

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**



## **FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**TITULO : Análisis y diseño comparativo de un  
puente de concreto armado de luz  
variable con otro de sección compuesta**

**Tesis para Optar el Título Profesional de  
Ingeniero Civil**

**PRESENTADO POR :**

**BACH. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ**

**TARAPOTO - PERU**

**1996**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**TITULO: "ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUENTE DE  
CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE  
SECCION COMPUESTA".**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

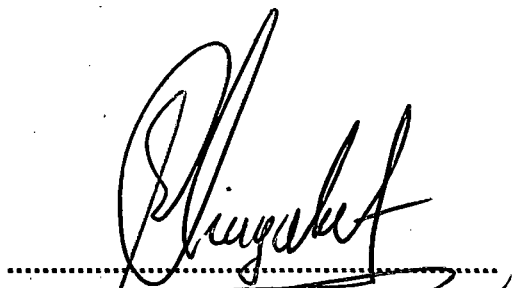
**POR: Bach. Rosario Villanueva Díaz.**

**TESIS SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL  
SIGUIENTE HONORABLE JURADO**



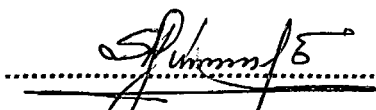
**Ing° LUIS A. PAREDES ROJAS**

**Presidente**



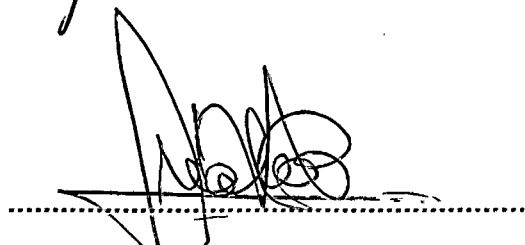
**Ing° GILBERTO ALIAGA ATALAYA**

**Secretario**



**Ing° SANTIAGO CHAVEZ CACHAY**

**Vocal**



**Ing° FERNANDO AREVALO BARTRA**

**Asesor**

## **AGRADECIMIENTO**

Al Ingeniero : **FERNANDO AREVALO BARTRA.**

Mi agradecimiento en forma muy especial por su valioso aporte y asesoramiento para la culminación de la presente tesis.

## **AGRADECIMIENTO**

A los Ingenieros de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNSM y de la UNI.

Mi sincero reconocimiento a ellos, por sus valiosas enseñanzas para mi formación profesional.

**ROSARIO VILLANUEVA DIAZ**

# **DEDICATORIA**

A MIS PADRES :

## **PORFIRIO Y TEODOLINDA**

Mi eterno agradecimiento por sus indesmayables e incansables sacrificios para poder brindarme el más grande legado e inmejorable herramienta para ser un elemento útil a la sociedad.

A MI ESPOSA :

## **ING. GRACIELA R. PINEDA MORALES**

Con mucho cariño y admiración por su invaluable apoyo y constante aliento, sobre todo en los momentos difíciles, gracias al cual pude cristalizar mi anhelo profesional.

**ROSARIO**



# INDICE

<u>CAPITULO</u>		<u>PAG.</u>
<u>I.-</u>	<u>INTRODUCCION</u>	<u>1</u>
1.1.-	Objetivos, Propósitos y Alcances de la Tesis.	<u>2</u>
<u>II.-</u>	<u>INFORMACION BASICA DEL PROYECTO Y GENERALIDADES.</u>	<u>5</u>
2.1.	Definiciones y Conceptos Generales.	<u>5</u>
2.1.1.	Definiciones.	<u>5</u>
2.1.2.	Elementos Estructurales de un Puente.	<u>6</u>
2.1.3.	Clasificación de los Puentes.	<u>15</u>
2.2.	Información Básica.	<u>31</u>
2.2.1.	Estudios Básicos.	<u>31</u>
2.2.2.	Elección del Tipo de Puente.	<u>33</u>
2.3.	Ubicación del Proyecto.	<u>34</u>
2.4.	Características a Considerar.	<u>35</u>

2.5.	Solución Adoptada.	36
2.6.	Parámetros de Diseño.	37
2.6.1.	Topografía.	37
2.6.2.	Area de Influencia.	37
2.6.3.	Tráfico.	37
2.6.4.	Suelos.	38
2.6.5.	Geología.	39
2.7.	Hidrología.	41
2.8.	Socavación.	45
<b><u>CAPITULO</u></b>	<b><u>III.- CARGAS ACTUANTES.</u></b>	<b>52</b>
3.1.	Cargas Actuantes en la Super-estructura.	52
3.1.1.	Cargas Muertas o Permanentes.	52
3.1.2.	Cargas Vivas o Sobrecargas.	52
	A. Sobrecarga Americana.	53
	B. Fuerzas Horizontales.	60
	C.- Sobrecarga Francesa (C-30)	68
3.2.	Sobrecarga en Veredas y Barandas.	76
3.2.1.	Sobrecarga en Sardineles	76
3.2.2.	Sobrecargas en Veredas	76
3.2.3.	Sobrecargas en Barandas	77
3.3.	Cargas Actuantes en la Sub-estructura y Elementos Auxiliares.	78

3.3.1. La Cimentación.	79
3.3.2. Las Conexiones.	80
3.3.3. Cargas en la Sub-estructura.	81
<b><u>CAPITULO : IV.- ANALISIS ESTRUCTURAL :</u></b>	<b>82</b>
4.1. Sección Transversal y Espaciamiento de Vigas.	82
4.2. Predimensionamiento de Peralte y Losa.	84
A.- Predimensionamiento de Peralte.	84
B.- Predimensionamiento de Losa.	84
4.3. Espaciamiento y Predimensionamiento de Vigas Diafragma.	85
4.4. Análisis de la Super-estructura.	86
A.- Tablero.	86
B.- La Estructura Principal.	87
4.4.1. Análisis Longitudinal.	88
4.4.2. Análisis Transversal.	94
4.5. Análisis de Barandas.	99
4.6. Análisis de la Sub-estructura y Elementos Auxiliares.	100
4.6.1. Análisis de Elementos Auxiliares.	100
4.6.2. Análisis de la Sub-estructura.	102

<b><u>CAPITULO</u></b>	<b>V.-</b>	<b><u>DISEÑO.</u></b>	<b>106</b>
5.1.		Filosofía del Diseño Estructural.	106
5.2.		Combinación de Cargas de Diseño.	107
	5.2.1.	Diseño por Esfuerzo de Trabajo.	110
	5.2.2.	Diseño por el Método de Rotura. (Resistencia Última).	113
	5.2.3.	Verificaciones.	114
	5.2.4.	Diseño de Vigas "T".	118
	5.2.5.	Diseño por Fuerza Cortante y Tracción Diagonal.	122
5.3.		Diseño de Vigas Compuestas.	128
	1.-	Construcción Apuntalada.	129
	2.-	Construcción sin Apuntalamiento.	129
		- Análisis Longitudinal.	131
		- Predimensionamiento de Vigas.	131
		- Espaciamiento de Vigas.	132
		- Diseño de Vigas.	132
		- Espaciamiento, Predimensionamiento, Análisis, y Diseño de Vigas Dia- fragma.	134
		- Conectores de Corte.	135
		- Diseño de Atizadores.	146
		- Conexiones.	152
		- Conexiones Atornilladas. (Tornillo de Alta Resistencia)	153
		- Conexiones Soldadas.	165

<b><u>CAPITULO</u></b>	<b><u>VI.- PROGRAMA PARA DISEÑO.</u></b>	<b>174</b>
	6.1. Diagrama de Flujo Codificado en Lenguaje Fox Pro de la Estructura Principal del Puente de Concreto Armado.	<b>174</b>
	6.2. Diagrama de Flujo Codificado en Lenguaje Fox Pro de la Estructura Principal del Puente de Sección Compuesta.	<b>199</b>
	6.3. Diagrama de Flujo Codificado en Lenguaje Fox Pro del Estribo de Concreto Armado del Puente de Concreto Armado.	<b>233</b>
	6.4. Diagrama de Flujo Codificado en Lenguaje Fox Pro del Estribo de Concreto Armado del Puente de Sección Compuesta.	<b>244</b>
	6.5. Instrucciones para Manejo y Características.	<b>256</b>
	6.6. PERT CPM (Programación de Obra).	<b>264</b>
	6.7. Criterios Comparativos.	<b>266</b>
<b><u>CAPITULO</u></b>	<b><u>VII.- EJEMPLO DE DISEÑO (PUENTE SHILCAYO)</u></b>	<b>270</b>
	7.1. Análisis y Diseño Puente Tipo Losa con Vigas de Concreto Armado, de 17.80 m. de Luz y Dos Vías de Circulación.	<b>270</b>
	7.2. Análisis y Diseño Puente Sección Compuesta, de 17.80 m. de Luz y Dos Vías de Circulación.	<b>294</b>

7.3	Diseño del Puente Shilcayo (Concreto Armado), mediante el Programa de Cómputo.	327
7.3.1.	Ingreso de Datos	327
7.3.2.	Resultados.	329
7.4.	Diseño del Puente Shilcayo (Sección Compuesta), mediante el Programa de Cómputo.	335
7.4.1.	Ingreso de Datos	335
7.4.2.	Resultados.	337
7.5.	Análisis Comparativo.	343
7.6.	Verificaciones de Diseño	346

**CAPITULO VIII.- PRESUPUESTO.** **356**

8.1.	Puente de Concreto Armado, Metrado y Presupuesto.	357
8.2.	Puente Sección Compuesta, Metrados y Presupuesto.	359
8.3.	Análisis de Costos Unitarios.	361
8.4.	Puente de Concreto Armado, Requerimiento de Insumos.	378
8.5.	Puente Sección Compuesta, Requerimiento de Insumos.	380

**CAPITULO IX.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 382**

9.1. CONCLUSIONES. 382

9.2. RECOMENDACIONES. 384

BIBLIOGRAFIA

PLANOS

## INDICE DE PLANOS

SIMB.	D E S C R I P C I O N	PAG.
T - 01	PLANO TOPOGRAFICO - PLANTA GENERAL	390
T - 02	PLANO TOPOGRAFICO - UBICACIÓN Y ELEVACION	391
S - 01	PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS - ESTUDIO DE SUELOS	392
	<b>PUENTE LOSA CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO</b>	
C°A° - 01	PLANO DE PLANTA Y DETALLE DE VIGA (V-1)	393
C°A° - 02	PLANO DE SECCION TRANSVERSAL - DIAFRAGMA Y BARANDAS	394
C°A° - 03	PLANO DE DETALLE DE FIERROS (V -1) Y LOSA	395
C°A° - 04	PLANO ESTRIBOS DE CONCRETO ARMADO Y DETALLES	396
	<b>PUENTE SECCION COMPUESTA</b>	
SC - 01	PLANO DE PLANTA Y DETALLES DE VIGA (V -1)	397
SC - 02	PLANO DE SECCION TRANSVERSAL - DIAFRAGMA Y BARANDA	398
SC - 03	PLANO DE ESTRIBOS DE CONCRETO ARMADO Y DETALLES	399



## INDICE DE GRÁFICOS

FIG.	DESCRIPCIÓN	PÁG.-
1.0	Puente con vigas (Planta y cortes) .....	7
1.1	Puente losa con vigas de Concreto Armado .....	9
1.2	Secciones transversales típicas de puentes .....	10
1.3	Estribos típicos .....	13
1.4	Pilares típicos .....	14
1.5	Puentes tipo viga (ejemplos) .....	18
1.6	Puente en arco y sección .....	22
1.7	Puente reticulado y sección .....	24
1.8	Puente colgante .....	26
1.9	Puentes atirantados y torres .....	28
1.10	Etapas del proceso erosivo .....	49
1.11	Socavación en pilares rectangulares .....	50
1.12	Socavación en pilares circulares .....	51

## **CAPITULO I**

### **INTRODUCCION**

El constante crecimiento de la población, ha sido siempre una latente preocupación para el hombre y más aún en los últimos tiempos, ya que la inmigración hacia los centros poblados y regiones de mayores recursos socio-económicos, genera una serie de necesidades, una de las cuales son las vías de comunicación terrestre y dotarle de puentes que aseguren un adecuado y permanente servicio a los usuarios.

Con la presente tesis no se pretende poner solución al enorme problema de la inmigración tan hondo en su complejidad, pero mantengamos siempre la importancia y complemento que constituye la solución del problema del diseño de sus vías, el cual tiene una enorme influencia para elevar el nivel de la producción de los pueblos, ya que el hombre contando con un camino eficiente y cómodo con puentes que se ajusten a las exigencias de desarrollo, puede mas fácilmente agilizar la integración de sus habitantes y el de los pueblos por medio del transporte terrestre para garantizar su sostenimiento.

La presente tesis, pretende contribuir al desarrollo de la región San Martín y del país, dada la importancia que tienen los puentes para un desarrollo integral.

## **1.1. OBJETIVOS, PROPOSITOS Y ALCANCES DE LA TESIS :**

El presente trabajo, referente al Análisis y Diseño Comparativo de un puente de Concreto Armado de Luz Variable con otro de sección Compuesta, tiene como objetivos :

- Aportar con las especificaciones de la ASSHTO para el Análisis y Diseño de un puente losa con vigas.
- Proponer un procedimiento didáctico para el desarrollo del análisis y diseño de un puente losa con vigas; basado en las necesidades estructurales, optimización y las diferentes sobrecargas a que pueda solicitarse.
- Obtener un programa de cómputo para el diseño de puentes losa con vigas de concreto armado y simplemente apoyado, el que servirá para el desarrollo de futuros proyectos.
- Obtener un programa de cómputo para el diseño de puentes de sección compuesta, simplemente apoyado; el que servirá para el desarrollo de futuros proyectos.
- Efectuar el diseño del Puente Shilcayo como ejemplo de cálculo y realizar un análisis comparativo entre Ambos diseños.

Se ha elegido este tema, considerando la singular importancia que tiene el transporte terrestre en el desenvolvimiento económico-social de la población y de los pueblos, aportando de esta forma a un desarrollo debidamente planificado que es lo que nuestro país necesita en forma positiva.

La tesis bajo el título "**Análisis y Diseño Comparativo de un Puente de Concreto Armado de Luz variable con otro de Sección Compuesta**", consta fundamentalmente de Cuatro partes desarrolladas en IX Capítulos:

La primera parte está constituida por los capítulos I y II que comprende un estudio de la Información Básica necesaria para el Diseño de Puentes.

La segunda parte está formada por los capítulos III al V, comprende una descripción de las Cargas Actuales en cada una de las partes de un puente; así como el Análisis Estructural o Cálculo de Esfuerzos en cada Elemento del Puente como producto del diseño a utilizar para cada caso específico.

La tercera parte está formada por el capítulo VI y es consecuencia de los anteriores capítulos, en base de los cuales se ha elaborado un programa de cómputo para el Diseño de Puentes de Losa de Concreto Armado y Puentes de Sección Compuesta, ambos simplemente apoyados con sus respectivos estribos.

La cuarta parte está formada por el capítulo VII al IX en el que utilizando la información básica proporcionada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones se efectúa, el diseño del puente Shilcayo para dos soluciones; la primera un Puente Losa de Concreto Armado y la segunda un Puente de Sección Compuesta, y a su vez se efectúa un Análisis Comparativo; y finalmente las Conclusiones y Recomendaciones.

Observando y pensando en el problema vial de la Región San Martín y del país, he tenido a bien para obtener mi título profesional, efectuar el presente trabajo, el que considero un aporte personal para el engrandecimiento de mi Región y mi patria.

## **CAPITULO II**

### **INFORMACION BASICA DEL PROYECTO Y GENERALIDADES**

#### **2.1 DEFINICIONES Y CONCEPTOS GENERALES :**

##### **2.1.1 DEFINICIONES :**

Un puente puede ser definido; como una obra de ingeniería, que permite pasar el tráfico, sobre un obstáculo natural o artificial. Entre los obstáculos naturales, se puede tratar de un río, un valle o una bahía; entre los artificiales puede ser otra vía de circulación, como una carretera o una avenida dentro de una ciudad.

Cuando la obra se compone de un gran número de tramos sucesivos, se denomina viaducto.

Cuando la obra está reservada al tránsito peatonal, se denomina pasarela o puente peatonal.

A los puentes de dimensiones pequeñas de luz se les denomina pontones, y se denomina alcantarillas cuando son de forma tubular y se construyen debajo del pavimento con la finalidad de desaguar las cunetas o pequeños riachuelos.

### **2.1.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE :**

La estructura de un puente está formada por :

❖ **LA SUPER-ESTRUCTURA :**

- a.- TABLERO.
- b.- ESTRUCTURA PRINCIPAL.

❖ **LA SUB-ESTRUCTURA :**

- a.- ESTRIBOS.
- b.- PILARES.

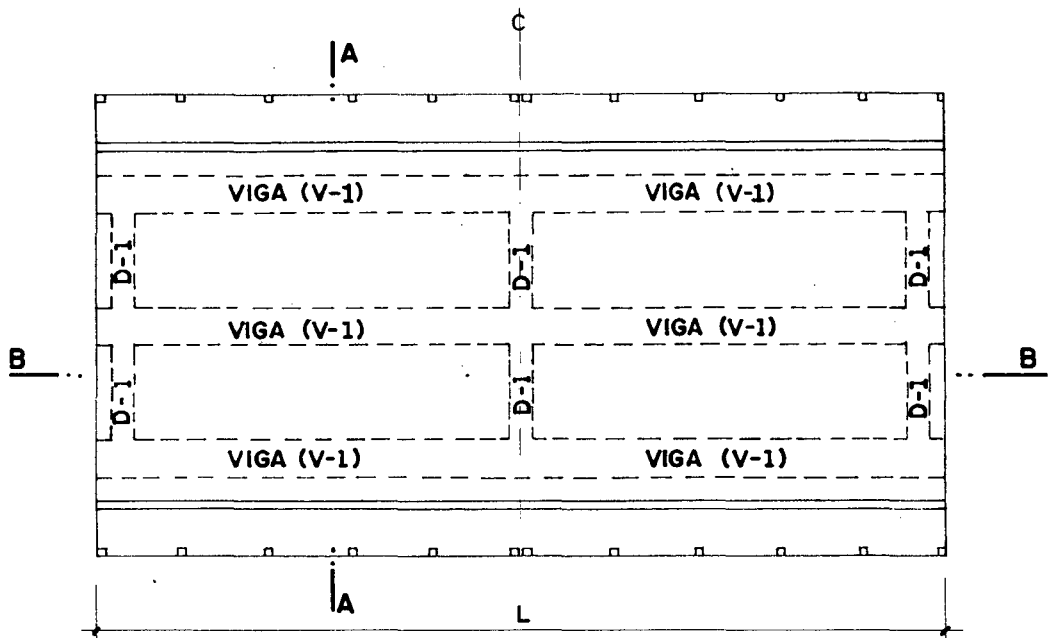
❖ **LA CIMENTACION.**

- a.- ZAPATAS.
- b.- PILOTES.
- c.- CAJONES (CAISSON)

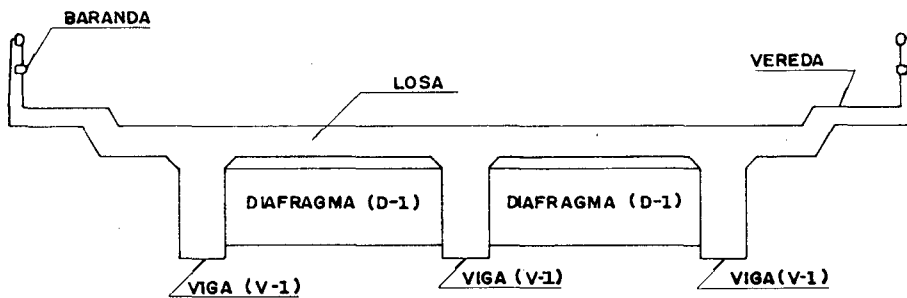
❖ **ELEMENTOS DE CONEXION :**

❖ **LA SUPER-ESTRUCTURA.-**

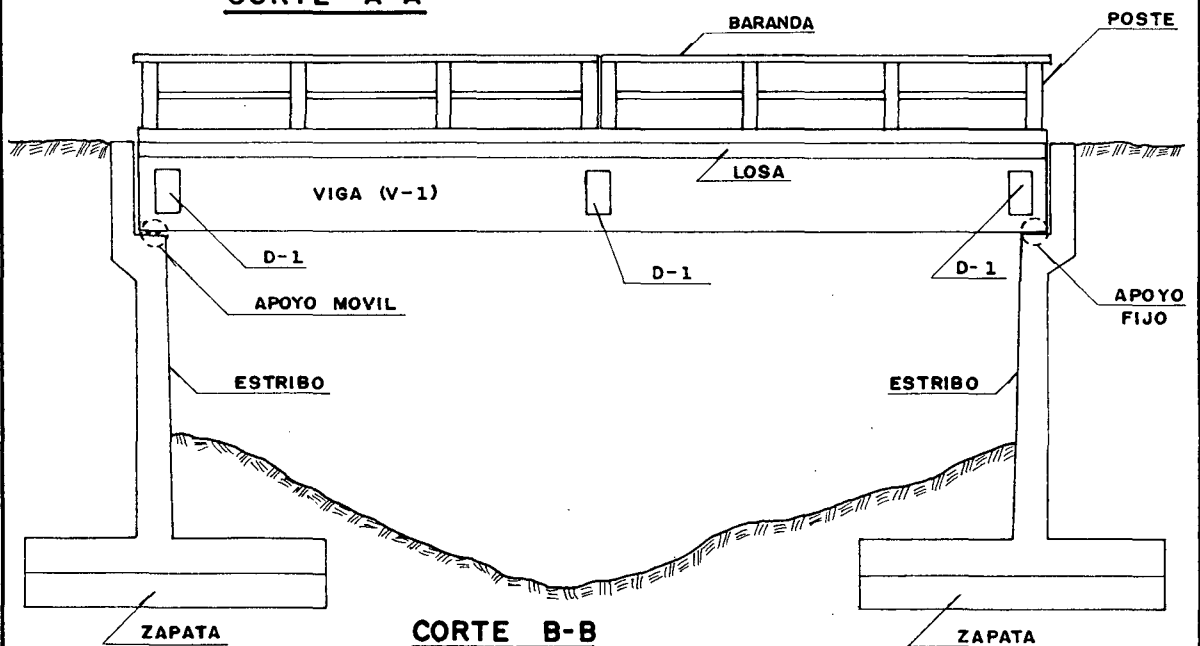
Se denomina Super-estructura, al



**PLANTA**



**CORTE A-A**



**CORTE B-B**

**Fig. : 1.0**



sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal (Vigas).

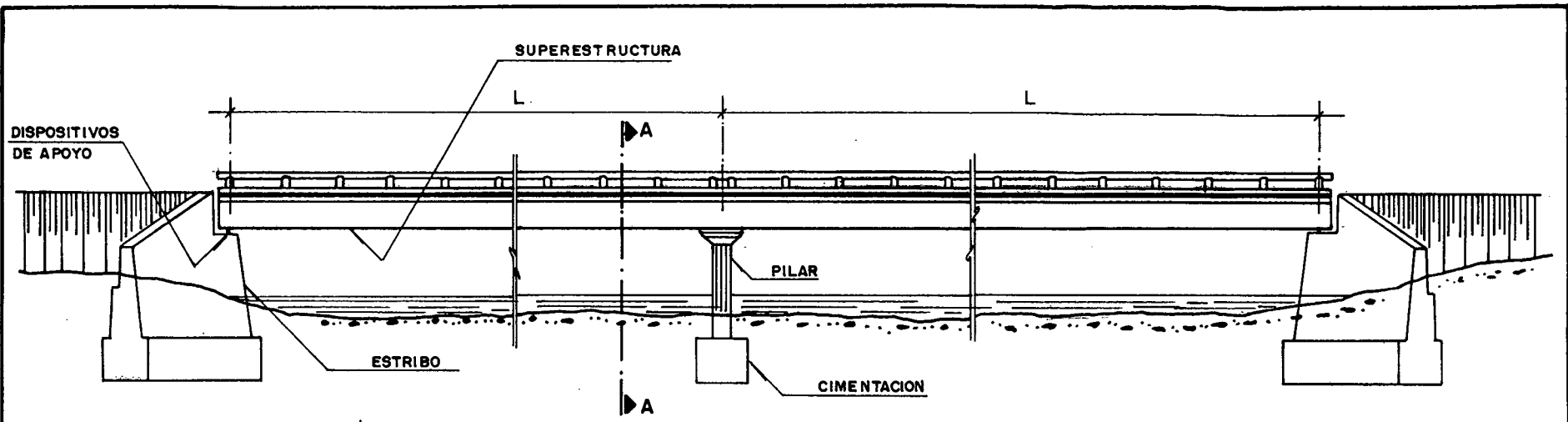
a) **EL TABLERO**

Está formado por la losa de Concreto Armado, enmaderado o piso metálico, los cuales descansan directamente sobre las vigas principales o por intermedio de largueros o viguetas transversales, siendo éste el elemento que soporta directamente las cargas.

b) **LA ESTRUCTURA PRINCIPAL**

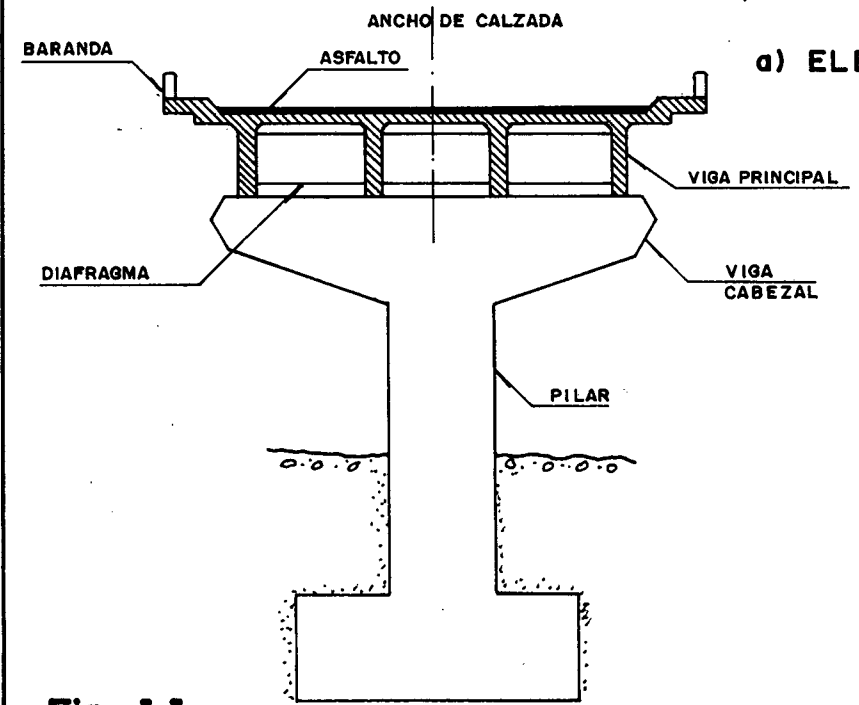
Se denomina estructura principal, al sistema estructural que soporta al tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la sub-estructura. Con la finalidad de aplicar adecuadamente los criterios y filosofía del diseño estructural. Es importante identificar a que parte del puente pertenece un determinado elemento estructural, lo cual depende del tipo de puente. Por ejemplo, en el caso del Puente de la Fig. 1.1. La Losa de Concreto es el tablero del Puente, mientras que el sistema formado por las vigas longitudinales y transversales (Diafragmas) forman la estructura principal. En el caso de Puente en Arco de la Fig. 1.6. La losa, vigas y diafragmas de la parte superior del Puente constituyen el tablero, mientras que los arcos forman la estructura principal. En el Puente Reticulado de la Fig. 1.7. El tablero está formado por la losa y por las vigas que se encuentran debajo de la losa, mientras que la estructura principal lo constituyen los dos reticulados longitudinales.

En los puentes colgantes clásicos, Fig. 1.8. El tablero



L = LUZ DEL TRAMO

a) ELEVACION



b) CORTE A-A

Fig.-1.1

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN TARAPOTO</b>		
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>		
TESIS DE GRADO: <b>ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUENTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA</b>		
<b>PUENTE LOSA CON VIGA DE CONCRETO ARMADO</b>		
RESPONSABLE: Bach. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ	ASESOR: Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA	
REVISADO: Ing. F.A. B.	FECHA: SETIEMBRE - '96	DIBUJO: Bach. R. VILLANUEVA D.



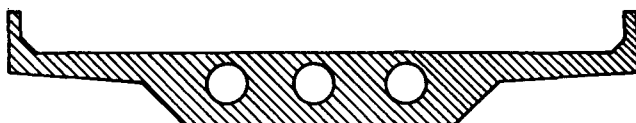
LOSA MACIZA



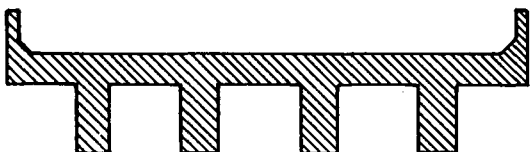
LOSA MACIZA



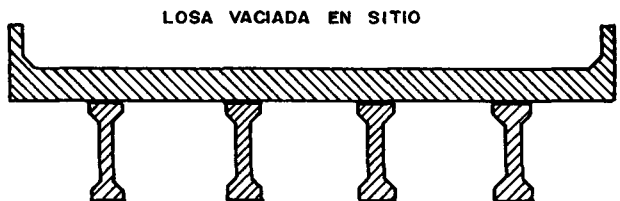
LOSA ALIGERADA



LOSA ALIGERADA



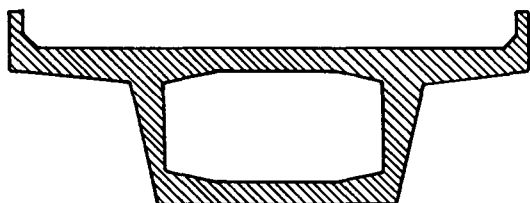
VIGA T  
(VACIADO EN SITIO)



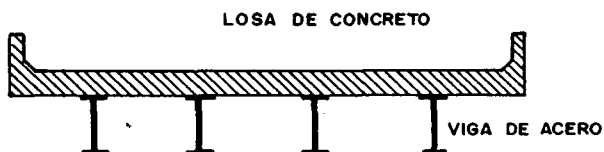
LOSA VACIADA EN SITIO

PREFABRICADO

SECCION COMPUESTA



SECCION CAJON



LOSA DE CONCRETO

VIGA DE ACERO

Fig. - 1.2

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN TARAPOTO</b>		
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>		
TESIS DE GRADO: <b>ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUEBTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA</b>		
SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE Puentes		
RESPONSABLE:	ASESOR:	
Bach. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ	Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA	
REVISADO:	FECHA:	DIBUJO:
Ing. F. A. B.	SEPTIEMBRE - '96	Bach. R. VILLANUEVA D.

está formado por la losa y los elementos de la viga de rigidez (Reticulado longitudinal). Los cables constituyen la estructura principal que transmite las cargas a los anclajes y torres (Pilares).

## ❖ LA SUB-ESTRUCTURA O INFRAESTRUCTURA

La sub-estructura de un Puente, está formada por elementos estructurales que soportan a la Super-estructura y que transmiten las cargas a la Cimentación. Dependiendo de su ubicación están compuestos por estribos y pilares. Fig. 1.1.

**Estribos.-** Son los apoyos extremos del Puente, que transmiten la carga de éste al terreno, y que sirven además para sostener los rellenos de los accesos al Puente.

**Pilares.-** Son los apoyos intermedios, es decir que reciben reacciones de dos tramos del Puente, transmitiendo las cargas al terreno.

Los elementos de la sub-estructura transmiten las cargas del terreno a través de su cimentación

## ❖ LA CIMENTACION :

La Cimentación puede ser clasificada en dos grupos :

- Cimentación Directa o Superficial.
- Cimentación Profunda.

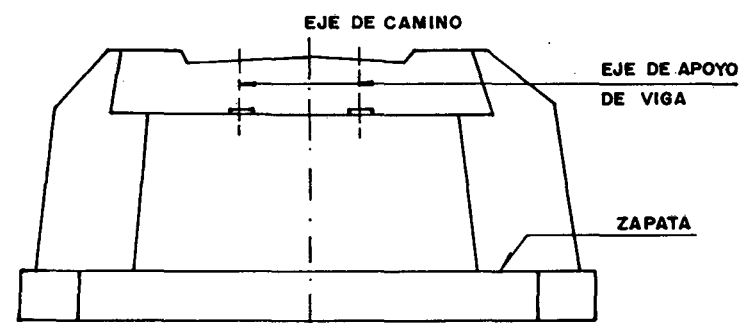
**La Cimentación Directa**, se hace mediante zapatas que transmiten la carga directamente al suelo portante. Este tipo de cimentación se utiliza cuando el estrato portante adecuado se encuentra a pequeñas profundidades, a lo cual es posible llegar mediante excavaciones.

**Las Cimentaciones Profundas**, se utilizan cuando el estrato resistente se encuentra a una profundidad a la que no es práctico llegar mediante excavaciones. Las cimentaciones profundas se hacen mediante :

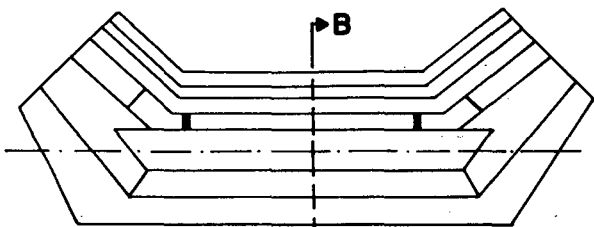
- Cajones de Cimentación (varios tipos).
- Pilotaje.
- Cimentaciones Compuestas (cajones con pilotes).

## ❖ LAS CONEXIONES :

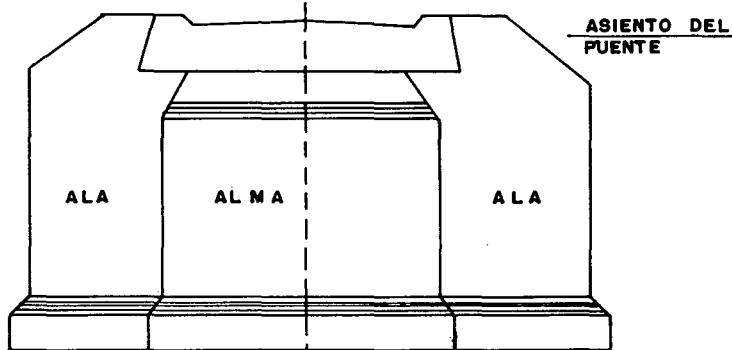
En los puentes además de los elementos estructurales indicados anteriormente, existen los elementos de Conexión entre la Super-



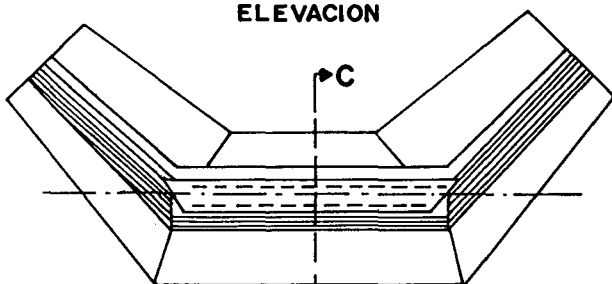
ELEVACION



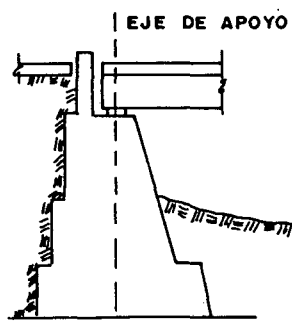
PLANTA



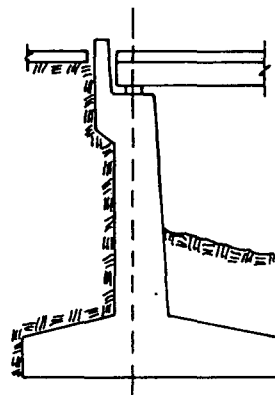
ELEVACION



PLANTA



CORTE B-B



CORTE C-C

Fig. - 1.3

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN  
TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO:

ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUENTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA

ESTRIBOS TIPICOS

RESPONSABLE:

Bach. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ

ASESOR:

Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA

REVISADO:

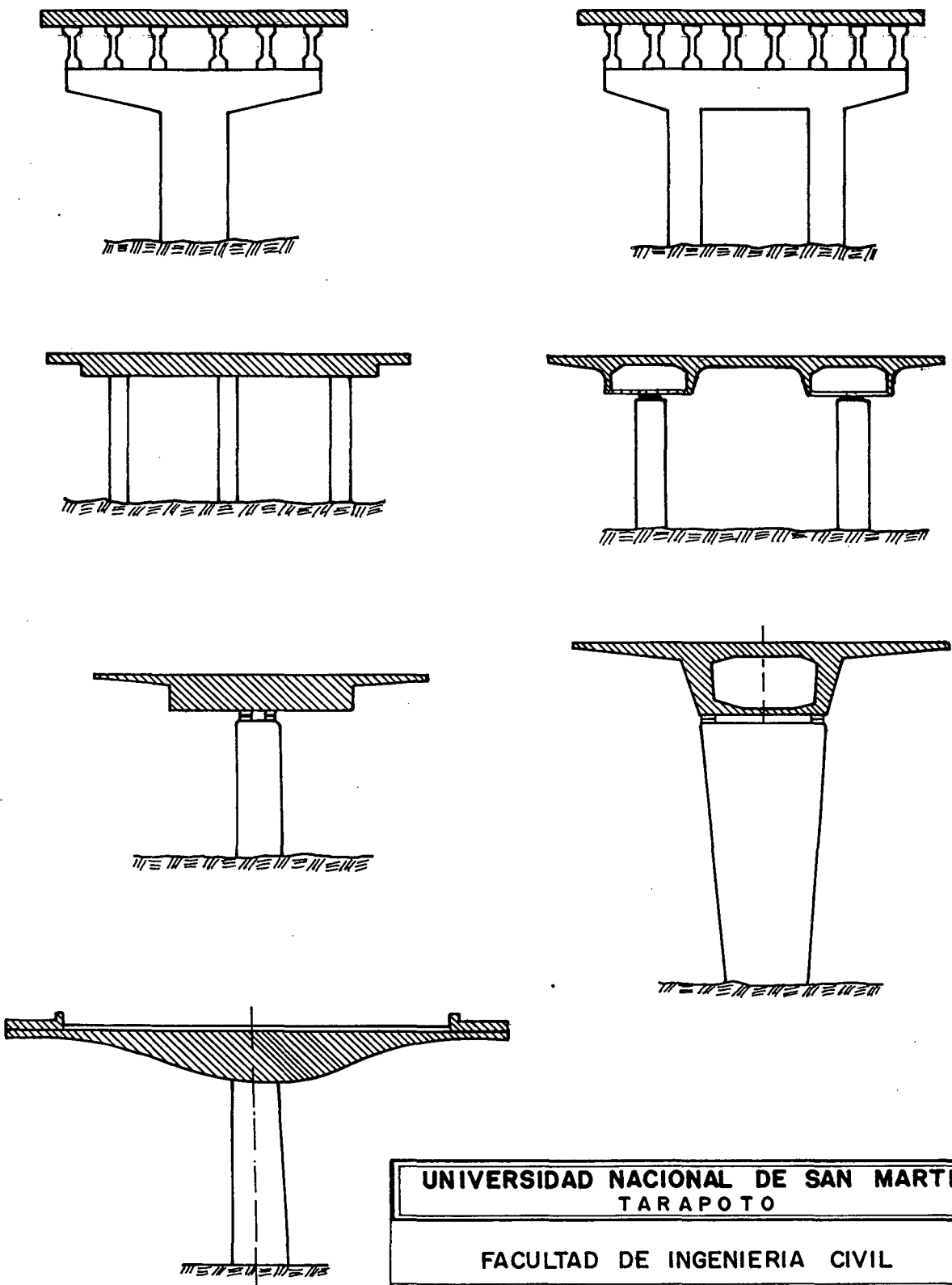
Ing. F.A.B.

FECHA:

SEPTIEMBRE - '96

DIBUJO:

Bach. R.VILLANUEVA D.



**Fig.-1.4**

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN TARAPOTO</b>		
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>		
TESIS DE GRADO: <b>ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUENTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA</b>		
<b>PILARES TÍPICOS</b>		
RESPONSABLE :	ASESOR :	
Boch. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ	Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA	
REVISADO:	FECHA:	DIBUJO:
Ing. F. A. B.	SEPTIEMBRE - '96	Boch. R. VILLANUEVA D.

estructura y la Sub-estructura, que son elementos o dispositivos que deben ser analizados y diseñados cuidadosa y generosamente, por cuanto se ha observado que su comportamiento, es de suma importancia durante sismos, huaycos y cambios de temperatura. A los elementos de Conexión entre la Super-estructura y la Sub-estructura, se les denomina Dispositivos o Aparatos de apoyo (fijo o móvil).

❖ **ACCESORIOS DEL TABLERO :**

Un puente forma parte de una facilidad de transporte y como tal, el tablero debe satisfacer los requisitos de funcionalidad, que se establecen en las Normas y Especificaciones correspondientes; es por ello que por ejemplo, en el tablero se deben colocar elementos accesorios como veredas, barandas, etc., que en general constituyen cargas muertas adicionales.

**2.1.3. CLASIFICACION DE LOS PUENTES :**

Los puentes se pueden clasificar de diferentes manera, por ejemplo :

■ **SEGUN LA FINALIDAD :**

Puentes para carreteras, puentes para ferrocarril, puentes para trenes de transporte rápido masivo,



puentes para peatones, puentes para acueductos, puentes para tráfico mixto (ferrocarril y vehículos automotores), puentes para aviones en los grandes aeropuertos.

A los viaductos elevados para vehículos eléctricos de transporte de pasajeros se les denomina Guideways. Actualmente existen muchos tipos y sistemas de vehículos para transporte de pasajeros, generalmente los viaductos para cada sistema han venido siendo diseñados con criterios propios para cada caso; sin embargo desde hace algunos años se vienen publicando recomendaciones de carácter general que deben ser tomados en cuenta en el diseño de los nuevos viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros. Entre los vehículos en actual uso tenemos; los de rieles, los de neumáticos, etc. Los sistemas pueden ser manuales, semiautomáticos o totalmente automáticos.

#### ■ **SEGUN EL MATERIAL PRINCIPAL :**

En la construcción de puentes, se utilizan distintos materiales. Para los fines de clasificación, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se dice que un puente es de acero, se debe entender que la estructura principal es de acero, pero la losa del tablero puede ser de concreto.

Los puentes modernos se construyen en concreto o acero: los de concreto a su vez pueden, ser de concreto armado o concreto pretensado.

Antes del concreto y el acero, los puentes se construyeron en madera, mampostería (piedra) y hierro.

■ **SEGUN EL TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL PRINCIPAL :**

Tenemos los más importantes sistemas que son:

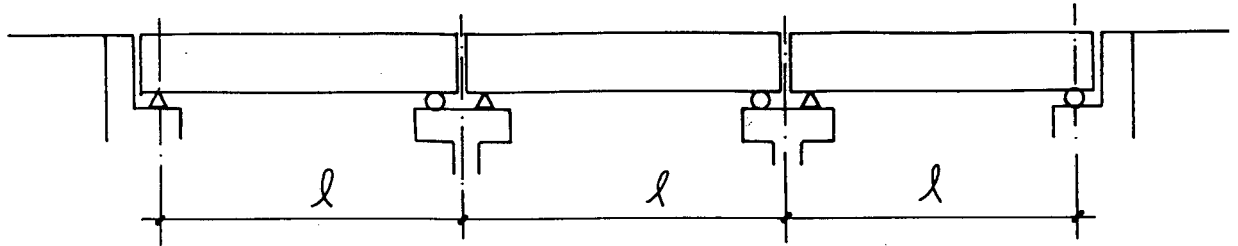
**A.- PUENTE TIPO VIGA (Fig. 1.1, 1.2, 1.5);**

Los Puentes Tipo Viga constituyen el esquema estructural más simple. En este tipo de puentes, las cargas principales de la Super-estructura se transmiten a la Sub-estructura a través de los apoyos como reacciones verticales. Los esfuerzos primarios en los puentes tipo viga son de flexión.

