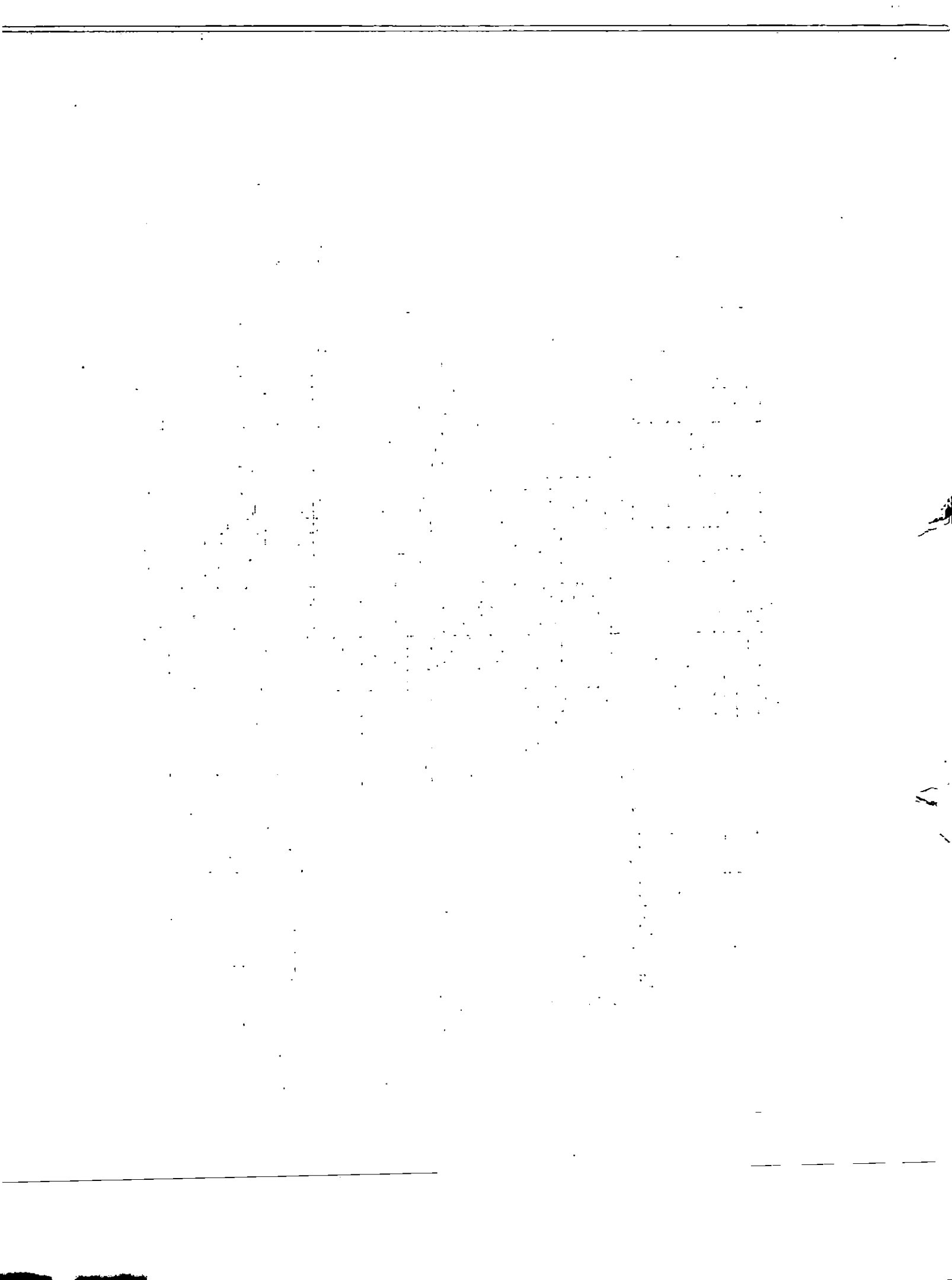
Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GROUP	γ	D	(L+1) _n	(L+1) _p	CF	E	B	SF	W	WL	L.F	R+S+T	EQ	ICE	
		I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	
IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100
I	1.3	β_D	1.67	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
III	1.3	β_D	1	0	0	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1	
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	