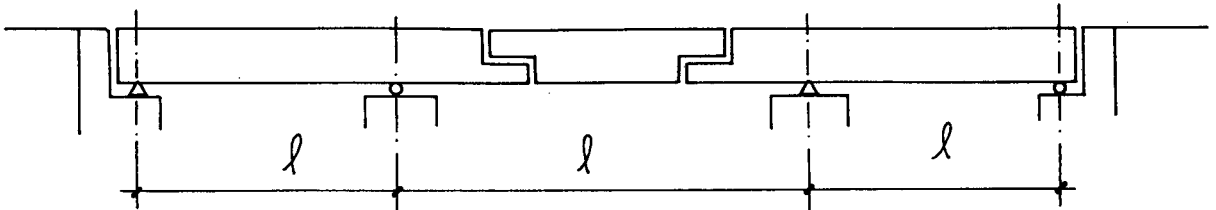
Longitudinalmente se puede optar por distintos esquemas estructurales, por ejemplo :

- Puentes de Tramos Simples Apoyados.
- Puentes Isostáticos con Voladizos (Gerber).
- Puentes de Vigas Continuas.
- Puentes de Sección Compuesta.

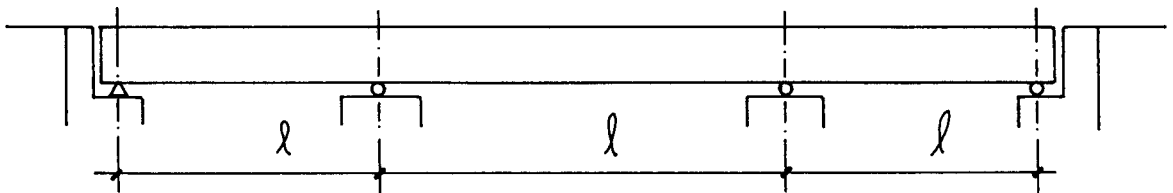
Los Puentes de Tramos Simplemente Apoyados; son la solución más elemental, tienen las siguientes ventajas : es isostático, pudiéndose construir tramos independientemente (por partes), se reduce el uso de falso puente reduciendo el costo directo por tratarse de tramos independientes; permite además,



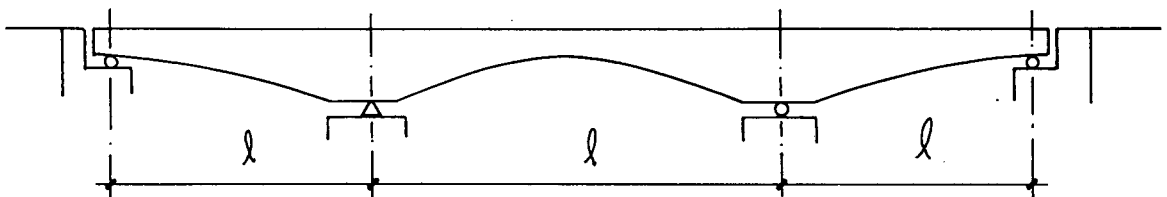
a) TRAMOS SIMPLEMENTE APOYADOS



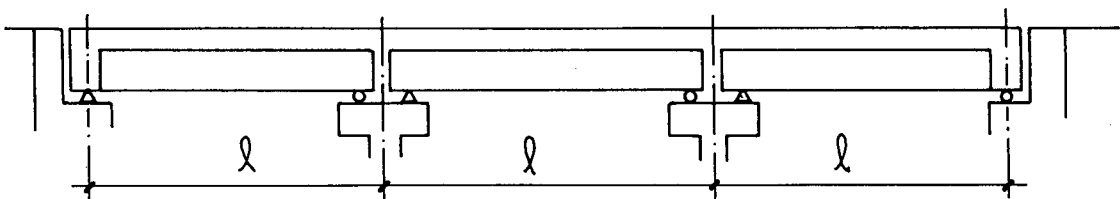
b) VIGAS GERBER



c) VIGA CONTINUAS DE SECCION CONSTANTE



d) VIGA CONTINUA DE SECCION VARIABLE



e) VIGA PARCIALMENTE CONTINUA

Fig. -1.5

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN TARAPOTO</b>		
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>		
TESIS DE GRADO:		
<b>ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUENTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA</b>		
<b>PUENTES TIPO VIGA (Ejemplos)</b>		
RESPONSABLE :	ASESOR :	
Bach. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ	Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA	
REVISADO:	FECHA :	DIBUJO :
Ing. F. A. B.	SEPTIEMBRE - '96	Bach. R. VILLANUEVA D.

asentamientos diferenciales en los apoyos lo que indica que se puede usar en terrenos menos sólidos. Las desventajas de este tipo de puente, es que no se aprovecha la capacidad de la sección al máximo ya que los momentos de flexión son 0.00 (cero) en los apoyos, siendo los momentos positivos elevados; necesita más dispositivos de apoyo que cualquier otro tipo de puente y requiere mayor tiempo de construcción.

Los Puentes Tipo Gerber, son isostáticos, tienen casi las mismas ventajas e inconvenientes de los puentes de tramos simplemente apoyados con la diferencia que al introducir momentos negativos en los volados, se disminuye el momento positivo en los tramos simplemente apoyados, los momentos por carga permanente de un Puente Tipo Gerber son menores que los de un puente, simplemente apoyado y los momentos por sobrecarga son menores, puesto que existe menor distancia entre apoyos por la presencia de los volados. Los puentes de vigas continuas, se adaptan a la mayoría de cruces de ríos; para luces grandes, la viga cajón continua ofrece una solución muy económica. Los momentos por carga permanente de un puente continuo, son menores que los correspondientes al puente Gerber y simplemente apoyado, ya que los momentos negativos en los apoyos, reducen los momentos positivos en los tramos; con respecto a la sobrecarga, cualquier carga produce momentos de flexión en toda la longitud del puente, por

esta razón todas las secciones tienen momentos positivos y negativos por sobrecarga; necesita menos dispositivos de apoyo que el puente simplemente apoyado, sólo 4 en total. Los inconvenientes, son que se necesita más falso puente que el simplemente apoyado, pero, requiere menos tiempo de ejecución de obra; siempre se transmite esfuerzos por cargas horizontales a la Sub-estructura, cualquier asentamiento diferencial en los apoyos, significa momentos positivos en el apoyo (inversión de momentos), por lo que no es recomendable construirlos sobre suelos blandos, además por contracción de fragua y temperatura, la longitud de los tramos tiene limitaciones.

Los Puentes de Sección Compuesta (Puentes Mixtos), son aquellos puentes que se construyen en base a vigas prefabricadas, que se colocan entre apoyos y que posteriormente, se integran con una losa de concreto vaciada en sitio, de tal manera que se logre un sistema de viga continua.

En el cálculo de este tipo de puentes, se debe considerar las etapas de construcción:

- ♦ En una Primera Etapa, las vigas trabajan como simplemente apoyadas para efectos de soportar el peso propio y el peso de las cargas durante la construcción.
- ♦ Posteriormente, cuando el Concreto de la Losa ha fraguado, las vigas trabajan como

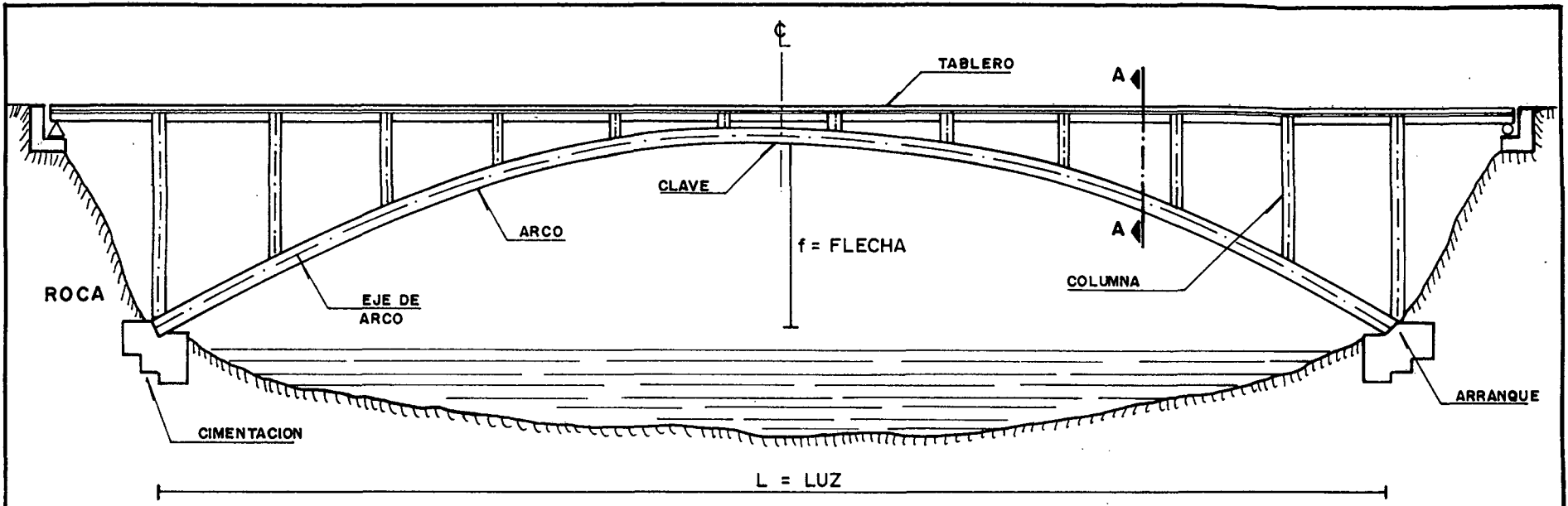
vigas continuas para soportar la carga viva y demás acciones que actúen después de la etapa de construcción (Peso Muerto de Barandas, Asfalto, etc.).

Entre las ventajas de este tipo de solución estructural, podemos citar el ahorro en un falso puente, la rapidez de la construcción y la disminución de juntas de construcción. Las vigas, generalmente son elementos prefabricados de concreto presforzado; aunque también se utilizan vigas de acero.

## **B.- PUNTES EN ARCO (Fig. 1.6).**

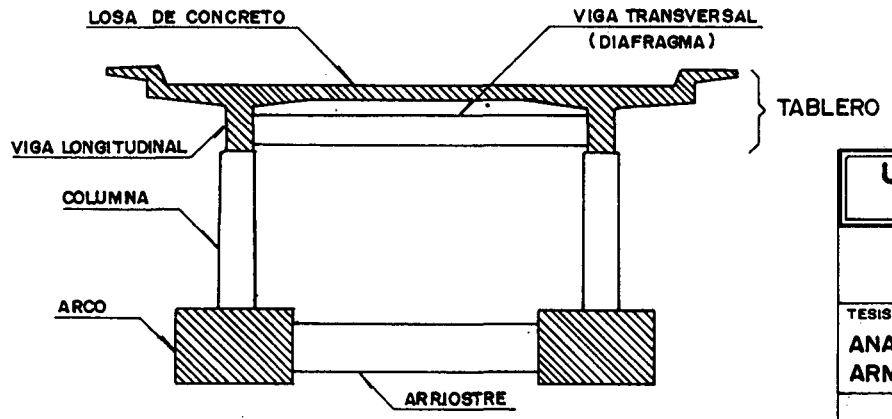
El arco se caracteriza por el hecho de que gracias a su forma, es capaz de transmitir las cargas trabajando en un estado en que los esfuerzos primarios son de compresión. Los Puentes en Arco pueden ser de diversas formas : de tímpano lleno o tímpano abierto; los de tímpano abierto pueden ser; de tablero superior, tablero inferior o tablero intermedio. Los puentes en arco se han construido en mampostería de piedra, hierro, acero y concreto. Actualmente el concreto es el material más utilizado en los puentes en arco, por su alta capacidad resistente a la compresión.

La solución en arco, se recomienda cuando se dispone de buenas condiciones de cimentación en los arranques, y el rebajamiento es el adecuado.



a) ELEVACION

REBAJAMIENTO  $r = \frac{f}{L}$



b) CORTE A-A

Fig.- 1.6

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN TARAPOTO</b>		
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>		
TESIS DE GRADO:		
<b>ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUEBTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA</b>		
<b>PUEBTE EN ARCO Y SECCION</b>		
RESPONSABLE:	ASESOR:	
Bach. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ	Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA	
REVISADO:	FECHA:	DIBUJO:
Ing. F. A. B.	SEPTIEMBRE - '96	Bach. R. VILLANUEVA D.

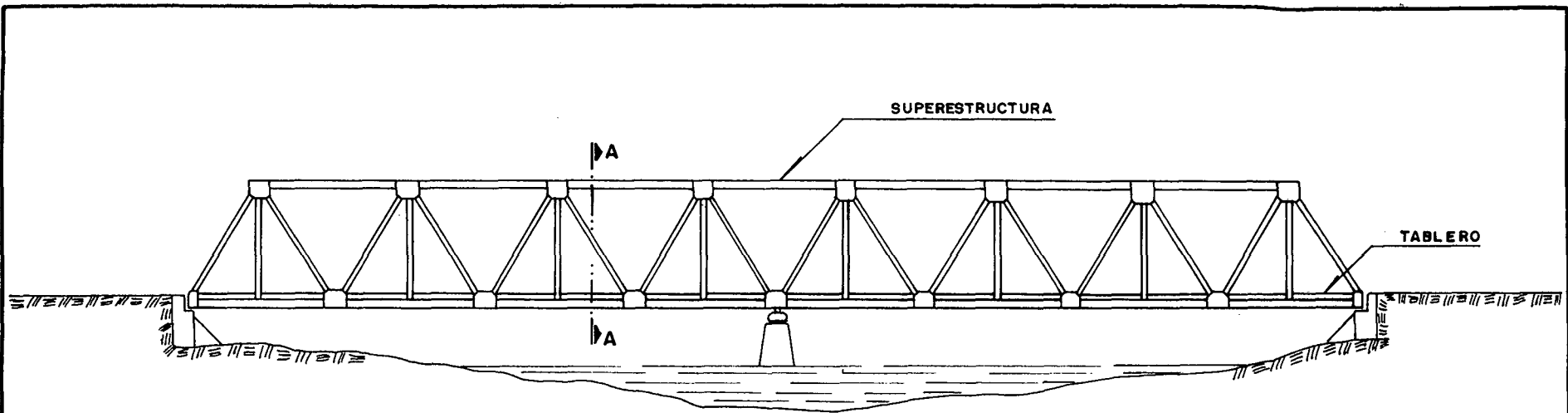
El procedimiento constructivo tradicional de encofrar el arco con falso puente, puede resultar muy caro en el caso de valles profundos o ríos caudalosos, por lo que se han desarrollado métodos constructivos bastantes ingeniosos.

En el cálculo estructural de todo tipo de puentes, se debe considerar el método constructivo a utilizar, y en el caso particular de los puentes en arco, el método y secuencia de construcción influyen enormemente en el comportamiento final. Por ejemplo el método tradicional, es aquel que después de construido el arco, éste se desencofra y se construye el tablero apoyándose en el arco; el arco debe tener la capacidad de soportar sólo su peso propio más el peso de columnas, tablero, encofrado y carga viva de construcción. Generalmente, esta es una de las etapas críticas para el arco en el que muchas veces es necesario colocarle arriostramientos temporales para evitar el pandeo. Una vez que la estructura está terminada, el sistema estructural resistente está conformada por el arco, columna y tablero, trabajando como un todo, y es el sistema integral total el que se debe considerar como la estructura principal para los efectos posteriores de la carga viva, sismos, etc.

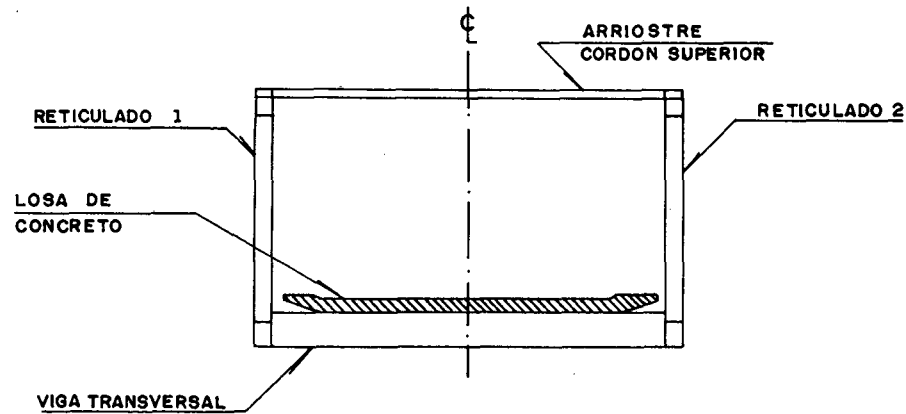
### C.- PUENTES RETICULARES (Fig. 1.7).

En este tipo de puentes, la estructura





d) ELEVACION



b) CORTE A-A

Fig-1.7

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN TARAPOTO</b>		
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>		
TESIS DE GRADO:		
<b>ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUENTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA</b>		
<b>PUENTE RETICULADO Y SECCION</b>		
RESPONSABLE:	ASESOR:	
Bach. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ	Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA	
REVISADO:	FECHA:	DIBUJO:
Ing. F. A. B.	SEPTIEMBRE - '96	Bach. R. VILLANUEVA D.

principal está conformada por dos reticulados planos paralelos. El tablero está constituido por una losa que se apoya en vigas transversales que transmiten las cargas a los nodos de los dos reticulados longitudinales.

Adicionalmente puede ser necesario, colocar elementos de arriostamiento lateral a los reticulados, y en las zonas de los apoyos colocar portales para resistir las fuerzas transversales horizontales de viento y sismo.

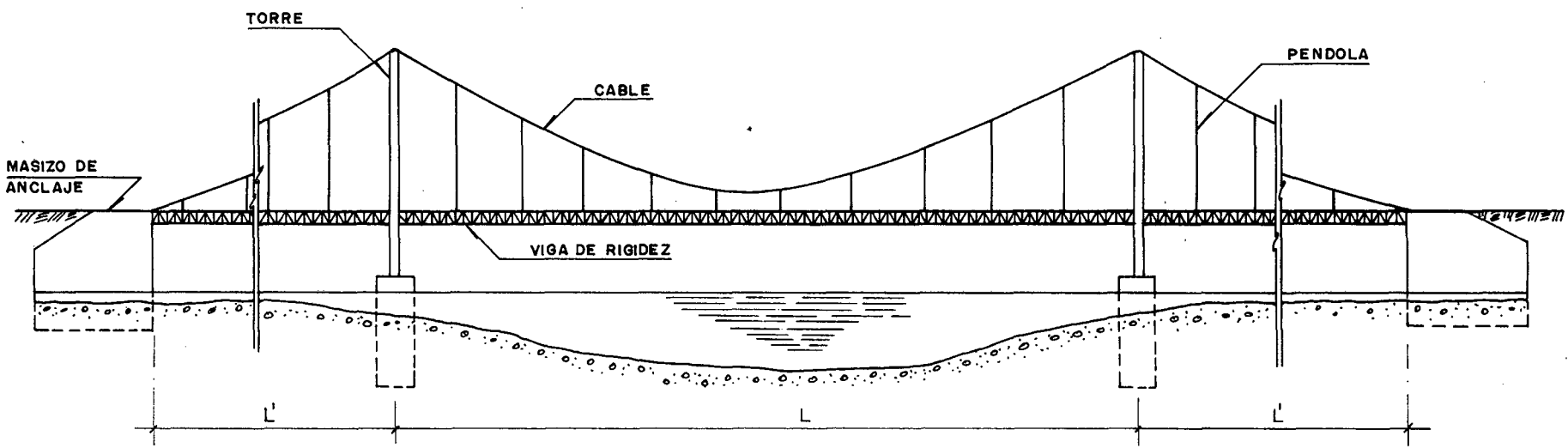
Un reticulado está formado por el ensamble triangular de elementos rectos. El reticulado se caracteriza por :

Los ejes centroidales de sus miembros, son concurrentes en puntos denominados nodos. Las cargas llegan al reticulado en sus nodos. Los esfuerzos primarios que se generan en el reticulado son fuerzas axiales de compresión y/o tracción. Los esfuerzos de flexión que se originan en las estructuras reales, son pequeñas por lo que se denominan; Esfuerzos Secundarios.

En general, los Puentes Reticulados se hacen en base a estructuras metálicas; sin embargo, existen algunos casos de Puentes Reticulados de Concreto Armado.

#### **D.- PUENTES COLGANTES (Fig. 1.8).**

En el puente colgante, la estructura



L = LUZ TRAMO CENTRAL  
 L' = LUZ TRAMO LATERAL

Fig. -1.8

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN TARAPOTO</b>		
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>		
TESIS DE GRADO:		
<b>ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUEBTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA</b>		
<b>PUEBTE COLGANTE</b>		
RESPONSABLE:	ASESOR:	
Bach. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ	Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA	
REVISADO:	FECHA:	DIBUJO:
Ing. F. A. B.	SETIEMBRE - '96	Bach. R. VILLANUEVA D.

## F.- PUENTES ATIRANTADOS : (Fig. 1.9)

En los Puentes Atirantados, el tablero está suspendido por medio de varios cables inclinados que se fijan en las torres. La forma que se le puede dar a la disposición de los cables es muy variada, y últimamente se han construido hermosos puentes atirantados, tanto en Europa como en Norteamérica. Inicialmente en estos puentes atirantados, el tablero era totalmente de acero; en la actualidad, se vienen utilizando en un gran porcentaje el concreto presforzado por su versatilidad, eficiencia estructural y belleza.

Los Puentes Atirantados son considerados los puentes del futuro, ya que son el tipo estructural más moderno y tienen bastante aceptación tanto por la economía y, por las formas que se pueden lograr. Estos puentes se desarrollaron en Alemania Occidental, como respuesta a la necesidad que tenían de reconstruir los innumerables puentes destruidos durante la Segunda Guerra Mundial.

### ◆ SEGUN LA SECCION TRANSVERSAL DE LA SUPER-ESTRUCTURA :

La forma de la sección transversal de los puentes es muy variada, en la Fig. 1.2 se ilustran algunos ejemplos : Puentes de Losa de Sección Maciza y Puentes Losa de Sección Aligerada.

principal lo constituyen los cables curvos que soportan las cargas y las transmiten a las torres y los macizos de anclaje. Los cables sostienen al tablero, por medio de tirantes denominados péndolas. El cable principal es rigidizado por la viga de rigidez. En los puentes colgantes clásicos, la viga de rigidez se forma en base a reticulados, mientras que en los puentes europeos modernos, se viene utilizando Vigas Ortotrópicas de sección cajón, de forma aerodinámica.

Este tipo de puente, es el único que puede salvar grandes luces (por ejemplo el puente Golden Gate con una luz central de  $L = 1280$  mt.).

#### **E.- PUENTES TIPO PORTICO.**

La principal característica de los Puentes Tipo Pórtico, es la unión rígida entre la Super-estructura y los Pilares y/o Estribos (Sub-estructura), tienen menores momentos de flexión que el puente continuo, la Sub-estructura toma parte de los momentos por cargas verticales; los momentos de flexión por empuje de tierras sobre el estribo, son menores que el empuje sobre cualquier tipo de puentes, además, este tipo de puentes tiene mayor estética, y se usa principalmente en zonas urbanas.

La desventaja que posee, es que no admite asentamientos diferenciales en los apoyos, y la contracción de fragua y temperatura produce efectos en todo el puente.

- Puentes de Viga "T".
- Puentes de Sección Cajón.
- Puentes de Sección Compuesta, etc.

◆ **SEGUN EL SISTEMA CONSTRUCTIVO :**

Según el Sistema Constructivo, los puentes, específicamente los de concreto pueden; construirse mediante elementos prefabricados, en volados sucesivos con dovelas prefabricadas o vaciados en sitio, mediante elementos empujados, etc. etc.

◆ **SEGUN LA DISPOSICION EN PLANTA :**

Los puentes pueden ser : Rectos, Desviados y Curvos.

◆ **SEGUN EL TIEMPO DE VIDA PREVISTO :**

Se tienen los puentes definitivos y los puentes provisionales. Es frecuente en nuestro país que los puentes provisionales (Tipo Bailey) se queden muchas veces como definitivos.

◆ **SEGUN OTRO CRITERIO :**

Existen muchos otros criterios con los cuales pueden clasificarse los puentes, por ejemplo,

según la capacidad de carga y el ancho de la superficie de rodadura, se clasifica en : Puentes de Primera, Segunda o Tercera Clase. En nuestro país, no existe una reglamentación para clasificar los puentes.

## **2.2. INFORMACION BASICA:**

### **2.2.1. ESTUDIOS BASICOS :**

Antes de proceder al Diseño del Proyecto de un Puente, es indispensable realizar estudios básicos necesarios para la elaboración de los anteproyectos y del proyecto definitivo del puente.

La información que se requiere, es :

#### **a.- LOS DATOS DE LAS CONDICIONES NATURALES DEL LUGAR DONDE SE REQUIERE CONSTRUIR EL PUENTE :**

Para obtener los datos de las condiciones naturales, se deben realizar en la zona de ubicación del puente los estudios de :

- Levantamiento Topográfico.
- Geología y Geotécnia.
- Hidrología e Hidráulica del Río.

Los estudios básicos deben ser realizados de acuerdo a los requerimientos del proyectista, y según los procedimientos que se establecen en los manuales

especializados de ingeniería de puentes, que son más exigentes que los requeridos para las edificaciones.

**b.- LOS DATOS DE LAS CONDICIONES FUNCIONALES :**

Los Datos de las Condiciones Funcionales, son determinadas por el propietario o por su representante (Ministerio de Transportes, Municipalidades y por las Normas y/o Especificaciones correspondientes).

Entre los datos funcionales más importantes que se deben fijar antes de iniciar el diseño del proyecto del puente, tenemos :

- **DATOS GEOMETRICOS :**

Ancho de la calzada (N° de vías), dimensiones de la vereda, barandas, peralte, sobreancho, pendientes, curvatura, gálibo, etc.

- **DATOS DE CARGAS :**

Sistemas de cargas de diseño, cargas excepcionales, otras cargas (accesorios del tablero), etc.

- **OTROS DATOS :**

Velocidad de diseño, volumen de tráfico, etc.



### **2.2.2. ELECCION DEL TIPO DE PUENTE :**

La elección del tipo de sistema estructural, es una de las etapas más importantes en la elaboración del proyecto de un puente en el que se debe tener en cuenta lo siguiente:

- a.- Las condiciones naturales del lugar de emplazamiento de la obra. (Estudios Básicos).
- b.- Las diversas soluciones técnicamente factibles de acuerdo a las dimensiones del proyecto.

La luz del puente es el primer parámetro a considerar, por cuanto influye notablemente en las posibles soluciones a estudiar.

Las condiciones de cimentación también deben considerarse, puesto que condiciones de cimentación deficientes deben descartar estructuras hiper-estáticas.

El espacio libre requerido puede tener un gran efecto en el método de montaje o procedimiento constructivo a utilizar y en consecuencia, en el tipo de estructura a diseñar.

Las cargas vivas por soportar.

Los costos iniciales, costos de operación y mantenimiento.

Existen muchos otros factores que se deben tener en cuenta en la selección del tipo de puente más conveniente para cada caso en particular. Lo que es indudable, es que el criterio y experiencia del Ingeniero juegan un papel esencial en la selección del tipo de puente.

A diferencia de lo que ocurre en el diseño de las edificaciones, en el caso de los puentes, es el ingeniero estructural el que fundamentalmente dirige y decide el diseño integral del proyecto del puente; es por ello que se debe tener presente que un buen diseño debe satisfacer los siguientes requisitos :

- a.- Debe ser factible de construirse, en base a los materiales y tecnología disponible.
- b.- Debe ser seguro, para resistir las sobrecargas actuales y futuras, naturales y/o artificiales.
- c.- Debe satisfacer los requisitos de utilización y funcionalidad.
- d.- Debe ser económico.
- e.- Debe ser estético.
- f.- Debe ser una solución ética y honesta.

### **2.3. UBICACION DEL PROYECTO :**

Debido a que se trata de un análisis y diseño comparativo, se ha tomado como ejemplo de cálculo, el puente sobre el Río Shilcayo que une a Tarapoto con el Distrito de La Banda de Shilcayo, y a su vez es el que conecta a Tarapoto con la zona del sur del departamento y la provincia de Alto Amazonas.

De acuerdo a los últimos estudios realizados por la Dirección General de Caminos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones,

el Puente Shilcayo, debe ser reemplazado por uno nuevo, el mismo que debe satisfacer las exigencias actuales del tráfico y cargas máximas a soportar.

#### **2.4. CARACTERISTICA A CONSIDERAR :**

El **Río Shilcayo** presenta un curso casi recto, cruzando el eje de la carretera perpendicularmente, teniendo a unos 35 mts. del eje del puente aguas abajo, una toma de canal de riego ubicado a la margen izquierda; en términos generales, se puede considerar que no hay gran transporte de materiales lográndose un equilibrio entre la erosión y el depósito, teniendo en cuenta el caudal y los materiales del fondo y cortados del cauce.

Los niveles de flujo a considerarse son los siguientes:

- Nivel de Aguas Máximas ..... 90.52 m.
- Nivel de Aguas Extraordinarias ..... 92.08 m.
- Nivel de Aguas Máximas Excepcionales ..... 93.40 m.

Los datos del estudio de suelos a considerarse, son los siguientes :

##### **ESTRIBO DERECHO : (CALICATA N° 02)**

- Resistencia del Terreno..... 1.70 Kg/cm<sup>2</sup>
- Cota de Cimentación ..... 89.08 m.

##### **ESTRIBO IZQUIERDO : (CALICATA N° 01)**

- Resistencia del Terreno..... 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>
- Cota de Cimentación ..... 87.52 m.

Es necesario aclarar, que en este estudio de suelos efectuado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones para obtener la resistencia del suelo, se ha efectuado usando los resultados de C.B.R., lo que en cierta forma genera errores por lo que debió usarse los ensayos de corte directo triaxial. Pero, para el presente ejemplo, se usará dichos datos proporcionados por la entidad mencionada anteriormente.

El Río Shilcayo, está cubierto en su mayor parte por un manto de piedras y/o gravas, algo de arenas gruesas, limos y arcilla.

Los planos de planta, perfil y secciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, han servido de base.

## **2.5. SOLUCION ADOPTADA :**

El Puente Shilcayo tendrá las siguientes características :

- Puente Recto de dos vías de tránsito, con sección monolítica de vigas y tablero de concreto armado y otro con vigas fabricadas con planchas de acero y tablero de concreto armado, denominado sección compuesta.
- Puente Simplemente Apoyado de 17.80 m. de luz de un sólo tramo, con veredas peatonales.
- Dos Estribos, apoyos extremos de concreto armado; uno con apoyo fijo y otro con apoyo móvil con cimentación directa.
- Vigas Principales de Concreto Armado ( $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ . con peralte igual a 1.10 mts).

- Vigas de acero con acero A-36 y peralte de 60 cm.
- Acero de refuerzo grado 60 ( $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ ).
- Barandas, y postes de concreto armado ( $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ).

## 2.6. PARAMETROS DE DISEÑO:

2.6.1. TOPOGRAFIA : (Ver planos topográficos en anexos)

2.6.2 AREA DE INFLUENCIA :

El área de influencia del presente trabajo, es fundamentalmente la región San Martín y el país, ya que en nuestro medio son más comunes los ríos pequeños.

2.6.3 TRAFICO :

El estudio del tráfico, es muy importante y fundamental para el diseño de puentes.

El tráfico en puentes, caminos y calles, varía tanto en el tipo y calidad de vehículos como en la magnitud de las cargas por eje. Además, también esta variación es función del transcurrir de los años.

En consecuencia, no se puede establecer modelos de tráfico actual o futuro en forma precisa para un nuevo puente, camino o calle, no obstante de las facilidades que la estadística proporciona, pues las estimaciones sobre el tráfico futuro son sólo aproximaciones.

Por otra parte, debemos indicar que en nuestro país al no existir reglamento para diseño de puentes, estos se efectúan usando las Normas y Sobrecarga Americana (AASHTO). En el presente ejemplo de cálculo del puente sobre el río Shilcayo, que une los distritos de Tarapoto con la Banda de Shilcayo y a su vez ésta sirve a la Carretera Marginal sur que llega a Juan Guerra, Shapaja, Chazuta, Pucacaca, Picota, Bellavista, Juanjui, Saposoa, provincial de Alto Amazonas y otros.

Para el presente trabajo, se utilizará la sobrecarga AASHTO HS20-44 con la que se efectuará el ejemplo de diseño.

#### **2.6.4. SUELOS :**

Para el diseño de toda estructura, cuyo peso propio y sobrecarga van ha ser transmitidos al terreno; a través de una zapata, caison o pilote. Es necesario conocer la capacidad portante y las características físicas de dicho suelo, también es importante conocer las características y clasificación de cada una de las capas anteriores al suelo de cimentación, así como el nivel de la napa freática, color, etc.

Para el estudio de suelos, se recomienda efectuar calicatas a cielo abierto, en los lugares donde estarán ubicados los estribos del puente; ya que se ha comprobado que a pequeñas distancias, existen variaciones de la capacidad portante del suelo, así como también de las características y clasificación.

Se recomienda en lo posible para este tipo de estudio, trabajar con muestras inalteradas, ya que se obtiene mayor exactitud de los resultados.

Si se encontrara suelos que contengan piedras de tamaño mediano aproximadamente de 10" - 40" de diámetro, se recomienda tomar como muestra, el suelo que envuelve a dichas piedras y la capacidad portante de cimentación será la capacidad portante de dicho suelo.

Para determinar la capacidad portante de suelos de cimentación, y cuando sea aplicable, se recomienda no usar el método del (C.B.R.), porque aplicando este método, se obtiene resultados que difieren de la real capacidad portante del suelo. Lo cual acarrea errores de diseño.

Es recomendable usar el "**Ensayo Triaxial**", en lugar del (C.B.R.), y además se debe usar varios métodos de cálculo de la capacidad portante del suelo. Luego hacer comparaciones y tomar el valor más razonable.

Según la importancia del proyecto, se deberá calcular el posible asentamiento que sufrirá la estructura.

Los resultados del estudio de suelos, deben efectuarse obligatoriamente antes de iniciar el diseño de un puente; ya que es un parámetro importante a tenerse en cuenta en la elección del tipo de puente y cimentación.

#### **2.6.5. GEOLOGIA:**

Conformada por :

##### **A.- GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA REGIONAL :**

Es necesario conocer las características

geológicas geomorfológicas de la Región, donde se construirá el puente.

Se debe hacer una descripción de las estructuras geológicas existente , indicar la altura que éstos alcanzan, la topografía, fallas geológicas, etc.

En el caso de depresión tectónica, se mencionará entre que cerros se encuentra, y ha que se debe los rasgos geomorfológicos más importantes.

a.- **ESTRATIGRAFIA** .- Para determinar la estratigrafía de una zona, es necesario previamente hacer un reconocimiento en base a los planos geológicos y determinar así la zona geológica y formaciones existentes, hacer una descripción de su litología y suelos predominantes.

b.- **GEOLOGIA ESTRUCTURAL**.- Cuando se hable de geología estructural, nos estaremos refiriendo a las estructuras geológicas; para la cual se debe hacer una descripción estructural de las formaciones geológicas, fallas, rumbo, plegamentos, etc.

## **B.- GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA LOCAL :**

**GEOMORFOLOGIA LOCAL**.- La geomorfología local, está referida a una descripción de la zona en estudio, indicando las pendientes, formaciones, altitud s.n.m., y nivel freático.

Además, se debe indicar el principal agente erosivo, si es que existiera erosión.



**GEOLOGIA LOCAL.**- En este acápite, se presentará una descripción geológica en el lugar donde se ejecutará la obra, la cual deberá contener la identificación de los suelos y la determinación de origen. Para complementar esta información, es conveniente hacer una descripción de los materiales componentes del suelo, y los depósitos que lo componen si es que existen.

**EXPLORACION GEOTECNICA.**- Se determina la forma de la ejecución de los trabajos de campo; tal es así que se considera indispensable la ejecución de excavaciones (calicatas), medición de nivel freático, obtención de muestras inalteradas del suelo y ensayos de laboratorio.

En la presente tesis "ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUENTE LOSÁ CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO CON OTRO DE SECCION COMPUESTA"; no se incluye el estudio geológico, ya que se ha tomado el Puente Shilcayo como ejemplo de cálculo.

## **2.7. HIDROLOGÍA:**

Es la ciencia que investiga y estudia todo lo relacionado, con el agua en la naturaleza.

Los proyectos hidráulicos son de dos tipos :

- Proyectos que se refieren al uso del agua (abastecimiento de agua potable, irrigación, aprovechamiento hidroeléctrico, navegación, recreación y otros).

- Proyectos que se refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua (drenaje urbano, drenaje vial, drenaje agrícola, encausamiento de ríos, defensa contra inundaciones y otros).

Además de los proyectos hidráulicos de uso del agua, los de utilización y los de defensa, tenemos los proyectos de puentes, alcantarillas, pontones, etc. para lo cual, es necesario conocer el régimen de los ríos, quebradas, etc. sobre el que se proyecta la estructura.

El estudio de nuestros recursos hidráulicos corre por cuenta del Estado, siendo su objetivo proporcionar a los ingenieros los elementos para el aprovechamiento y control del recurso, agua.

La hidrología está ligada al estudio de fenómenos naturales, de manera que los métodos que emplea no pueden ser rígidos, quedando algunas decisiones al criterio del Ingeniero; pero, es necesario hacer notar que esta falta de precisión previsible, no ocurre únicamente en la hidrología, sino que es común en toda la ingeniería como común es la toma de precauciones. El empleo de la carga de fatiga y de la carga de trabajo en los materiales, es el ejemplo típico en ingeniería.

La hidrología para el análisis de algunos fenómenos, hace uso de métodos estadísticos. Para la elaboración de proyectos hidráulicos o puentes, alcantarillas, etc. el Ingeniero requiere datos sobre precipitación, caudales, evaporación, temperatura, etc. Esta información la recopila en el país el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). La hidrología, enseña el manejo que se da a esta información, no siempre completa y muchas veces ausente en el lugar mismo del proyecto.

Para el diseño de puentes, es necesario conocer la historia de registros de caudales o de niveles de agua en una sección del río. El presente, tiene por objeto determinar las características hidrometeorológicas de la zona en estudio y las descargas máximas probables que ocurren en el río. Para el cálculo del caudal máximo de diseño, se pueden utilizar métodos directos, cuando en la cuenca se cuenta con registros hidrométricos directos y pluviométricos, y métodos indirectos cuando no se cuenta con dichos registros.

### **RED HIDROGRAFICA :**

Los ríos constituyen ejes importantes de drenaje desde su nacimiento y durante su recorrido, así también durante su recorrido reciben la contribución de tributarios.

Para el presente trabajo de tesis, "**Diseño Comparativo de un Puente de Concreto Armado y otro de Sección Compuesta del puente sobre el río Shilcayo**", se han tomado valores de niveles de agua del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

- Nivel de aguas máximas..... 90.52 mts.
- N. de aguas extraordinarias..... 90.52 mts.
- N. de aguas máx. excepcional. .... 93.40 mts.

### **DETERMINACION DE CAUDALES :**

Ante la ausencia de una estación hidrométrica para determinar el caudal de avenidas máximas que pasa por el puente, se debe usar el método de sección y pendiente, empleando para ello el perfil longitudinal y sección transversal del río.

Para la determinación de la velocidad en cada una de las secciones estudiadas, se debe aplicar la fórmula de maning.

$$V = R^{2.49} \cdot S^{1/2} / \mu$$

**Donde :**

V	=	Velocidad media de la sección en m/s
R	=	Radio hidráulico = A/P
A	=	Area en m <sup>2</sup>
P	=	Perímetro mojado en m.
S	=	Pendiente por m/m.
$\mu$	=	Coefficiente de rugosidad

Para estimar el coeficiente de rugosidad, se deben utilizar los valores que se ajusten a las características del río.

El caudal que pasa por las secciones, se puede determinar mediante la fórmula.

$$Q = V \times A$$

- Cuando se cuenta con datos de registros, con la ayuda de la estadística, se elabora una curva semilogarítmica de regresión en función de altura - caudal - frecuencia; por lo que, para el período de vida útil de la obra se puede proyectar la altura o niveles que van a alcanzar las aguas.
- Cuando no se cuenta con datos de registros se utiliza el método indirecto, basándose en la información proporcionada por los

pobladores más antiguos de la zona, para ello se sigue el procedimiento descrito (método indirecto).

Para el presente trabajo se utilizan los datos proporcionados por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones, los que se muestran en los planos respectivos.

## 2.8. SOCAVACION :

La socavación que una corriente de agua produce en el cauce por el que circula, puede presentar diversas formas, de las cuales las más importantes para el ingeniero son las que brevemente se describen a continuación.

### a).- SOCAVACION NORMAL O GENERAL :

Se entiende por Socavación Normal, el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente, es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que puede traer el agua en una cierta sección y el material que se ha removido por el agua en esa sección; cuando se presenta una avenida, aumenta la velocidad del agua, y por lo tanto, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales del fondo en cada punto, se considera a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para

arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión. Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad que inicia el movimiento de algunas partículas del fondo, sino la velocidad mayor que mantiene un movimiento generalizado. En suelos cohesivos, será la velocidad capaz de ponerlos en suspensión. La primera velocidad mencionada, depende de las características hidráulicas del río : pendiente, rugosidad y tirante, la segunda depende de las características del material del fondo y del tirante; como característica del material, se toma el diámetro medio, en el caso de suelos no cohesivos y el peso específico seco, en el caso de los suelos cohesivos.

La erosión general puede llegar a producirse, inclusive cuando el lecho del río es rocoso, con la finalidad de que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca. Un hecho curioso observado, es que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente en fondos no cohesivos, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas del tamaño de limos y arcillas; el hecho se atribuye a la disminución en este caso del grado de turbulencia del agua, por aumento de su peso específico y de su viscosidad.

**b.- SOCAVACION EN ESTRECHAMIENTO :**

Se entiende por Socavación en Estrechamiento. A la que se produce por el aumento de la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente, cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía, suelen ocurrir las mencionadas reducciones; bien pueden presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente, son principalmente los siguientes :

- 1.- Cambio de la velocidad del flujo de agua, en el cauce principal y en el de las avenidas.
- 2.- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente; cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos; esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cruce, hasta que este aumento en el área hidráulica asemeje otra vez a la sección del cruce con cualquier otra del río, y restablezca el equilibrio de la corriente. Como quiera, que por la presencia de los terraplenes de acceso a veces protegidos, no suele ser posible que la sección del cruce gane área hidráulica por ensanchamiento, ya que la presencia del puente, es de por sí, un incentivo a la socavación del fondo, por lo menos hasta que la corriente restablezca el equilibrio de áreas hidráulicas entre la sección del cruce y las demás del río.

c.- **SOCAVACION EN CURVAS :**

Cuando un río describe una curva, existe una tolerancia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a mayor velocidad que los situados más hacia el interior; como consecuencia la capacidad de arrastre de los sólidos del primero es mayor que de la del segundo, y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en el interior. El efecto es importante, y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el

diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares, y tiene gran influencia en la divagación de corrientes.

La socavación bajo un puente construido en una curva estable, puede cuantificarse con los métodos para el cálculo de profundidad de socavación general.

d.- **EROSION EN MARGENES :**

Es la erosión que las aguas de una corriente producen en los materiales térreos deleznablees o solubles que forman sus orillas; el efecto es especialmente peligroso en crecientes por el aumento de poder erosivo de la corriente, a causa de su mayor velocidad. La erosión en márgenes, es causa de divagación y si el ataque se produce en estratos susceptibles situados bajos otros que no le son, producirá embovedamientos.

e.- **SOCAVACION EN PILARES :** (Fig. 1.10, 1.11, 1.12).

Cuando se coloca un pilar de puente en la corriente de un río, se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de éste, y por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte sólido del río, ocurrirá en el pilar una socavación local.



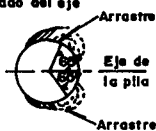
**FORMA DE INICIARSE LA SOCAVACION**  
**Condición mínima**  
 La socavación se inicia en las esquinas  
 Zona de depósito



Para iguales condiciones, la erosión se inicia primero en la pila alineada.  
 La profundidad puede ser menor que para la pila alineada.



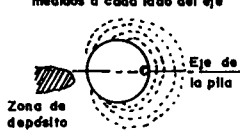
La socavación se inicia en dos zonas a  $\pm 65^\circ$  a cada lado del eje



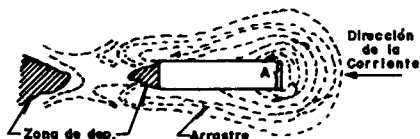
**CONDICION INTERMEDIA**  
 $V = V_c$



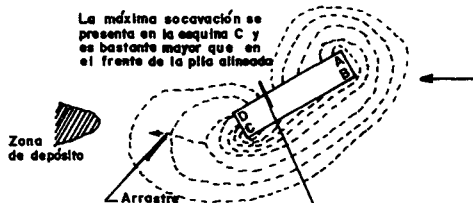
Se alcanza la misma profundidad en toda la zona entre los  $\pm 65^\circ$  medidos a cada lado del eje



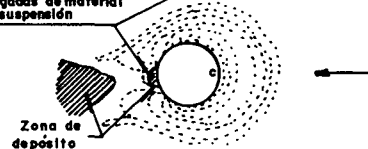
**CONDICION CERCANA AL MAXIMO**



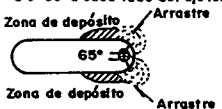
La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada



Aquí se presenta una zona, con corrientes ascendentes cargadas de material en suspensión



La socavación se inicia en dos zonas a  $\pm 65^\circ$  a cada lado del eje longitudinal



Se cumple lo anotado para la pila rectangular

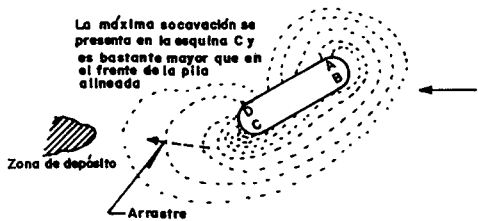
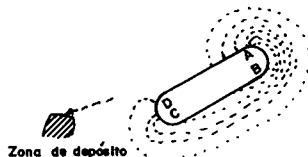
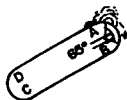
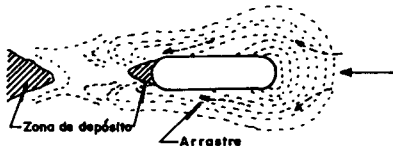
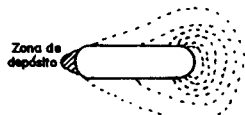


Fig.- 1.10

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN TARAPOTO</b>		
<b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>		
TESIS DE GRADO:		
<b>ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUEBTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA</b>		
<b>ETAPAS DEL PROCESO EROSIVO</b>		
RESPONSABLE :	ASESOR :	
Bach. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ	Ing. FERNANDO AREVALO BARTRA	
REVISADO:	FECHA:	DIBUJO:
Ing. F. A. B.	SEPTIEMBRE - '96	Bach. R. VILLANUEVA D.

## **CAPITULO III**

### **CARGAS ACTUANTES**

En el presente capítulo, se estudiará las diferentes cargas a que puede estar sometido un puente, es así que tenemos :

#### **3.1. CARGAS ACTUANTES EN LA SUPER-ESTRUCTURA :**

##### **3.1.1 CARGAS MUERTAS O PERMANENTES :**

Se tomará en cuenta todos los pesos actuantes en la estructura, tales como : Vigas Principales, Vigas Diafragma, Losa, Pavimento, Barandas, etc.

En cada caso, debe determinarse que parte del peso actúa sobre cada elemento estructural, para el diseño correspondiente.

##### **3.1.2 CARGAS VIVAS O SOBRECARGAS :**

Básicamente dentro de las Cargas Vivas o Sobrecargas, tenemos :

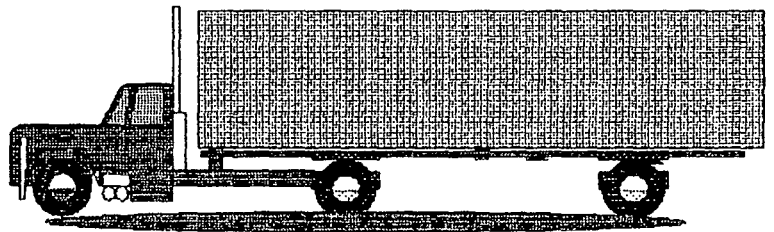
a. **SOBRECARGA AMERICANA**

La AASHTO Americana Association of State Highway an Transportation Officials, especifica las sobrecargas de diseño de puentes; en nuestro país por no existir reglamento sobre el tema, se diseña y se construye con las especificaciones y normas de dicho reglamento, y se verifica para la sobrecarga francesa.

**A. 1. SOBRECARGAS DE LA AASHTO :**

- Camión HS
- S/C Equivalente
- Eje Tandem

**1. SOBRECARGA DEL CAMION HS.**



**CAMION HS (VISTA LATERAL)**

**CARGAS STANDARES DE CAMION H.**

H20 - 44	8 Klb.	32 Klb.
"	3.66 Ton.	14.52 Ton.
<b>Se recomienda usar</b>	<b>4 Ton.</b>	<b>16 Ton.</b>
H15-44	6 Klb.	24 Klb.
"	2.72 Ton.	10.89 Ton.
<b>Se recomienda usar</b>	<b>3 Ton.</b>	<b>12 Ton.</b>
H10- 44	4 Klb.	16 Klb.
"	1.81 Ton.	7.26 Ton.
<b>Se recomienda usar</b>	<b>2 Ton.</b>	<b>8 Ton.</b>



## SOBRECARGA EQUIVALENTE

Camión	W/Longitud			V					
	Kip/Pie	Ton/m.	Se recomienda usar Ton/m.	Momento			Cortante		
				Kip.	Ton.	Se recomienda usar Ton.	Kip.	Ton.	Se recomienda usar Ton.
HS-20-44	0.640	0.952	1.00	18.00	8.165	9.00	26.00	11.793	13.00
H-20-44	0.640	0.952	1.00	18.00	8.165	9.00	26.00	11.793	13.00
HS-15-44	0.480	0.714	0.75	13.50	6.125	7.00	19.50	8.845	10.00
H-15-44	0.480	0.714	0.75	13.50	6.125	7.00	19.50	8.845	10.00
H-10-44	0.320	0.476	0.50	9.00	4.082	5.00	13.00	5.897	7.00

### CONSIDERACIONES :

- La distancia "V" entre los ejes posteriores del camión, es un valor que varía entre 4.20 m. y 9.00 mts.
- Para el cálculo de la Losa del Puente, debe suponerse que el eje de la rueda se halla a una distancia de 0.30 m. del borde de la acera.
- Para el cálculo de Vigas del Puente, debe suponerse que el eje de la rueda se halla a una distancia de 0.60 m. del borde la acera.
- La sobrecarga equivalente, ocupa longitudinalmente todo el largo del puente y 3.00 mts. de ancho del mismo.

- La ubicación de "P", dependerá de la posición más crítica para el cálculo correspondiente.
- El ancho del carril, ocupa 3.00 m. de la calzada del puente.
- Por vía, debe pasar un sólo camión.
- Para determinar el número de vías que admite el puente, se dividirá el ancho de la calzada entre tres.
- Si el ancho de la calzada no contiene un número entero de veces; el ancho del carril de circulación. No se considerará ninguna fracción de la sobrecarga correspondiente a un carril de circulación.
- Cuando la anchura del puente permite la acción de una serie de carriles de circulación paralelos, se tomarán porcentajes de los esfuerzos producidos por la totalidad de las sobrecargas, con la finalidad de tomar en consideración, lo improbable de la coincidencia de estos efectos simultáneos.

<u>NUMERO DE VIAS</u>	<u>PORCENTAJE</u>
1 ó 2	100 %
3	90%
4 ó más	75%

- Se efectuarán los cálculos con ambas cargas y se considerará para el diseño, la que produce mayor efecto.

### **COEFICIENTES DE CONCENTRACION DE CARGA :**

En Puentes Tipo Losa con Vigas, el análisis transversal de la super-estructura se realiza mediante diferentes procedimientos de análisis estructural, tales como el Método del Emparrillado por Elementos Finitos, etc. En este trabajo, emplearemos un método aproximado conocido como el de los Coeficientes de Concentración de Carga; el cual, con la ayuda de ciertos valores numéricos de fácil cálculo, permite distribuir los esfuerzos que resiste cada elemento de la super-estructura.

Para el camión HS-20, la norma AASTHO establece para las vigas interiores, los siguientes coeficientes :

- Para puentes de una sola vía, en la que, la distancia entre ejes de vigas sea :

$$S < 1.829 \text{ m.}$$

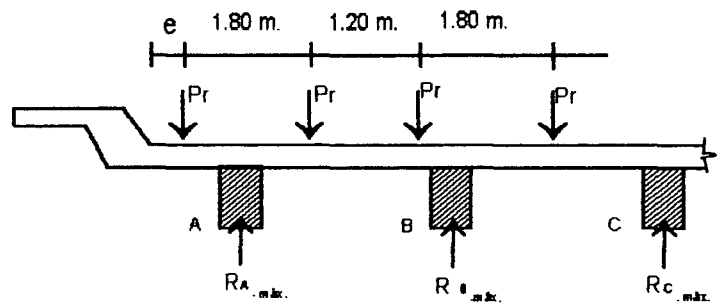
$$C = S/1.981 \quad S = \text{ en metros.}$$

- Para puentes de una o dos vías, si la distancia entre ejes de vigas S, sea :

$$S < 3.048 \text{ m., entonces :}$$

$$C = S/1.829 \quad \cdot \quad S = \text{ en metros.}$$

- Para el caso en que la separación entre ejes de viga, "S" tenga valores mayores a lo especificado anteriormente, se trabajará el tramo como simplemente apoyado, sometido a la acción de las ruedas del camión (En forma idéntica al procedimiento para vigas exteriores).



$$\Sigma M B = 0.00$$

Obtenemos :  $R_{A.máx}$

$$C_A = R_{A.máx} / P_r = \text{Coefic. de viga ext. «A»}$$

$e = 0.60 \text{ m}$  = Como máximo acercamiento al final del tablero para analizar la viga.

$e = 0.30 \text{ m}$  = Como máximo acercamiento al final del Tablero para analizar la losa.

- Cuando se usa este método, para el cálculo del Coeficiente de Concentración de Carga, debemos cargar el puente considerado con todos los



camiones que puedan entrar transversalmente, aún sino fuera en cantidad entera (considerar la fracción).

- En el caso de la sobrecarga equivalente, se procederá primero a efectuar el valor resultante de su aplicación, por el coeficiente de reducción indicado anteriormente (de acuerdo al número de vías), si denominamos "M" al valor resultante, tendremos :

$$\text{Momento x Viga} = \frac{(\text{N}^\circ \text{ Vías}) \times M / \text{N}^\circ \text{ Vigas}}{\text{Ton-m/viga}}$$

### AMPLIFICACION DINAMICA O IMPACTO :

Las fuerzas móviles al entrar a un puente, producen un efecto mayor que si estuviera estática sobre él, este efecto del impacto es tanto mayor cuando menor es la luz del puente; para tenerlo en cuenta, es necesario añadir el efecto producido por la carga considerándola estática un cierto porcentaje :

Ejemplo :

En alcantarillas o arcos con relleno :

Hasta  $h = 0.30 \text{ m.}$   $I = 30\% \text{ s/c}$

entre  $h = (0.30 - 0.60) \text{ m}$   $I = 20\% \text{ s/c}$

entre  $h = (0.60 - 0.90) \text{ m}$   $I = 10\% \text{ s/c}$

### **SE CONSIDERA IMPACTO :**

- En todas las partes de la super-estructura.
- A la parte que sobresale del terreno de los pilotes conectados seguidamente con las Super-estructura a manera de pórtico.

### **NO SE CONSIDERARA IMPACTO :**

- En la Sub-estructura.
- En la Estructura de madera.
- En Cargas en las veredas.
- En Arcos y alcantarillas con más de 0.90 m. de relleno (en la clave)

El Reglamento Americano (AASTHO), indica que debe tenerse en cuenta la vibración y ampliaciones repentinas de carga.

$$I = 15.24 / (L + 38) < 0.30$$

Donde :

L = Luz en metros.

### **b.- FUERZAS HORIZONTALES :**

#### **\* IMPACTO :**

El factor de impacto, no se considera para pilares,

muros de contención, estribos, pilotes; y presiones en la cimentación.

Se hará excepción en el caso de pilotes de acero y de concreto, armados rígidamente con la Super-estructura.

⊗ **FUERZAS LONGITUDINALES :**

Se considera en el caso de puentes carreteros, que representan un 5% de las cargas verticales. En nuestro caso , consideraremos :

⊗ **FUERZAS DE FRICCIÓN : (FF) :**

Se asumen como un porcentaje sobre la carga permanente de la Super-estructura.

$$FF = 0.05 R_D$$

⊗ **FUERZAS DE FRENADO (FL) :**

Se calcula como un porcentaje de la Sobrecarga de la Super-estructura.

$$FL = 0.05 R_1$$

⊗ **FUERZAS SISMICAS (E0) :**

Actúan horizontalmente en el centro de

gravedad de la estructura, en la dirección en que se producen los esfuerzos máximos, en el elemento o parte de la estructura que se considera. El cálculo de esta fuerza, se puede efectuar con la ayuda de los criterios siguientes:

✱ **REGLAMENTO AMERICANO :**

La Fuerza Sísmica (EQ), expresada en kilo - libras (klb), que actúa sobre algún elemento a parte de la estructura, se calcula como :

$$EQ = \theta KCD$$

**Donde :**

- $\theta$  : Coeficiente relativo a la probabilidad sísmica de la región, consideraremos 2.0 para estructuras con cimentación superficial y 2.50 para el caso de estructuras sobre pilotes.
- K : Coeficiente indicativo de las características de absorción de energía, consideraremos :  
K = 1.33, para puentes en los que un muro con altura/longitud  $\leq 2.50$ , soporta fuerzas horizontales que actúan a lo largo del mismo.
- K : 1.00 Puentes en los que las columnas con altura/longitud  $> 2.50$ , soportan las fuerzas horizontales.

C : Coeficiente indicativo de la rigidez de la estructura.

$$C = 0.05 \sqrt[3]{T} = (T)^{1/2}$$

T : Período de vibración de la estructura expresada en segundos :

$$T = 0.32 (D_o / P)^{1/2}$$

De : Carga permanente, expresada en kilo-libra (klb).

P : Fuerza expresada en kilo-libras (klb), necesaria para producir en la estructura una deflexión lateral de una pulgada.

D : Carga permanente total, que actúa sobre la estructura estudiada, expresada en kilo-libras (klb).

Las fuerzas sísmicas calculadas mediante este procedimiento no deben ser menores que 0.04D.

✱ **PRESION DE LA CORRIENTE DE AGUA (P) :**

Calcularemos la presión "P" en Kg/m<sup>2</sup>, mediante la expresión :

$$P = 52.50 KV^2$$

**Donde :**

V : Velocidad del agua m/seg.

K : Factor de forma, el cual admite los valores siguientes :

K : 4/3 Cuando el pilar es rectangular.

K : 1/2 Cuando el pilar tiene extremos angulados.

K : 2/3 Cuando el pilar es circular.

⊗ **FUERZAS CENTRIFUGAS (CF) :**

Esta fuerza generalmente se considera en los puentes curvos, actuando horizontalmente a 6 pies por encima del nivel de la cubierta y perpendicular al eje del puente. Se calcula como un porcentaje de la sobrecarga,

$$CF = 6.68 S^2 / R$$

**Donde :**

S : Velocidad de diseño para el puente, expresada en millas / hora.

R : Radio de curvatura en pies.

✱ **FUERZAS DE VIENTO (W) :**

Se consideran en general como cargas móviles, aquellas que actúan horizontalmente en cualquier dirección; la dirección del viento se escogerá de manera que, se obtenga los efectos más desfavorables.

Como simplificación del procedimiento, será suficiente verificar la estabilidad en la consideración que el viento actúa, según dos direcciones perpendiculares entre sí.

De cualquier modo, debemos considerar siempre que el viento actúa en la dirección perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza, ejercerá presión sobre la superficie lateral de la Super-estructura, sobre el tráfico en el puente con centro de gravedad a 6 pies (1.83 mts.), por arriba de la cubierta y sobre la Sub-estructura en la superficie lateral o frontal.

Para el cálculo de las fuerzas de viento, admitiremos los siguientes valores de presión para diseño de la Sub-estructura:

**CARGAS TRANSMITIDAS POR LA SUPER-ESTRUCTURA  
A LA SUB-ESTRUCTURA :**

DESCRIPCION	TRANSV.	LONG.
- Viento en la Super-estructura cuando no lleva carga viva ( $\text{Kg/m}^2$ ).	244	59
- Viento en la Super-estructura cuando lleva carga viva ( $\text{kg/m}^2$ )	73	20
- Viento sobre la carga viva a 1.83 m. de la cubierta ( $\text{kg/m}$ ).	149	60

**CARGAS POR ACCION DEL VIENTO QUE ACTUA  
DIRECTAMENTE SOBRE LA SUB-ESTRUCTURA :**

DESCRIPCION	CARGA
- Viento horizontal sin carga viva en el puente ( $\text{Kg/m}^2$ ).	195
- Viento horizontal con carga viva en el puente ( $\text{Kg/m}^2$ ).	59

Los valores mostrados se basan en velocidades de viento de 100 mph. (62 km/hora) y deben multiplicarse por  $(v/100)^2$ , en donde "V" está en mph, para el diseño con otras velocidades, excepto para el estado de carga III.



Para el chequeo por volteo, además de las fuerzas horizontales indicadas, se considerará una fuerza vertical de 20 lb / pie<sup>2</sup> (98 Kg / m<sup>2</sup>) para la estructura sin carga viva y de 6 lb / pie<sup>2</sup> (20 kg / m<sup>2</sup>) cuando lleva carga viva.

✱ **FUERZA TERMICA :**

Deben prevenirse las expansiones y contracciones por variaciones de temperatura en el concreto; según el Reglamento Peruano, se tomará en consideración las fuerzas y los movimientos que resulten de un cambio de temperatura de 20°C, para construcciones de concreto, y de 30°C para construcciones de metal. Además, cuando cualquiera de sus dimensiones en planta entre juntas de expansión o contracción excede los 45 mts.; se tomará en consideración las fuerzas y movimientos resultantes de la contracción del concreto en una cantidad de 0.0002 veces la distancia entre juntas.

✱ **FUERZA DE LA CORRIENTE DE AGUA Y CUERPOS FLOTANTES:**

Los pilares, deben prevenirse para absorber la fuerza que genera la corriente de agua, la que se puede calcular mediante la fórmula siguiente :

$$P = 52.50 K.V^2$$

**Donde :**

P : Presión en Kg / m<sup>2</sup>

V : Velocidad en m / seg.

K : Coeficiente que depende de la sección del pilar.

K : 1.33 Para sección cuadrada.

K : 0.50 Para sección angular y ángulo menor a 30°

K : 0.67 Para sección redondeada.

**c.- SOBRE CARGA FRANCESA :**

En nuestro país, generalmente se diseña con el Reglamento Americano (AAHSTO) y se verifica para la sobrecarga del Reglamento Francés.

Este Reglamento considera la sobrecarga llamada también C-30 para el diseño de puentes. Las especificaciones de este reglamento, es proporcionar las sobrecargas de diseño y dejar a criterio del proyectista el cálculo de los momentos y cortantes y el método de diseño a usarse.

Esta sobrecarga consta de dos cargas :

- Sistema de carga "A"
- Sistema de carga "B"

☒ **SOBRECARGA TIPO "A" :**

Esta, se calcula en función de la longitud cargada "L" como :

$$A = 0.23 + 36 / (L + 12)$$

El resultado de la aplicación de la expresión, se indica en unidades de presión por carril o vía de circulación. Para obtener la carga uniforme a aplicarse longitudinalmente al puente, bastará con multiplicar el valor "A" con la longitud del ancho del carril de circulación. Tengamos presente además, que ya se incluye el factor de impacto en la sobrecarga calculada.

Según el Reglamento Francés, los puentes se clasifican en tres clases :

- **1ra clase :** Ancho de superficie de rodadura 7.00 mts.
- **2da clase :** Ancho de superficie de rodadura (5.50 - 7.00) mts.
- **3ra. clase :** Ancho de superficie de rodadura < 5.50 mts.

Para obtener la carga por unidad de longitud.

**1ra. clase :**  $W(l) = 3.50 \cdot a_1 \cdot a_2 (A) \text{ T./m./vía}$

**2da. clase :**  $W(l) = 3.00 \cdot a_1 \cdot a_2 (A) \text{ T./m./vía.}$

**3ra. clase :**  $W(l) = 2.75 a_1 \cdot a_2 (A) T./m./vía.$

$a_1$  : Factor que está en función de la probabilidad que exista varias vías cargadas en el puente.

**VALORES DE «a<sub>1</sub>» EN FUNCIÓN DE LA CLASE DE PUENTE Y NÚMERO DE VÍAS.**

Nº Vías	1	2	3	4	5
Clase					
1ra.	1.00	1.00	0.90	0.75	0.70
2da.	1.00	0.90			
3ra.	1.00	0.80			

$a_2$  : Es un factor que toma en cuenta el ancho del carril del puente, según la clase y el ancho real de un carril del puente en estudio.

Ancho de vía (Según clase de puente)

$a = \text{-----}$

Ancho de vía del puente.

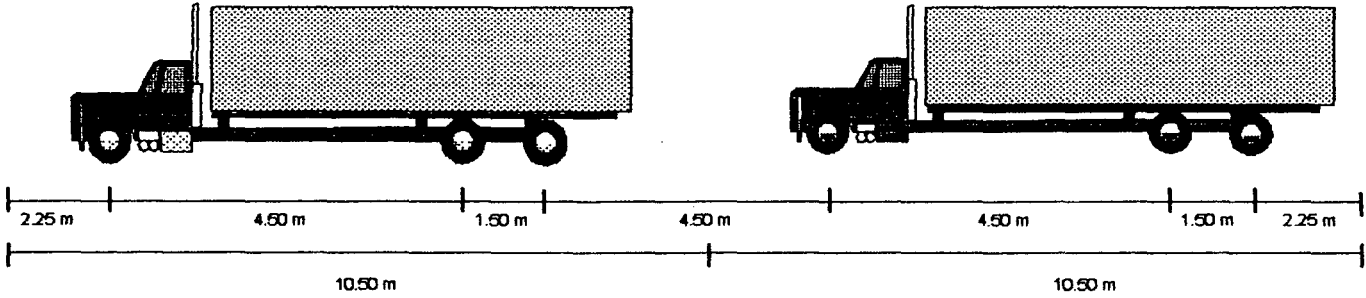
**☒ SOBRECARGA TIPO "B" :**

Esta compuesta por tres cargas :

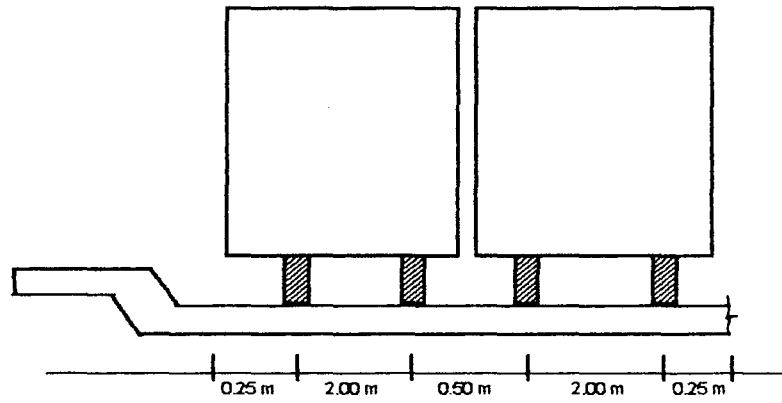
- **CARGA "BC" :**

Compuesta por dos camiones por línea

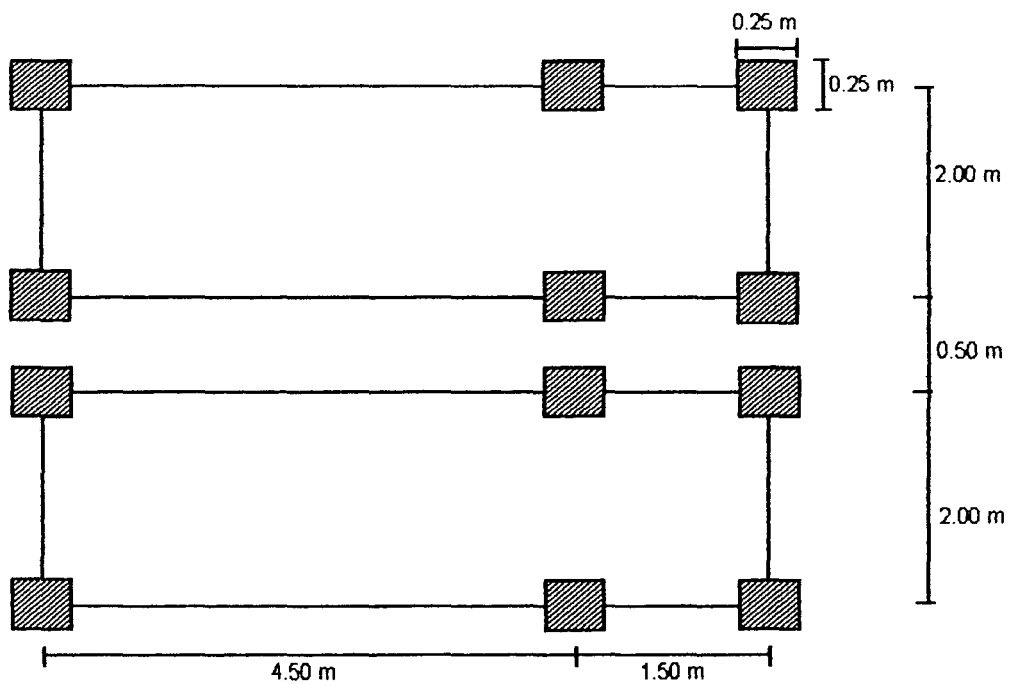
de vía, donde cada uno de ellos tendrá una separación de dos metros entre ruedas.



**LONGITUDINAL (UN CONVOY)**



**ESQUEMA TRANSVERSAL (02 CONVOY)**



**ESQUEMA EN PLANTA (02 MEDIO CONVOY)**

Si bien longitudinalmente se aplica como máximo dos camiones por carril, transversalmente se emplearán tantos camiones, como bandas longitudinales de 2.50 m. de ancho que tenga el puente. Estas bandas pueden ser contiguas o separadas.

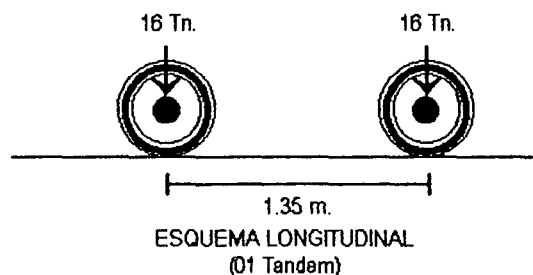
- **SISTEMA "Br" :**

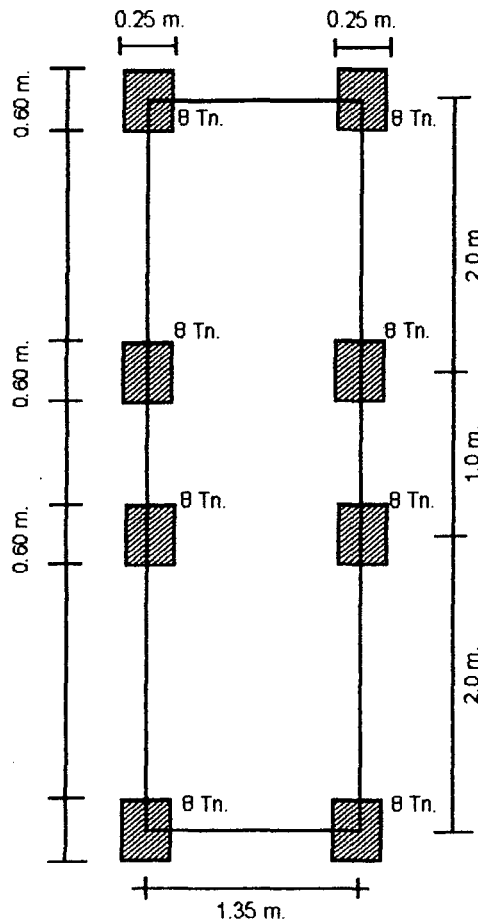
Esta carga se emplea para diseño de la losa del puente, la cual está constituida por una sólo carga de 10 tn. distribuida uniformemente en un rectángulo de 0.30 x 0.60 m.



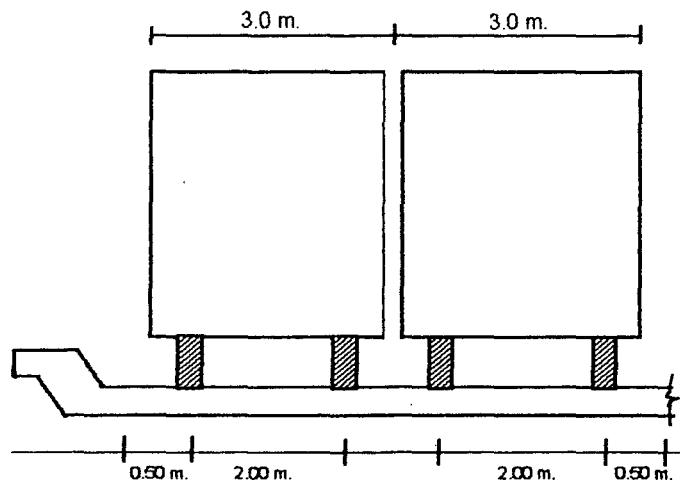
- **SISTEMA Bt :**

Esta constituida por cargas tipo TANDEM, donde la carga por rueda de 8 ton. se aplica uniformemente distribuida en un rectángulo de 0.25 m. por 0.60 m.





ESQUEMA EN PLANTA  
(02 Tandem)



**ESQUEMA TRANSVERSAL**  
(02 Tandem)

Este tipo de sobrecarga no se aplica a puentes de tercera clase y en caso de ser segunda clase, las cargas se reducen en un 10%.

CLASE DEL PUENTE	ANCHO DE CARRIL
1ra.	3.50 m a más
2da.	3.0 m.
3ra.	9.75 m.

### FACTORES DE REDUCCION DE SOBRECARGAS C-30

Según el Reglamento Francés, el sistema "B" también es afectado por factores de acuerdo a la sección transversal e importancia de la carretera :

SISTEMA	BC					Bt
	Nº de Vías Carga.					
	1	2	3	4	≥ 5	
1ra.	1.20	1.10	0.95	0.80	0.80	1.00
2da.	1.0	1.0	--	--	--	0.90
3ra.	1.0	--	--	--	--	0.90

"Bc" y "Bt" = Se aplica para todos los puentes.

"Br" = Para 1ra. y 2da. clase solamente.

### COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGA :

Según este Reglamento, si llamamos "Ci" al coeficiente de concentración para la viga «i» del puente, tendremos:

$$C_i = R/n (1 + 6 (n + 1 - 2.i) / (n^2 - 1) . e / S)$$



**Donde :**

R = Resultante =  $\Sigma Pr$

n = Número de vigas

i = Viga en estudio

S = Distancia entre ejes de vigas.

Ci = % de la resultante "R" que le toca a la viga "i" en estudio.

**AMPLIFICACION DINAMICA O IMPACTO :**

Este Reglamento, especifica que la ampliación dinámica, sólo es aplicable al sistema de sobrecarga "B" y se calcula mediante la expresión :

$$I = 0.40 / (1 + 0.2 \times L) + 0.6 / (1 + 4.P/k)$$

**Donde :**

L : Longitud cargada a lo largo del puente en metros.

P : Peso muerto del puente por vía o carril de circulación.

K : Se obtiene multiplicando el peso del camión, por el factor de modificación bc.

$$K = bc \times P_{\text{Total}}$$

$$P_{\text{Total}} = 6 + 12 + 12 + 6 + 12 + 12 = 60 \text{ tn.}$$

$$K = bc \times 60 \text{ tn.}$$

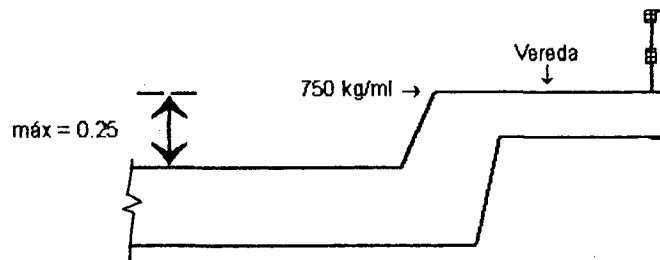
### 3.2. SOBRECARGAS EN VEREDAS Y BARANDAS :

#### 3.2.1 SOBRECARGAS EN SARDINELES :

Los sardineles, deberán ser diseñados para resistir una carga horizontal de 750 kg/ml; aplicado en la parte superior del sardinel, pero no más alto que 0.25 mts. sobre el nivel de rodadura.

Ancho de sardineles :

- min. = 0.225 mts.
- máx. = 0.30 mts.



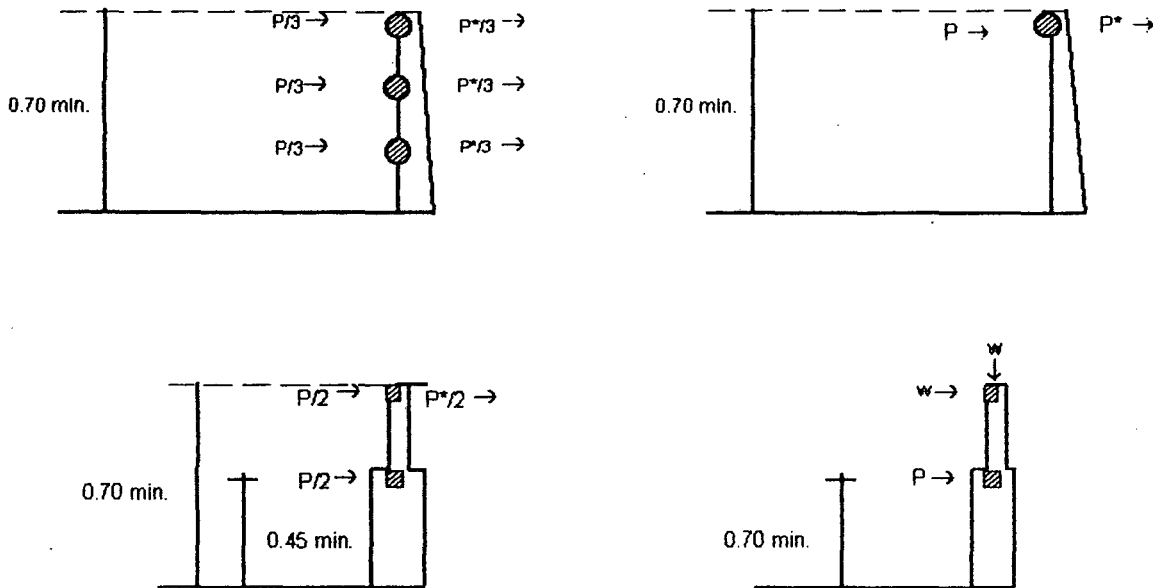
#### 3.2.2 SOBRECARGA EN VEREDAS :

Las veredas se diseñarán para resistir una sobrecarga de 400 Kg/m<sup>2</sup>; cuando el sardinel es mayor que 60 Cm. se considera como vereda y se diseña como tál.

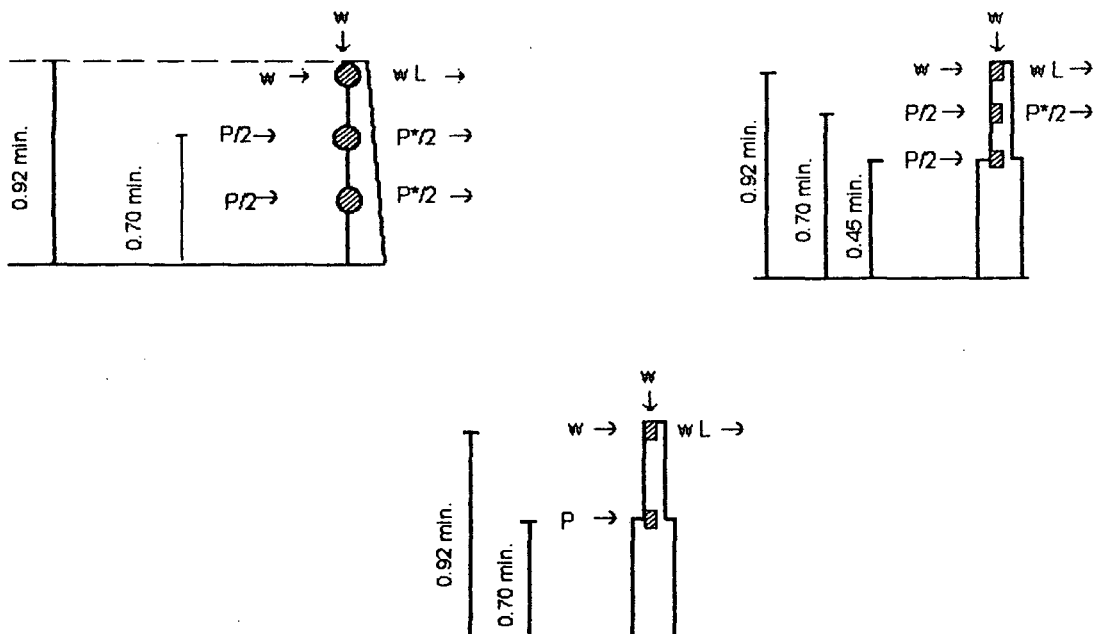
El ancho recomendable de veredas es de 75 Cm.

### 3.2.3 SOBRECARGA EN BARANDAS :

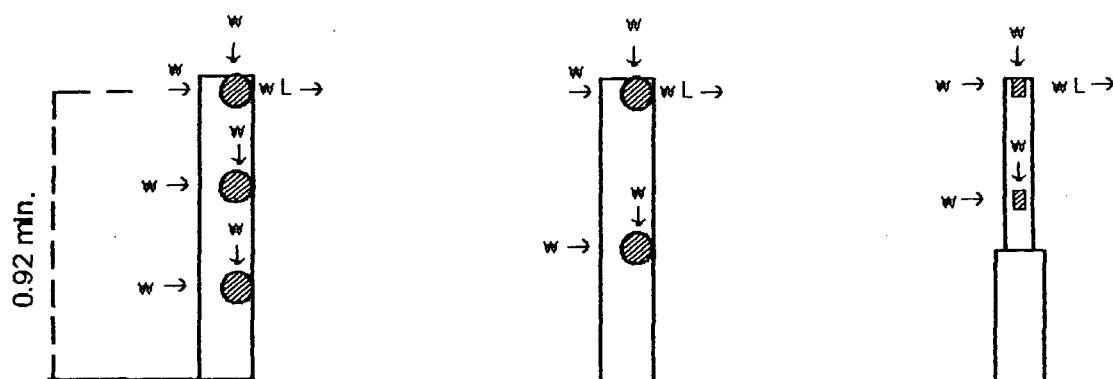
#### BARANDAS RURALES O DE TRAFICO



#### BARANDAS DE COMBINACION



### BARANDAS PARA PEATONES :



- \* Con carga longitudinal simultánea de 1/2 de esta cantidad, dividida entre los postes en una longitud continua de Barandal.

$$P = 4,540 \text{ Kg.}$$

$$W = 75.0 \text{ Kg/m.}$$

- Las cargas del barandal se muestran a la izquierda, las cargas del poste a la derecha, (los perfiles de los miembros del barandal sólo son ilustrativos).
- El poste se diseña como viga cantiliver.

### 3.3. CARGAS ACTUANTES EN LA SUB-ESTRUCTURA Y ELEMENTOS AUXILIARES :

La Sub-estructura de un puente, está formado por los elementos estructurales que soportan la Sub-estructura y que transmiten las cargas a la cimentación. Dependiendo de su ubicación, se denominan : Estribos o Pilares.

- **Estribos**, son los apoyos extremos del puente.
- **Pilares**, son apoyos intermedios.

Lo anterior corresponde y se visualiza nítidamente en los puentes convencionales; sin embargo, en ciertos tipos de puentes la Super-estructura y Sub-estructura se unen monolíticamente y en consecuencia la separación entre Super-estructura y Sub-estructura deja de tener sentido; en este caso el estudio del comportamiento estructural del puente para todos los estados de carga, debe ser realizado considerando el puente como un todo, por ejemplo, en los Puentes Tipo Pórtico y Puentes en Arco.

Los pilares generalmente son de concreto armado, pueden ser de varios tipos : De una sola placa o una sola columna, o dos o mas columnas unidas por una viga transversal. Los pilares de gran altura, se diseñan y construyen en sección hueca y en otros casos, de sección maciza.

Los Estribos pueden ser de concreto Ciclópeo o de Concreto Armado. Los elementos de la Sub-estructura transmiten las cargas al terreno a través de su cimentación.

### **3.3.1 LA CIMENTACION :**

La cimentación se puede clasificar en dos grupos:

- Cimentación Directa o Superficial.
- Cimentación Profunda.

La Cimentación Directa se hace mediante zapatas que transmiten la carga directamente al suelo portante. Este tipo de

cimentación se utiliza cuando el estrato portante adecuado, se encuentra a pequeñas profundidades a la cual es posible llegar, mediante excavaciones.

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando el estrato resistente se encuentra a una profundidad al que no es práctico llegar mediante excavaciones. Las cimentaciones profundas, se hacen mediante :

- Cajones de cimentación (varios tipos).
- Pilotaje.
- Cimentaciones compuestas (cajones con pilotes).

En la cimentación del puente San Francisco - Oakland, se utilizaron cajones que se incaron hasta una profundidad de 73.8 m..

### **3.3.2 LAS CONEXIONES :**

En los puentes además de los elementos estructurales indicados anteriormente, existen los elementos de conexión entre la Supe-estructura y Sub-estructura, que son elementos o dispositivos que deben ser analizados y diseñados cuidadosa y generosamente; por cuanto, se ha observado que su comportamiento es de suma importancia durante sismos, huaycos y cambios de temperatura. A los elementos de conexión entre la Super-estructura y la Sub-estructura, se les denomina Dispositivos o Aparatos de Apoyo (fijo o móvil). En el apoyo móvil, se puede considerar un rodillo apoyado en planchas de neopreno.