Culvert

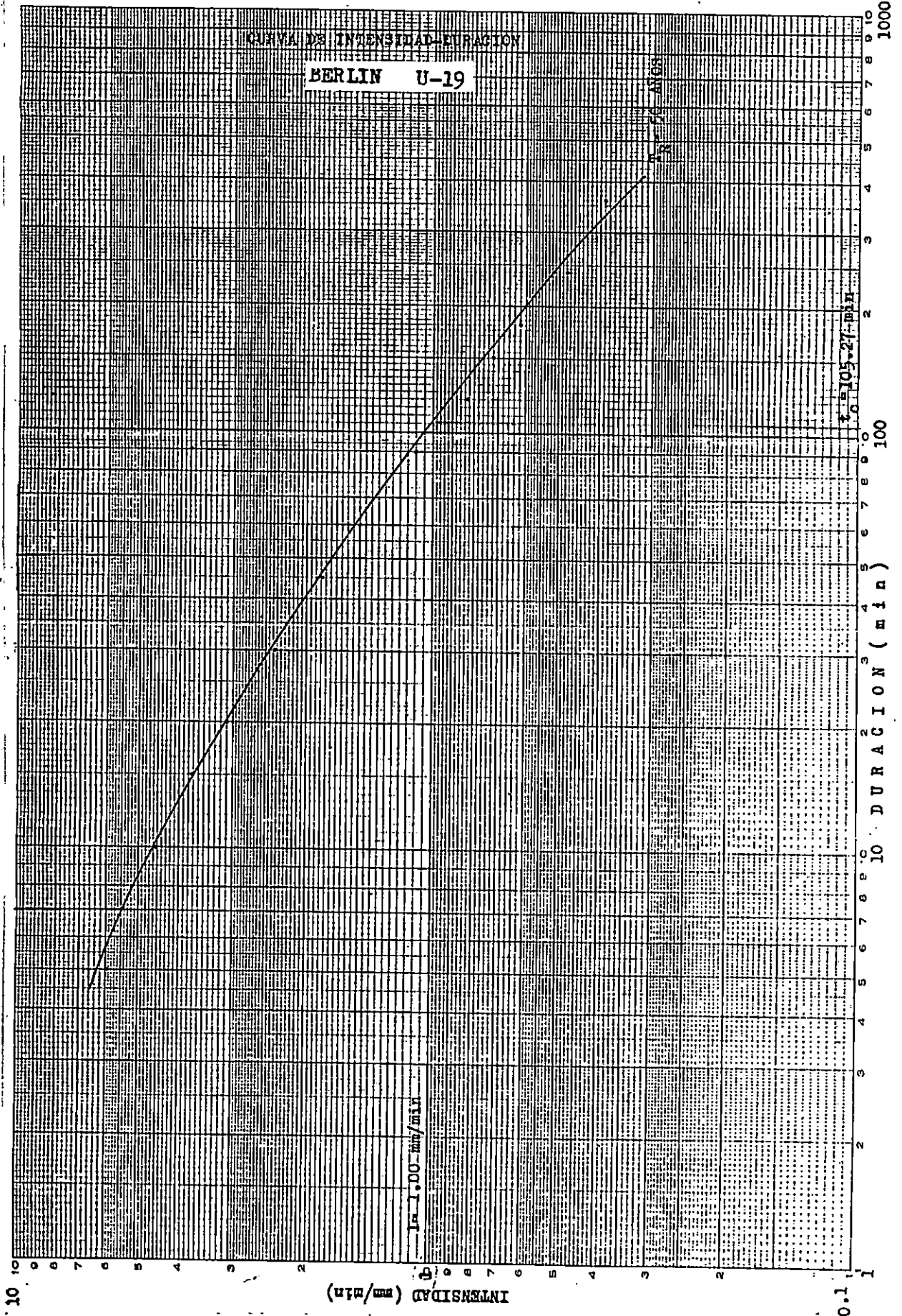
Culvert



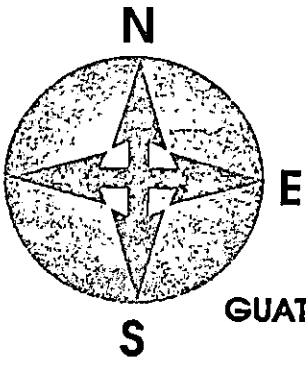
PLANO DE UBICACION



Anexo No. 7

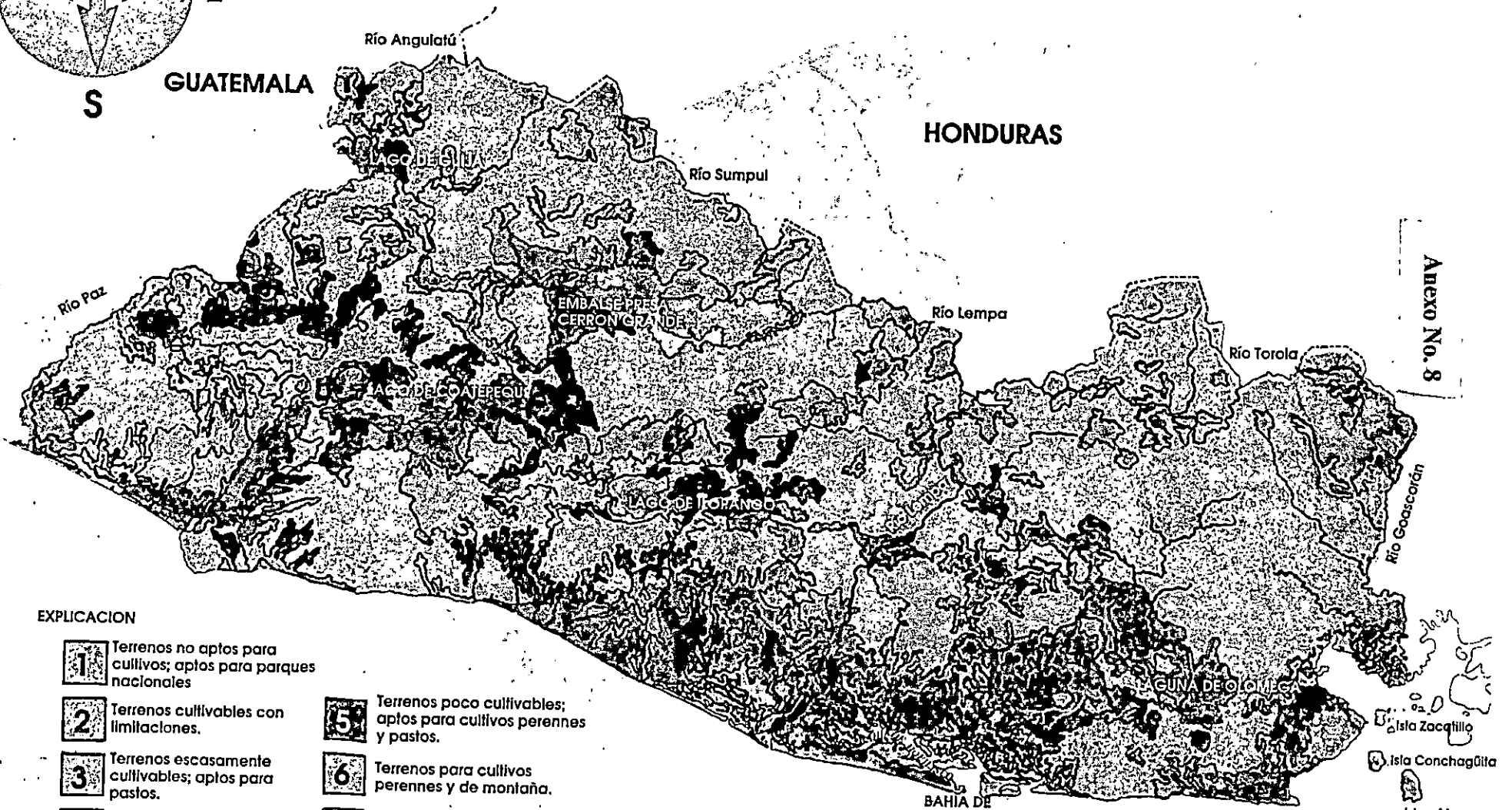


El Salvador (Capacidad productiva)



GUATEMALA

HONDURAS



Anexo No. 8

EXPLICACION











- 1** Terrenos no aptos para cultivos; aptos para parques nacionales
- 2** Terrenos cultivables con limitaciones.
- 3** Terrenos escasamente cultivables; aptos para pastos.
- 4** Terrenos no cultivables; explotación forestal.
- 5** Terrenos poco cultivables; aptos para cultivos perennes y pastos.
- 6** Terrenos para cultivos perennes y de montaña.
- 7** Terrenos cultivables de poca limitación y alta productividad
- 8** Terrenos cultivables casi sin limitación y alta productividad.