### **3.3.3 CARGAS EN LA SUB-ESTRUCTURA :**

En la Sub-estructura de un puente, se presentan básicamente dos tipos de cargas :

#### **CARGAS VERTICALES :**

- Reacción en el apoyo por carga muerta y carga viva (RD + RL)
- Peso del relleno.
- Peso propio del estribo.

#### **CARGAS HORIZONTALES :**

- Fuerza de frenado
- Fuerza de fricción
- Fuerza sísmica (EQ)
- Empuje del relleno.

#### **CARGAS EN DISPOSITIVOS DE APOYO (Plancha y Rodillo).**

- Reacción en el apoyo por carga muerta y sobrecarga (RD + RL) por viga.

## **CAPITULO IV**

### **ANALISIS ESTRUCTURAL**

Para poder efectuar el análisis estructural de un puente, primeramente se tiene que definir el tipo de estructura a diseñar, el que estará en función de los estudios básicos, compuestos por datos de las condiciones naturales del lugar donde se requiere construir el puente y de las condiciones funcionales y datos socio-económicos.

En el presente trabajo, sólo trataremos el tema de los Puentes Tipo Losa con Vigas de Concreto Armado y otro de Sección Compuesta simplemente apoyado.

#### **4.1. SECCION TRANSVERSAL Y ESPACIAMIENTO DE VIGAS :**

La sección transversal estará en función del ancho del camino, y estará compuesta por una Losa de Concreto Armado, que soportará en primera instancia las cargas de los vehículos, para luego transmitir sus efectos a la estructura principal (vigas).



El espaciamiento de vigas con la que se consigue una sección económica según experiencias, se estima que se encuentra en el orden de los dos metros; pero en general, se tiene que predimensionar y seguir la regla siguiente :

- Cuando el momento flector por peso propio ( $M_D$ ), es grande comparado con el momento flector por sobrecarga; en lo posible usar el menor número de vigas.
- Cuando el momento flector por peso propio ( $M_D$ ), es pequeño comparado con el momento flector por sobrecarga; disminuir el espaciamiento de vigas hasta que el efecto sea igual para un espaciamiento menor y/o a criterio y experiencia del diseñador.

El Tablero de Concreto Armado, es perjudicial por el peso propio que representa; y tiene la ventaja de ayudar a absorber los esfuerzos de compresión generados por la tracción, y hace que la viga trabaje como una viga rectangular de ancho "b", si el ancho "C" al espesor de la losa del tablero.

Si se usa planchas de acero, este es más liviano que el de Concreto Armado, por lo tanto ventajoso estructuralmente; pero no contribuye en absorber los esfuerzos generados por la tracción.

En ambos casos, se estila colocar una capa de 2" de asfalto como superficie de rodadura.

En consecuencia, el análisis de vigas se efectuará según el tablero y el material a usar en la construcción.

#### 4.2. PREDIMIENSIONAMIENTO DE PERALTE Y LOSA :

El predimensionamiento se efectuará teniendo en cuenta los materiales y el sistema estructural a usarse; en general, un puente losa con vigas puede diseñarse con diferentes materiales.

En el presente trabajo, se tratará sólo de un puente tipo losa con vigas de Concreto Armado y otro de Sección Compuesta, cuya estructura principal son las vigas longitudinales y transversales denominados Diafragmas que soportan al tablero y salvan el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la Sub-estructura.

##### A.- PREDIMIENSIONAMIENTO DE PERALTE :

MATERIAL	h/L		LUCES (MTS.)
	S.A.	CONTINUO	
CONCRETO ARMADO	0.065	0.052	25.00
SECCION COMPUESTA	0.045	0.033	40.00
CONCRETO POSTENS.	0.04	0.035	35.00

##### B.- PREDIMIENSIONAMIENTO DE LOSA :

$$hf = 0.10 + S / 30$$

**Donde :**

- hf : Espesor de la losa  
S : Separación entre caras interiores de vigas.

**4.3. ESPACIAMIENTO Y PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DIAFRAGMAS:**

Las Vigas Diafragma, se colocan en el puente para unir a las vigas principales y son las que dan la uniformidad a toda la estructura, haciéndola trabajar como un todo.

Las vigas diafragma, se diseñan para absorber los momentos torsores ocasionados por las sobrecargas.

**ESPACIAMIENTOS** : Según la AASTHO, las Vigas Diafragmas se colocarán de la forma siguiente :

- En los extremos del puente.
- A un tercio de la luz del puente.
- La separación máxima entre vigas diafragma, es de 12 mts.

**Predimensionamiento** : Primeramente, se elige la geometría de la sección, teniendo en cuenta que para concreto armado, se recomienda usar "b" = 0.25 m. como mínimo y el peralte "d" requerido se encuentra con los efectos de servicio calculados.

En general, se asume la sección a usar luego se verifica el peralte propuesto y se efectúa el diseño respectivo.

La Viga Diafragma, en todo momento debe estar separada de la losa del puente, para permitir las rotaciones de ambos elementos.

#### 4.4. **ANALISIS DE LA SUPER-ESTRUCTURA :**

En Puentes Losa con Vigas de Concreto Armado y Puentes de Sección Compuesta, la estructura principal está conformada por el Tablero y Vigas.

a.- **EL TABLERO** .- Está constituido por los elementos estructurales que soportan en primera instancia las cargas de los vehículos, para luego transmitir sus efectos a la estructura principal.

En la mayoría de los casos, en los puentes definitivos, se utiliza una Losa de Concreto Armado como el primer elemento portante. En los puentes modernos de grandes luces, en lugar de la losa de concreto, se está utilizando el tablero "ortotrópico", que consiste en planchas de acero reforzado con rigidizadores sobre el que se coloca un material asfáltico de 2" como superficie de rodadura.

El Tablero Ortotrópico, es más caro que la Losa de Concreto Armado, pero por su menor peso resulta conveniente en los puentes de grandes luces, como por ejemplo : En la rehabilitación del Tablero del Puente "GOLDEN GATE", se ha reemplazado la Losa de Concreto que estaba deteriorada por una placa ortotrópica.

Al disminuir el peso del tablero, se mejora la capacidad sismo - resistente del puente; así mismo, se aumenta la capacidad de resistencia a las sobrecargas al disminuir los esfuerzos por peso propio.

En puentes provisionales en lugar de Losa de Concreto Armado, se utiliza tablonos de madera.

### **POSIBILIDADES DE ARMAR LA LOSA DEL TABLERO :**

Puede ser armada en una de las tres formas siguientes:

- Perpendicularmente al tránsito, apoyándose sobre las vigas principales.
- Paralelamente al tránsito, apoyándose en viguetas transversales, puestas especialmente con este objeto.
- En ambos sentidos.

En el presente trabajo, se analizará y se diseñará la losa perpendicularmente al tránsito, apoyándose sobre las vigas principales.

**b.- LA ESTRUCTURA PRINCIPAL :** Se denomina Estructura Principal, al sistema estructural que soporta al Tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la Sub-estructura.

Con la finalidad de aplicar adecuadamente los criterios y filosofía del diseño estructural, es importante identificar a que parte del puente pertenece un determinado elemento estructural.

En nuestro caso, la estructura principal está conformada por vigas longitudinales y transversales (Diafragmas).

#### **4.4.1. ANALISIS LONGITUDINAL :**

Para el análisis estructural, se puede usar diferentes métodos, para calcular los máximos momentos flectores y fuerzas cortantes.

Para cada sección considerada en el diseño; los métodos pueden ser :

- Métodos Numéricos.
- Métodos Clásicos, etc.

En el presente trabajo, se ha utilizado las líneas de influencia para el cálculo de los momentos flectores y fuerzas cortantes en cada décimo de luz.

#### **CONCEPTO DE LINEA DE INFLUENCIA :**

En una estructura estática, se nos presentan fundamentalmente dos tipos de cargas: Carga Muerta y Sobrecarga, (la carga de impacto se considera como una fracción de la sobrecarga). La primera está aplicada fija y permanentemente sobre la estructura, mientras que la segunda es móvil o en movimiento y puede variar de posición sobre la estructura.

Cuando se proyecta una determinada parte de la estructura, debe ponerse especial cuidado en la colocación de la sobrecarga, de tal manera que ésta produzca los máximos esfuerzos en la sección considerada.

La sección de la estructura y el tipo de esfuerzo pueden ser : La reacción en un apoyo, la fuerza cortante y el momento flector en una sección de la viga.

En relación con esto, debe hacerse notar que la posición de la carga que ocasiona el máximo momento flector en una sección, no ocasionará necesariamente la máxima fuerza cortante en la misma sección. Estas y otras consideraciones con respecto a la relación entre el esfuerzo y la correspondiente posición crítica de la sobrecarga, nos lleva a la construcción de la línea de influencia.

Una línea de influencia, es una curva cuya ordenada (valor "Y"), nos dá el valor de la función (Fuerza Cortante, Momento Flector, Reacción, etc).

Una línea de influencia, es una herramienta útil de fuerza por dos razones :

- a.- Sirve como un criterio en la determinación de los esfuerzos máximos, quiere decir, nos da una pauta para determinar exactamente que parte de la estructura debe estar cargada, para que se produzca el máximo efecto en la sección considerada.
- b.- Simplifica los cálculos.

### **LÍNEA DE INFLUENCIA PARA VIGAS ESTATICAMENTE DETERMINADAS :**

En la figura, se representa una viga simple, donde deseamos dibujar las líneas de influencia de:

1. La reacción en "A" ( $R_A$ ), y la reacción en "B" ( $R_B$ ).
2. La fuerza cortante en cualquier sección «C» ( $V_c$ ).
3. El momento flector en cualquier sección «C» ( $M_c$ ).

1. Para dibujar la línea de influencia de la reacción «A» ( $R_A$ ), se coloca una carga unitaria a una distancia «x» de «A», y se expresa ( $R_A$ ) como una función de «x».

$$R_A = (L - X) / L = 1 - X / L$$

La cual representa una línea recta, con una ordenada de unidad en «A» y cero en «B» como se indica en la fig. (b). De la misma forma, se dibuja la línea de influencia para ( $R_B$ ), como se indica en la fig. (c), basándose en:

$$R_B = X/L$$

2. Para dibujar la línea de influencia de ( $V_c$ ), se observa que mientras la carga unitaria se aplica en cualquier posición a la izquierda de la sección «C», ( $0 < x < a$ ), ( $V_c$ ), resulta ser igual a ( $R_B$ ), pero con signo contrario.

Cuando la carga unitaria se aplica en cualquier sección a la derecha de «C», ( $a < x < c$ ), ( $V_c$ ), resulta ser igual a ( $R_A$ ).

En consecuencia, la línea de influencia de ( $V_c$ ) en el intervalo (Ac), es la misma que ( $R_B$ ), pero con signonegativo y la línea en el intervalo (CB), es la misma que la de ( $R_A$ ). Estas dos líneas son paralelas con pendientes iguales de valor ( $- 1/L$ ), y se presenta en un cambio brusco de una unidad cuando la carga unitaria pasa de la izquierda a la derecha de «C» (Fig. «d»).



3. Para dibujar la línea de influencia de momentos flectores en «C» ( $M_c$ ), se observa que mientras la carga está a la izquierda de «C», se puede utilizar el segmento (CB) como sólido aislado, y cuando la carga esté a la derecha de «C», se puede utilizar el segmento (AC) como sólido aislado, tal como se nota en la fig. (e).

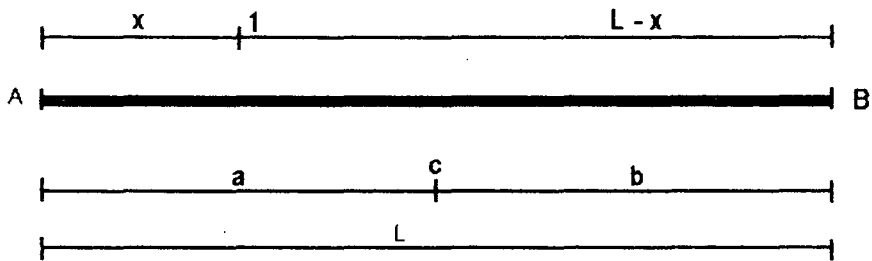


Fig. (a)

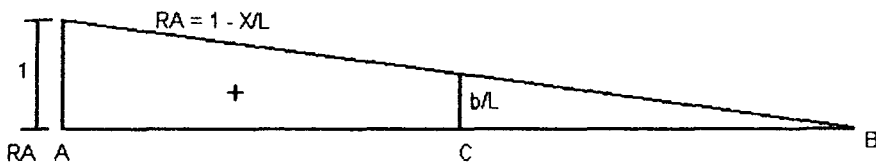


Fig. (b)

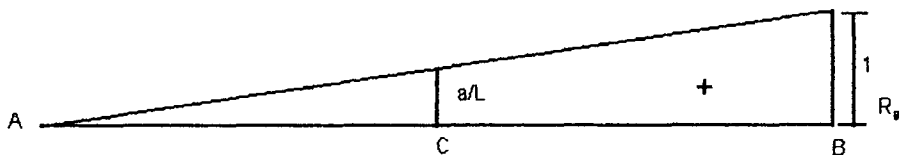


Fig. (c)

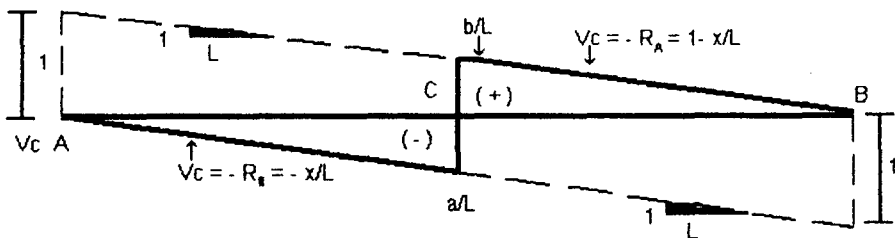


Fig. (d)

En relación con las líneas de influencia, se observa lo siguiente :

- a. La máxima reacción debido a una carga concentrada, tiene lugar cuando la carga se encuentra en el apoyo.

- b. La máxima reacción debido a una carga uniforme, tiene lugar cuando la viga se encuentra completamente cargada.
- c. La máxima fuerza cortante en cualquier sección «C» debido a una carga concentrada, tiene lugar cuando la carga está justamente a la derecha o a la izquierda de la sección y está sobre el segmento más largo de los dos, donde «C» divide a la viga.
- d. La máxima fuerza cortante en cualquier sección «C», debido a una carga uniformemente repartida, tiene lugar cuando la carga se extiende desde «C» al apoyo más lejano.

En relación con la figura sí ( $B > A$ ) se encuentra que para producir el máximo ( $V_c$ ), la carga debe estar distribuida sobre (BC).

- e. El máximo momento flector en cualquier sección «C» debido a una carga concentrada, tiene lugar cuando la carga se encuentra sobre «C».
- f. El máximo momento flector en cualquier sección «C» debido a una carga uniformemente distribuida, tiene lugar cuando la viga se encuentra completamente cargada.

Al comparar las líneas de influencia de la misma función en diferentes puntos, se observa lo siguiente :

1. La máxima fuerza cortante en una viga simplemente apoyada, debido a una carga concentrada, tiene lugar en el extremo y es igual a la carga.
2. La máxima fuerza cortante en una viga simplemente apoyada, debido a una carga uniformemente distribuida, tiene lugar en el extremo cuando la viga se carga completamente.
3. El momento flector máximo en una viga simplemente apoyada debido a una carga concentrada «P», tiene lugar en la sección del centro de luz y es igual a  $P/4$ .
4. El momento flector máximo en una viga simplemente apoyada debido a una carga uniformemente distribuida de intensidad «q», tiene lugar en el centro de luz cuando la viga se carga completamente y es igual a  $qL^2/8$ .

En general, las Fuerzas Cortantes y los Momentos Flectores Máximos en una sección, se calcularán con los diagramas de líneas de influencia correspondientes; trasladando las cargas móviles hasta obtener los máximos.

- Para el cálculo de fuerzas cortantes y momentos flectores con cargas distribuidas uniformemente. Se calcularán multiplicando la carga distribuida por el área, bajo la línea de influencia.
- Para el cálculo de fuerzas cortantes y/o momentos flectores con carga puntual. Se calcularán

multiplicando el valor de la carga «P» por la ordenada correspondiente; para cargas móviles, se colocará la carga «P» de tal manera que se encuentre en la mayor ordenada.

#### **4.4.2 ANALISIS TRANSVERSAL :**

**A. ANALISIS DE LA LOSA.**- La losa se analizará, según la forma a ser armada.

En el presente trabajo, se considera que será armada perpendicularmente al tránsito. apoyada sobre las vigas principales formando un conjunto; de manera que las vigas principales trabajen como viga «T».

El problema del proyecto de la losa, consiste en averiguar el grado de empotramiento de las losas en las vigas; evidentemente, el empotramiento es tanto mayor cuanto mayor sean las dimensiones de las vigas y cuanto mayor sea la resistencia a la torsión.

Para la obtención de estos momentos por carga muerta y sobrecarga, se empleará el método de los coeficientes.

#### ● **MOMENTOS EN LA LOSA :**

Los momentos flectores que se ocasionarán en la losa debido a la sobrecarga, se calcularán bajo las siguientes condiciones :

- **TRAMO INTERIOR :**

Cuando no existe continuidad entre la losa y la viga, el momento flector correspondiente estará indicado como :

$$\text{Momento} = (S + 0.61) Pr / 9.74$$

**Donde :**

Pr : Es la carga de la rueda más pesada (8 Ton.).

S Es la luz entre dos vigas. (se considera la distancia entre sus caras).

De existir continuidad entre la losa y la viga, se recomienda afectar al momento flector hallado de ciertos factores :

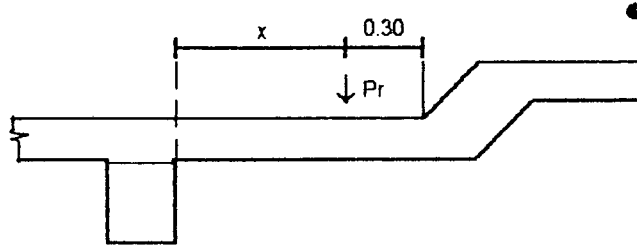
- Momento Flector Positivo = 0.8 (Momento).

- Momento Flector Negativo = 0.9 (Momento).

- **TRAMO EN VOLADIZO :**

Debe tener una longitud tal, que su momento máximo negativo sea igual al máximo negativo del tramo interior, para así obtener un espesor de losa y distribución de armadura uniforme, con la ventaja que facilita el cálculo de la viga «T», que constituye la viga principal.

Se calcula primero la máxima distancia de la carga por eje de rueda, respecto a la cara de la viga exterior.



En función del volado hallado, se calcula :

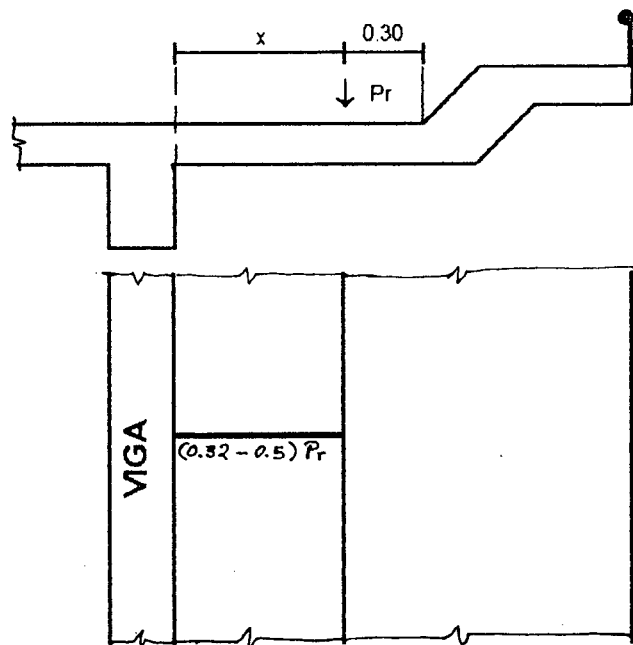
$$E = 0.80 X + 1.10$$

Por lo cual, el momento de volteo ( $M_v$ ) en el tramo en volado, se obtendrá de la expresión.

$$M_v = P.X / E$$

Donde :

E : Ancho efectivo (medido sobre el ancho de la losa de la zona sobre la que se distribuye el efecto, debido a la carga de una rueda).



Datos experimentales de variación de momentos en el volado por sobrecarga.

- **MOMENTOS FLECTORES EN LA LOSA POR PESO PROPIO :**

Según las especificaciones de la AASHTO, los momentos flectores en la losa se calculará suponiendo un coeficiente de 1/10; para los momentos negativos y positivos.

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

**Donde :**

**S :** Separación entre caras de vigas en metros.

**W<sub>D</sub> :** Carga distribuida por peso propio en Ton/ml.

- **ACERO DE REPARTO : (A<sub>sr</sub>).**

Se dispone perpendicularmente a la armadura principal, con el objeto de contribuir a la distribución de las cargas concentradas móviles en sentido transversal.

El Area de Acero de Reparto, se determina como un porcentaje del acero principal para momentos positivos, mediante :

- Cuando el acero principal, es paralelo al tráfico :

$$A_{sr} = 55 / \sqrt{L} = \text{Máximo} = 50\%$$

- Cuando el acero principal, es perpendicular al tráfico.

$$A_{sr} = 121 / \sqrt{L} \text{ Máximo} = 67\%$$

**Donde :**

L : Luz efectiva de la Superestructura del puente.

**B.- ANALISIS DE DIAFRAGMAS .-** Las Vigas Diafragma en un puente, se diseñan para absorber su peso propio y los momentos torsores generados por las Sobrecargas.

Las Vigas Diafragma, hacen trabajar al puente como un todo, ante cualquier sobrecarga, generándose de esta forma, deformaciones uniformes en la Superestructura.

El análisis se efectuará siguiendo las especificaciones técnicas de la AASHTO.

- Por peso propio, se analiza como viga continua apoyada en las vigas principales.



- Por sobrecarga, se seguirá el procedimiento siguiente :

1. Longitudinalmente, se carga la viga principal y se considera simplemente apoyada en cada viga diafragma; seguidamente, se calcula la máxima reacción en ésta.
2. Transversalmente, se carga el puente y se calcula la reacción normalizada ( $R_n$ ), la que es igual a la sumatoria de ( $P_r$ ), entre el número de vigas.

#### **4.5 ANALISIS DE LAS BARANDAS :**

El análisis de los barandales y del poste, se efectuará usando el método de mejor parecer del proyectista, en el que se debe tener presente, la continuidad y las cargas a que estará sometida la estructura.

El diseño, se efectuará teniendo en cuenta los materiales a ser usados en su construcción.

- Cuando se diseñan los barandales y el poste de Concreto Armado, se puede efectuar con las normas y especificaciones del A.C.I; y/o Reglamento Nacional de Construcciones (Concreto Armado).

- Cuando se diseña los barandales y el poste de Acero, éste se puede efectuar de acuerdo a las normas y especificaciones de la A.I.S.C. y además, teniendo en cuenta las especificaciones del fabricante.

Se recomienda dejar juntas de dilatación para evitar pre-esforzamiento por dilataciones y/o contracciones por variación de temperatura.

#### **4.6. ANALISIS DE LA SUB-ESTRUCTURA Y ELEMENTOS AUXILIARES :**

##### **4.6.1 ANALISIS DE ELEMENTOS AUXILIARES :**

Los elementos auxiliares (Apoyos), son conjuntos estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la Super-estructura a la Sub-estructura.

Los Apoyos deben cumplir dos requisitos básicos :

- Distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la sub-estructura.
- Ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otros de la Super-estructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

Los apoyos en general, se clasifican en Fijos o de Expansión y, en Metales o Elastoméricos.

- Los Apoyos Fijos, se adaptan únicamente a las deflexiones

angulares, deben estar diseñados para resistir los componentes verticales y horizontales de las reacciones.

- Los Apoyos de Expansión, se adaptan a las deflexiones angulares y a los movimientos longitudinales de la Super-estructura, excepto, el caso de la fricción; resisten únicamente los componentes de las reacciones de la Super-estructura perpendiculares a dichos movimientos.

En ambos tipos de apoyos, se deben tomar precauciones para la transferencia segura de todas las fuerzas transversales a la dirección del claro.

- Los Apoyos Metálicos, son preferentemente de acero estructural, acero o hierro fundido. Sus componentes básicos son una unidad superior fija con pernos en la Super-estructura y una unidad inferior (zapata o pedestal), anclada en la sub-estructura insertadas entre estas; si es necesario, hay elementos para centrar y para la adaptación a las deflexiones angulares y en el caso de apoyos de expansión, para los movimientos longitudinales de la Super-estructura.

De acuerdo con la AASHTO, no es necesario prever las deflexiones angulares cuando los claros son menores de 15 mts. Los Apoyos pueden consistir entonces, en dos placas planas de acero en contacto con otra.

Para un mejor centrado y mantenimiento, puede soldarse a la placa inferior una barra de apoyo de sección transversal.

#### 4.6.2 ANÁLISIS DE LA SUB-ESTRUCTURA :

La Sub-estructura, se puede diseñar con estribos de gravedad y/o estribos de concreto armado. Se recomienda diseñar y construir estribos de concreto armado en suelos donde la resistencia es baja, ya que los muros de gravedad por su propio peso, hacen perder capacidad de carga.

El diseño se efectúa según el tipo de estribo a usar, de Concreto Ciclópeo y/o de Concreto Armado; pero, el análisis es el mismo para los dos y en ambos casos se debe verificar el estribo para dos estados.

- Estribo con relleno lateral de suelo y sin puente.
- Estribo con relleno lateral, más el puente y sobrecarga.

En ambos casos, se verifica la estabilidad :

##### a. SEGURIDAD AL VOLTEO (C.V).

$$C.V = \Sigma M_R / \Sigma M_V \geq 2.00$$

Donde :

$\Sigma M_R$  : Sumatoria de momentos resistentes en la sección en estudio.

$\Sigma M_V$  : Sumatoria de momentos de volteo en la sección en estudio.

b. **SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO (C.d).**

$$C.d = \Sigma F_v \cdot \mu / \Sigma F_H \geq 1.50$$

**Donde :**

$\Sigma F_v$  : Sumatoria de fuerzas verticales.

$\Sigma F_H$  : Sumatoria de fuerzas horizontales.

$\mu$  : Coeficiente de fricción.

$\mu = 0.50$  : Concreto sobre roca.

$\mu = 0.40$  : Concreto sobre otro suelo.

$\mu = 0.70$  : Albañilería sobre albañilería.

Si el estribo es de Concreto Armado, la fuerza cortante actuante siempre debe ser menor 1.5 veces la fuerza cortante resistente del estribo.

- c. **ESFUERZOS TRANSMITIDOS AL TERRENO.**- Para evaluar los esfuerzos transmitidos al terreno, calcularemos primero la excentricidad de la resultante de fuerzas horizontales y verticales.

$$e = b/2 - (M_R - M_v) / \Sigma F_v$$

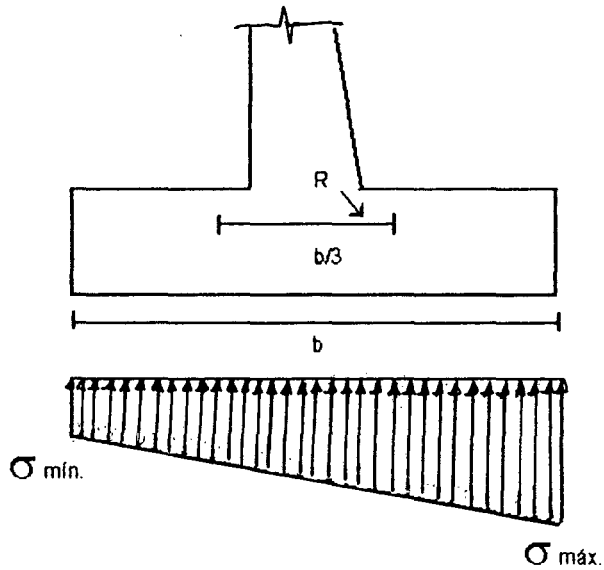
**Donde :**

**b** : Longitud de la cimentación.

1.- SI ( $e < b/6$ )

La Resultante pasa por el tercio central de la zapata. Solo existen compresiones en el terreno.

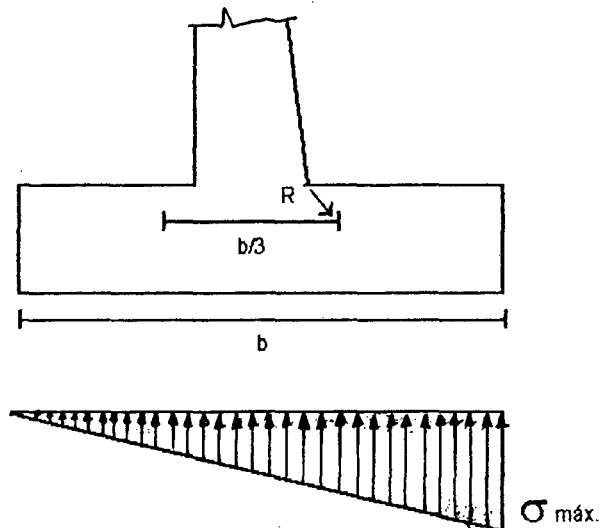
$$\sigma = \Sigma F_v / b(100) (1 \pm 6.e / b)$$



2.- SI ( $e = b/6$ )

La Resultante pasa justo por el límite de  $b/3$  (tercio central) de la zapata.

$$\sigma = 2.\Sigma F_v / b (100)$$



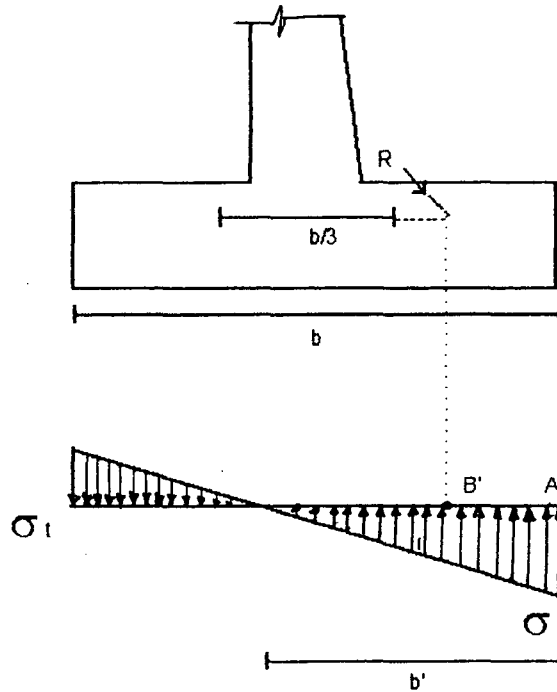
3.- SI ( $e \geq b/6$ )

La Resultante cae fuera del tercio central de la zapata.

$$B'A = b/2 - e$$

$$b' = 3 \cdot B'A$$

$$\sigma = 2 \cdot \Sigma F_v / (300 \cdot B' A)$$



## CAPITULO V

### DISEÑO

#### 5.1. FILOSOFIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL :

Se conoce como el diseño en ingeniería, el crear aplicando la ciencia y la tecnología. El diseño requiere creatividad, habilidad y conocimientos.

Es oportuno señalar que existe una diferencia fundamental entre ciencia y tecnología. La ingeniería o tecnología hace cosas que no existen previamente, mientras que, la ciencia descubre lo que siempre ha existido. Los científicos descubren lo pre-existente y aplican su conocimiento inventando fórmulas. Mientras que los ingenieros crean cosas usando fórmulas pre-existentes para realizar y verificar sus diseños.

El diseño estructural de un puente, debe ser visto como un proceso iterativo en el que se aplica la ciencia, la tecnología y el arte para crear una obra que hoy en día se considera prototipo de la ingeniería civil.



A diferencia de lo que ocurre en el diseño de las edificaciones, en el caso de los puentes es el ingeniero estructural el que fundamentalmente dirige y decide el diseño integral del proyecto del puente. Es por ello, que se debe tener presente que un buen diseño debe satisfacer los siguientes requisitos básicos :

- 1.- Debe ser factible de construir, en base a los materiales y tecnología disponibles.
- 2.- Debe ser seguro para resistir las cargas y acciones estructurales y futuras, naturales y artificiales.
- 3.- Debe satisfacer los requisitos de utilización y funcionalidad.
- 4.- Debe ser económico.
- 5.- Debe ser estético.
- 6.- Debe ser una solución ética y honesta.

## 5.2. COMBINACION DE CARGAS DE DISEÑO :

La AASHTO, establece varias combinaciones de carga y fuerzas a las cuales pueden encontrarse sometidas una estructura. Estas combinaciones de carga para diseño por servicio o rotura están indicados como:

$$\text{Grupo : P(N)} = \delta [B_D \cdot D + B_L (L+I) + B_C \cdot CF + B_E \cdot E + B_B \cdot B + B_S \cdot SF + B_W \cdot W + B_{WL} \cdot WL + B_L \cdot LF + B_F \cdot F + B_R (R + S + T) + B_{EQ} \cdot EQ + B_{ICE} \cdot ICE]$$

**Donde :**

<b>N</b>	:	Número de grupo
<b><math>\delta</math></b>	:	Factor de carga
<b>BI</b>	:	Coefficiente
<b>D</b>	:	Carga muerta
<b>L</b>	:	Carga viva
<b>I</b>	:	Impacto por sobre-carga
<b>B</b>	:	Sub-presión (flotación, empuje hacia arriba del agua).
<b>CF</b>	:	Fuerza centrífuga
<b>T</b>	:	Temperatura
<b>EQ</b>	:	Sismo
<b>E</b>	:	Presión de tierra
<b>F</b>	:	Fuerza longitudinal, fricción o resistencia al corte.
<b>W</b>	:	Fuerza de viento sobre la estructura.
<b>WL</b>	:	Fuerza de viento sobre la carga viga, como valor de referencia se empleará 100 Lb. / pie (149 kg / m).
<b>LF</b>	:	Fuerza longitudinal por carga viva.
<b>R</b>	:	Disminución de la viga (en estructuras, pretensadas), acortamiento de cartilla.
<b>S</b>	:	Contracción de fragua.
<b>SF</b>	:	Presión de flujo de agua.
<b>ICE</b>	:	Presión por hielo.

## TABLA DE COEFICIENTES

COLUMNA	Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
S E R V I C I O	GRUPO		$B_i$												
			D	L + I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+	EQ	ICE	%
	I	1.0	1	1	1	BE	1	1	-	-	-	-	-	-	100
	II	1.0	1	-	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	125
	III	1.0	1	1	1	BE	1	1	-	-	1	-	-	-	125
	IV	1.0	1	1	1	BE	1	1	-	-	1	-	-	-	125
	V	1.0	1	-	-	1	1	1	1	1	-	1	-	-	140
	VI	1.0	1	1	1	BE	1	1	0.3	1	1	1	-	-	140
	VII	1.0	1	-	-	1	1	1	-	-	-	-	1	-	133
	VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	-	-	-	-	-	1	140
	IX	1.0	1	-	-	1	1	1	1	-	-	-	-	1	150
X	1.0	1	1	-	BE	-	-	-	-	-	-	-	-	100	
R O T U R A	I	1.3	BD	1.67	1	BE	1	1	-	-	-	-	-	-	-
	IA	1.3	BD	2.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	II	1.3	BD	-	-	BE	1	1	1	-	-	-	-	-	-
	III	1.3	BD	1	1	BE	1	1	0.3	1	1	-	-	-	-
	IV	1.3	BD	1	1	BE	1	1	-	-	-	1	-	-	-
	V	1.25	BD	-	-	BE	1	1	1	-	-	1	-	-	-
	VI	1.25	BD	1	1	BE	1	1	0.3	1	1	1	-	-	-
	VII	1.3	BD	-	-	BE	1	1	-	-	-	-	1	-	-
	VIII	1.3	BD	1	1	BE	1	1	-	-	-	-	-	1	-
	IX	1.2	BD	-	-	BE	1	1	1	-	-	-	-	1	-
X	1.5	1	1	1.67	BE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

### VALORES DE $B_2$ :

0.75 : En el diseño de columnas a rotura, miembros a carga axial mínima y máximo momento o máxima excentricidad.

1.00 : En el diseño de columnas a rotura, miembros a carga axial máxima y mínimo momento.

1.00 : En el diseño a rotura de miembros en flexión y tensión.

### VALORES DE $B_E$ :

### DISEÑO A ROTURA :

- 1.00 : Presión vertical de tierra
- 1.30 : Presión lateral de tierra
- 0.50 : Chequeo del momento positivo en pórticos rígidos.

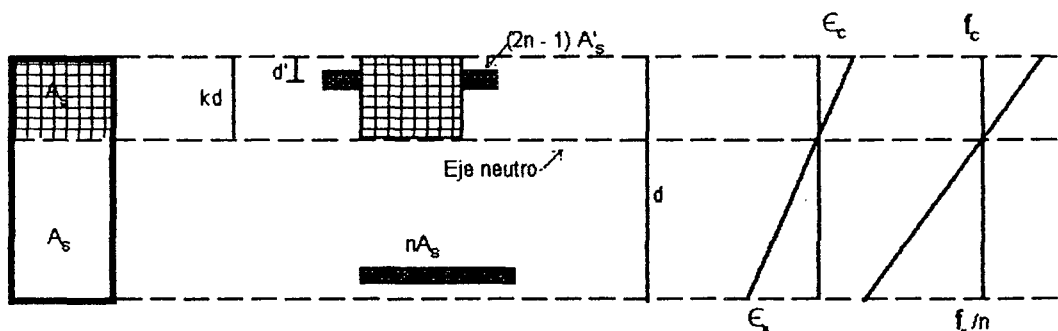
### DISEÑO EN SERVICIO :

- 0.70 : Estructura en concreto armado, tipo cajón.
- 0.83 : Para alcantarillas.
- 1.0 y 0.5 : Para cargas sobre pórticos rígidos.

### 5.2.1 DISEÑO POR ESFUERZO DE TRABAJO :

Para vigas rectangulares sólo con esfuerzos para tensión. La distribución de esfuerzos en una viga de concreto reforzado con cargas de servicio, es diferente de la que hay a la resistencia última.

El conocimiento de esta distribución de esfuerzos es deseable por muchas razones, incluso los requisitos de la AASHTO y algunos códigos en el sentido de que no se deben exceder de los esfuerzos de trabajo especificados en el acero y el concreto.



**Donde :**

$f'_c$  : Resistencia especificada a compresión para el concreto expresado en kilogramos por centímetro cuadrado.

$f_c$  : Esfuerzo de compresión admisible por el concreto. Su valor es el cuarenta por ciento (40%) de la resistencia a la compresión del concreto.

$$f_c = 0.4 f'_c$$

$f_s$  : Esfuerzo permisible en el acero de refuerzo, su valor está indicado por :

$$\begin{aligned} f_s &= 0.50 f_y && \text{para } f_y < 4,200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_s &= 0.40 f_y && \text{para } f_y \geq 4,200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$\epsilon_s$  : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo. Su valor es de 2'100,000 kg/cm<sup>2</sup>.

$\epsilon_c$  : Módulo de elasticidad del concreto expresado en kg/cm<sup>2</sup>. Para concretos con agregados de peso normal ( $W = 2.40 \text{ Ton. / m}^3$ ), podemos considerar :

$$\epsilon_c = 15,000 \sqrt{f'_c}$$

$n$  : Relación de módulo de elasticidad al del concreto ( $n = \epsilon_s / \epsilon_c$ ), su valor, se obtiene del cociente indicado como el número más próximo, pero no menor que seis (6)

$r$  : Relación entre las tensiones del acero, y del concreto.

$$r = f_s / f_c$$

**k** : Factor adimensional

$$k = r / (n + r)$$

**j** : Factor adimensional

$$j = 1 - k / 3$$

**b** : Ancho de la cara de compresión de un "elemento en flexión en (cm).

**M** : Momento Flector; se obtiene como suma de Momento Peso por Propio ( $M_p$ ), el correspondiente a la Sobrecarga ( $M_l$ ), y el de Impacto ( $M_i$ ) en (Kg.cm).

**d** : Peralte Mínimo; distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tracción en (cm)

$$d = \sqrt{(2.M_s / F_c . k . j . b)}$$

**A<sub>s</sub>** : Area del Refuerzo de Tracción expresada en centímetros cuadrados.

$$A_s = M_s / (f_s . j . d)$$

### 5.2.2 DISEÑO POR EL METODO DE ROTURA :

**M<sub>u</sub>** : Momento resistente a la rotura para el caso de la Superestructura en puentes de concreto, se puede emplear :

$$M_u = 1.3 [M_D + 5/3 \cdot M_L (1 + I)]$$

Donde :

**M<sub>D</sub>** : Momento por peso propio.

**M<sub>L</sub>** : Momento por sobrecarga.

**I** : Coeficiente por impacto.

Cuando se tenga que diseñar para una sobrecarga extraordinaria, el «Mu» según la AASHTO se hallará :

$$M_u = 1.3 [M_D + M_L (1 + I)]$$

**φ** Factor de reducción de capacidad, en el caso del diseño de elementos a flexión se considera :

$$\phi = 0.90$$

El área de acero, se calcula desarrollando las ecuaciones siguientes :

$$A_s = M_u / (\phi F_y (d - a / 2)) \quad (1)$$

$$a = A_s \cdot F_y / (0.85 f'c \cdot b) \quad (2)$$

$$c = a / B_1 \quad (3)$$

**Donde :**

**$A_s$**  : Area de acero en tracción en (cm<sup>2</sup>)

**$F_y$**  : Resistencia del acero de refuerzo en (kg/cm<sup>2</sup>)

**$f'c$**  : Resistencia a compresión del concreto en (kg/cm<sup>2</sup>).

**$b$**  : Ancho de la viga a compresión en (cm).

**$d$**  : Peralte de la viga en (cm).

**$a$**  : Ancho ficticio del sector a compresión en (cm).

**$c$**  : Ancho efectivo del sector a compresión en (cm).

**$B_1$**  : Coeficiente.

$$B_1 = 0.85 - 0.05 (f'c - 280) / 70$$

### 5.2.3 **VERIFICACION :**

Cuando se efectúa el diseño por rotura, la AASHTO recomienda efectuar verificaciones para condiciones de servicio.

1. **PERALTE REQUERIDO** ( $d_{req}$ ).- Para condiciones de servicio, debe ser menor o igual al peralte asumido.



$$d_{req} = \sqrt{2.Ms / (f'_c.k.j.b)} \leq d \text{ asumido.}$$

## 2. ESFUERZOS LIMITES DE FATIGA :

A).- CONCRETO : ( $f_{c_{ac}}$ )

$$f_c = 0.4 f'_c \geq 2.Ms / (k.j.d^2.b) = f_{c_{ac}}$$

B).- ACERO :

$$(f_{s_{m\acute{a}x}} - f_{s_{m\acute{i}n}}) < [1,470 - 0.33 f_{s_{m\acute{i}n}} + 551.2. (0.3)] \text{ kg/cm}$$

$f_{s_{m\acute{a}x}}$  ;  $f_{s_{m\acute{i}n}}$  : Esfuerzos del acero.

$f_{s_{m\acute{a}x}}$  :  $Ms / (As.j.d)$

$f_{s_{m\acute{i}n}}$  :  $M_D / (As.j.d)$

Donde :

$M_s$  : Momento de servicio en (kg - cm)

$M_D$  : Momento por carga muerta en (kg - cm)

$A_s$  : Area de acero usada en la secci3n en (cm<sup>2</sup>)

$j$  : Adimensional calculada

$d$  : Peralte real en (cm).

3.- **DEFLEXIONES.**- Las deflexiones permitidas por la AASHTO para puentes, son las siguientes :

<b><u>Para (L + I)</u></b>	<b><u>Zona Rural</u></b>	<b><u>Zona urbana</u></b>
Tramos inter.	L/800	L/1,000
T. cantiliver	L/300	L/350

**Donde :**

$$L = \text{Luz del puente.}$$

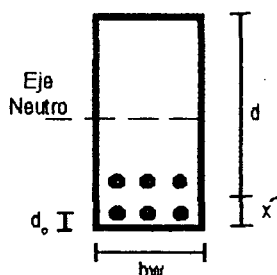
4.- **CONTROL DE AGRIETAMIENTOS :**

$$f_{s_{\text{máx}}} < Z / (dc.A)^{1/3} < f_s = 0.6 F_y$$

**Donde :**

**Z** : 30,000 kg/cm; para condiciones de exposición (ambientes no muy agresivos).

**Z** : 23,000 kg/cm; para condiciones severas de exposición, la cual corresponde a anchuras límite para grietas de 0.406 mm y 0.330 mm respectivamente, en el borde de tensión extrema con cargas de servicio.



- dc** : Espesor del recubrimiento de concreto en (cm), medida desde la cara de tensión extrema hasta el centro de la varilla más cercana a esa superficie.
- A** : Area de tensión efectiva de concreto en (cm<sup>2</sup>) por varilla. Esta áreas, se debe tomar como la que circunda al refuerzo principal en tensión y además que tenga el mismo centroide que ese refuerzo, multiplicada por la proporción entre el área de la varilla más grande utilizada y el área total del refuerzo de tensión.

$$A = 2.X.bw / \# \text{ Barras}$$

#### 5.- CONTROL DE VIBRACIONES :

$$f = \pi / (2.L^2) (EI / M)^{1/2}$$

$f \geq 6$  Hertz : Puente Tipo Losa.

$f \geq 3$  Hertz : Puente Losa con Vigas.

Donde :

**f** : Frecuencia de Vibraciones en Hertz.

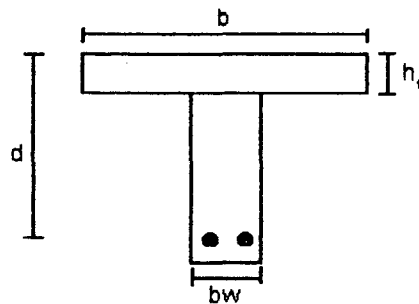
**E** : Módulo de Elasticidad del Concreto.

$$E = 15,000 \sqrt{f'c} \text{ (kg / cm}^2\text{)}$$

M : Masa del Puente ( $M = W / g$ ) por Unid. Longitud.

L : Longitud que vibra en Cm.

#### 5.2.4 DISEÑO DE VIGAS «T» :



##### 1.- PARA VIGAS AISLADAS :

$$hf \leq bw / 2$$

$$b \leq 4 bw$$

##### 2.- PARA VIGAS CON EL ALA A UN SOLO LADO :

$$b - bw \leq L/2$$

$$b - bw \leq B/2$$

$$b - bw \leq 6. hf$$

Donde :

L = Luz libre

B : Separación entre caras de vigas

### 3.- PARA VIGAS SIMETRICAS :

$$b \leq L / 4$$

$$(b - bw) / 2 \leq 8 hf$$

$$(b - bw) / 2 \leq B / 2$$

### POSICION DEL EJE NEUTRO :

- a.- Si ( $c \leq hf$ ); el eje neutro cae en el ala y se diseña como una viga rectangular de ancho «b».
- b.- Si ( $c > hf$ ), el eje neutro cae en el alma y se diseña como una viga «T».

### ANALISIS DE UNA VIGA «T» CON EL EJE NEUTRO EN EL ALMA :

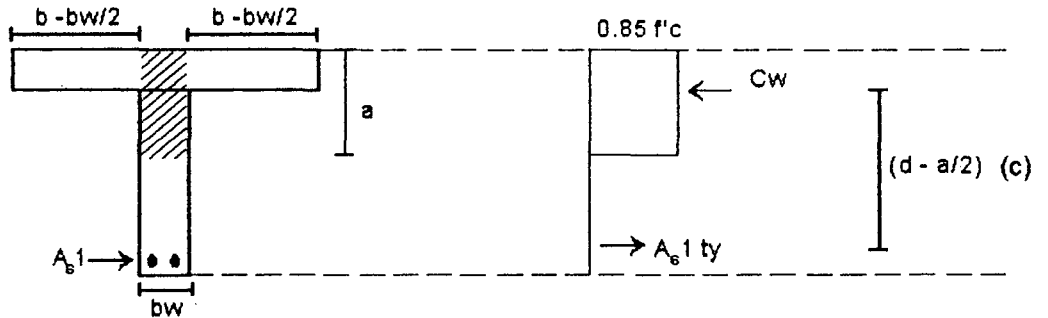
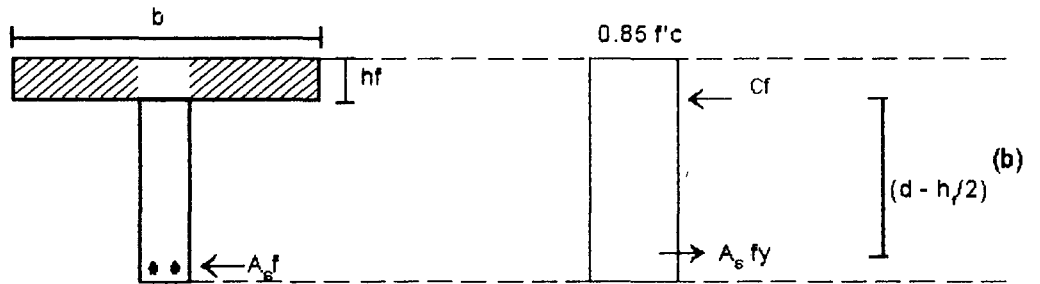
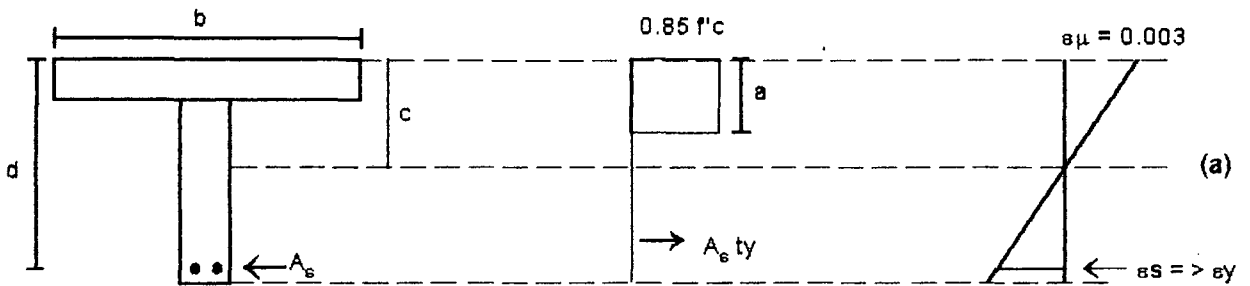
En el presente análisis supondremos que la falla se inicia por fluencia del acero en tracción, lo que se verifica en la práctica, ya que la zona en compresión, es bastante amplia y habrá suficiente reserva en dicha zona.

Además, es posible diseñar una viga de sección «T» de tal manera que la falla de presentarse, se inicie por fluencia de acero, manteniendo la cuantía por debajo de cierto límite, denominada «Cuantía Balanceada».

**CUANTIA BALANCEADA :**

En una viga de sección «T», es la cantidad de acero para que la falla se inicie simultáneamente por la fluencia del acero y por aplastamiento del concreto.

En este estado ideal, el acero se encuentra justamente alcanzando el punto de fluencia.



**ANALISIS :**

En la fig. (b), por equilibrio.

$$C_f = A_s \cdot F_y$$

$$C_f = 0.85 f'c (b - b_w) h_f$$

$$A_s = 0.85 f'c (b - b_w) h_f / F_y \quad (I)$$

$$a = A_s \cdot F_y / (0.85 f'c (b - b_w)) \quad (II)$$

$$c = a / \beta_1 ; \beta_1 = 0.85$$

El momento resistente para (b), será :

$$M_1 = \phi A_s f . F_y (d - h_f / 2) \quad (III)$$

En la fig. (c) por equilibrio.

$$C_w = A_s 2 . F_y$$

$$a = A_s 2 . F_y / (0.85 . f'c . b_w) \quad (IV)$$

$$M_2 = \phi A_s 2 . F_y (d - a/2) \quad (V)$$

$$M_u = M_1 + M_2 \quad (VI)$$

### DETERMINACION DE LA CUANTIA BALANCEADA PARA UNA VIGA «T» :

En una viga «T», se define :

$$P_w = A_s / (b_w . d) \quad P_f = A_s f / (b_w . d)$$

$$P_b = P_w + P_f$$

$$P_{\text{máx}} = 0.75 (P_w + P_f)$$

### **5.2.5 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE Y TRACCIÓN DIAGONAL:**

Además de cumplir con las exigencias de flexión, las vigas deben poseer una seguridad contra la rotura prematura producida por tracción diagonal en el hormigón, resultante de la combinación de los esfuerzos cortantes y de la tensión longitudinal de flexión.

Las vigas pueden ser proyectadas con secciones suficientemente grandes para que el hormigón resista toda la tracción diagonal, sin embargo se conseguirá generalmente un proyecto más económico; si se utilizan secciones más pequeñas con una armadura suplementaria en el alma de la viga; esta armadura, mejora además la ductibilidad del elemento, impidiendo el crecimiento de las grietas inclinadas y dando tiempo a que pueda ser notada la posible rotura.

Los diseños por esfuerzo cortante por el método de esfuerzos de trabajo y resistencia última, son los mismos, excepto en ménsulas y voladizos cortos.

En el presente trabajo, sólo se dan las pautas generales de diseño por cortante basado en el A.C.I.-318-83.

### **DISEÑO PARA CORTANTE POR EL METODO DE ROTURA :**

$$V_u = 1.3 [V_D + 5/3 V_L(1 + I)] \quad \text{Para sobre-carga AASHTO.}$$

$$V_u = 1.3 [V_D + V_L (1 + I) ] \quad \text{Para s/c extraordinaria.}$$

Se diseña con el mayor valor de «Vu».



**Donde :**

**$V_u$  :** Esfuerzo cortante total, que actúa en la sección que se estudia.

**$V_D$  :** Esfuerzo cortante por una carga muerta en la sección en estudio.

**$V_L$  :** Esfuerzo cortante por sobrecarga, en la sección en estudio.

**$V_I$  :** Esfuerzo cortante por impacto, en la sección en estudio.

El diseño de secciones transversales debe estar basado en:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

**Donde :**

**$\phi$  :** 0.85

**$V_u$  :** Esfuerzo cortante total factorizado en la sección.

**$V_n$  :** Resistencia nominal al cortante, calculada mediante.

$$V_n = V_c + V_s$$

**RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO A ELEMENTOS NO PRE-ESFORZADOS:**

La resistencia al cortante ( $V_c$ ), debe calcularse por :

- Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = 0.53 (\sqrt{f'_c}) . bw . d$$

- Para elementos sujetos a compresión axial.

$$V_c = 0.53 (1 + 0.0071 . Nu / Ag) . (\sqrt{f'_c}) . bw . d$$

La cantidad  $Nu / Ag$ , debe expresarse en  $Kg/Cm^2$ .

- Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión.

$$V_c = (0.5 \sqrt{f'_c} + 176 P_w (V_u . d / M_u)) . bw . d$$

Pero, no mayor que  $0.93 (\sqrt{f'_c}) . bw . d$ ; la cantidad  $(V_u . d) / M_u$ ; No debe tomarse mayor que 1.0

**Mu**, es el momento factorizado que ocurre simultáneamente con  $(V_u)$ , en la sección considerada.

### **RESISTENCIA AL CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ESFUERZO POR CORTANTE :**

**TIPOS DE REFUERZO POR CORTANTE.**- El refuerzo por cortante, debe consistir en :

- a.- Estribos perpendiculares al eje del elemento.

- b.- Malla soldada con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- c.- Estribos que formen un ángulo de  $45^\circ$  ó más con el refuerzo longitudinal por tensión.
- d.- Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de  $30^\circ$  ó más, con el refuerzo longitudinal doblado.
- e.- Espirales.

La resistencia a la fluencia de diseño del refuerzo por cortante, no debe exceder de  $4,200 \text{ kg / cm}^2$ .

Los estribos y otras varillas o alambres usados como refuerzo cortante, deben prolongarse a una distancia «d» de la fibra extrema en compresión y anclaje en ambos extremos, para que se desarrolle la resistencia a la fluencia de diseño del refuerzo.

### **LIMITES DE SEPARACION PARA EL REFUERZO POR CORTANTE:**

- La separación por cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento, no deberá exceder de  $(d/2)$ , ni de 60 cm.
- Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado, deben estar espaciados de tal manera que cada línea a  $45^\circ$  que se extienda hacia la reacción desde la mitad del peralte del elemento  $(d/2)$ , hasta el refuerzo

longitudinal de tensión, debe estar cruzada por lo menos por una línea de refuerzo cortante.

- Cuando  $(V_s)$ , sobrepase a  $1.1 (\sqrt{f'c}) \cdot bw \cdot d$ ; las separaciones descritas se deben reducir a la mitad.

### **REFUERZO MINIMO POR CORTANTE :**

Debe colocarse un área mínima de refuerzo por cortante en todo elemento de concreto reforzado, sujeto a flexión (pre-esforzado y no pre-esforzado); donde la fuerza cortante afectada por el factor de carga ( $V_u$ ) exceda un  $(\frac{1}{2})$  de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto,  $\phi V_c$ ; excepto en :

1. Losas y zapatas.
2. Losas nervadas de concreto.
3. Vigas, cuyo peralte total no exceda de 25 cm.,  $2\frac{1}{2}$  veces el espesor del patín ó  $1/2$  del ancho del alma. Se tomará el que sea mayor.

$$A_v = 3.5 bw \cdot S / F_y$$

### **DISEÑO DEL REFUERZO POR CORTANTE :**

Cuando la fuerza cortante factorizada ( $V_u$ ), exceda la resistencia al cortante ( $\phi V_c$ ), el refuerzo por cortante debe proporcionarse por :

- a.- Cuando, se utiliza refuerzo por cortante perpendicular al eje del elemento.

$$S = A_v \cdot F_y \cdot d / V_s$$

- b.- Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzos por cortante.

$$S = A_v \cdot F_y (\text{Sen } \alpha + \text{Cos } \alpha) \cdot d / V_s$$

- c.- Cuando el refuerzo por cortante consiste en una varilla individual o en un sólo cuerpo de varillas paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo.

$$V_s = A_v \cdot F_y \cdot \text{Sen } \alpha$$

Pero, no mayor que  $[0.8 (\sqrt{f'_c}) \cdot b_w \cdot d]$ .

La resistencia al cortante ( $V_s$ ); no debe considerarse mayor a  $[2.1 (\sqrt{f'_c}) \cdot b_w \cdot d]$ .

### SIMBOLOGIA :

- f'c** : Resistencia a la comprensión del concreto.  
**bw** : Ancho de la viga.  
**d** : Peralte efectivo del elemento.  
**Vs** : Esfuerzo cortante que absorbe el refuerzo.  
**Vc** : Esfuerzo cortante que absorbe el concreto.  
**Av** : Area de acero en cortante.

- F<sub>y</sub>** : Fluencia del acero.
- α** : Inclinación de los estribos y/o varillas dobladas.
- P<sub>w</sub>** : Cuantía de la sección.

### 5.3 DISEÑOS DE VIGAS COMPUESTAS :

Una Viga Compuesta, es aquella cuya resistencia depende de la interacción mecánica entre dos o más materiales. Las vigas de concreto reforzado son en realidad vigas compuestas, pero por lo general no se les considera como tales. Con mucha frecuencia, en la construcción de edificios y puentes se aplica el término «Viga Compuesta», a una sección de acero sobre la que se ha colocado un piso de concreto o un tablero de puente.

El concreto se adhiere con firmeza a la sección de acero, por medio de conectores de cortante cuidadosamente diseñados, de tal manera que el concreto y el acero actúen en conjunto como una viga «T».

Los conectores de cortante, son los que unen el concreto a las vigas, con el fin de obtener una sección compuesta. Llamados también pernos de cortante, los que se sueldan a la viga.

Cuando no exista unión entre la viga de acero y el piso o tablero de concreto, ocurrirá un deslizamiento relativo en la superficie de contacto entre los dos materiales, y resultará una sección que no es compuesta; en realidad, siempre habrá un pequeño deslizamiento debido a las deformaciones desiguales en los pernos de cortante, en

el concreto y la viga de acero. Pero, para fines prácticos, se puede despreciar este deslizamiento en el diseño compuesto.

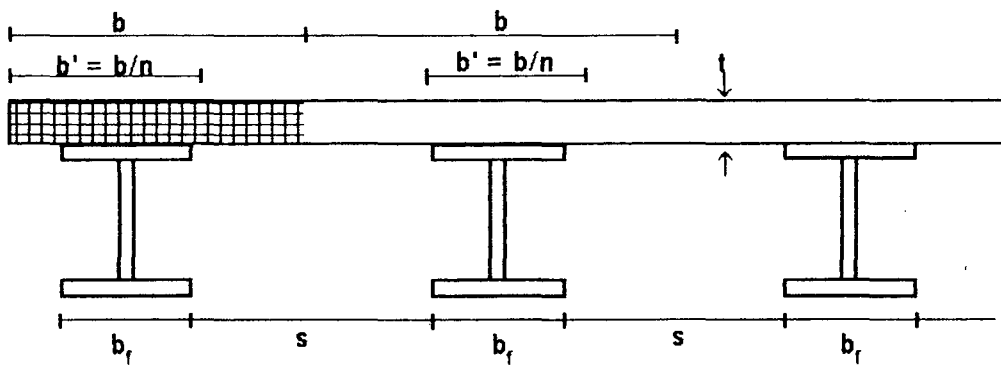
Como breve introducción al diseño compuesto que se ha hecho en éste, se considerará sólo una acción compuesta total.

El Método de Construcción y los Códigos de Especificaciones, constituyen parámetros de diseño significativos cuando se han de diseñar secciones compuestas.

- 1.- **CONSTRUCCION APUNTALADA.**- Se colocan las vigas de acero en su lugar y se añaden las cimbras para la losa de concreto. A continuación, se apuntala el conjunto (con contravientos o puntales), de modo que no pueda ocurrir ninguna deflexión (o cuandomenos, en cantidad relativamente pequeña), y se coloca el concreto.

Después, que el concreto haya fraguado unos 7 días, (obteniéndose del 70% al 75% del  $f'c$ ), se retira el apuntalamiento; en este momento, los esfuerzos de la viga compuesta se deben al peso muerto de la viga de acero, más una parte proporcional del tablero de concreto.

- 2.- **CONSTRUCCION SIN APUNTALAMIENTO.**- Se colocan las vigas de acero y se preveen los encofrados (que pueden ser metálicos o de madera), para el tablero de concreto. Luego se cuela el concreto y en este momento, la viga de acero soporta la carga muerta del acero, los encofrados, el concreto fresco y sobrecarga de construcción, etc.



**AASHTO :**

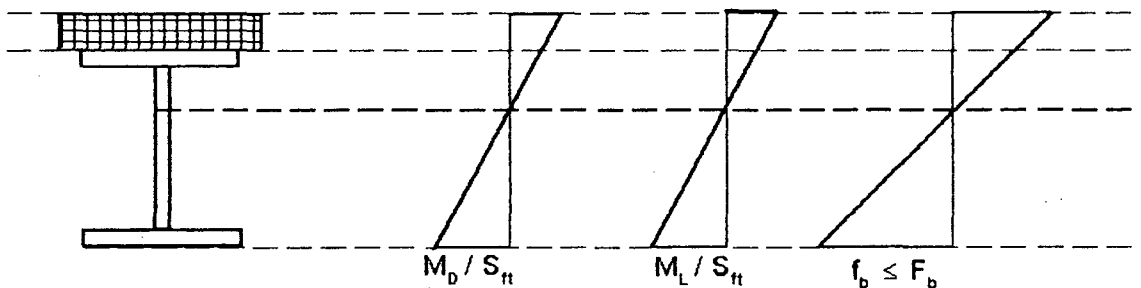
$$b = (S + b_f) / 2$$

$$b = (b_f + b t)$$

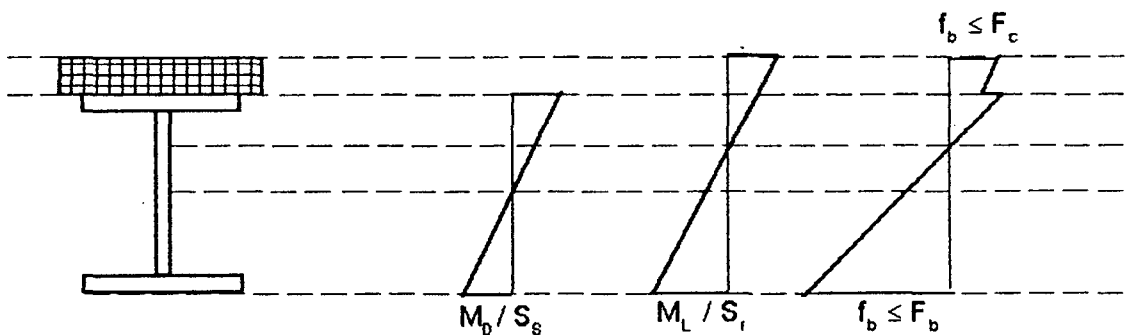
$$b = (b_f + 16 t)$$

$$b = 12 t$$

Después que el concreto frague por completo, se retira el encofrado utilizado; es evidente, que en esta etapa de construcción la viga de acero haya sido permanentemente esforzada con el peso propio de la viga, más una parte proporcional del peso del tablero de concreto.



**SISTEMA CONSTRUCTIVO  
APUNTALADO :**



**SISTEMA CONSTRUCTIVO  
SIN APUNTALAMIENTO**



En las figuras se ilustran el estado cualitativo de los refuerzos obtenidos al final de los métodos de construcción, apuntaladas y sin apuntalar.

Se ha comprobado que la carga última de una viga compuesta apuntalada, es de 2.2 a 2.5 veces la carga de trabajo y mayor aún más para vigas compuestas sin apuntalar; la comparación se hace con una relación de carga aproximadamente de 1.7 a 1.8.

Los esfuerzos reales en una viga compuesta quedan limitados por el material, por lo general el esfuerzo del acero se limita a :

$$F_b = 0.66 F_y \quad \text{Para secciones compactas}$$

$$F_b = 0.6 F_y \quad \text{Para otras secciones}$$

El esfuerzo del concreto, se limita a  $0.45 f'_c$ , usando el método de esfuerzo de trabajo.

### **ANALISIS LONGITUDINAL :**

El análisis longitudinal se efectúa siguiendo el mismo procedimiento que el puente de Concreto Armado, solamente hay que tener en cuenta la longitud del puente y el espaciamiento de vigas.

### **PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS :**

Se efectuará de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO, la que recomienda usar la relación siguiente:

$$\text{Peralte} = L / (21 \text{ a } 23)$$

Donde :

L = Luz del puente.

### ESPACIAMIENTO DE VIGAS :

El espaciamiento de vigas, se efectúa de acuerdo a las especificaciones de puentes, losas con vigas de Concreto Armado, descrita anteriormente; teniendo en cuenta que las vigas de acero representan una cantidad considerable en soles, con respecto al costo del proyecto.

Se recomienda usar el menor número posible de vigas.

### DISEÑO DE VIGAS :

Para el Diseño de la Viga Principal, debemos previamente haber calculado los momentos flectores y fuerzas cortantes y con los caracteres de la sección se diseña a cada décimo de luz libre. En este caso usaremos el «Método de esfuerzo de trabajo».

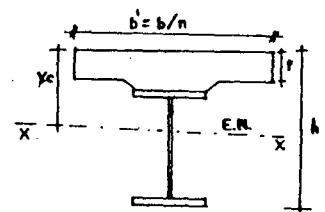
### CARACTERISTICAS DE LA SECCION :

$$Y_c = \Sigma (A \cdot y_c) / \Sigma A$$

$$I_c = b \cdot h^3 / 12$$

$$I_x = I_c + \Sigma A \cdot d^2$$

$$S_x = I_x / Y_c$$



**Donde :**

- $Y_c$**  : Distancia al eje neutro de la sección (cm)
- $I_c$**  : Momento de inercia con respecto al centro de gravedad de la sección.
- $A$**  : Area de un sector de la sección (cm<sup>2</sup>)
- $y_c$**  : Distancia del extremo al centroide del sector de la sección (cm).
- $b$**  : Ancho de la sección (cm).
- $h$**  : Altura o peralte de la sección en estudio (cm).
- $I_x$**  : Momento de inercia de una sección con respecto a un eje cualquiera.
- $S_x$**  : Módulo de la sección en (cm<sup>3</sup>).

**ESFUERZOS EN LAS SECCIONES :**

Los esfuerzos en cada sección, se calculará con los momentos flectores o fuerzas cortantes, los que en todo momento deben ser absorbidos eficientemente por los materiales del puente en la sección respectiva, y se diseñará de acuerdo al tipo de construcción.

$$f_{b_{s,i}} = M_i / S_{s,i} \leq f_c = 0.4 f'_c$$

$$f_{b_{i,i}} = M_i / S_{i,i} \leq f_b = 0.55 f_y$$

$$f_v = V_s / (d \times t_w) \leq f_y / 3$$

En una viga diseñada y construida sin apuntalamiento, la losa contribuye a absorber esfuerzos a compresión cuando tiene el peso de una sobrecarga; en cambio, si la viga se diseña y se construye con apuntalamiento, la losa del tablero contribuye en absorber todos los esfuerzos generados por tracción ( $M_D$ ,  $M_L$ ,  $M_T$ , etc.)

Para poder efectuar el análisis, transformaremos el ancho ( $b$ ) de la viga «T» en función de los módulos de elasticidad del acero y del concreto.

$$n = E_s / E_c$$

**Donde :**

$$E_s \quad : \quad 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c \quad : \quad 15,000 \sqrt{f'_c}$$

$$b' = b / n \quad : \quad \text{sección transformada}$$

### **ESPACIAMIENTO, PREDIMENSIONAMIENTO, ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS DIAFRAGMA :**

Las vigas diafragma en un puente de sección compuesta, cumplen las mismas funciones que las vigas diafragmas de puente de concreto armado. Por lo que el espaciamiento y análisis, se efectuará de acuerdo a las especificaciones descritas en el capítulo de puentes de concreto armado.

En el predimensionamiento de las vigas diafragma, se tomará en cuenta de que éstas no deberán ser menores que un

tercio del peralte de la viga principal, y que debe estar por el orden de un medio de la viga principal.

El diseño, se efectuará usando el método «Esfuerzos de trabajo», y con las especificaciones técnicas de la AASHTO.

Las conexiones de los diafragmas con las vigas principales, se puede diseñar y construir con soldadura «In-situ» o empernado, siendo cualquiera de éstas realizadas en obra una vez colocadas las vigas principales.

### **PREDIMENSIONAMIENTO, ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA :**

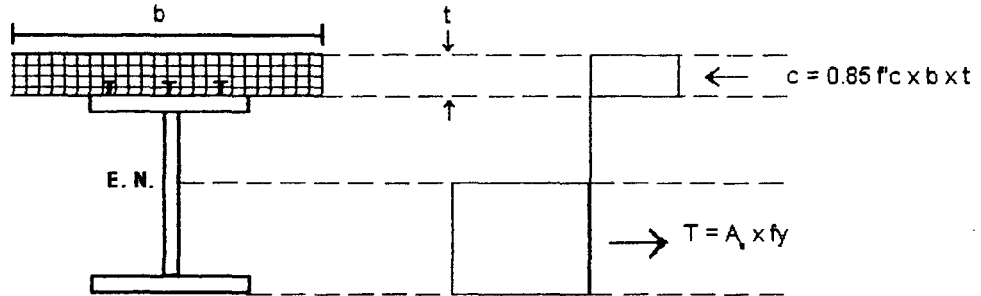
El predimensionamiento, análisis y diseño de la losa de Concreto Armado, se efectúa en forma similar a la losa del puente de Concreto Armado, pero teniendo en cuenta que para unir la losa a la viga de acero, se efectuará mediante conectores de acero.

### **CONECTORES DE CORTE :**

Los requerimientos de la AASHTO son muy similares a las especificaciones de la A.I.S.C.; la tolerancia a la fatiga, es la principal diferencia y depende del número de ciclos de fatiga que se pueden esperar.

La AASHTO, requiere el cálculo del rango del cortante horizontal, basándose en el rango del cortante( $V_r$ ) debido a las cargas vivas de la envolvente de cortante por cargas vivas, donde :

$$V_r = V_{\text{máx}} - V_{\text{mín}}$$



### DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA UNA VIGA COMPUESTA :

$$S_r = V_r \times Q / I$$

Donde :

**Q** : Momento estático del área por encima del punto en el que se determina el esfuerzo cortante, igual a « $A_y$ ».

**I** : Es el momento de inercia, basado en la sección compuesta.

La fuerza horizontal permisible ( $F_r$ ) desarrollada por un conector de corte, depende del diámetro del conector y del número de ciclos de fatiga que se pueden esperar (y para una relación  $H/d$  del conector 4), es:

$$Z_r = G(d)^2 \quad (\text{kips o kn})$$

**Donde :**

Núm. ciclos =	0.1 x 10 <sup>6</sup>	0.5x10 <sup>6</sup>	2x10 <sup>6</sup>	más de 2x10 <sup>6</sup>
Pie-1b-seg.G =	13.00	10.60	7.85	5.50
S.I G =	0.0895	0.0731	0.0541	0.0379

Se usará el diámetro del conector «d» en pulgadas ó m.m.

El espaciamiento requerido de los conectores basado en el número «n» usados a través del patín (de acero) de la viga, será :

$$p1 = n \times Zr / Sr$$

El número total de conectores (N1), debe ser cuando menos, igual al que indican las ecuaciones siguientes :

$$Vhc = As \times fy / 2 \quad \text{ó} \quad Vhs = 0.85 f'c (b.t) / 2$$

$$N1 = Vh / Su$$

$$Su = 0.4d^2 \sqrt{(f'c \times E)}, \quad E = 4740 \sqrt{f'c}$$

**Donde :**

**Su** : Resistencia última de conector de cortante.

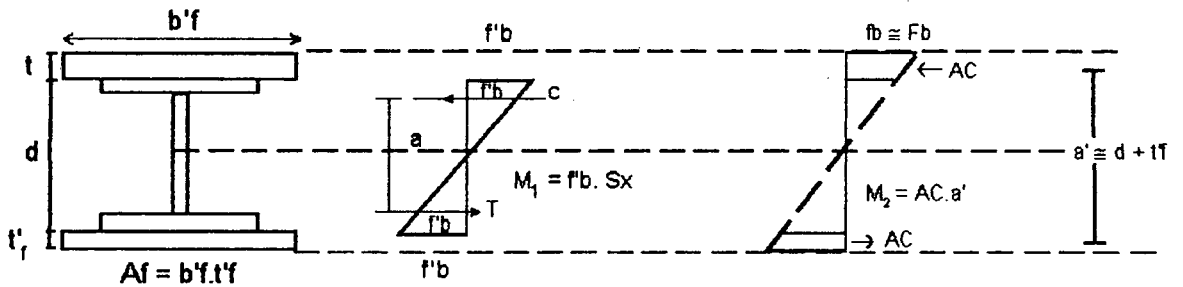
**d** : Diámetro del conector en (m.m.)

**f'c** : Resistencia del concreto en (MPa)

### **PROPORCIONAMIENTO DEL PATIN Y DEL ALMA DE LA VIGA :**

La cubre-placa del patín de una sección armada, que

usa como base una sección laminada, se puede proporcionar como sigue :



Suponiendo que el máximo esfuerzo de flexión ( $f_b$ ), es el valor permisible de ( $F_b$ ). El valor promedio en el Patín, es aproximadamente  $0.95 F_b$ ; sea por lo tanto :

$$M_1 = f'_b \cdot S_x = 0.90 F_b \cdot S_x$$

$$M_2 = a'AC = (d + t'_f) (t'_f \times b'_f \times 0.95 F_b)$$

La capacidad requerida de la sección, es :

$$M_{TOTAL1} = M_1 + M_2$$

Al sustituir las ecuaciones (a) y (b) en (c) y tomar  $(d + c) = (d + t'_f)$ , que define el área del patín. ( $A_f = b'_f \cdot t'_f$ ), y tomando la relación  $(0.9 / 0.95)$  como aproximadamente igual a 1, se obtiene :

$$A_f = M_{TOTAL1} / ((d + c) (0.95 F_b)) - S_x / (d + c)$$

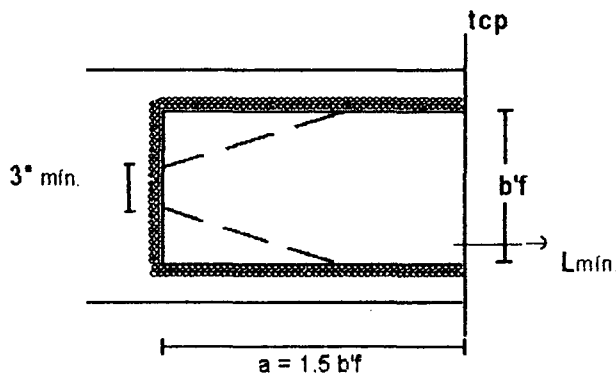
Resulta evidente que esta ecuación, no da una única solución y las cubre-placas, deben ser investigadas, usando:

$$f_b = M / S \leq F_b$$

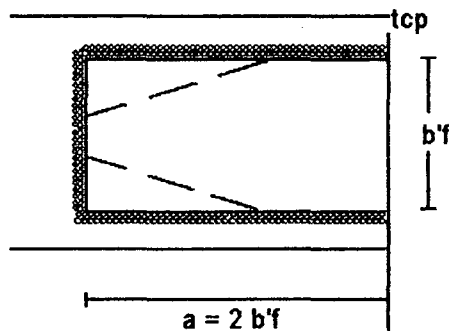


Es evidente, de la inspección del diagrama de momentos, que no se necesita la cubre - placa para la longitud total de la viga, se puede economizar el costo, proporcionando cubre - placas, solamente en la región donde se necesiten.

Sin embargo, las especificaciones son muy rígidas en lo que a proveer se refiere; a una distancia no más allá del punto teórico de corte para desarrollar totalmente la contribución de la cubre-placa a la resistencia a flexión de la sección.



La AASHTO permite cubreplacas ahusadas con el mínimo ancho en la punta que se muestra.



Alternativa con ahusamiento.

Longitud mínima ( $L_{mín.}$ ) de la cubre-placa.

**PROPORCIONES GENERALES DE LAS VIGAS ARMADAS :**

Todas las vigas, se proporcionan por aproximaciones y se analizan; si los esfuerzos de flexión son ( $f_b \leq F_b$ ). Se añadirá atezadores según se requieran, hasta que el esfuerzo cortante sea tal que :  $f_v \leq F_v$ .

No existe una solución única ( a menos que dos personas utilicen el mismo programa de computadora con los mismos datos de entrada). Se pueden hacer estimaciones iniciales de las dimensiones del patín, usando las contribuciones a flexión del alma y el patín, como se indica a continuación.

El Momento, que soporta el patín, es :

$$M_f = A_f \cdot f'_b (D - t_f)$$

El Momento que soporta el alma, es :

$$M_w = f''_b \times S_{xw} = f''_b (t_w \times h^2) / 6$$

Luego, el Momento Total :

$$M_T = M_f + M_w$$

Si se hace  $f''_b = f'_b = 0.55 F_y$ , y se toma  $(D - t_f = h)$

Entonces :

$$M_f = M_T - M_w$$

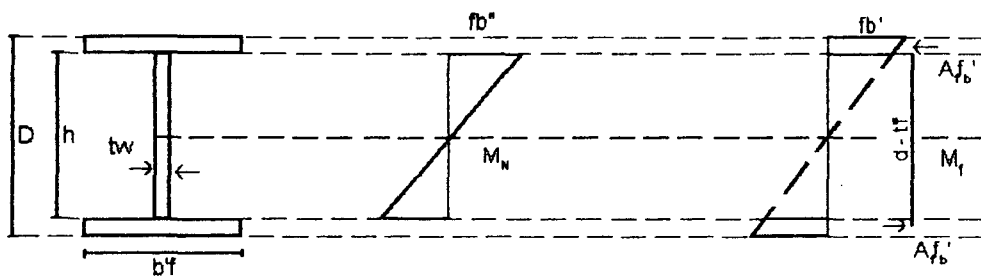
Luego, la sustitución de valores da :

$$A_f \times F'_b \times h = M - F'_b (t_w \times h^2) / 6$$

Pero,  $t_w \times h^2 = A_w \cdot h$  y se obtiene la expresión deseada

para el área del patín como :

$$A_f = M / (f' \cdot b \times h) - A_w / 6$$



**Donde :**

**f'·b :** Valor que no ha de exceder de 0.55 F<sub>y</sub>, sin embargo una inspección de la deducción, indica que se debe usar un valor menor que 0.55 f<sub>y</sub>.

Nótese nuevamente, que el peralte total no se encuentra fijado; por lo general, de una manera exacta y que el espesor del alma puede variar dentro de límites razonablemente amplios. El área del patín es una combinación de anchos por espesores, de tal manera que se puede obtener un número igualmente válido de soluciones.

La única característica que puede establecer la preferencia de un diseño variable sobre otro, sería el costo final «In-situ».

### **TEORIA DEL DISEÑO DE VIGAS ARMADAS :**

En el Diseño de las Vigas Armadas, cuando se usan las

especificaciones de la AASHTO y el área, es muy semejante pero más conservador que el A.I.S.C. debido al ambiente más hostil al que estará sometida la viga; sin embargo, se aplican las mismas consideraciones generales que a continuación se detallan :

1. La viga se proporciona por el método del momento de inercia.
2. No es posible una solución única.
3. Los requerimientos para cortante y atezadores son mas rígidos, siempre y cuando se requieran atezadores de apoyo; pero, la AASHTO, permite el uso de atezadores longitudinales.

### PATINES DE LAS VIGAS (AASHTO)

En general el esfuerzo permisible básico a flexión, es :

$$F_b = 0.55 F_y$$

Sin embargo, si el patín a compresión no tiene apoyo lateral en una longitud «L» se deben reducir los esfuerzos.

Se limita también a la relación  $(b / 2t_f)$  para los patines.

Según la AASHTO.

Ple    Lb    seg.

S.I

$$b / 2t_f \leq 51.4 / \sqrt{f_b}$$

$$b / 2t_f \leq 135 / \sqrt{f_b}$$



Luego, el valor límite para :  $h / t_w = 327$ , para acero A - 36.

### REQUERIMIENTOS DE CORTANTES Y DE ATIEZADORES :

Los requerimientos de la AASHTO para los atiezadores, son los sgtes. :

$$F_{cr} = k_c \times \pi^2 \times E / (12 (1 - u^2) (b / t)^2) \quad (a)$$

$$\text{Para : } k_c = 4 + 5.34 / (b/a)^2 \quad b / a \leq 1.00$$

$$k_c = 5.34 + (400) / b / a \quad b / a > 1.00$$

#### Donde :

- E : Módulo de Elasticidad igual a 29,000 kips/pulg<sup>2</sup>
- u : Coeficiente de Poisson (Puede usarse 0.33 ó 0.30 para el acero).
- a,b : Largo y ancho de la placa respectivamente, nótese que  $F_{cr}$  se aplica a través del ancho «b».
- t : Espesor de la Placa.
- $k_c$  : Coeficiente no dimensional que depende de los apoyos en los bordes.

Con factores de seguridad variables, y si la placa es tal que  $(b / a) = a$  (no hay atiezadores).

En la ecuación (a), si  $k_c = 5.34$  y  $f_{cr} = 2.5 f_v$ , se obtiene:

Ple   Lb   Seq.

S.I

$$h/tw \leq 234 / \sqrt{fv}$$

$$h/tw \leq 618 / \sqrt{fv} \quad (b)$$

El valor límite de  $h/tw = 68$ , para acero "A-36", siempre y cuando :

$$fv = Fv = 0.33 fy.$$

No se requerirán atezadores intermedios, si la relación  $(h/tw)$  es menor de la que se obtiene por la ecuación (b). Y puede que no se requieran para relaciones  $(h/tw)$  mayores, como se indica en la siguiente ecuación :

Cuando  $(h/tw)$ , es mayor de lo que dá la ecuación precedente, se obtiene el espaciamiento mediante la ecuación :

$$Fcr = SF (fv) = kc \times \pi^2 \times E / (12 (1 - \mu^2)) (tw/h)^2 (a/a)^2$$

Donde :

$$\begin{aligned} a &= a/h [ Kc \pi^2 \cdot E / (12 (1 - \mu^2) \cdot SF) ]^{1/2} \times tw / \sqrt{fv} \\ &= B \cdot tw / \sqrt{fv} \end{aligned}$$

Usando :

-  $Fs = 1.5$

- Varias relaciones de  $(a/h)$ , de 0.5 a 1.00

- Calculando  $k_c$ , se obtiene típicamente.

a/h	$k_c$	b
0.5	25.36	332.80
0.6	18.83	344.40
0.7	14.90	357.20
0.8	12.30	370.90
0.9	10.58	387.20
1.0	9.34	404.00

Con un promedio aproximado de «B», se obtiene 348 que al usarla para recalcular el  $F_s$ , se tiene 1.37 para  $(a/h) = 0.50$ ; y 2.02 para  $(a/h) = 1.00$

En las primeras especificaciones de la AASHTO, se podría calcular el espaciamiento de los atiezadores como :

<b><u>Pie</u></b>	<b><u>Lb</u></b>	<b><u>Seq.</u></b>	<b><u>S.I</u></b>
$a = 348 t / \sqrt{f_v}$ (Pulg.)			$a = \leq 914 t / \sqrt{f_v}$ mm).

**Donde :**

«t», : Tiene unidades en pulgadas o milímetros.

### **DISEÑO DE LOS ATIEZADORES :**

#### **ATIEZADORES LONGITUDINALES :**

El valor que la AASTHO recomienda para Atiezadores





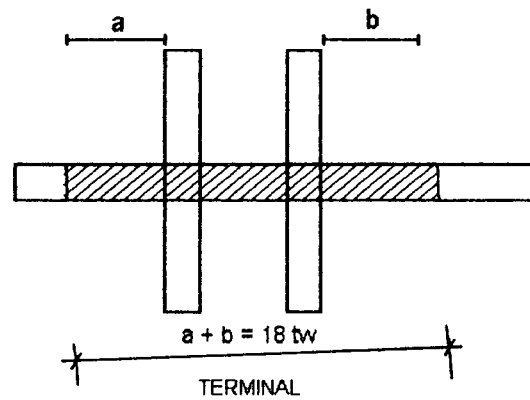
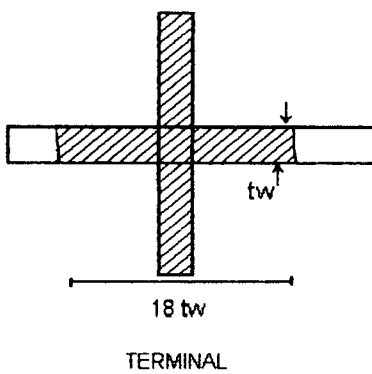
Las especificaciones de la AASHTO, limitan la relación (bs/ts) de los atezadores de apoyo (usando angulares o placas) a :

Pie   Lb   Seq.