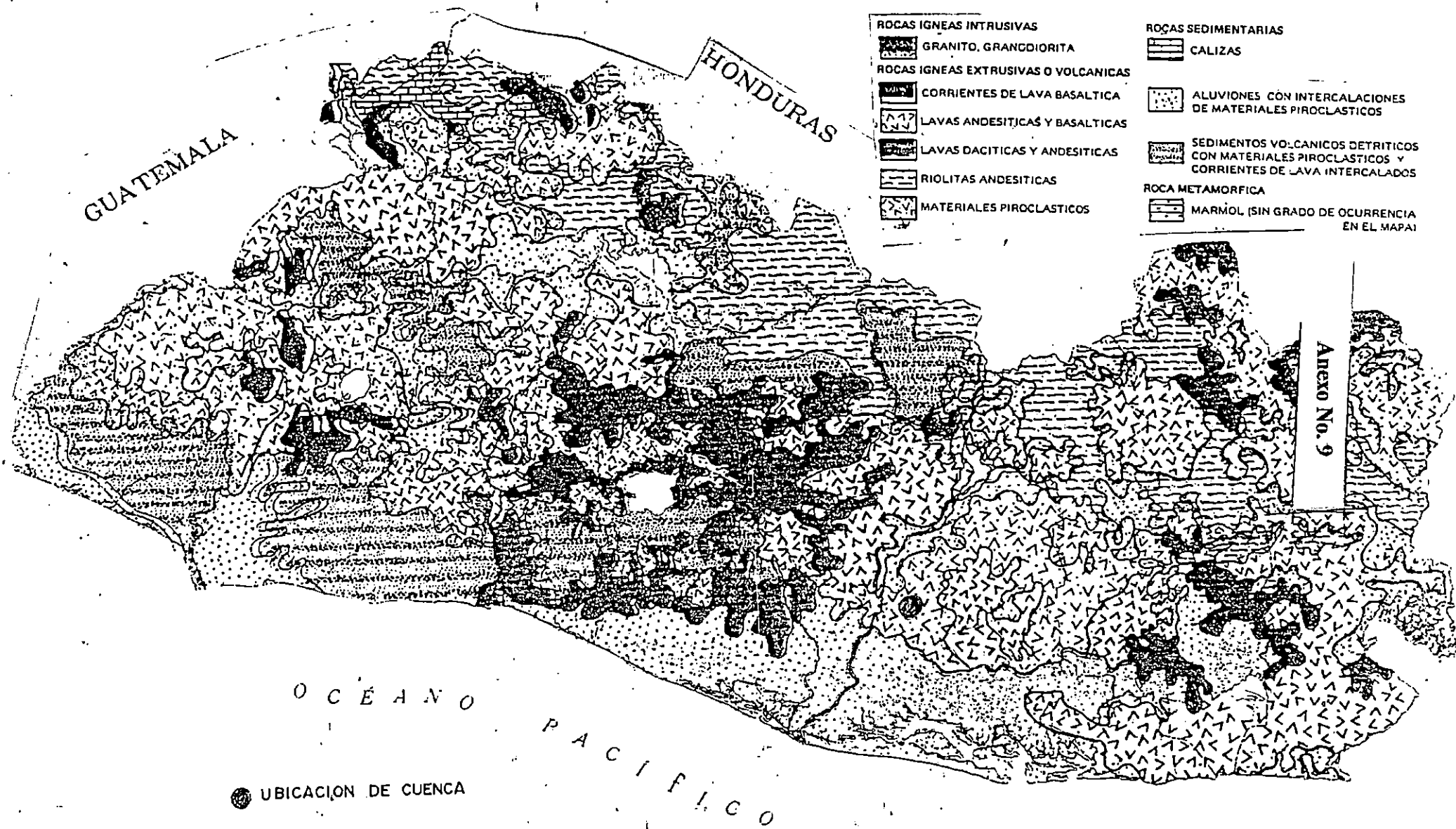
BAHIA DE JIQUILISCO

OCEANO PACIFICO

- Isla Zacatillo
- Isla Conchagüita
- Isla Meanguera
- Isla Meanguerita

EL SALVADOR TIPOS DE ROCAS

- | | |
|--|---|
| ROCAS IGNEAS INTRUSIVAS | ROCAS SEDIMENTARIAS |
|  GRANITO, GRANODIORITA |  CALIZAS |
| ROCAS IGNEAS EXTRUSIVAS O VOLCANICAS |  ALUVIONES CON INTERCALACIONES DE MATERIALES PIROCLASTICOS |
|  CORRIENTES DE LAVA BASALTICA |  SEDIMENTOS VOLCANICOS DETRITICOS CON MATERIALES PIROCLASTICOS Y CORRIENTES DE LAVA INTERCALADOS |
|  LAVAS ANDESITICAS Y BASALTICAS | ROCA METAMORFICA |
|  LAVAS DACITICAS Y ANDESITICAS |  MARMOL (SIN GRADO DE OCURRENCIA EN EL MAPA) |
|  RIOLITAS ANDESITICAS | |
|  MATERIALES PIROCLASTICOS | |



Anexo No. 9

● UBICACION DE CUENCA

ESCALA 1:1.000.000
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 KMS.

Anexo No. 10

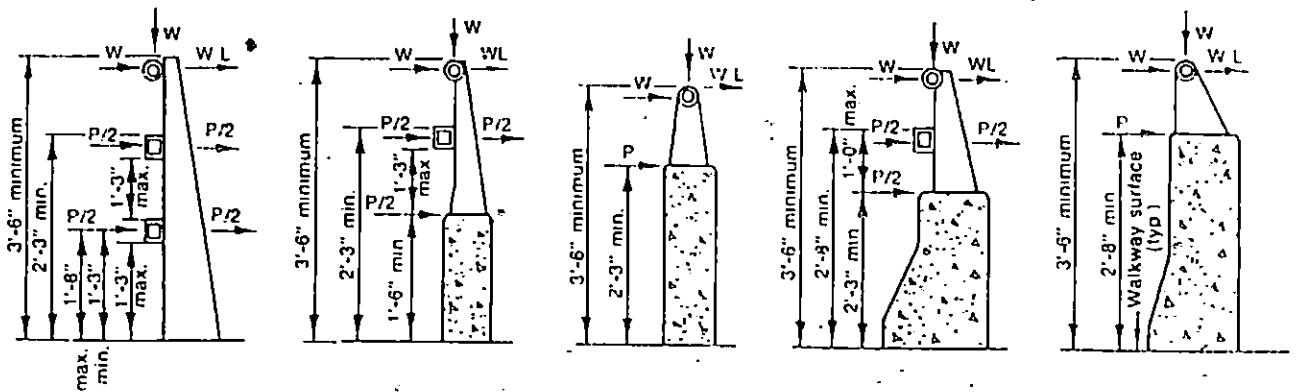