S.I

$$bs / ts \leq 69 / \sqrt{F_y}$$

$$bs / ts \leq 182 / \sqrt{F_y}$$



Calcúlese :

$$L/r = h/r$$

Para Ambos :

- Verifíquese, como una columna basándose en el área sombreada.
- Verificando el apoyo : usando sólo el área de las placas.

$$Ab = b's \times ts$$

- Verifíquese la relación (bs / ts)

## ATIEZADORES INTERMEDIOS :

La AASTHO, no requiere atiezadores intermedios transversales si,

$$h / tw \leq 150, \text{ y } fv \leq Fv$$

Donde :

Ple    Lb    Seq.    S.I

$$Fb = 56,250 / (h / tw)^2 \qquad Fv = 387,830 / (h / tw)^2$$

Pero, ( $Fv \leq Fy / 3$ ) Este criterio dá como límite ( $h / tw = 68$ )

para  $Fv = Fy / 3$ ; con acero "A - 36"

Así, cualquier relación ( $h / tw$ ), que sea menor que 68, no requerirá de atiezadores transversales Si ( $fv < Fy / 3$ ) cualquiera, ( $h / tw < 150$ , no requerirá atiezadores, Si ( $fv \leq Fv$ )

El espaciamiento máximo, se limita en; ( $a \leq 1.5 h$ ), y el esfuerzo cortante permisible, se limita a :

$$Fv = Fy / 3 \{c + 0.87(1 - c) / [1 + (a / h)^2]^{1/2}\} \text{Kips / pulg}^2 \text{ ó M. Pa}$$

Donde :

$$C = B [1 + (h / a)^2] / (Fy (h / tw)^2) \leq 1.0$$

$B = 222,000$ , en Unidades Pie. Lb. Seg.

$B = 1,520.000$  en Unidades S.I.

A menudo, es conveniente hacer una gráfica de dichos esfuerzos.

Cuando se requieran atezadores transversales, se colocará el primer atezador, de tal manera que ( $a/h \leq 0.5$ ), y el esfuerzo cortante real ( $f_v \leq F'_v$ ), se obtiene de la ecuación siguiente:

$$F'_v = B' [1 + (h/a)^2] / (h/tw)^2 \leq F_y / 3$$

**Donde :**

$B' = 70,000$ , en Unidades Pie. Lb. Seg.

$B' = 483,000$  en Unidades S.I.

Las especificaciones de la AASHTO, requieren un momento mínimo de inercia para los atezadores intermedios (incluyendo otros distintos a los atezadores de apoyo en las relaciones), de :

$$I_s = a \times tw^3 / (12 (1 - \mu^2)) \times j$$

**Donde :**

$\mu = 0.3$  para el acero

- a = Separación real de los atezadores
- tw = Espesor de la placa del alma de la viga
- j =  $[25 (h / a)^2 - 20]$  ; pero  $j \geq 5.0$

El área de atezadores intermedios, si la relación  $(h / tw > 60)$  su separación, se limita en :

$$a \leq 332 tw / \sqrt{fv} \quad (\text{pulgadas})$$

$$a \leq 0.875 tw / \sqrt{fb} \quad (\text{m})$$

Pero,  $a \leq 72$  pulgadas (ó 1.829 m)

**Donde :**

- tw : Espesor del alma de la viga, en pulgadas o mm.
- fv : Esfuerzo cortante real en el alma.

$$fv = V / (d tw) \text{ klps / pulg}^2 \text{ ó M.Pa}$$

Las dimensiones del atezador, deben ser cuando menos, los siguientes :

AASHTO :

$$\text{Ancho} \geq 2 \text{ pulg.} + D / 30, \text{ y ancho} \geq bf / 4$$

$$\text{Ancho} \geq 51 \text{ mm.} + D / 30, \text{ y ancho} \geq bf / 4$$

$$\text{Espesor} \geq \text{Ancho} / 16$$

### ITERACION :

Las especificaciones de la AASHTO, incluyen una reducción en el esfuerzo de flexión, si el esfuerzo cortante es ( $f_v$   $0.6 F_y$ ), de acuerdo con:

$$F'_b = (0.754 - 0.34 f_v / F_v) F_y \leq 0.55 F_y$$

### CONEXIONES :

Una estructura de acero, se forma del ensamblaje de los miembros estructurales que constituyen su armazón.

Se requiere conexiones en los lugares donde los diversos miembros se deben unir por sus extremos a otros miembros, de manera que permitan que la carga siga su flujo ordenado y continuo.

La conexión sirve para transmitir la carga de los miembros adyacentes, y se debe diseñar de manera adecuada.

El diseño de las conexiones implica la producción de las juntas que sean seguras y económicas en el uso de materiales; además, que se pueda construir (en forma práctica).

En General, las conexiones prácticas son las más económicas, ya que los costos de fabricación, afectan la economía tanto de las conexiones (o juntas), como de los propios miembros.

Durante muchos años, los remaches eran el único medio práctico de producir conexiones metálicas y prácticas; el proceso requería de punzones o barrenar agujeros con una sobre medida de aproximadamente 1/16" (pulgadas), aprox. (1.5 cm.); luego, se armaban las partes usando pasadores para alinear los agujeros, y usando uno o más tornillos para mantener juntas las partes temporalmente. Los remaches se calentaban en un fogón (portátil para usarla en el lugar) hasta el rojo cereza (aproximadamente 980°C), y se insertaban en el agujero alineado a través de las varias partes que había que conectar. Y un obrero de la cuadrilla de remachadores, se encargaba de aplicar una butrola con un dado de cabeza, a la cabeza manufacturada del remache para mantenerlo en su lugar y forma, mientras que otro personal de la cuadrilla usaba una pistola neumática con un dado de cabeza para forjar la parte proyectante de la espiga del remache y producir la otra cabeza.

La operación, se forja simultáneamente reelaborando al metal y produciendo el aumento de la espiga, hasta llenar casi completamente el agujero a sobremedida. Esta reelaboración y aumento en la espiga junto con la contracción del remache caliente, producía la mayor parte de las veces, una junta sustancial.

NOTA : Los remaches ya no se usan (cuando menos en norteamérica).

### **TORNILLO DE ALTA RESISTENCIA :**

Existen dos clases generales de tornillo que se usan en las aplicaciones estructurales. Se tienen, los (A - 307) de uso general (designación de la A.S.T.M), llamados a veces

tornillos sin torneado; estos tornillos, tienen una espiga algo áspera así como las superficies de contacto, ya que no se tiene tanto cuidado en su fabricación.

Los tornillos (A - 307), se hacen de acero con una resistencia última de ( $F_u$ ), del orden de 60 kips / pulg<sup>2</sup> (Grado A) a 100 kips / pulg<sup>2</sup> (Grado B), (415 a 690 M . Pa) y están disponibles en diámetro de 1/4 de pulgada (6 mm.) a 4 pulg. (102 mm.) y en longitudes de 1 a 8 pulg. en incrementos de 1/4 de pulgada, y demás de 8 pulgadas en incrementos de 1/2 pulgada; Los tornillos (A - 307) se pueden obtener con diversas configuraciones de cabeza y tuerca, pero las cabezas cuadradas y exagonales son las que se usan con mayor frecuencia.

Los Tornillos (A - 307), son más baratos que los tornillos (A - 325) y (A - 490) y se deben usar en aplicaciones estructurales de cargas estáticas, siempre que sea aplicable. Las aplicaciones incluyen su uso en pequeñas estructuras en lugares donde la instalación de los tornillos sea visible, para verificaciones regulares de servicio y en cargas de servicio que sean relativamente pequeñas.

Los tornillos de alta resistencia están disponibles en las clasificaciones, tamaño y resistencia, última a tensión de la A.S.T.M.

Las configuraciones generales de longitud, cabeza y tuerca, son los mismos que los de los tornillos A - 307; excepto, que pueda que no se disponga de los diámetros mayores. Los tornillos (A - 325), se pueden obtener con la metalurgia apropiada para usos especiales como la resistencia a la corrosión, también se pueden obtener los tornillos (A - 325), con una capa galvanizada.



Los tornillos de alta resistencia, se instalan con una tensión desarrollada en la espiga del tornillo de aproximadamente el (70%). de la tensión mínima a tensión especificada por la (A.S.T.M.) por cualquiera de los dos métodos.

- 1.- **METODO DE LA VUELTA DE TUERCA.**- La tuerca, se aprieta inicialmente hasta un ajuste sin holguras (siendo el punto en el que una llave de tuerca de impacto, empieza a tener efecto o sea, aproximadamente media vuelta a partir del momento en que se desarrolla alguna resistencia en la tuerca, usando una llave); a partir de ese punto, se hace girar la tuerca con respecto a la espiga de tornillo, media vuelta adicional (3/4 de vuelta, cuando  $(L > 8D$  ó 200 m.m.).
  
- 2.- **CONTROL DEL TORQUE.**- Se usan llaves calibradoras de torque o de impacto. Este método requiere el uso de roldanas endurecidas bajo el elemento que gira, ya sea la cabeza o la tuerca del tornillo para evitar la excoriación y proveer una fricción más uniforme.

Las pruebas realizadas en un gran número de juntas atornilladas, indican que cualquiera de estos dos métodos ponen suficiente fuerza en la espiga del tornillo para producir la tensión requerida.

Con esto, nos damos cuenta que dicho procedimiento de instalación somete a prueba al tornillo. Si el tornillo se encuentra sobreesforzado, sencillamente se parte y se puede instalar un nuevo tornillo.

Un tornillo de fabricación defectuosa se detectará fácilmente, lo que no se puede detectar, es cuando se ha producido la tensión adecuada; por tanto, es necesario una cuidadosa inspección de la obra revisando frecuentemente el equipo de instalación para asegurarse de que las juntas son adecuadas.

### DISTRIBUCION DE LOS TORNILLOS Y DISTANCIA DE GRAMIL :

Es necesario asegurarse de una junta razonablemente compacta y donde el material conectado esté en perfecto contacto efectivo, de manera que la fricción desarrollada por el agarre, sea uniforme entre las partes.

Si los tornillos se encuentran muy juntos se tendrá interferencia, ya que el máximo coeficiente de fricción es ( $\mu = 0.35$ ); y la superposición produce una resistencia límite de fricción. Un espaciamiento demasiado cercano puede traer dificultades al instalar los sujetadores, por lo que la cabeza de la llave requiere un espacio mínimo de operación.

**AASHTO :**

$$S \text{ mín.} = 3 \times \text{Diámetro.}$$

El máximo espaciamiento de una sola línea de sujetadores en la dirección del esfuerzo, se debe generalmente limitar a  $(12t)$  ; donde «t», es el espesor de la parte más delgada que se ha de unir. Este espaciamiento se puede usar para la AASHTO.

### DISEÑO MINIMO DE LAS JUNTAS :

Las especificaciones de la AASHTO, requieren que las conexiones se diseñen sobre la base del promedio de la carga de diseño y la resistencia efectiva del miembro, pero, que no sea menor del 75% de la resistencia efectiva del miembro. Esto se debe, a que muchos de los miembros estructurales en el diseño de la AASHTO, están controlados por otros factores que son en el esfuerzo, como  $(L / r)$ . Se requieren, cuando menos dos sujetadores en cualquier conexión diseñada según la AASTHO.

### DISTRIBUCION DEL CORTANTE Y EL APLASTAMIENTO ENTRE LOS SUJETADORES DE UN GRUPO :

Una premisa básica en el diseño de conexiones, es que cada sujetador soporte una prorroga de la carga de conexión. Para una junta con sujetadores de tamaño constante en un patrón simétrico y cargado de tal modo, que la carga pase por el centro del patrón. La carga es:

$$P.\text{sujet.} = P.\text{total} / \text{Número de Sujetadores}$$

### TABLA PARA DETERMINAR LA LONGITUD REQUERIDA DE LOS TORNILLOS:

Basándose en el agarre y la longitud de rosca (usar la tabla para determinar si la rosca caerá dentro del plano de cortante).

$L_{req.} = (\text{Agarre} + L)$ ; Redondéese  $L_a$  ( $L_{req.}$ ), hasta el siguiente  $\frac{1}{4}$  ( pulgada) ó 6 m.m.

Tamaño Tornillo (Pulg.)	L de Rosca	L (Pulg.)	Tamaño Tornillo (Pulg.)	L de Rosca	L (m.m.)
1/2	1	11/16	12.50	25	18
5/8	1 1/4	7/8	15	30	22
3/4	1 3/8	1	20	35	25
7/8	1 1/2	1 1/8	22	38	25
1	1 3/4	1 1/4	25	45	30
1 1/8	2	1 1/2	28	50	38
1 1/4	2	1 5/8	30	50	42
1 3/8	2 1/4	1 3/4	35	55	45
1 1/2	2 1/4	1 7/8	40	55	50

Esta conexión se puede hacer para el cortante o el aplastamiento del sujetador. En algunas especificaciones, se considera el aplastamiento como el producido por el sujetador sobre el metal base y en otros, el metal base sobre el sujetador.

El área de cortante se obtiene usando el diámetro nominal del sujetador. El área de aplastamiento, es igual a un diámetro proyectado del sujetador por el espesor de la placa; entonces, la carga (P) del sujetador, es:

$$P_s = A_b \times F_v \text{ (cortante)}$$

$$P_b = D \times t \times F_b \text{ (aplastamiento)}$$

No se tiene en cuenta el hecho de que el tamaño del agujero sea 1/16" (pulgada), (1.5 m.m.) mayor que la espiga del tornillo, para el caso del aplastamiento.

Cuando el grupo de sujetador es asimétrico o la carga no pasa por el centroide del grupo, los sujetadores no están igualmente esforzados; para obtener los esfuerzos permisibles según las especificaciones de la AASTHO.

**ESFUERZOS PERMISIBLES EN TORNILLOS PARA ESPECIFICACIONES DE LA AASTHO.**

Material Tornillos	Tensión (Ft)		Aplastam. (Fb)		Esfuerzo Cortante Per. (Fv)			
					Fricción		Aplastam.	
	Kips/Pulg <sup>2</sup>		Kips/Pulg <sup>2</sup>		Kips/Pulg <sup>2</sup>		Kips/Pulg <sup>2</sup>	
A - 307	13.50	93	20	138	-	-	11.00	76.00
A - 325 N°	36	250	40	275	13.50	93	-	-
A - 325 X	36	250	10	275	-	-	20.00	138.00
A - 490 X	48	330	50	3545	18	124	-	-
A - 490 X	48	330	50	345	-	-	29.00	200.00

**b Fb** = Esfuerzo cortante permisible sobre el tornillo, procedente del material que se sujeta.

**c** = Se requiere conexiones de fricción en los casos en que la conexión esté sometida a inversión de esfuerzos.

**d** = Los tornillos en las conexiones de aplastamiento tienen que ser del tipo «x» (la rosca está excluida de los planos de cortante).

Se usarán, conexiones de tipo de aplastamiento para miembros a compresión o miembros secundarios. Redúzcase un 20 por ciento los valores de los tornillos de alta resistencia, si la longitud de la junta es mayor que 24 pulgadas y ( $F_y < 2$  kips / pulg<sup>2</sup>.)

No se hace distinción alguna entre los sujetadores o simple o doble cortante. El esfuerzo de aplastamiento de la AASHTO, metal a sujetador es :

$$F_b = 1.22 F_y$$

**VALORES DE APLASTAMIENTO PARA TORNILLOS**

(La parte superior de la tabla es para metal sobre sujetador, la parte inferior es para sujetador sobre metal).

Material Kips/Pulg <sup>2</sup>	Fu Kips/Pulg <sup>2</sup>	AASHTO Kips/Pulg <sup>2</sup>
A - 36      250	58            400	44            305
Fy = 46      345	67            460	56.1        390
Fy = 50      345	65            450	61.0        421
Fy = 60      415	75            520	73.2        506
Tornillos A - 307		20            140
Tornillos A - 325 y A - 490		40            275

**TORNILLOS SOMETIDOS A CARGA EXCENTRICAS :**

En general, se desprecia la excentricidad de la carga en un grupo de tornillos cuando dicha excentricidad es menor que 2½ pulg. (60 m.m). Dentro de esta categoría se encuentran las juntas como la simple conexión estructural. Una carga que ha de resistir un grupo de tornillos que es excéntrico con respecto a su centroide del patrón del grupo, se puede sustituir por una fuerza que tiene una línea de acción a través del centroide Patrón y un Momento con la Magnitud (M = Pe), donde «e» es la

excentricidad de la carga, considerando de nuevo que cada tornillo en un patrón que está centralmente cargado, lleva su prorrota de la carga total.

$$\Psi_i = P / N$$

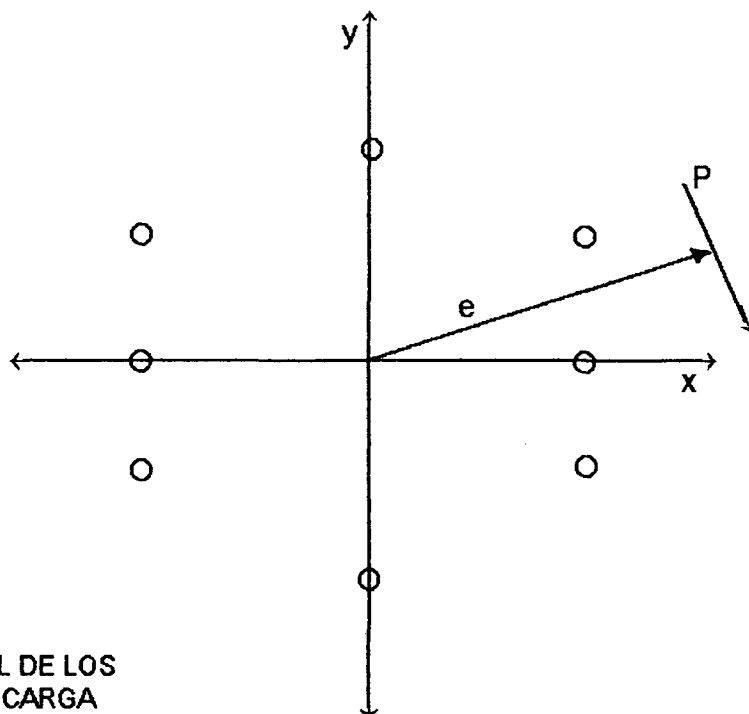
Se tiene para tornillos del mismo tamaño donde «Psi», es la fuerza cortante sobre el tornillo de orden «i», con un vector que resiste la carga aplicada «P».

El momento excéntrico ( $M = Pe$ ) desarrolla una fuerza adicional en el tornillo, suponiendo un grupo de tornillos que actúa como una unidad elástica, se tiene un concepto similar al del desarrollo de la resistencia de la viga, y relacionado con el momento de inercia de la misma.

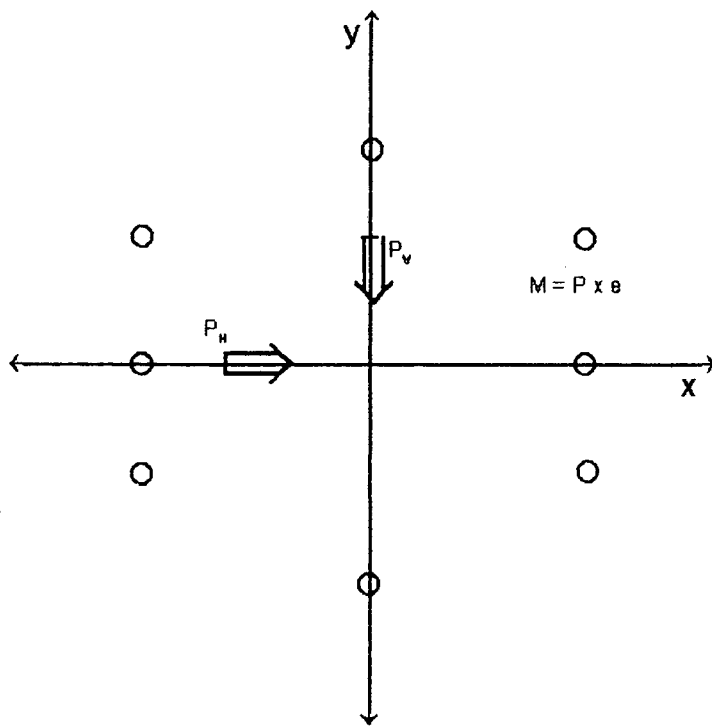
$$i = n$$

$$M_r = \sum_{i=1}^n R_i \cdot d_i = "M" \text{ aplic.} \quad (a)$$

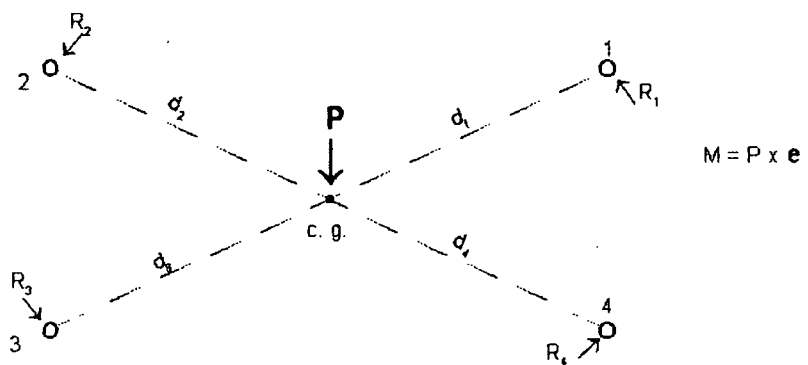
$$i = 1$$



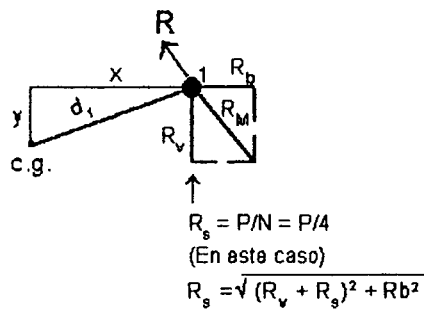
PATRON ACTUAL DE LOS TORNILLOS Y CARGA



SISTEMA EQUIVALENTE PARA EL ANALISIS



PATRON DE TORNILLOS



(Fuerzas sobre el tornillo 1)



Si se supone que el valor «Ri», es proporcional a la distancia del centroide del patrón de los sujetadores, se tiene :

$$R_1 / d_1 = R_2 / d_2 = R_3 / d_3 = \dots = R_n / d_n \quad (b)$$

En términos de «R1»

$$R_1 = R_1 \cdot d_1 / d_1 ; \quad R_2 = R_1 \cdot d_2 / d_1 ;$$

$$R_3 = R_1 \cdot d_3 / d_1 ; \quad R_n = R_1 \cdot d_n / d_1 \quad (c)$$

Sustituyendo la ecuación (c) en la ecuación (a), se obtiene :

$$Mr = Pe = R_1 \cdot d_1^2 / d_1 + R_1 \cdot d_2^2 / d_1 +$$

$$R_1 \cdot d_3^2 / d_1 + \dots + R_1 \cdot d_n^2 / d_1 \quad (d)$$

$$Mr = R_1 / d_1 (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots + d_n^2)$$

$$Mr = R_1 / d_1 (\Sigma d_i^2)$$

Resolviendo para «R1», se tiene :

$$R_1 = Pe \cdot d_1 / (\Sigma d_i^2) = Mr \cdot d_1 / (\Sigma d_i^2) \quad (e)$$

De la ecuación (c) :

$$R_2 = Mr \cdot d_1 \cdot d_2 / (\Sigma d_i^2 \cdot d_1) = Mr \cdot d_2 / (\Sigma d_i^2)$$

Similarmente :

$$R_3 = Mr \cdot d_3 / (\Sigma d_i^2), \text{ etc.}$$

Como la acción de «P» al pasar por el centroide del grupo de tornillos produce una resistencia adicional en el tornillo, lo que se debe sumar al vector «R» (Momento), es mejor obtener las componentes «H» y «V» de «R» (Momento).

$$R_h / y = R_1 / d_1 ; \quad R_v / X = R_1 / d_1$$

$$R_h = R_1 \cdot y / d_1 = Mr \cdot d_1 \cdot y / (\Sigma d_i^2 \cdot d_1) = Mr \cdot y / (\Sigma d_i^2) \quad (f)$$

Se obtiene además para  $R_v$ .

$$R_v = Mr \cdot X / (\Sigma d_i^2) \quad (g)$$

Es evidente que :

$$(\Sigma d_i^2) = \Sigma (X^2 + y^2)$$

Y se puede interpretar como el momento polar de inercia de un grupo de áreas unitarias.

$$R_h = Mr \cdot y / \Sigma (X^2 + y^2)$$

$$R_v = Mr \cdot X / \Sigma (X^2 + y^2)$$

## CONEXIONES SOLDADAS :

### CONSIDERACIONES GENERALES :

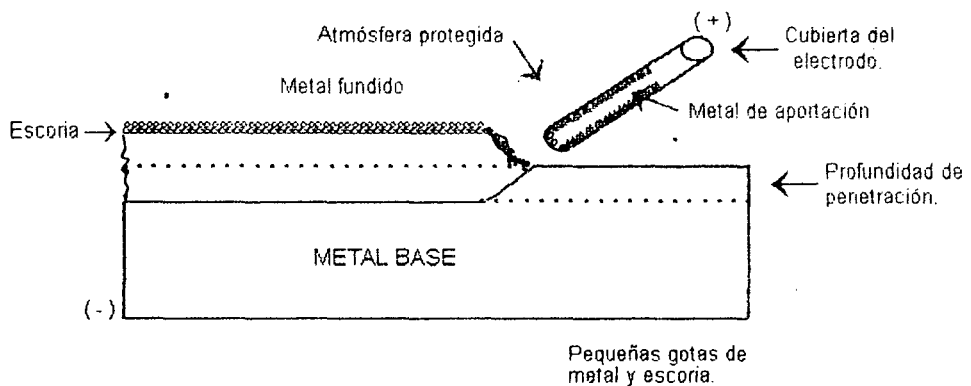
La soldadura es un proceso por el cual se unen piezas de metal calentándolas hasta alcanzar el estado líquido o casi líquidos, con o sin aplicación de presión. Las primeras soldaduras (hace aproximadamente 3,000 años)  $\Sigma$ , implicaban el calentamiento de las piezas hasta un estado plástico para luego martillarlos hasta su unión (es decir, con el uso de presión). Actualmente, se usa muy poco este tipo de soldadura, excepto, en pequeñas operaciones locales de herrería.

La soldadura estructural, es casi toda eléctrica y se dispone de numerosos procesos, la corriente se usa para calentar el electrodo hasta alcanzar el estado líquido, y luego es depositado como relleno sobre las superficies de contacto de las dos o más piezas que se quieren unir. El proceso funde simultáneamente una parte del metal base (el metal que se quiere unir) en la superficie de separación, de manera que el metal se entremezcle con el metal base y desarrolle continuidad del material en la junta, cuando tiene lugar el enfriamiento. Si la cantidad de electrodo depositado es pequeña en relación con las partes unidas, el proceso tiende a ser poco confiable (es decir, ocurre una fusión insuficiente del metal base, de manera que la soldadura puede reventarse o no efectuar una junta completa). Esto, se puede evitar ya sea precolando el metal base o limitando el tamaño mínimo de la soldadura.

De los numerosos procesos de soldadura que existen, los siguientes son los de uso más probable en aplicaciones estructurales.

1.- **SOLDADURA DE ARCO METALICO PROTEGIDO**

**(SAMP).**- Este es el método más usual de soldadura que usa electrodos de barra. Los electrodos están disponibles en longitudes de 9 a 18 pulg. y están cubiertos de un material que produce un gas y escorias inertes, cuando la corriente de soldadura funde el metal. Este gas rodea la zona de soldado para impedir la oxidación, lo que constituye un factor crítico; si es necesario se dará más de una pasada, para darle a la soldadura el tamaño requerido. Como la escoria es más ligera que el metal, flota hasta la parte superior de la soldadura y se puede barrer con cepillo. En las pasadas subsiguientes, es necesario barrer las pasadas anteriores para remover cualquier escoria, suciedad u otro material extraño cuya presencia pudiera causar un defecto en la soldadura. El tamaño mayor de soldadura producido en un solo pase, es alrededor de 5/16 pulg. u 8 mm.



2. **SOLDADURA DE ARCO METALICO PROTEGIDO CON GAS (SAMPG).**

- Este método de soldadura, es el que se usa con mayor frecuencia para soldar en los talleres, donde se usan electrodos sin cubrir en una unidad mecánica de soldadura. La unidad controla el espaciamiento de los electrodos y la velocidad de soldado, y tiene una fuente de gas inerte para proteger la soldadura de la atmósfera que la rodea.

3.- **SOLDADURA DE ARCO SUMERGIDO (SAS).**-

Este método también se usa en talleres de fabricación, se alinea la junta y se cubre con una capa de material en gránulos fusible que contiene agentes de aleación y de fusión, así como productores de gases inertes. El electrodo, se inserta en el material granuloso, se produce el arco y tiene lugar la fusión del electrodo y el metal base. El calor funde la capa granulosa para formar una capa protectora de gas y obtener cualquier otro efecto que se desee del material, se barre luego la escoria para dejar expuesta la soldadura.

4.- **SOLDADURA DE ELECTROESCORIA.**- El proceso de soldado, es muy similar al proceso de arco sumergido, pero, usa escoria electroproductiva que se mantiene en posición entre las dos piezas de metal por soldar por medio de placas de retención enfriadas con agua.

La soldadura electroescoria, se usa en el taller para soldar placas gruesas. Ha tenido bastante aceptación en las obras de puentes para soldar placas de vigas con placas de piso. Se pueden soldar placas de 20 a 45 mm. por medio de este proceso utilizando sólo un pase.

**ELECTRODOS PARA SOLDAR :**

En las aplicaciones estructurales, la American Welding Society en cooperación con la (ASTM), ha establecido un sistema de numeración de electrodos, que clasifica a estos electrodos de soldar (o varillas) de la manera sgte. :

**Eaaabc**

**Donde :**

E = Electro.

aaa = Número de dos a tres dígitos que establecen la resistencia última a la tensión del metal de la soldadura. En general, se dispone de los valores sgtes. :

60	70	80	90	100	110 y	120 kips/pulg <sup>2</sup> .
415	485	550	620	690	760 y	825 M.Pa.

b = Dígito para indicar lo apropiado de la posición de soldado que puede ser: plana, horizontal, vertical y sobrecabeza.

1 = Apropiada para todas las posiciones.

2 = Apropiada para filetes horizontales y colocación plana de trabajo.

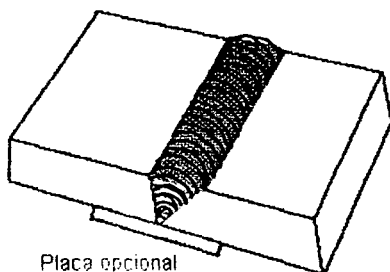
c = Dígito que indica la fuente de corriente y la técnica de soldadura : «Cd» polaridad directa, «Ca» polaridad inversa, etc.

Para el diseño estructural la información que interesa saber es, si el electrodo es; (E-60), (E-70), (E-80) o lo que fuere; usualmente, las ferreterías tienen en existencia electrodos (E-7014) y (E-6011), para todas las posiciones de soldadura y para usar corriente «Ca» ó «Cd»; el número (4) indica que se ha añadido un polvo de hierro al recubrimiento del electrodo, de

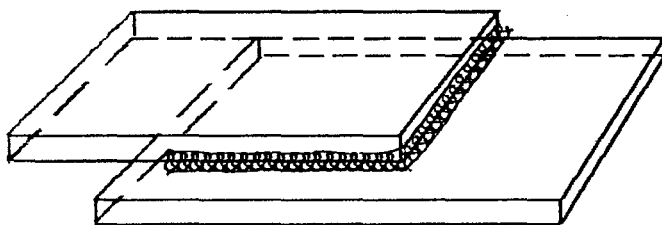
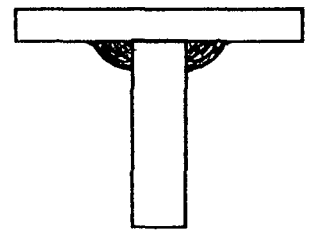
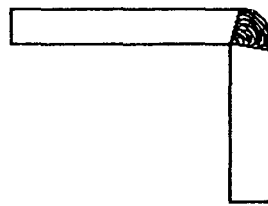
manera que sea mas fácil mantener el arco. En general, los electrodos (E-70) son los que se usan más en el trabajo estructural y son compatibles con todos los grados de acero hasta  $F_y = 60$  kips/seg.

### TIPO DE JUNTAS Y SOLDADURAS :

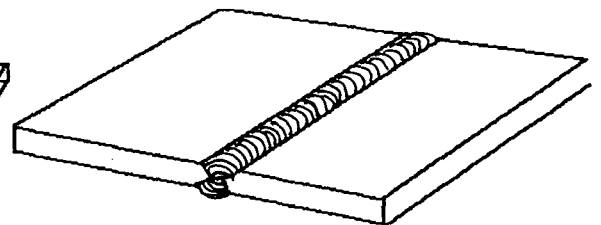
Se puede usar diferentes tipos de soldaduras, en aplicaciones estructurales que incluye soldadura de ranura, filete, tapón, costura, muesca y de puntos; la mayoría de las soldaduras en aplicaciones estructurales son de ranura (aproximadamente 10 % de todas las soldaduras) y de filete (aproximadamente 75% de todas las soldaduras).



Placa opcional  
JUNTA A TOPE



JUNTA  
TRASLAPADA



Soldadura a tope de doble bisel  
(FILETE)

### ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA SOLDADURA :

Es probable, que la junta a tope sea la única junta que esté sometida a tensión directa, los esfuerzos permisibles de

tensión o compresión para el metal de la soldadura según la AASTHO, son :

Esfuerzos permisibles en la soldadura

Tipo de Soldadura	Tipo de Esfuerzo	Esf. Perm. AASTHO
Ranura, con penetración total.	Tensión o compresión paralela o normal al eje de la soldadura.	Igual que el metal base
Ranura con penetración parcial.	Tensión o compresión paralela o normal al eje de la soldadura.	Igual que el metal base.
Todas las soldaduras de de ranuras.	Cortante	0.27 Fu (Electrodo).
Soldadura de filete.	Cortante	0.27 Fu (Electrodo).
Soldadura de Tapón y Ranura.	Cortante	0.27 Fu (Electrodo).

El metal base tiene que ser compatible con el electrodo, por ejemplo, los electrodos (E-60) están limitados a un metal base con un ( $F_y$ ), no mayor de 42 kips/pulg<sup>2</sup> (290 M.Pa); los electrodos (E-70), para metal base con un ( $F_y$ ), no mayor de 55 kips/pulg<sup>2</sup> (380 M.Pa); y los electrodos (E-80) para un ( $F_y$ ) no mayor de 65 kips/pulg<sup>2</sup> (415 M.Pa).

El esfuerzo cortante se puede limitar por el máximo esfuerzo del cortante permisible en el metal base ( $F_v = 0.33 F_y$ ), en las especificaciones de la AASTHO.

### SOLDADURA DE FILETE :

La soldadura de filete que se muestra tiene una

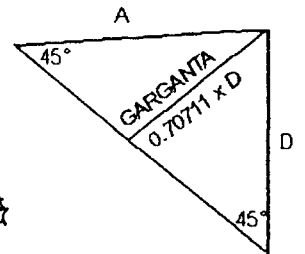
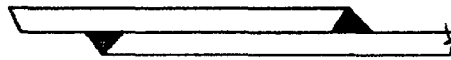
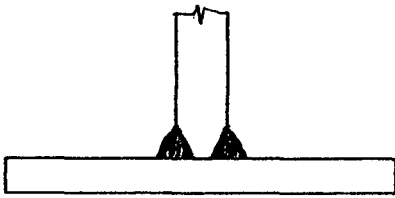


sección transversal aproximadamente triangular, se debe tener cuidado al rellenar las dimensiones de la garganta de una manera adecuada.

$$T = D \times \text{Cos. } 45^\circ = D \times 0.70711$$

T = Dimensión en la garganta.

D = Dimensión nominal de la pata.



### TAMAÑO MÍNIMO DE LA SOLDADURA :

Las Soldaduras, deben tener un tamaño mínimo basado en el espesor del metal base. Esto se hace, para asegurar un calentamiento y enfriamiento del área de soldadura, de manera que la soldadura y el metal base no se cristalicen y tiendan a agrietarse o reventarse debido a la insuficiente fusión de la soldadura con el metal base.

Espesor del Metal Base		Dimensión Mínima de la Soldadura Filete	
		A A S H T O	
Pie. Lib. Seg.	S.I. (m.m)	Pie. Lib. Seg (Pulg.)	S.I. (mm)
$t \leq 1/4''$	$t \leq 6$	3/16	5
$1/4 < t \leq 1/2$	$6 < t \leq 12.5$	3/16	5
$1/2 < t \leq 3/4$	$12.5 < t \leq 22$	1/4	6
$t > 3/4$	$t > 22$	5/16	6

El espesor del metal base se considera la parte más gruesa que se va a unir.

### TAMAÑO MÁXIMO DE LA SOLDADURA :

El tamaño máximo de la soldadura de filete a lo largo de los bordes de las partes conectadas, es :

Parte		A A S H T O
Ple. Lb. Seg.	S.I. mm.	
$t \leq 1/4$	$t \leq 6$	Usese $D =$ Espesor de la parte.
$t > 1/4$	$t \leq 6$	Usese $D = t - 1/6$ Pulg. ó $t - 1$ m.m.

### CONEXIONES SOLDADAS :

Las conexiones soldadas, son a menudo más fáciles de construir que las conexiones atornilladas. Sin embargo, en las conexiones rígidas, la junta requerirá generalmente tornillos de montaje, ya que en las placas de montaje temporales (o permanentes), o angulares para sostener las piezas durante la alineación y ajuste para la soldadura.

En general, el diseño de una conexión soldada implica el proporcionamiento de las partes, basándose en la sección bruta y en las soldaduras. Las soldaduras a tope se diseñan por lo general para resistencia a compresión (o a tensión) del metal base. Los filetes y otras soldaduras a cortante, se diseñan sobre la base de las mínimas dimensiones en el plano de cortante y la resistencia permisible 2 cortante de la soldadura.

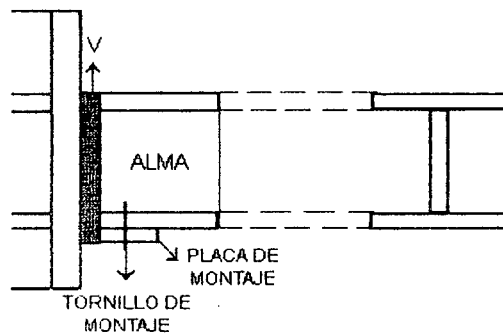
Se debe notar, que una soldadura a tope usada para resistir un momento desarrolla esfuerzos :

$$fb = M.c / I$$

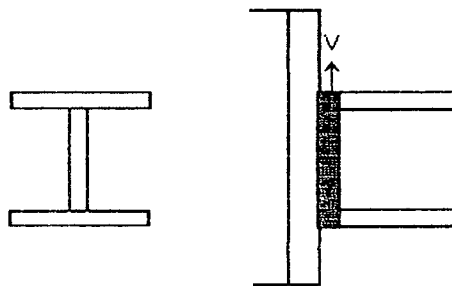
Donde :

$f_b$  = Se compara con el esfuerzo permisible a flexión del metal base.

Si se usa soldadura de filete en el mismo tipo de conexión, el valor " $f_b$ ", se compara con el esfuerzo de cortante de la soldadura.



CONEXION DE MOMENTO A TOPE



CONEXION DE FILETE

## CAPITULO VI

### PROGRAMA PARA DISEÑO

#### 6.1. DIAGRAMA DE FLUJO CODIFICADO EN LENGUAJE FOX PRO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL DEL PUENTE DE CONCRETO ARMADO.