ESPECIFICACIONES GEOMETRICAS.
PARA CAMINOS RURALES

CATEGORIA DEL CAMINO		A			
T D P A al 10º Año	veh/día	50 a 100			
TIPO DE TERRENO		(PLANO)	ONDULADO	MONTAÑOSO	
VELOCIDAD DE PROYECTO	km/h	(50)	40	30	
CURVATURA MAXIMA	°	17	30	58	
RADIO MINIMO DE CURVA	m	(67.40)	38.20	19.75	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD PARA PARAR	m	45.00	30.00	22.50	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD PARA EVITAR COLISION	m	(90.00)	60.00	45.00	
PENDIENTE MAXIMA ‰	%	(6)	8	12	
CURVA	VALOR $K=L/A$	%/m	8	4	3
VERTICAL	LONG. MINIMA = $0.6V$	m	30.00	24.00	18.00
PERALTE MAXIMO	%	10	10	8	
BOMBEO	%	3			
ANCHO DEL CAMINO	m	5.00			
ANCHO EN LOS PUENTES	m	3.00			
CARGA PARA DISEÑO	AASHTO	✓ (HS) 15 - 44			
ANCHO DEL DERECHO DE VIA	m	15.00			
TIPO DE SUPERFICIE DE RODAJE		REVESTIDA			
DRENAJE		DEFINITIVO			

Anexo No. 11

BARANDAL COMBINADO

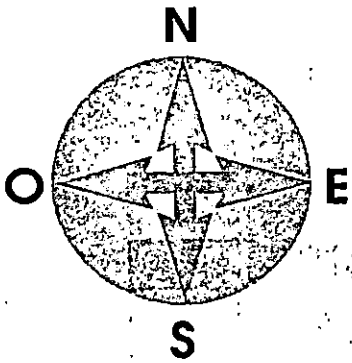
TRAFICO - PEATONAL.



(To be used when curb projects more than 4" from the traffic face of railing.)

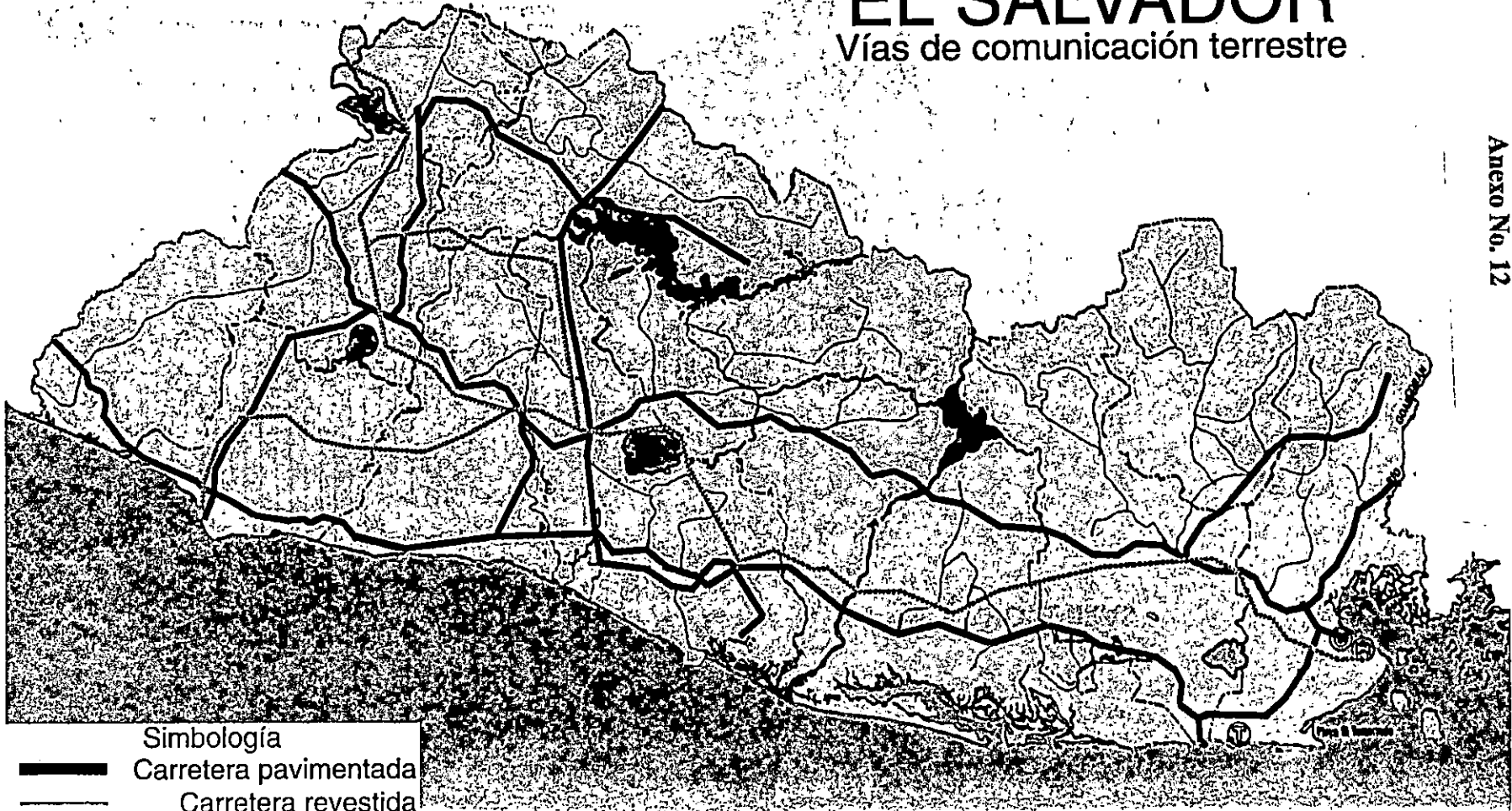
COMBINATION TRAFFIC AND PEDESTRIAN RAILING

El Salvador (vías de comunicación)



EL SALVADOR

Vías de comunicación terrestre



Anexo No. 12

Simbología

- Carretera pavimentada
- Carretera revestida