NOTA .- Antes de iniciar el programa se declara y se iguala a cero (0), todas las variables que van a intervenir en el calculo de la Estructura Principal del Puente de Concreto Armado.

```
DO CASE
CASE WSC="HS20-44"
  WPR=8
  DO MOMENSCA
  DO MOMENWD
  DO CONSCA
CASE WSC="HS15-44"
  WPR=6
  DO MOMENSCA
  DO MOMENWD
  DO CONSCA
CASE WSC="H20-44"
  WPR=8
  DO MOMENSCB
  DO MOMENWD
  DO CONSCB
CASE WSC="H15-44"
  WPR=6
  DO MOMENSCB
  DO MOMENWD
  DO CONSCB
CASE WSC="H10-44"
  WPR=4
```

```

        DO MOMENSCE
        DO MOMENWD
        DO CONSCB
    OTHERWISE
        WAIT WINDOW 'NO EXISTE LA SOBRE CARGA MODIFICAR BASE'
        TIMEOUT 2
        RETURN
    ENDCASE
    DO CPESOP
    DO DISENO_R
    DO DISENO_S
    DO DISENO_C
    DO ACERO_A
    DO ACERO_B
    DO ACERO_C
    DO MOMENTOS_L
    DO ACLOSA
    DO LOSA_S
    DO KACPS
    DO DIAFRAGMA
    DO CAPDI
    DO CORTE_V
    DO CORTE_D

    CLOSE DATA
    RETURN

```

PROCEDURE MOMENSCA

\*-----

WM1=0.00

WM2=0.00

WM3=0.00

\* momento por sobrecarga 1

WM1=0.09\*WL\*WPR

WM2=0.1\*(0.9\*WL-4.20)\*WPR

WM3=0.025\*(0.9\*WL-8.4)\*WPR

WM1SC=WM1+WM2+WM3

\* momento por sobrecarga 2

WM1=0.16\*WL\*WPR

WM2=0.2\*(0.8\*WL-4.20)\*WPR

WM3=0.05\*(0.8\*WL-8.4)\*WPR

WM2SC=WM1+WM2+WM3

\* momento por sobrecarga 3

WE=0.00

WE1=0.0

WM1=0.21\*WL\*WPR

WM2=0.3\*(0.7\*WL-4.20)\*WPR

WE =0.3\*(0.7\*WL-8.40)

WE1=0.7\*(0.3\*WL-4.2)

IF WE>=WE1

WM3=0.25\*WPR\*WE

ELSE

WM3=0.25\*WPR\*WE1

ENDIF

WM3SC=WM1+WM2+WM3

```

* momento por sobrecarga 4
WM1=0.24*WL*WPR
WM2=0.4*(0.6*WL-4.20)*WPR
WE =0.4*(0.6*WL-8.40)
WE1=0.6*(0.4*WL-4.2)
IF WE>=WE1
    WM3=0.25*WPR*WE
ELSE
    WM3=0.25*WPR*WE1
ENDIF
WM4SC=WM1+WM2+WM3

```

```

* momento por sobrecarga 5
WM1=0.25*WL*WPR
WM2=0.625*(0.5*WL-4.20)*WPR
WM5SC=WM1+WM2
RETURN

```

```

PROCEDURE MOMENSCB

```

```

*-----

```

```

WM1=0.00

```

```

WM2=0.00

```

```

WM3=0.00

```

```

* momento por sobrecarga 1

```

```

WM1=0.09*WL*WPR

```

```

WM2=0.025*(0.9*WL-4.20)*WPR

```

```

WM1SC=WM1+WM2

```

```

* momento por sobrecarga 2

```

```

WM1=0.16*WL*WPR

```

```

WM2=0.05*(0.8*WL-4.20)*WPR

```

```

WM2SC=WM1+WM2

```

```

* momento por sobrecarga 3

```

```

WM1=0.21*WL*WPR

```

```

WM2=0.075*(0.7*WL-4.20)*WPR

```

```

WM3SC=WM1+WM2

```

```

* momento por sobrecarga 4

```

```

WM1=0.24*WL*WPR

```

```

WM2=0.1*(0.6*WL-4.20)*WPR

```

```

WM4SC=WM1+WM2

```

```

* momento por sobrecarga 5

```

```

WM1=0.25*WL*WPR

```

```

WM2=0.125*(0.5*WL-4.20)*WPR

```

```

WM5SC=WM1+WM2

```

```

RETURN

```

```

PROCEDURE MOMENWD

```

```

*-----

```

```

SEEK "t"

```

```

WT=VAL(VALOR)

```

```

SEEK "h"

```

```

WH=VAL(VALOR)

```

```

SEEK "bw"

```

```

WBW=VAL(VALOR)

```

```

SEEK "Nvg"

```

```

WNVG=VAL(VALOR)
SEEK "bd"
WBD=VAL(VALOR)
SEEK "hd"
WHD=VAL(VALOR)
SEEK "Svi"
WSVI=VAL(VALOR)
SEEK "Wb"
WWB=VAL(VALOR)
WWD=(WT*WAP*2.4+(WH-WT)*WBW*WNVG*2.4+0.01*WNVG*2.4+0.1*WAP+2*
WWD)
WPD=WBD*WHD*(WNVG-1)*(WSI-WBW)*2.4
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.045*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.1*WL
    WM2=0.9*WX2*WPD
ELSE
IF (WL-WX2)<=0.9*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
        WM2=0.1*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.1*WL
    WM3=0.9*WX3*WPD
ELSE
IF (WL-WX3)<=0.9*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
        WM3=0.1*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.9*WL
    IF (WL-WX4)>0.1
        WM4=0.1*(WL-WX4)*WPD
    ENDIF
ENDIF
SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.9*WL
    IF (WL-WX5)>0.1
        WM5=0.1*(WL-WX5)*WPD
    ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.9*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM6=0.1*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
WM1D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

```

\* punto 2

```

WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

```

```

WM1=0.08*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.2*WL
  WM2=0.8*WX2*WPD
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.8*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
      WM2=0.2*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.2*WL
  WM3=0.8*WX3*WPD
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.8*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WM3=0.2*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.8*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.2*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.8*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.2*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```



```

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
  IF (WL-WX6)<=0.8*WL
    IF (WL-WX6)>0.1
      WM6=0.2*(WL-WX6)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
WM2D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

* punto 3
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.105*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.3*WL
  WM2=0.7*WX2*WPD
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.7*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
      WM2=0.3*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.3*WL
  WM3=0.7*WX3*WPD
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.7*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WM3=0.3*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.7*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.3*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.7*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.3*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.7*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.3*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
WM3D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

```

```
* punto 4
```

```

WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

```

```

WM1=0.12*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.4*WL
  WM2=0.6*WX2*WPD
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.6*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
      WM2=0.4*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

```

```

WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.4*WL
  WM3=0.6*WX3*WPD
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.6*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WM3=0.4*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.6*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.4*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.6*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.4*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.6*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.4*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
WM4D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

```

```

* punto 5
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

```

```

WM1=0.125*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.5*WL
  WM2=0.5*WX2*WPD
ELSE
IF (WL-WX2)<=0.5*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM2=0.5*(WL-WX2)*WPD
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.5*WL
  WM3=0.5*WX3*WPD
ELSE
IF (WL-WX3)<=0.5*WL
  IF (WL-WX3)>0.1
    WM3=0.5*(WL-WX3)*WPD
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.5*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.5*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.5*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.5*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.5*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.5*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
WM5D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

* coeficiente de concentración (CCI)
SEEK "Nvi"
WNVI=VAL(VALOR)
SEEK "Svi"
WSVI=VAL(VALOR)
WC1=0.00
WC2=0.00
WC3=0.00
WC4=0.00
WC5=0.00
IF WNVI=1
  IF WSVI<1.829
    WCCI=WSVI/1.981
  ENDIF
ENDIF
IF WNVI>=2
  IF WSVI<3.048
    WCCI=WSVI/1.829
  ELSE
    WC1=(2/WSVI)*(WSVI-0.6)
    IF (WSVI-2.4)>=0.01
      WC2=(2/WSVI)*(WSVI-2.4)
      IF (WSVI-3.6)>=0.01
        WC3=(2/WSVI)*(WSVI-3.6)
        IF (WSVI-5.4)>=0.01
          WC4=(2/WSVI)*(WSVI-5.4)
          IF (WSVI-6.6)>=0.01
            WC5=(2/WSVI)*(WSVI-6.6)
          ENDIF
        ENDIF
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
  WCCI=WC1+WC2+WC3+WC4+WC5
ENDIF
ENDIF

* coeficiente de concentración (CCE)
SEEK "L1"
WL1=VAL(VALOR)
SEEK "Svi"
WSVI=VAL(VALOR)
WC1=0.00
WC2=0.00
WC3=0.00
WC4=0.00
WC5=0.00
WC6=0.00
WC7=0.00

```

```

IF (WSVI+WL1-0.6)>=0.01
  WC1=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-0.6)
  IF (WSVI+WL1-2.4)>=0.01
    WC2=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-2.4)
    IF (WSVI+WL1-3.6)>=0.01
      WC3=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-3.6)
      IF (WSVI+WL1-5.4)>=0.01
        WC4=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-5.4)
        IF (WSVI+WL1-6.6)>=0.01
          WC5=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-6.6)
          IF (WSVI+WL1-8.4)>=0.01
            WC6=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-8.4)
            IF (WSVI+WL1-9.6)>=0.01
              WC7=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-9.6)
            ENDIF
          ENDIF
        ENDIF
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
WCCE=WC1+WC2+WC3+WC4+WC5+WC6+WC7

IF WCCE<WCCI
  WCCE=WCCI
ENDIF

* impacto
*-----
II=0.00
I1=0.00
I1=ROUND(15.24/(WL+38),2)
II=MIN(I1,0.30)

* cortantes por sobrecarga A
*-----
PROCEDURE CONSCA
*-----

WVR=WPR+(WPR/WL)*(1.25*WL-6.3)
WV1=0.9*WPR+(0.9*WL-4.2)*0.9*WPR/WL+(0.9*WL-8.4)*0.225*WPR/WL
WV2=0.8*WPR+(0.8*WL-4.2)*0.8*WPR/WL+(0.8*WL-8.4)*0.2*WPR/WL
WV3=0.7*WPR+(0.7*WL-4.2)*0.7*WPR/WL+(0.7*WL-8.4)*0.175*WPR/WL
IF (0.6*WL-8.4)>=0.01
  WV4=0.6*WPR+(0.6*WL-4.2)*0.6*WPR/WL+(0.6*WL-8.4)*0.15*WPR/WL
ELSE
  WV4=0.6*WPR+(0.6*WL-4.2)*0.6*WPR/WL
ENDIF
IF (0.5*WL-8.4)>=0.01
  WV5=0.5*WPR+(0.5*WL-4.2)*0.5*WPR/WL+(0.5*WL-8.4)*0.125*WPR/WL
ELSE
  WV5=0.5*WPR+(0.5*WL-4.2)*0.5*WPR/WL
ENDIF

```

\* cortantes por sobrecarga B

\*-----

PROCEDURE CONSCB

\*-----

WVR=WPR+(WPR/WL)\*0.25\*(WL-4.2)  
WV1=0.9\*WPR+(WPR/WL)\*0.225\*(0.9\*WL-4.20)  
WV2=0.8\*WPR+(WPR/WL)\*0.2 \*(0.8\*WL-4.20)  
WV3=0.7\*WPR+(WPR/WL)\*0.175\*(0.7\*WL-4.20)  
WV4=0.6\*WPR+(WPR/WL)\*0.15 \*(0.6\*WL-4.20)  
WV5=0.5\*WPR+(WPR/WL)\*0.125\*(0.5\*WL-4.20)

\* cortantes por peso propio

\*-----

PROCEDURE CPESOP

\*-----

WP1=0.00  
WP2=0.00  
WP3=0.00  
WP4=0.00  
WP5=0.00  
WP6=0.00  
WP7=0.00  
WP8=0.00

WP1=0.5\*WL\*WWD

WP2=WPD

WP3=(WL-WX2)\*WPD/WL

IF (WL-WX3)>=0.01

    WP4=(WL-WX3)\*WPD/WL

    IF WX4>0.00

        WP5=(WL-WX4)\*WPD/WL

        IF WX5>0.00

            WP6=(WL-WX5)\*WPD/WL

            IF WX6>0.00

                WP7=(WL-WX6)\*WPD/WL

                IF WX7>0.00

                    WP8=(WL-WX7)\*WPD/WL

                ENDIF

            ENDIF

        ENDIF

    ENDIF

ENDIF

WVDR=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6+WP7+WP8

\* Esfuerzos cortantes punto 2

\*-----

WP1=0.00  
WP2=0.00  
WP3=0.00  
WP4=0.00  
WP5=0.00  
WP6=0.00  
WP7=0.00  
WP8=0.00

WP1=0.4\*WL\*WWD

IF WX2<0.1\*WL

    WP2=-WX2\*WPD/WL

ELSE

```

        IF (WL-WX2)<=0.9*WL
            WP2=(WL-WX2)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
    IF WX3<0.1*WL
        WP3=-WX3*WPD/WL
    ELSE
        IF (WL-WX3)<=0.9*WL
            IF (WL-WX3)>0.1
                WP3=(WL-WX3)*WPD/WL
            ENDIF
        ENDIF
    ENDIF
    IF (WL-WX4)<=0.9*WL
        IF (WL-WX4)>0.1
            WP4=(WL-WX4)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
    IF (WL-WX5)<=0.9*WL
        IF (WL-WX5)>0.1
            WP5=(WL-WX5)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
    IF (WL-WX6)<=0.9*WL
        IF (WL-WX6)>0.1
            WP6=(WL-WX6)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
    WVD1=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6

* Esfuerzos cortantes punto 3
*-----
WP1=0.00
WP2=0.00
WP3=0.00
WP4=0.00
WP5=0.00
WP6=0.00
WP7=0.00
WP8=0.00
WP1=0.3*WWD*WL
IF WX2<0.2*WL
    WP2=-WX2*WPD/WL
ELSE
    IF (WL-WX2)<=0.8*WL
        IF (WL-WX2)>0.1
            WX2=(WL-WX2)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
IF WX3<0.2*WL
    WP3=-WX3*WPD/WL
ELSE
    IF (WL-WX3)<=0.8*WL
        IF (WL-WX3)>0.1
            WP3=(WL-WX3)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF

```

```

ENDIF
IF (WL-WX4)<=0.8*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WP4=(WL-WX4)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF
IF (WL-WX5)<=0.8*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WP5=(WL-WX5)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF
IF (WL-WX6)<=0.8*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WP6=(WL-WX6)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF
WVD2=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6

* Esfuerzos cortantes punto 4
*-----
WP1=0.00
WP2=0.00
WP3=0.00
WP4=0.00
WP5=0.00
WP6=0.00
WP7=0.00
WP8=0.00
WP1=0.2*WWD*WL
IF WX2<0.3*WL
  WP2=-WX2*WPD/WL
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.7*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
      WP2=(WL-WX2)*WPD/WL
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
IF WX3<0.3*WL
  WP3=-WX3*WPD/WL
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.7*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WP3=(WL-WX3)*WPD/WL
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
IF (WL-WX4)<=0.7*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WP4=(WL-WX4)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF
IF (WL-WX5)<=0.7*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WP5=(WL-WX5)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF
IF (WL-WX6)<=0.7*WL

```



```

        IF (WL-WX6)>0.1
            WP6=(WL-WX6)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
WVD3=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6

* Esfuerzos cortantes punto 5
*-----
WP1=0.00
WP2=0.00
WP3=0.00
WP4=0.00
WP5=0.00
WP6=0.00
WP7=0.00
WP8=0.00
WP1=0.1*WWD*WL
IF WX2<0.4*WL
    WP2=-WX2*WPD/WL
ELSE
    IF (WL-WX2)<=0.6*WL
        IF (WL-WX2)>0.1
            WP2=(WL-WX2)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
IF WX3<0.4*WL
    WP3=-WX3*WPD/WL
ELSE
    IF (WL-WX3)<=0.6*WL
        IF (WL-WX3)>0.1
            WP3=(WL-WX3)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
IF (WL-WX4)<=0.6*WL
    IF (WL-WX4)>0.1
        WP4=(WL-WX4)*WPD/WL
    ENDIF
ENDIF
IF (WL-WX5)<=0.6*WL
    IF (WL-WX5)>0.1
        WP5=(WL-WX5)*WPD/WL
    ENDIF
ENDIF
IF (WL-WX6)<=0.6*WL
    IF (WL-WX6)>0.1
        WP6=(WL-WX6)*WPD/WL
    ENDIF
ENDIF
WVD4=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6

* Esfuerzos cortantes punto 6
*-----
WP1=0.00
IF WX2=0.5*WL
    WP1=0.5*WPD
ENDIF

```

```

IF WX3=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF
IF WX4=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF
IF WX5=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF
IF WX6=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF
WVD5=WP1
RETURN

```

```

PROCEDURE DISENO_R

```

```

* calculo momentos últimos

```

```

*-----

```

```

SEEK "Qu1"

```

```

WQU1=VAL(VALOR)

```

```

SEEK "Qu2"

```

```

WQU2=VAL(VALOR)

```

```

SEEK "Nvg"

```

```

WNVG=VAL(VALOR)

```

```

IF WCCE>=WCCI

```

```

  WMUI1=WQU1*(WM1D/WNVG+WQU2*WM1SC*WCCI*(1+II))

```

```

  WMUI2=WQU1*(WM2D/WNVG+WQU2*WM2SC*WCCI*(1+II))

```

```

  WMUI3=WQU1*(WM3D/WNVG+WQU2*WM3SC*WCCI*(1+II))

```

```

  WMUI4=WQU1*(WM4D/WNVG+WQU2*WM4SC*WCCI*(1+II))

```

```

  WMUI5=WQU1*(WM5D/WNVG+WQU2*WM5SC*WCCI*(1+II))

```

```

  MU=WMUI1

```

```

  DO ACERO_A

```

```

  MAS1=WAS1

```

```

  MA1=WA

```

```

  MU=WMUI2

```

```

  DO ACERO_A

```

```

  MAS2=WAS1

```

```

  MA2=WA

```

```

  MU=WMUI3

```

```

  DO ACERO_A

```

```

  MAS3=WAS1

```

```

  MA3=WA

```

```

  MU=WMUI4

```

```

  DO ACERO_A

```

```

  MAS4=WAS1

```

```

  MA4=WA

```

```

  MU=WMUI5

```

```

  DO ACERO_A

```

```

  MAS5=WAS1

```

```

  MA5=WA

```

```

ENDIF

```

```

WMUE1=WQU1*(WM1D/WNVG+WQU2*WM1SC*WCCE*(1+II))

```

```

WMUE2=WQU1*(WM2D/WNVG+WQU2*WM2SC*WCCE*(1+II))

```

```
WMUE3=WQU1*(WM3D/WNVG+WQU2*WM3SC*WCCE*(1+II))
WMUE4=WQU1*(WM4D/WNVG+WQU2*WM4SC*WCCE*(1+II))
WMUE5=WQU1*(WM5D/WNVG+WQU2*WM5SC*WCCE*(1+II))
WBI=WBE
```

```
MU=WMUE1
DO ACERO_A
NAS1=WAS1
NA1=WA
```

```
MU=WMUE2
DO ACERO_A
NAS2=WAS1
NA2=WA
```

```
MU=WMUE3
DO ACERO_A
NAS3=WAS1
NA3=WA
```

```
MU=WMUE4
DO ACERO_A
NAS4=WAS1
NA4=WA
```

```
MU=WMUE5
DO ACERO_A
NAS5=WAS1
NA5=WA
```

```
PROCEDURE ACERO_A
*calculos del area de acero
*-----
SEEK "fy"
Wfy=VAL(VALOR)
SEEK "d"
WD=VAL(VALOR)
SEEK "fc"
Wfc=VAL(VALOR)
SEEK "bi"
WBI=VAL(VALOR)
SEEK "be"
WBE=VAL(VALOR)
SEEK "t"
WT=VAL(VALOR)
SEEK "bw"
WBW=VAL(VALOR)
WA=0.00
WA1=0.00
WA2=0.00
WAS1=0.00
A=0.00
A1=0.00
A2=0.00
WRB=0.00
WA1=(153*Wfy*Wfc*WBI*WD-SQRT((153*Wfy*Wfc*WBI*WD)^2-612*
MU*10^5*Wfy^2*Wfc*WBI))/(1.80*Wfy^2)
IF WA1>0.00
```

```

WA=WA1*Wfy/(85*WFC*WBI)
IF WA/0.85<=100*WT
    WAS1=WA1
    WA=WA
ELSE
    WA1=8500*WFC*(WBI-WBW)*WT
    A1=WA1*Wfy/(85*WFC*WBI)
    M1=0.9*WA1*Wfy*(WD-50*WT)
    M2=MU*10^5-M1
    WA3=(153*Wfy*WFC*WD*WBW-SQRT((153*Wfy*WFC*WD*WBW)^2-
        612*Wfy^2*WFC*WBW*M2))/(1.8*Wfy^2)
    IF WA3>0.00
        WAS1=WA2+WA3
        WA=WA3*Wfy/(85*WFC*WBW)
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
IF WFC<=280
    WB1=0.85
ELSE
    WB1=0.85-(WFC-280)*0.05/70
ENDIF
WRB=0.85*WFC*WB1*6000/(Wfy*(6000+Wfy))
AIM=75*WRB*WBI*WD
IF WAS1>AIM
    WAIT WINDOW 'AUMENTAR LAS DIMENSIONES DE VIGAS'
    TIMEOUT 1
ELSE
    WF=2*SQRT(WFC)
    WY=(WBI*WT^2*0.5+WBW*(WH-WT)^2*0.5)/(WBI*WT+WBW*(WH-WT))
    WI=(WBI*WT^3/12+WBI*WT*(WY-WT*0.5)^2+WBW*(WH-WT)^3/12+
        WBW*(WH-WT)*((WH+WT)*0.05-WY)^2)*10^8
    MCR=WF*WI/(100*(WH-WY))
    WUM=1.5*MCR
    WAO=(153*Wfy*WFC*WBI*WD-SQRT((153*Wfy*WFC*WBI*WD)^2-
        612*Wfy^2*WFC*WUM*WBI))/(1.8*Wfy^2)
    IF WAO>0.00
        A2=WAO*Wfy/(85*WFC*WBI)
        IF A2/0.85<=100*WT
            IF WAS1<=WAO
                WAS1=WAO
                WA=A2
            ENDIF
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
RETURN

```

```

PROCEDURE DISENO_S

```

```

*-----

```

```

CANCELA=0

```

```

SEEK "bi"

```

```

WBI=VAL(VALOR)

```

```

SEEK "be"

```

```

WBE=VAL(VALOR)

```

```

IF WCCE>=WCCI

```

```

    WMSI1=WM1D/WNVG+WM1SC*WCCI*(1+II)

```

```

    WMSI2=WM2D/WNVG+WM2SC*WCCI*(1+II)

```

```

WMSI3=WM3D/WNVG+WM3SC*WCCI*(1+II)
WMSI4=WM4D/WNVG+WM4SC*WCCI*(1+II)
WMSI5=WM5D/WNVG+WM5SC*WCCI*(1+II)
WCA=0.4*WFC
IF WFY>=4200
  WFS=0.4*WFY
ELSE
  WFS=0.5*WFY
ENDIF
WES=2.1*10^6
WEC=15000*SQRT(WFC)
WN=ROUND(WES/WEC,0)
WR=WFS/WCA
WK=WN/(WR+WN)
WJ=1-WK/3
WMSE=WMSI1
DO ACERO_B
NAI1=WA1
IF CANCELA=0
  WMSE=WMSI2
  DO ACERO_B
  NAI2=WA1
ENDIF
IF CANCELA=0
  WMSE=WMSI3
  DO ACERO_B
  NAI3=WA1
ENDIF
IF CANCELA=0
  WMSE=WMSI4
  DO ACERO_B
  NAI4=WA1
ENDIF
IF CANCELA=0
  WMSE=WMSI5
  DO ACERO_B
  NAI5=WA1
ENDIF
ENDIF
WMSE1=WM1D/WNVG+WM1SC*WCCE*(1+II)
WMSE2=WM2D/WNVG+WM2SC*WCCE*(1+II)
WMSE3=WM3D/WNVG+WM3SC*WCCE*(1+II)
WMSE4=WM4D/WNVG+WM4SC*WCCE*(1+II)
WMSE5=WM5D/WNVG+WM5SC*WCCE*(1+II)
WBI=WBE
CANCELA=0
IF CANCELA=0
  WMSE=WMSE1
  DO ACERO_B
  NAE1=WA1
ENDIF
IF CANCELA=0
  WMSE=WMSE2
  DO ACERO_B
  NAE2=WA1
ENDIF
IF CANCELA=0
  WMSE=WMSE3

```

```

        DO ACERO_B
        NAE3=WA1
    ENDIF
    IF CANCELA=0
        WMSE=WMSE4
        DO ACERO_B
        NAE4=WA1
    ENDIF
    IF CANCELA=0
        WMSE=WMSE5
        DO ACERO_B
        NAE5=WA1
    ENDIF

PROCEDURE ACERO_B
*-----
WA1=WMSE*10^5/(WFS*WJ*WD)
WASM=0.18*WBI*WD
IF WA1<WASM
    WA1=WASM
    RETURN
ELSE
    IF WFC<=280
        WB1=0.85
    ELSE
        WB1=0.85-0.05*(WFC-280)/70
    ENDIF
    WBB=0.85*WFC*WB1*6000/(Wfy*(6000+Wfy))
    WASX=7500*WBB*WBI*WH
    IF WA1>WASX
        WAIT WINDOW 'AUMENTAR LAS DIMENSIONES DE VIGAS XX'
TIMEOUT 1
    ELSE
    ENDIF
ENDIF
RETURN

PROCEDURE DISENO_C
*-----
CANCELA=0
WVUR=0.00
WVU1=0.00
WVU2=0.00
WVU3=0.00
WVU4=0.00
WVU5=0.00
SEEK "FI"
WFI=VAL(VALOR)
WVC=0.00
WVS=2*3.1416*(WFI*2.54)^2/4
WCC=MAX(WCCI,WCCE)
WVUR=WQU1*(WVDR/WNVG+WQU2*WVR*(1+II)*WCC)
WVU1=WQU1*(WVD1/WNVG+WQU2*WV1*(1+II)*WCC)
WVU2=WQU1*(WVD2/WNVG+WQU2*WV2*(1+II)*WCC)
WVU3=WQU1*(WVD3/WNVG+WQU2*WV3*(1+II)*WCC)
WVU4=WQU1*(WVD4/WNVG+WQU2*WV4*(1+II)*WCC)
WVU5=WQU1*(WVD5/WNVG+WQU2*WV5*(1+II)*WCC)
COR=WVUR

```

```

DO ACERO_C
MSR=WS1
IF CANCELA=0
    COR=WVU1
    DO ACERO_C
    MS1=WS1
ENDIF
IF CANCELA=0
    COR=WVU2
    DO ACERO_C
    MS2=WS1
ENDIF
IF CANCELA=0
    COR=WVU3
    DO ACERO_C
    MS3=WS1
ENDIF
IF CANCELA=0
    COR=WVU4
    DO ACERO_C
    MS4=WS1
ENDIF
IF CANCELA=0
    COR=WVU5
    DO ACERO_C
    MS5=WS1
ENDIF
RETURN

PROCEDURE ACERO_C
*-----
VS=1000*COR/0.85-WVC
IF VS<=WVC*0.5
    WS1=MIN(60,WD/2,WVS*WVU/(350*WBW))
    RETURN
ELSE
    WS1=WVS*WVU*WD/VS
    WVC=53*SQRT(WFC)*WBW*WD*100
ENDIF
RETURN

PROCEDURE MOMENTOS_L
*-----
SEEK "t"
WT=VAL(VALOR)
SEEK "t1"
WT1=VAL(VALOR)
SEEK "L1"
WL1=VAL(VALOR)
SEEK "L2"
WL2=VAL(VALOR)
SEEK "Wb"
Wb=VAL(VALOR)
LD1=2.4*(WT+WT1)+0.02
LD2=2.4*WT1+0.02
LDL=2.4*WT+0.10
LMD1=+LDL*(WSVI-WBW)^2/10
LMD2=-LDL*(WSVI-WBW)^2/10

```

```

LMSC1=+0.80*WPR*(WSVI-WBW+0.61)/9.74
LMSC2=-0.90*WPR*(WSVI-WBW+0.61)/9.74
*momentos cara-ext-viga
LM1=0.00
LM2=0.00
LM3=0.00
LM4=0.00
LMD3=0.00
LM1=0.50*LDL*(WL1-WBW*0.5)^2
LM2=LD1*(WT+WT1)*(WL1-WBW*0.5+(WT+WT1)*0.5)
LM3=LD2*(WL2-WT-WT1)*(WL1-WBW*0.5+WT+WT1+0.5*(WL2-WT-WT1))
LM4=WWB*(WL1-WBW*0.5+WL2)
LMD3=- (LM1+LM2+LM3+LM4)
*momentos en Sardinel
LM1=0.00
LM2=0.00
LM3=0.00
LMD4=0.00
LM1=LD1*(WT+WT1)^2*0.5
LM2=LD2*(WL2-WT-WT1)*(WT1+WT+0.5*(WL2-WT-WT1))
LM3=WWB*WL2
LMD4=- (LM1+LM2+LM3)
*momentos en la vereda
LM1=0.00
LM2=0.00
LMD5=0.00
LM1=LD2*(WL2-WT-WT1)^2*0.5
LM2=WWB*(WL2-WT-WT1)
LMD5=- (LM1+LM2)

* momentos por sobrecarga
* en la cara viga exterior
*-----
VE1=0.00
VE2=0.00
VE3=0.00
MEL1=0.00
MEL2=0.00
MEL3=0.00
VE1=(WL1-WBW*0.5-0.3)*WPR/(0.8*(WL1-WBW*0.5-0.3)+1.1)
VE2=0.75*WT1
VE3=0.4*WL2*(WL1-0.5*WBW+0.5*WL2)
MEL1=- (VE1+VE2+VE3)
MEL2=- (0.75*WT1+0.2*WL2^2)
MEL3=-0.2*(WL2-WT-WT1)^2

* calculo de acero en losa
* metodo de rotura
*-----
LR1=WQU1*(LMD1+WQU2*LMSC1*1.3)
LR2=WQU1*(LMD2+WQU2*LMSC2*1.3)
LR3=WQU1*(LMD3+WQU2*MEL1*1.3)
LR4=WQU1*(LMD4+WQU2*MEL2*1.3)
LR5=WQU1*(LMD5+WQU2*MEL3*1.3)
CANCELA=0
MOL=ABS(LR1)
DO ACLOSA
LSS1=LS

```



```

IF CANCELA=0
  MOL=ABS(LR2)
  DO ACLOSA
  LSS2=LS
ENDIF
IF CANCELA=0
  MOL=ABS(LR3)
  DO ACLOSA
  LSS3=LS
ENDIF
IF CANCELA=0
  MOL=ABS(LR4)
  DO ACLOSA
  LSS4=LS
ENDIF
IF CANCELA=0
  MOL=ABS(LR5)
  DO ACLOSA
  LSS5=LS
ENDIF
*diseno por rotura
PROCEDURE ACLOSA
  CANCELA=0
  QMAX=0.00
  WRB=0.00
  LS=(15300*(WT-0.05)*WFY*WFC-SQRT((15300*(WT-0.05)*WFY*
    WFC)^2-612*WFY^2*WFC*MOL*10^5))/(1.8*WFY^2)
  IF WFC>=280
    WB1=0.85
  ELSE
    WB1=0.85-0.05*(WFC-280)/70
  ENDIF
  WRB=0.85*WFC*WB1*6000/(WFY*(6000+WFY))
  QMAX=7500*(WT-0.05)*WRB
  IF LS>QMAX
    WAIT WINDOW 'AUMENTAR ESPESOR DE LOSA ROTURA' TIMEOUT 2
  ELSE
    QMI1=18*(WT-0.05)
    IF LS<QMI1
      LS=QMI1
    ENDIF
  ENDIF
RETURN

PROCEDURE LOSA_S
*procedimiento de calculo acero por servicio
XS1=LMD1+LMSC1*1.3
XS2=LMD2+LMSC2*1.3
XS3=LMD3+MEL1*1.3
XS4=LMD4+MEL2*1.3
XS5=LMD5+MEL3*1.3
CANCELA=0.00
LR=ABS(XS1)
DO KACPS
SA1=SA
IF CANCELA=0
  LR=ABS(XS2)
  DO KACPS

```

```

        SA2=SA
ENDIF
IF CANCELA=0
    LR=ABS(XS3)
    DO KACPS
    SA3=SA
ENDIF
IF CANCELA=0
    LR=ABS(XS4)
    DO KACPS
    SA4=SA
ENDIF
IF CANCELA=0
    LR=ABS(XS5)
    DO KACPS
    SA5=SA
ENDIF

PROCEDURE KACPS
CANCELA=0.00
FC=0.00
WFS=0.00
SA=0.00
FC=0.4*WFC
IF WFY>=4200
    WFS=0.4*WFY
ELSE
    WFS=0.5*WFY
ENDIF
SA=LR*105/(WFS*WJ*100*(WT-0.05))
SAMI=18*(WT-0.05)
IF SA<SAMI
    SA=SAMI
    RETURN
ELSE
    IF WFC<=280
        WB1=0.85
    ELSE
        WB1=0.85-0.05*(WFC-280)/70
    ENDIF
    WBB=0.85*WFC/WFY*WB1*6000/(6000+WFY)
    SAMA=7500*WBB*(WT-0.05)
    IF SA>SAMA
        WAIT WINDOW 'LOSA ACERO POR SERVICIO MAYOR QUE EL
        MAXIMO' TIMEOUT 2
    ENDIF
ENDIF
RETURN

*CALCULO DE DIAFRAGMA
PROCEDURE DIAFRAGMA
M1=0.00
M2=0.00
M3=0.00
M4=0.00
M5=0.00
M6=0.00
SEEK "Nvi"

```

```

WNVI=VAL(VALOR)
SEEK "Nvg"
WNVG=VAL(VALOR)
SEEK "Svi"
WSVI=VAL(VALOR)
IF WSC="HS20-44" OR WSC="HS15-44"
  WRR=1.25*(WX2-4.20)*WPR/WX2+WPR
ELSE
  WRR=0.25*(WX2-4.20)*WPR/WX2+WPR
ENDIF
WRN=2*WNVI*WRR/WNVG
M1=(WSVI-WBW*0.5+WL1-0.6)*WPR
IF (WSVI-WBW*0.5+WL1-1.8)>=0.1
  M2=(WSVI-WBW*0.5+WL1-1.8)*WPR
  IF (WSVI-WBW*0.5+WL1-3.6)>=0.1
    M3=(WSVI-WBW*0.5+WL1-3.6)*WPR
    IF (WSVI-WBW*0.5+WL1-4.8)>=0.1
      M4=(WSVI-WBW*0.5+WL1-4.8)*WPR
      IF (WSVI-WBW*0.5+WL1-6.6)>=0.1
        M5=(WSVI-WBW*0.5+WL1-6.6)*WPR
        IF (WSVI-WBW*0.5+WL1-7.8)>=0.1
          M6=(WSVI-WBW*0.5+WL1-7.8)*WPR
        ENDIF
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
MM1=M1+M2+M3+M4+M5+M6
MM2=(WSVI-WBW*0.5)*WRN
MMT1=MM2-MM1
MMT2=MM2
M1=0.00
M2=0.00
M3=0.00
M4=0.00
M5=0.00
M1=(WSVI/2+WL1-0.6)*WRR
IF (WSVI/2+WL1-1.8)>=0.1
  M2=(WSVI/2+WL1-1.8)*WRR
  IF (WSVI/2+WL1-3.6)>=0.1
    M3=(WSVI/2+WL1-3.6)*WRR
    IF (WSVI/2+WL1-4.8)>=0.1
      M4=(WSVI/2+WL1-4.8)*WRR
      IF (WSVI/2+WL1-6.6)>=0.1
        M5=(WSVI/2+WL1-6.6)*WRR
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
MM3=M1+M2+M3+M4+M5
MM4=WSVI*0.5*WRN
MMT3=MM4-MM3
MMT4=MM4

*momentos por peso propio *
PPD=WHD*WBD*2.4+0.07
MDD1=PPD*(WSVI-WBW)^2/9
MDD2=0.00

```

```

MDD3=0.00
MDD4=PPD*(WSVI/2-WBW)^2/14
MTS1=MMT1+MDD1+0.3*MMT1
MTS2=MMT2+MDD2+0.3*MMT2
MTS3=MMT3+MDD3+0.3*MMT3
MTS4=MMT4+MDD4+0.3*MMT4
*****
DO CAPDI
SD1=SD
IF CANCELA=0
    MTS1=MTS2
    DO CAPDI
    SD2=SD
ENDIF
IF CANCELA=0
    MTS1=MTS3
    DO CAPDI
    SD3=SD
ENDIF
IF CANCELA=0
    MTS1=MTS4
    DO CAPDI
    SD4=SD
ENDIF

PROCEDURE CAPDI
SEEK "d1"
WD1=VAL(VALOR)
SEEK "bd"
WBD=VAL(VALOR)
SEEK "hd"
WHD=VAL(VALOR)
FC=0.4*WFC
IF WFY>=4200
    WFS=0.4*WFY
ELSE
    WFS=0.5*WFY
ENDIF
SD=MTS1*10^5/(WFS*WJ*WD1)
SDMIN=0.18*WBD*WD1
IF SD<SDMIN
    SD=SDMIN
    RETURN
ELSE
    IF WFC<=280
        WB1=0.85
    ELSE
        WB1=0.85-0.05*(WFC-280)/70
    ENDIF
    WBB=0.85*WFC*WB1*6000/(WFY*(6000+WFY))
    SDMAX=7500*WBB*WHD*WBD
    IF SD<=SDMAX
        RETURN
    ELSE
        WAIT WINDOW 'AUMENTAR LA DIMENSIONES DE LA
        SECCION DEL DIAFRAGMA DDDD' TIMEOUT 2
    ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

RETURN
*DISEÑO POR CORTANTE DEL DIAFRAGMA
PROCEDURE CORTE_V
VVL=WRN
VVD=PPD*(WSVI-WBW)
DT1=WQU1*(VVD+WQU2*VVL*1.3)
DT2=WQU1*WQU2*VVL*1.3
WVC=0.00

DO CORTE_D
SD1A=SD1
IF CANCELA=0
    DT1=DT2
    DO CORTE_D
    SD2A=SD1
ENDIF

PROCEDURE CORTE_D
VS=1000*DT1/0.85-WVC
IF VS<=WVC*0.5
    DS1=MIN(60,WD1/2,WVS*WFY/(3.50*WBD))
ELSE
    DS1=WVS*WFY*WHD*100/VS
    WVC=53*SQRT(WFC)*WBD*WHD*10000
ENDIF

```

6.2.- DIAGRAMA DE FLUJO CODIFICADO EN LENGUAJE FOXPRO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL DEL PUENTE DE SECCION COMPUESTA.

NOTA: Antes de iniciar el programa se iguala a cero, todas las variables que van a intervenir, en el cálculo de la estructura Principal del Puente Sección Compuesta.

```

DO CASE
CASE WSC="HS20-44"
    WPR=8
    DO MOMENSCA
    DO MOMENWD
    DO CONSCA
CASE WSC="HS15-44"
    WPR=6
    DO MOMENSCA
    DO MOMENWD
    DO CONSCA
CASE WSC="H20-44"
    WPR=8
    DO MOMENSCB
    DO MOMENWD
    DO CONSCB
CASE WSC="H15-44"
    WPR=6
    DO MOMENSCB
    DO MOMENWD

```

```

DO CONSCB
CASE WSC="H10-44"
  WPR=4
  DO MOMENSCB
  DO MOMENWD
  DO CONSCB
  OTHERWISE
    WAIT WINDOW 'NO EXISTE LA SOBRE CARGA MODIFICAR BASE'
    TIMEOUT 2
    RETURN
  ENDCASE
DO CPESOP
DO DISENO_R
DO ACERO_A
DO GRABAR

```

```

PROCEDURE MOMENSCA

```

```

*-----

```

```

WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
* momento por sobrecarga 1
WM1=0.09*WL*WPR
WM2=0.1*(0.9*WL-4.20)*WPR
WM3=0.025*(0.9*WL-8.4)*WPR
WM1SC=WM1+WM2+WM3

```

```

* momento por sobrecarga 2
WM1=0.16*WL*WPR
WM2=0.2*(0.8*WL-4.20)*WPR
WM3=0.05*(0.8*WL-8.4)*WPR
WM2SC=WM1+WM2+WM3

```

```

* momento por sobrecarga 3
WE=0.00
WE1=0.0
WM1=0.21*WL*WPR
WM2=0.3*(0.7*WL-4.20)*WPR
WE =0.3*(0.7*WL-8.40)
WE1=0.7*(0.3*WL-4.2)
IF WE>=WE1
  WM3=0.25*WPR*WE
ELSE
  WM3=0.25*WPR*WE1
ENDIF
WM3SC=WM1+WM2+WM3

```

```

* momento por sobrecarga 4
WM1=0.24*WL*WPR
WM2=0.4*(0.6*WL-4.20)*WPR
WE =0.4*(0.6*WL-8.40)
WE1=0.6*(0.4*WL-4.2)
IF WE>=WE1
  WM3=0.25*WPR*WE
ELSE
  WM3=0.25*WPR*WE1
ENDIF
WM4SC=WM1+WM2+WM3

```

```

* momento por sobrecarga 5
WM1=0.25*WL*WPR
WM2=0.625*(0.5*WL-4.20)*WPR
WM5SC=WM1+WM2
RETURN

```

```

PROCEDURE MOMENSCB

```

```

*-----

```

```

WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00

```

```

* momento por sobrecarga 1
WM1=0.09*WL*WPR
WM2=0.025*(0.9*WL-4.20)*WPR
WM1SC=WM1+WM2

```

```

* momento por sobrecarga 2
WM1=0.16*WL*WPR
WM2=0.05*(0.8*WL-4.20)*WPR
WM2SC=WM1+WM2

```

```

* momento por sobrecarga 3
WM1=0.21*WL*WPR
WM2=0.075*(0.7*WL-4.20)*WPR
WM3SC=WM1+WM2

```

```

* momento por sobrecarga 4
WM1=0.24*WL*WPR
WM2=0.1*(0.6*WL-4.20)*WPR
WM4SC=WM1+WM2

```

```

* momento por sobrecarga 5
WM1=0.25*WL*WPR
WM2=0.125*(0.5*WL-4.20)*WPR
WM5SC=WM1+WM2
RETURN

```

```

PROCEDURE MOMENWD

```

```

*-----

```

```

SEEK "L"
WL=VAL(VALOR)
SEEK "T"
WT=VAL(VALOR)
SEEK "L2"
WL2=VAL(VALOR)
SEEK "T1"
WT1=VAL(VALOR)
SEEK "Bs"
BS= VAL(VALOR)
SEEK "Ts"
TS=VAL(VALOR)
SEEK "d"
WD= VAL(VALOR)
SEEK "Tw"
TW= VAL(VALOR)
SEEK "Bw"
WBW= VAL(VALOR)
SEEK "Tf"

```

```

TF=VAL(VALOR)
SEEK "Ap"
WAP=VAL(VALOR)
SEEK "Bp1"
BP1=VAL(VALOR)
SEEK "Ep1"
EP1=VAL(VALOR)
SEEK "Bp2"
BP2=VAL(VALOR)
SEEK "Ep2"
EP2=VAL(VALOR)
SEEK "Nvg"
WNVG=VAL(VALOR)
SEEK "Bd"
WBD=VAL(VALOR)
SEEK "Td1"
TD1=VAL(VALOR)
SEEK "Hd"
WHD=VAL(VALOR)
SEEK "Td"
TD=VAL(VALOR)
SEEK "Svi"
WSVI=VAL(VALOR)
SEEK "Wb"
WWB=VAL(VALOR)

```

```

AV=(BS*TS+WD*TW+WBW*TF+BP1*EP1+BP2*EP2)/10000
WWD=(AV*WNVG*7.8+WAP*WT*2.4+WAP*0.1+2*WWB+0.04*BS*2.4*0.024)
XWD=(AV*WNVG*7.8+WAP*WT*2.4+WAP*0.1+2*WWB+0.04*BS*0.024+0.4*W
AP)
WPD=(2*WBD*TD1+WHD*TD)*(WNVG-1)*WSVI*7.8/10000
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

```

```

WM1=0.045*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.1*WL
    WM2=0.9*WX2*WPD
ELSE
    IF (WL-WX2)<=0.9*WL
        IF (WL-WX2)>0.1
            WM2=0.1*(WL-WX2)*WPD
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.1*WL
    WM3=0.9*WX3*WPD
ELSE
    IF (WL-WX3)<=0.9*WL

```



```

        IF (WL-WX3)>0.1
            WM3=0.1*(WL-WX3)*WPD
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.9*WL
    IF (WL-WX4)>0.1
        WM4=0.1*(WL-WX4)*WPD
    ENDIF
ENDIF

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.9*WL
    IF (WL-WX5)>0.1
        WM5=0.1*(WL-WX5)*WPD
    ENDIF
ENDIF

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.9*WL
    IF (WL-WX5)>0.1
        WM6=0.1*(WL-WX6)*WPD
    ENDIF
ENDIF
WM1D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

* punto 2
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.08*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.2*WL
    WM2=0.8*WX2*WPD
ELSE
    IF (WL-WX2)<=0.8*WL
        IF (WL-WX2)>0.1
            WM2=0.2*(WL-WX2)*WPD
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.2*WL
    WM3=0.8*WX3*WPD
ELSE

```

```

    IF (WL-WX3)<=0.8*WL
      IF (WL-WX3)>0.1
        WM3=0.2*(WL-WX3)*WPD
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
  ENDIF

  SEEK 'X4'
  WX4=VAL(VALOR)
  IF (WL-WX4)<=0.8*WL
    IF (WL-WX4)>0.1
      WM4=0.2*(WL-WX4)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
  ENDIF

  SEEK 'X5'
  WX5=VAL(VALOR)
  IF (WL-WX5)<=0.8*WL
    IF (WL-WX5)>0.1
      WM5=0.2*(WL-WX5)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
  ENDIF

  SEEK 'X6'
  WX6=VAL(VALOR)
  IF (WL-WX6)<=0.8*WL
    IF (WL-WX6)>0.1
      WM6=0.2*(WL-WX6)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
  ENDIF

  WM2D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

  * punto 3
  WM1=0.00
  WM2=0.00
  WM3=0.00
  WM4=0.00
  WM5=0.00
  WM6=0.00
  WM7=0.00

  WM1=0.105*WWD*WL^2
  SEEK 'X2'
  WX2=VAL(VALOR)
  IF WX2<0.3*WL
    WM2=0.7*WX2*WPD
  ELSE
    IF (WL-WX2)<=0.7*WL
      IF (WL-WX2)>0.1
        WM2=0.3*(WL-WX2)*WPD
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF

  SEEK 'X3'
  WX3=VAL(VALOR)
  IF WX3<0.3*WL
    WM3=0.7*WX3*WPD
  
```

```

ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.7*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WM3=0.3*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.7*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.3*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.7*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.3*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.7*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.3*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
WM3D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

* punto 4
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.12*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.4*WL
  WM2=0.6*WX2*WPD
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.6*WL
    IF (WL-WX6)>0.1
      WM2=0.4*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.4*WL
  WM3=0.6*WX3*WPD

```

```

ELSE
IF (WL-WX3)<=0.6*WL
  IF (WL-WX3)>0.1
    WM3=0.4*(WL-WX3)*WPD
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.6*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.4*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.6*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.4*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.6*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.4*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
WM4D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

* punto 5
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.125*WWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.5*WL
  WM2=0.5*WX2*WPD
ELSE
IF (WL-WX2)<=0.5*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM2=0.5*(WL-WX2)*WPD
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.5*WL

```

```

      WM3=0.5*WX3*WPD
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.5*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WM3=0.5*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.5*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.5*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.5*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.5*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.5*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.5*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
WM5D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

*Momentos en vigas sin apuntalamiento
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.045*XWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.1*WL
  WM2=0.9*WX2*WPD
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.9*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
      WM2=0.1*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)

```

```

IF WX3<0.1*WL
  WM3=0.9*WX3*WPD
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.9*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WM3=0.1*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.9*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.1*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.9*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.1*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.9*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.1*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF

```

```

SM1D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

```

```

* punto 2
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

```

```

WM1=0.08*XWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.2*WL
  WM2=0.8*WX2*WPD
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.8*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
      WM2=0.2*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X3'

```

```

WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.2*WL
  WM3=0.8*WX3*WPD
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.8*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WM3=0.2*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.8*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.2*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.8*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.2*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.8*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.2*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SM2D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

* punto 3
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.105*XWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.3*WL
  WM2=0.7*WX2*WPD
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.7*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
      WM2=0.3*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.3*WL
  WM3=0.7*WX3*WPD
ELSE
IF (WL-WX3)<=0.7*WL
  IF (WL-WX3)>0.1
    WM3=0.3*(WL-WX3)*WPD
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.7*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.3*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.7*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.3*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.7*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.3*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
SM3D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

* punto 4
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.12*XWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.4*WL
  WM2=0.6*WX2*WPD
ELSE
IF (WL-WX2)<=0.6*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM2=0.4*(WL-WX2)*WPD
  ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF

```



```

WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.4*WL
  WM3=0.6*WX3*WPD
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.6*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WM3=0.4*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.6*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WM4=0.4*(WL-WX4)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.6*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WM5=0.4*(WL-WX5)*WPD
  ENDIF
ENDIF

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.6*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WM6=0.4*(WL-WX6)*WPD
  ENDIF
ENDIF
SM4D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

* punto 5
WM1=0.00
WM2=0.00
WM3=0.00
WM4=0.00
WM5=0.00
WM6=0.00
WM7=0.00

WM1=0.125*XWD*WL^2
SEEK 'X2'
WX2=VAL(VALOR)
IF WX2<0.5*WL
  WM2=0.5*WX2*WPD
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.5*WL
    IF (WL-WX5)>0.1
      WM2=0.5*(WL-WX2)*WPD
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X3'
WX3=VAL(VALOR)
IF WX3<0.5*WL
    WM3=0.5*WX3*WPD
ELSE
IF (WL-WX3)<=0.5*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
        WM3=0.5*(WL-WX3)*WPD
    ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X4'
WX4=VAL(VALOR)
IF (WL-WX4)<=0.5*WL
    IF (WL-WX4)>0.1
        WM4=0.5*(WL-WX4)*WPD
    ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X5'
WX5=VAL(VALOR)
IF (WL-WX5)<=0.5*WL
    IF (WL-WX5)>0.1
        WM5=0.5*(WL-WX5)*WPD
    ENDIF
ENDIF

```

```

SEEK 'X6'
WX6=VAL(VALOR)
IF (WL-WX6)<=0.5*WL
    IF (WL-WX6)>0.1
        WM6=0.5*(WL-WX6)*WPD
    ENDIF
ENDIF
SM5D=WM1+WM2+WM3+WM4+WM5+WM6

```

\* coeficiente de concentración (CCI)

```

SEEK "Nvi"
WNVI=VAL(VALOR)
SEEK "Svi"
WSVI=VAL(VALOR)
WC1=0.00
WC2=0.00
WC3=0.00
WC4=0.00
WC5=0.00
IF WNVI=1
    IF WSVI<1.829
        WCCI=WSVI/1.981
    ENDIF
ENDIF
IF WNVI>=2
    IF WSVI<3.048
        WCCI=WSVI/1.829
    ELSE
        WC1=(2/WSVI)*(WSVI-0.6)
        IF (WSVI-2.4)>=0.01

```

```

WC2=(2/WSVI)*(WSVI-2.4)
IF (WSVI-3.6)>=0.01
  WC3=(2/WSVI)*(WSVI-3.6)
  IF (WSVI-5.4)>=0.01
    WC4=(2/WSVI)*(WSVI-5.4)
    IF (WSVI-6.6)>=0.01
      WC5=(2/WSVI)*(WSVI-6.6)
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
WCCI=WC1+WC2+WC3+WC4+WC5
ENDIF
ENDIF

* coeficiente de concentración (CCE)
SEEK "L1"
WL1=VAL(VALOR)
SEEK "Svi"
WSVI=VAL(VALOR)
WC1=0.00
WC2=0.00
WC3=0.00
WC4=0.00
WC5=0.00
WC6=0.00
WC7=0.00

IF (WSVI+WL1-0.6)>=0.01
  WC1=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-0.6)
  IF (WSVI+WL1-2.4)>=0.01
    WC2=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-2.4)
    IF (WSVI+WL1-3.6)>=0.01
      WC3=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-3.6)
      IF (WSVI+WL1-5.4)>=0.01
        WC4=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-5.4)
        IF (WSVI+WL1-6.6)>=0.01
          WC5=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-6.6)
          IF (WSVI+WL1-8.4)>=0.01
            WC6=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-8.4)
            IF (WSVI+WL1-9.6)>=0.01
              WC7=(1/WSVI)*(WSVI+WL1-9.6)
            ENDIF
          ENDIF
        ENDIF
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
WCCCE=WC1+WC2+WC3+WC4+WC5+WC6+WC7
IF WCCCE<WCCI
  WCCCE=WCCI
ENDIF

* impacto
*-----
II=0.00
I1=0.00

```

```

I1=ROUND(15.24/(WL+38),2)
II=MIN(I1,0.30)

SEEK "X2"
WX2=VAL(VALOR)
SEEK "X3"
WX3=VAL(VALOR)
SEEK "X4"
WX4=VAL(VALOR)
SEEK "X5"
WX5=VAL(VALOR)
SEEK "X6"
WX6=VAL(VALOR)
SEEK "X7"
WX7=VAL(VALOR)
* cortantes por peso propio
*-----
PROCEDURE CPESOP
*-----
SEEK "X2"
WX2=VAL(VALOR)

WP1=0.00
WP2=0.00
WP3=0.00
WP4=0.00
WP5=0.00
WP6=0.00
WP7=0.00
WP8=0.00

WP1=0.5*WL*WWD
WP2=WPD
WP3=(WL-WX2)*WPD/WL
IF (WL-WX3)>=0.01
  WP4=(WL-WX3)*WPD/WL
  IF WX4>0.00
    WP5=(WL-WX4)*WPD/WL
    IF WX5>0.00
      WP6=(WL-WX5)*WPD/WL
      IF WX6>0.00
        WP7=(WL-WX6)*WPD/WL
        IF WX7>0.00
          WP8=(WL-WX7)*WPD/WL
        ENDIF
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
SVDR=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6+WP7+WP8

* Esfuerzos cortantes punto 2
*-----
WP1=0.00
WP2=0.00
WP3=0.00
WP4=0.00
WP5=0.00

```

```

WP6=0.00
WP7=0.00
WP8=0.00

WP1=0.4*WWD*WL
IF WX2<0.1*WL
  WP2=-WX2*WPD/WL
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.9*WL
    WP2=(WL-WX2)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF

IF WX3<0.1*WL
  WP3=-WX3*WPD/WL
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.9*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WP3=(WL-WX3)*WPD/WL
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

IF (WL-WX4)<=0.9*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WP4=(WL-WX4)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF

IF (WL-WX5)<=0.9*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WP5=(WL-WX5)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF

IF (WL-WX6)<=0.9*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WP6=(WL-WX6)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF

SVD1=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6

* Esfuerzos cortantes punto 3
*-----
WP1=0.00
WP2=0.00
WP3=0.00
WP4=0.00
WP5=0.00
WP6=0.00
WP7=0.00
WP8=0.00

WP1=0.3*WWD*WL
IF WX2<0.2*WL
  WP2=-WX2*WPD/WL
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.8*WL
    IF (WL-WX2)>0.1

```

```

                WP2=(WL-WX2)*WPD/WL
            ENDIF
        ENDIF
    ENDIF

    IF WX3<0.2*WL
        WP3=-WX3*WPD/WL
    ELSE
        IF (WL-WX3)<=0.8*WL
            IF (WL-WX3)>0.1
                WP3=(WL-WX3)*WPD/WL
            ENDIF
        ENDIF
    ENDIF

    IF (WL-WX4)<=0.8*WL
        IF (WL-WX4)>0.1
            WP4=(WL-WX4)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF

    IF (WL-WX5)<=0.8*WL
        IF (WL-WX5)>0.1
            WP5=(WL-WX5)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF

    IF (WL-WX6)<=0.8*WL
        IF (WL-WX4)>0.1
            WP6=(WL-WX6)*WPD/WL
        ENDIF
    ENDIF
    SVD2=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6

```

\* Esfuerzos cortantes punto 4

\*-----

```

WP1=0.00
WP2=0.00
WP3=0.00
WP4=0.00
WP5=0.00
WP6=0.00
WP7=0.00
WP8=0.00

```

```

WP1=0.2*WWD*WL
    IF WX2<0.3*WL
        WP2=-WX2*WPD/WL
    ELSE
        IF (WL-WX2)<=0.7*WL
            IF (WL-WX2)>0.1
                WP2=(WL-WX2)*WPD/WL
            ENDIF
        ENDIF
    ENDIF

```

```

    IF WX3<0.3*WL
        WP3=-WX3*WPD/WL
    
```

```

ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.7*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WP3=(WL-WX3)*WPD/WL
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

IF (WL-WX4)<=0.7*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WP4=(WL-WX4)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF

IF (WL-WX5)<=0.7*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WP5=(WL-WX5)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF

IF (WL-WX6)<=0.7*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WP6=(WL-WX6)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF
SVD3=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6

* Esfuerzos cortantes punto 5
*-----
WP1=0.00
WP2=0.00
WP3=0.00
WP4=0.00
WP5=0.00
WP6=0.00
WP7=0.00
WP8=0.00
WP1=0.1*WWD*WL
IF WX2<0.4*WL
  WP2=-WX2*WPD/WL
ELSE
  IF (WL-WX2)<=0.6*WL
    IF (WL-WX2)>0.1
      WP2=(WL-WX2)*WPD/WL
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

IF WX3<0.4*WL
  WP3=-WX3*WPD/WL
ELSE
  IF (WL-WX3)<=0.6*WL
    IF (WL-WX3)>0.1
      WP3=(WL-WX3)*WPD/WL
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

IF (WL-WX4)<=0.6*WL
  IF (WL-WX4)>0.1
    WP4=(WL-WX4)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF

IF (WL-WX5)<=0.6*WL
  IF (WL-WX5)>0.1
    WP5=(WL-WX5)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF

IF (WL-WX6)<=0.6*WL
  IF (WL-WX6)>0.1
    WP6=(WL-WX6)*WPD/WL
  ENDIF
ENDIF
SVD4=WP1+WP2+WP3+WP4+WP5+WP6

* Esfuerzos cortantes punto 6
*-----
WP1=0.00
IF WX2=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF

IF WX3=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF

IF WX4=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF

IF WX5=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF

IF WX6=0.5*WL
  WP1=0.5*WPD
ENDIF

SVD5=WP1

*cortantes por servicio
SEEK "Nvg"
WNVG=VAL(VALOR)
WCC=MAX(WCCI,WCCE)
VDAP=SVDR/WNVG
VVAP=WVR*(1+II)*WCC
WVSR=SVDR/WNVG+WVR*(1+II)*WCC
WVS1=SVD1/WNVG+WV1*(1+II)*WCC
WVS2=SVD2/WNVG+WV2*(1+II)*WCC
WVS3=SVD3/WNVG+WV3*(1+II)*WCC
WVS4=SVD4/WNVG+WV4*(1+II)*WCC
WVS5=SVD5/WNVG+WV5*(1+II)*WCC
RETURN

```



\* cortantes por sobrecarga A

\*-----

PROCEDURE CONSCA

\*-----

WVR=WPR+(WPR/WL)\*(1.25\*WL-6.3)

WV1=0.9\*WPR+(0.9\*WL-4.2)\*0.9\*WPR/WL+(0.9\*WL-8.4)\*0.225\*WPR/WL

WV2=0.8\*WPR+(0.8\*WL-4.2)\*0.8\*WPR/WL+(0.8\*WL-8.4)\*0.2\*WPR/WL

WV3=0.7\*WPR+(0.7\*WL-4.2)\*0.7\*WPR/WL+(0.7\*WL-8.4)\*0.175\*WPR/WL

IF (0.6\*WL-8.4)>=0.01

    WV4=0.6\*WPR+(0.6\*WL-4.2)\*0.6\*WPR/WL+(0.6\*WL-8.4)\*0.15\*  
    WPR/WL

ELSE

    WV4=0.6\*WPR+(0.6\*WL-4.2)\*0.6\*WPR/WL

ENDIF

IF (0.5\*WL-8.4)>=0.01

    WV5=0.5\*WPR+(0.5\*WL-4.2)\*0.5\*WPR/WL+(0.5\*WL-8.4)\*0.125\*W  
    PR/WL

ELSE

    WV5=0.5\*WPR+(0.5\*WL-4.2)\*0.5\*WPR/WL

ENDIF

RETURN

\* cortantes por sobrecarga B

\*-----

PROCEDURE CONSCB

\*-----

WVR=WPR+(WPR/WL)\*0.25\*(WL-4.2)

WV1=0.9\*WPR+(WPR/WL)\*0.225\*(0.9\*WL-4.20)

WV2=0.8\*WPR+(WPR/WL)\*0.2\*(0.8\*WL-4.20)

WV3=0.7\*WPR+(WPR/WL)\*0.175\*(0.7\*WL-4.20)

WV4=0.6\*WPR+(WPR/WL)\*0.15\*(0.6\*WL-4.20)

WV5=0.5\*WPR+(WPR/WL)\*0.125\*(0.5\*WL-4.20)

RETURN

PROCEDURE DISENO\_R

\* calculo momentos últimos

\*-----

SEEK "Nvg"

WNVG=VAL(VALOR)

WCC=MAX(WCCE,WCCI)

WMS1=(WM1D/WNVG+WM1SC\*WCC\*(1+II))

WMS2=(WM2D/WNVG+WM1SC\*WCC\*(1+II))

WMS3=(WM3D/WNVG+WM3SC\*WCC\*(1+II))

WMS4=(WM4D/WNVG+WM4SC\*WCC\*(1+II))

WMS5=(WM5D/WNVG+WM5SC\*WCC\*(1+II))

MD1=WM1D/WNVG

MD2=WM2D/WNVG

MD3=WM3D/WNVG

MD4=WM4D/WNVG

MD5=WM5D/WNVG

ML1=WM1SC\*WCC\*(1+II)

ML2=WM2SC\*WCC\*(1+II)

ML3=WM3SC\*WCC\*(1+II)

ML4=WM4SC\*WCC\*(1+II)

ML5=WM5SC\*WCC\*(1+II)

ND1=SM1D/WNVG  
 ND2=SM2D/WNVG  
 ND3=SM3D/WNVG  
 ND4=SM4D/WNVG  
 ND5=SM5D/WNVG

\* Comprobacion del perfil viga Principal

\*-----

WFY1=2520  
 SEEK "d"  
 WD=VAL(VALOR)  
 SEEK "Tw"  
 TW=VAL(VALOR)  
 SEEK "Fc"  
 WFC=VAL(VALOR)  
 SEEK "Bi"  
 WBI=VAL(VALOR)  
 SEEK "Be"  
 WBE=VAL(VALOR)  
 SEEK "T"  
 WT=VAL(VALOR)  
 SEEK "Bs"  
 BS=VAL(VALOR)  
 SEEK "Ts"  
 TS=VAL(VALOR)  
 SEEK "Bw"  
 WBW=VAL(VALOR)  
 SEEK "Tf"  
 TF=VAL(VALOR)  
 SEEK "Bp1"  
 BP1=VAL(VALOR)  
 SEEK "Ep1"  
 EP1=VAL(VALOR)  
 SEEK "Bp2"  
 BP2=VAL(VALOR)  
 SEEK "Ep2"  
 EP2=VAL(VALOR)  
 WH=WT+(WD+4+TS+TF)/100  
 ES=2.1\*10<sup>6</sup>  
 EC=15000\*SQRT(WFC)  
 N=ROUND(ES/EC,0)  
 B1=WBE\*100/N  
 A1=BS\*TS+WBW\*TF+WD\*TW  
 EN1=(BS\*TS<sup>2</sup>/2+WD\*TW\*(TS+WD/2)+WBW\*TF\*(TS+WD+TF/2))/A1  
 I1=BS\*TS<sup>3</sup>/12+TW\*WD<sup>3</sup>/12+WBW\*TF<sup>3</sup>/12+2\*BS\*TS\*(TS\*0.5-EN1)<sup>2</sup>+2  
 \*WD\*TW\*(TS+WD\*0.5-EN1)<sup>2</sup>+2\*WBW\*TF\*(TS+WD+TF\*0.5-EN1)<sup>2</sup>  
 A11=B1\*WT\*100+A1  
 EN11=(B1\*(WT\*100)<sup>2</sup>\*0.5+BS\*TS\*(WT\*100+4+TF\*0.5)+WD\*TW\*(WT\*  
 100+4+TS+WD\*0.5)+WBW\*TF\*(WT\*100+4+TS+WD+TF\*0.5))/A11  
 I11= B1\*(WT\*100)<sup>3</sup>/12+2\*B1\*WT\*100\*(WT\*50-EN11)<sup>2</sup>+BS\*TS<sup>3</sup>/12+2  
 \*BS\*TS\*(WT\*100+4+TS\*0.5-EN11)<sup>2</sup>+TW\*WD<sup>3</sup>/12+2\*WD\*TW\*(WT\*  
 100+4+TS+WD\*0.5-EN11)<sup>2</sup>+WBW\*TF<sup>3</sup>/12+2\*WBW\*TF\*(WT\*100+4+  
 TS+WD+TF\*0.5-EN11)<sup>2</sup>  
 IF BP1>0.00  
 A2=A1+BP1\*EP1  
 EN2=BS\*TS<sup>2</sup>\*0.5+WD\*TW\*(TS+0.5\*WD)+WBW\*TF\*(TS+WD+TF\*0.5)+  
 BP1\*EP1\*(TS+WD+TF+EP1\*0.5))/A2

```

I2= BS*TS^3/12+TW*WD^3/12+WBW*TF^3/12+BP1*EP1^3/12+2*BS*
    TS*(TS*0.5-EN2)^2+2*WD*TW*(TS+WD*0.5-EN2)^2+2*WBW*TF*
    (TS+WD+TF*0.5-EN2)^2+2*BP1*EP1*(TS+WD+TF+EP1*0.5-EN2)^2
A22= B1*WT*100+A2
EN22=(B1*(WT*100)^2*0.5+BS*TS*(WT*100+4+TS*0.5)+WD*TW*(WT*
    100+4+TS+WD*0.5)+WBW*TF*(WT*100+4+TS+WD+TF*0.5)+BP1*
    EP1*(WT*100+TS+WD+TF+EP1*0.5))/A22
I22= B1*(WT*100)^3/12+BS*TS^3/12+TW*WD^3/12+WBW*TF^3/12+
    BP1*EP1^3/12+2*B1*WT*100*(WT*50-EN22)^2+2*BS*TS*
    (WT*100+4+TS*0.5-EN22)^2+2*WD*TW*(WT*100+4+TS+WD*0.5-
    EN22)^2+2*WBW*TF*(WT*100+4+WD+TF*0.5-EN22)^2+2*BP1*
    EP1*(WT*100+4+TS+WD+TF+EP1*0.5-EN22)^2
ENDIF

IF BP2>0.00
    A3= A2+BP2*EP2
    EN3=(BS*TS^2*0.5+WD*TW*(TS+WD*0.5)+WBW*TF*(TS+WD+0.5*TF)+
        BP1*EP1*(TS+WD+TF+0.5*EP1)+BP2*EP2*(TS+WD+TF+EP1+
        EP2*0.5))/A3
    I3= BS*TS^3/12+TW*WD^3/12+WBW*TF^3/12+BP1*EP1^3/12+BP2*
        EP2^3/12+2*BS*TS*(TS*0.5-EN3)^2+2*WD*TW*(TS+WD*0.5-
        EN3)^2+2*WBW*TF*(TS+WD+TF*0.5-EN3)^2+2*BP1*EP1*(TS+
        WD+TF+EP1*0.5-EN3)^2+2*BP2*EP2*(TS+WD+TF+EP1+EP2*0.5-
        EN3)^2
    A33= A3+B1*WT*100
    EN33=(B1*(WT*100)^2/2+BS*TS*(WT*100+4+TS/2)+WD*TW*(WT*
        100+4+TS+WD/2)+WBW*TF*(WT*100+4+TS+WD+TF*0.5)+EP1*BP1*
        (WT*100+4+TS+TF+WD+EP1*0.5)+BP2*EP2*(WT*100+4+TS+WD+TF+
        EP1+BP2/2))/A33
    I33= B1*(WT*100)^3/12+BS*TS^3/12+TW*WD^3/12+WBW*TF^3/12+
        BP2*EP2^3/12+2*B1*WT*100*(WT*50-EN33)^2+2*BS*TS*(WT*
        100+4+TS/2-EN33)^2+2*WD*TW*(WT*100+4+TS+WD/2-EN33)^2+
        2*WBW*TF*(WT*100+4+TS+WD+TF/2-EN33)^2+2*BP2*EP2*(WT*
        100+4+TS+WD+TF+EP1+EP2/2-EN33)^2
ENDIF

*verificación por corte
FVA=1000*WVSR/(WD*TW)
FVR=WFY1/3
IF FVR<=FVA
    WAIT WINDOW 'ALMA FALLA POR CORTE UUU' TIMEOUT 1
ENDIF

*VERIFICACION DEL ALMA DE VIGA
IF TW<=0.79375
    WAIT WINDOW 'AUMENTAR ESPESOR DEL ALMA DE VIGAS' TIMEOUT 1
    IF WD/TW>=163
        WAIT WINDOW 'AUMENTAR DIMENSIONES ALMA DE VIGA'
        TIMEOUT 1
    ENDIF
ENDIF

*VERIFICACION DE ALAS
IF WBW/(2*TF)>12
    WAIT WINDOW 'AUMENTAR DIMENSIONES DE ALAS DE VIGAS'
    TIMEOUT 1
ENDIF

```

SEEK "Fc"  
WFC=VAL(VA LOR)  
ES=2.1\*10^6  
EC=15000\*SQRT(WFC)  
WN=ROUND(ES/EC,0)

S11C=I11/EN11  
S22C=I22/EN22  
S33C=I33/EN33  
S11S=I11/(EN11-WT\*100-4)  
S22S=I22/(EN22-WT\*100-4)  
S33S=I33/(EN33-WT\*100-4)  
S11I=I11/(WH\*100-EN11)  
S22I=I22/(WH\*100-EN22)  
S33I=I33/(WH\*100-EN33)

\*\*\*\*\*

S1S=I1/EN1  
S2S=I2/EN2  
S3S=I3/EN3  
S1I=I1/(WD+TF+TS-EN1)  
S2I=I2/(WD+TF+TS-EN2)  
S3I=I3/(WD+TF+TS-EN3)

MS=WMS1  
DO ACERO\_A  
EFC1=ESC  
EFB1=ESB  
EFT1=EST

MS=WMS2  
DO ACERO\_A  
EFC2=ESC  
EFB2=ESB  
EFT2=EST

MS=WMS3  
DO ACERO\_A  
EFC3=ESC  
EFB3=ESB  
EFT3=EST

MS=WMS4  
DO ACERO\_A  
EFC4=ESC  
EFB4=ESB  
EFT4=EST

MS=WMS5  
DO ACERO\_A  
EFC5=ESC  
EFB5=ESB  
EFT5=EST

\* Sistema Con Apuntalamiento de Vigas  
PROCEDURE ACERO\_A  
WFY1=2520  
SEEK "Fc"  
WFC=VAL(VA LOR)

```

ET=0.00
EFC=0.00
EFB=0.00

EFC=MS*10^5/(S11C*WN)
EFB=MS*10^5/S11S
ET=MS*10^5/S11I
IF ET<=0.55*Wfy1
  IF EFC<=0.4*WFC
    IF EFB<=0.55*Wfy1
      SEC=1
      ESC=EFC
      ESB=EFB
      EST=ET
      RETURN
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ELSE
WAIT WINDOW 'LA SECCION 1 NO SOPORTA LOS ESFUERZOS'
TIMEOUT 1
EFC=MS*10^5/(S22C*WN)
EFB=MS*10^5/S22S
ET=MS*10^5/S22I
IF ET<=0.55*Wfy1
  IF EFC<=0.4*WFC
    IF EFB<=0.55*Wfy1
      SEC=2
      ESC=EFC
      ESB=EFB
      EST=ET
      RETURN
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
WAIT WINDOW 'LA SECCION 2 NO SOPORTA LOS ESFUERZOS'
TIMEOUT 1
ELSE
EFC=MS*10^5/(S33C*WN)
EFB=MS*10^5/S33S
ET=MS*10^5/S33I
IF ET<=0.55*Wfy1
  IF EFC<=0.4*WFC
    IF EFB<=0.55*Wfy1
      SEC=3
      ESC=EFC
      ESB=EFB
      EST=ET
      RETURN
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
WAIT WINDOW 'AUMENTAR EL TAMAÑO DE VIGAS' TIMEOUT 1
ENDIF
ENDIF
RETURN

DO D_VIGAS
DO CONECTOR
DO ATIE

```

DO MOMENTOS\_L  
DO ACLOSA  
DO LOSA\_S  
DO KACPS

PROCEDURE D\_VIGAS

ND=ND1  
ML=ML1  
MD=MD1

DO ACERO\_B  
E1FC=ESFC  
E1BI=ESBI  
E1B1=ESB1  
E1TI=ESTI  
E1T1=EST1

ND=ND2  
ML=ML2  
MD=MD2  
DO ACERO\_B  
E2FC=ESFC  
E2BI=ESBI  
E2B1=ESB1  
E2TI=ESTI  
E2T1=EST1

ND=ND3  
ML=ML3  
MD=MD3  
DO ACERO\_B  
E3FC=ESFC  
E3BI=ESBI  
E3B1=ESB1  
E3TI=ESTI  
E3T1=EST1

ND=ND4  
ML=ML4  
MD=MD4  
DO ACERO\_B  
E4FC=ESFC  
E4BI=ESBI  
E4B1=ESB1  
E4TI=ESTI  
E4T1=EST1

ND=ND5  
ML=ML5  
MD=MD5  
DO ACERO\_B  
E5FC=ESFC  
E5BI=ESBI  
E5B1=ESB1  
E5TI=ESTI  
E5T1=EST1

```

* Sistema Sin Apuntalamiento de Vigas
PROCEDURE ACERO_B
WFY1=2520
SEEK "Fc"
WFC=VAL(VAOR)
SFC=0.00
SFBI=0.00
SFB=0.00
SFT1=0.00
SFT=0.00
ESFC=0.00
ESBI=0.00
ESB1=0.00
ESTI=0.00
EST1=0.00

SFC=ML*10^5/(S11C*WN)
SFBI=ND*10^5/S1S
SFB=MD*10^5/S1S+ML*10^5/S11S
SFTI=ND*10^5/S1I
SFT=MD*10^5/S1I+ML*10^5/S11I
IF SFBI<=0.55*WFY1
  IF SFB<=0.55*WFY1
    IF SFC<=0.4*WFC
      IF SFTI<=0.55*WFY1
        IF SFT<=0.55*WFY1
          SEC1=1
          ESFC=SFC
          ESBI=SFBI
          ESB1=SFB
          ESTI=SFTI
          EST1=SFT
          RETURN
        ENDIF
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
WAIT WINDOW 'LA SECCION 1 NO SOPORTA LOS ESFUERZOS'
TIMEOUT 1
ELSE
SFC=ML*10^5/(S22C*WN)
SFBI=ND*10^5/S2S
SFB=MD*10^5/S2S+ML*10^5/S22S
SFTI=ND*10^5/S2I
SFT=MD*10^5/S2I+ML*10^5/S22I
IF SFBI<=0.55*WFY1
  IF SFB<=0.55*WFY1
    IF SFC<=0.4*WFC
      IF SFTI<=0.55*WFY1
        IF SFT<=0.55*WFY1
          SEC1=2
          ESFC=SFC
          ESBI=SFBI
          ESB1=SFB
          ESTI=SFTI
          EST1=SET
          RETURN
        ENDIF
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

```

```

        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
WAIT WINDOW 'LA SECCION 2 NO SOPORTA LOS ESFUERZOS'
TIMEOUT 1
ELSE
    SFC=ML*10^5/(S33C*WN)
    SFBI=ND*10^5/S3S
    SFB=MD*10^5/S3S+ML*10^5/S33S
    SFTI=ND*10^5/S3I
    SFT=MD*10^5/S3I+ML*10^5/S33I
    IF SFBI<=0.55*WFY1
        IF SFB<=0.55*WFY1
            IF SFC<=0.4*WFC
                IF SFTI<=0.55*WFY1
                    IF SFT<=0.55*WFY1
                        SEC1=3
                        ESFC=SFC
                        ESBI=SFBI
                        ESB1=SFB
                        ESTI=SFTI
                        EST1=SET
                        RETURN
                    ENDIF
                ENDIF
            ENDIF
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
WAIT WINDOW 'AUMENTAR EL TAMAÑO DE VIGAS' TIMEOUT 1
ENDIF
ENDIF
ENDIF
RETURN

```

\*diseno de conectores

PROCEDURE CONECTOR

SEEK "Bi"

WBI=VAL(VA LOR)

SEEK "T"

WT=VAL(VA LOR)

SEEK "Hc"

HC=VAL(VA LOR)

SEEK "Dc"

DC=VAL(VA LOR)

SEEK "Nc"

NC=VAL(VA LOR)

IF HC/DC>=4

IF NC<=0.1

G=0.0895

ENDIF

ENDIF

IF NC<=0.5

G=0.0731

ENDIF

IF NC<=2

G=0.0541



```

ELSE
    G=0.0379
ENDIF

VH1=0.85*WFC*WT*WBI*500/10.145
VH2=A1*WFI1*0.5

IF VH1<VH2
    VHS=VH1
ELSE
    VHS=VH2
ENDIF
SU=0.4*(DC/100)*SQRT((WFC/10.145)*4740*SQRT(WFC/10.145))
N1=VHS/SU
Q=(WBI/WN)*(WT)*(EN1/100-WT/2)
ZR=G*(10*DC)^2
SR=WVR*9.80665*(1+II)*WCCE*Q/(I11/100000000)
P1=3*ZR/SR

VI=WV1
DO CONECTO
P2=ESP

VI=WV2
DO CONECTO
P3=ESP

VI=WV3
DO CONECTO
P4=ESP

VI=WV4
DO CONECTO
P5=ESP

VI=WV5
DO CONECTO
P6=ESP

PROCEDURE CONECTO
ESP=P1*WVR/VI
IF ESP<=0.60
    RETURN
ELSE
    ESP=0.60
ENDIF
RETURN

PROCEDURE ATIE
*diseno de atezadores
SEEK "Bs"
BS=VAL(VALOR)
SEEK "Tw"
TW=VAL(VALOR)
SEEK "d"
WD=VAL(VALOR)
BA=(BS-TW)/2

```

```

TA=BA*SQRT(252)/190
AST=1/5*BA*TA+12*TW^2
IST=TA*(BA)^3/12
R=SQRT(IST/AST)
KLR=0.75*WD/R
FA=(0.6*252-(252/316)^1.5*KLR)*10
IF FA>=0.55*2520
    PCOL=38.50*2520*AST/1000
ELSE
    PCOL=10*FA*AST/1000
ENDIF
IF PCOL<WVSR
    WAIT WINDOW 'LA RESISTENCIA DEL ATIEZADOR ES MENOR QUE LOS
    ESFUERZOS'
ENDIF

```

```

*verificacion por aplastamiento
ABRG=2*TA*(BA-0.60)
PBRG=ABRG*0.85*2520/1000
IF PBRG<WVSR
    WAIT WINDOW 'EL ATIEZADOR FALLA POR APLASTAMIENTO'
ENDIF

```

```

*diseno de atiezador intermedios
VSA=WVR*(1+II)*WCCE
DO ATIEZA
ESP=AESP

```

```

VSA=WV1*(1+II)*WCCE
DO ATIEZA
ESP1=AESP

```

```

VSA=WV2*(1+II)*WCCE
DO ATIEZA
ESP2=AESP

```

```

VSA=WV3*(1+II)*WCCE
DO ATIEZA
ESP3=AESP

```

```

VSA=WV4*(1+II)*WCCE
DO ATIEZA
ESP4=AESP

```

```

VSA=WV5*(1+II)*WCCE
DO ATIEZA
ESP5=AESP

```

```

PROCEDURE ATIEZA
AFV=VSA*1000/(WD*TW)*1/70
AESP=3.32*TW/SQRT(AFV)
IF AESP>1.83
    AESP=1.83
ENDIF

```

```

PROCEDURE MOMENTOS_L
*-----
USE SECCION INDEX SECCION

```

```

REINDEX
SEEK "T"
WT=VAL(VALOR)
SEEK "T1"
WT1=VAL(VALOR)
SEEK "L1"
WL1=VAL(VALOR)
SEEK "L2"
WL2=VAL(VALOR)
SEEK "Wb"
WWB=VAL(VALOR)
SEEK "Bs"
BS= VAL(VALOR)
SEEK "Fc"
WFC=VAL(VALOR)
SEEK "Fy"
WFY=VAL(VALOR)
SEEK "Svi"
WSVI=VAL(VALOR)
SEEK "Sc"
WSC=VALOR
DO CASE
CASE WSC="HS-20-44"
WPR=8
CASE WSC="HS-15-44"
WPR=6
CASE WSC="H20-44"
WPR=8
CASE WSC="H15-44"
WPR=6
CASE WSC="H10-44"
WPR=4
OTHERWISE
WAIT WINDOW 'NO EXISTE LA SOBRE CARGA MODIFICAR BASE'
TIMEOUT 2
RETURN
ENDCASE

LD1=2.4*(WT+WT1)+0.02
LD2=2.4*WT1+0.02
LDL=2.4*WT+0.10
LMD1=+LDL*(WSVI-BS/100)^2/10
LMD2=-LDL*(WSVI-BS/100)^2/10
LMSC1=+0.80*WPR*(WSVI-BS/100+0.61)/9.74
LMSC2=-0.90*WPR*(WSVI-BS/100+0.61)/9.74
*momentos cara-ext-viga
LM1=0.00
LM2=0.00
LM3=0.00
LM4=0.00
LMD3=0.00
LM1=0.50*LDL*(WL1-BS/200)^2
LM2=LD1*(WT+WT1)*(WL1-BS/200+(WT+WT1)*0.5)
LM3=LD2*(WL2-WT-WT1)*(WL1-BS/200+WT+WT1+0.5*(WL2-WT-WT1))
LM4=WWB*(WL1-BS/200+WL2)
LMD3=- (LM1+LM2+LM3+LM4)
*momentos en Sardinel
LM1=0.00

```

```

LM2=0.00
LM3=0.00
LMD4=0.00
LM1=LD1*(WT+WT1)^2*0.5
LM2=LD2*(WL2-WT-WT1)*(WT1+WT+0.5*(WL2-WT-WT1))
LM3=WWB*WL2
LMD4=- (LM1+LM2+LM3)
*momentos en la vereda
LM1=0.00
LM2=0.00
LMD5=0.00
LM1=LD2*(WL2-WT-WT1)^2*0.5
LM2=WWB*(WL2-WT-WT1)
LMD5=- (LM1+LM2)

* momentos por sobrecarga
* en la cara viga exterior
*-----
VE1=0.00
VE2=0.00
VE3=0.00
MEL1=0.00
MEL2=0.00
MEL3=0.00
VE1=(WL1-BS/200-0.3)*WPR/(0.8*(WL1-BS/200-0.3)+1.1)
VE2=0.75*WT1
VE3=0.4*WL2*(WL1-0.5*BS/100+0.5*WL2)
MEL1=- (VE1+VE2+VE3)
MEL2=- (0.75*WT1+0.2*WL2^2)
MEL3=-0.2*(WL2-WT-WT1)^2

* calculo de acero en losa
* metodo de rotura
*-----
WQU1=1.30
WQU2=5/3
LR1=WQU1*(LMD1+WQU2*LMSC1*1.3)
LR2=WQU1*(LMD2+WQU2*LMSC2*1.3)
LR3=WQU1*(LMD3+WQU2*MEL1*1.3)
LR4=WQU1*(LMD4+WQU2*MEL2*1.3)
LR5=WQU1*(LMD5+WQU2*MEL3*1.3)

CANCELA=0
MOL=ABS(LR1)
DO ACLOSA
LSS1=LS

IF CANCELA=0
  MOL=ABS(LR2)
  DO ACLOSA
  LSS2=LS
ENDIF

IF CANCELA=0
  MOL=ABS(LR3)
  DO ACLOSA
  LSS3=LS
ENDIF

```

```

IF CANCELA=0
  MOL=ABS(LR4)
  DO ACLOSA
  LSS4=LS
ENDIF

```

```

IF CANCELA=0
  MOL=ABS(LR5)
  DO ACLOSA
  LSS5=LS
ENDIF

```

\*diseno por rotura

```

PROCEDURE ACLOSA

```

```

  SEEK "Fc"

```

```

  WFC=VAL(VALOR)

```

```

  SEEK "Fy"

```

```

  WFY=VAL(VALOR)

```

```

  SEEK "T"

```

```

  WT=VAL(VALOR)

```

```

  CANCELA=0

```

```

  QMAX=0.00

```

```

  WRB=0.00

```

```

  LS=(15300*(WT-0.05)*WFY*WFC-SQRT((15300*(WT-0.05)*WFY*WFC)^2-
    612*(WFY)^2*WFC*MOL*100000))/(1.80*(WFY)^2)

```

```

  IF WFC>=280

```

```

    WB1=0.85

```

```

  ELSE

```

```

    WB1=0.85-0.05*(WFC-280)/70

```

```

  ENDIF

```

```

  WRB=0.85*WFC*WB1*6000/(WFY*(6000+WFY))

```

```

  QMAX=7500*(WT-0.05)*WRB

```

```

  IF LS>QMAX

```

```

    WAIT WINDOW 'AUMENTAR ESPESOR DE LOSA ROTURA' TIMEOUT 2

```

```

  ELSE

```

```

    QMI1=18*(WT-0.05)

```

```

    IF LS<QMI1

```

```

      LS=QMI1

```

```

    ENDIF

```

```

  ENDIF

```

```

  RETURN

```

```

PROCEDURE LOSA_S

```

```

  *procedimiento de calculo acero por servicio

```

```

  XS1=LMD1+LMSC1*1.3

```

```

  XS2=LMD2+LMSC2*1.3

```

```

  XS3=LMD3+MEL1*1.3

```

```

  XS4=LMD4+MEL2*1.3

```

```

  XS5=LMD5+MEL3*1.3

```

```

  CANCELA=0.00

```

```

  LR=ABS(XS1)

```

```

  DO KACPS

```

```

  SA1=SA

```

```
IF CANCELA=0
  LR=ABS(XS2)
  DO KACPS
  SA2=SA
ENDIF
```

```
IF CANCELA=0
  LR=ABS(XS3)
  DO KACPS
  SA3=SA
ENDIF
```

```
IF CANCELA=0
  LR=ABS(XS4)
  DO KACPS
  SA4=SA
ENDIF
```

```
IF CANCELA=0
  LR=ABS(XS5)
  DO KACPS
  SA5=SA
ENDIF
```

```
PROCEDURE KACPS
CANCELA=0.00
SEEK "Fc"
WFC=VAL(VALOR)
SEEK "Fy"
Wfy=VAL(VALOR)
SEEK "T"
WT=VAL(VALOR)
FC=0.00
WFS=0.00
SA=0.00
```

```
IF Wfy>=4200
  WFS=0.4*Wfy
ELSE
  WFS=0.5*Wfy
ENDIF
```

```
WCA=0.4*WFC
WES=2.1*106
WEC=15000*SQRT(WFC)
WN=ROUND(WES/WEC,0)
WR=WFS/WCA
WK=WN/(WR+WN)
WJ=1-WK/3
SA=LR*105/(WFS*WJ*100*(WT-0.05))
SAMI=18*(WT-0.05)
```

```
IF SA<SAMI
  SA=SAMI
  RETURN
ELSE
  IF WFC<=280
    WB1=0.85
```

```

ELSE
  WB1=0.85-0.05*(WFC-280)/70
ENDIF
  WBB=0.85*WFC/WFY*WB1*6000/(6000+WFY)
  SAMA=7500*WBB*(WT-0.05)
  IF SA>SAMA
    WAIT WINDOW 'LOSA ACERO POR SERVICIO MAYOR QUE EL
    MAXIMO' TIMEOUT 2
  ENDIF
ENDIF
RETURN

```

6.3.- DIAGRAMA DE FLUJO CODIFICADO EN LENGUAJE FOXPRO DEL ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO - PUENTE CONCRETO ARMADO

NOTA.- Antes de iniciar el programa se declara, y se iguala a cero (0), todas las variables que van a intervenir en el cálculo del Estribo de Concreto Armado del Puente Losa con Vigas de Concreto Armado.

```

*DISEÑO DE PLANCHAS DE NEÓPRENO
SEEK "h"
WH=VAL(VALOR)
SEEK "L"
WL=VAL(VALOR)
WCMAX=MAX(WCCE,WCCI)
WRO=0.1029*(WVDR/WNVG+WVR*WCMAX)/WBW
IF WRO<=5
  NR=1
ELSE
  WRO=0.1029*(WVDR/WNVG+WVR*WCMAX)*0.5/WBW
  IF WRO<=5
    NR=2
  ELSE
    WRO=0.1029*(WVDR/WNVG+WVR*WCMAX)/(WBW*3)
    IF WRO<=5
      NR=3
    ELSE
      WAIT WINDOW 'USAR OTRO METODO PARA CALCULO APOYO
LIBRE' TIMEOUT 2
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
USE CONCRETO
INDEX on codigo to CONCRETO
REINDEX
SEEK "Fc1"
WFC1=VAL(VALOR)
SEEK "At"
AT=VAL(VALOR)
SEEK "Dn"

```

```

DN=VAL(VALOR)
J=(WVDR/WNVG+WVR*WCMAX)*1000/(0.4*WFC1)
BN=J/(100*WBW)
AL=0.001*AT*WL*100
WR=(WVDR/WNVG+WVR*WCMAX)*1000/BN
IF NR=1
  IF BN<=WRO*2+2.5
    M=WR*0.5*(BN*0.5+AL)^2
  ELSE
    BN=WRO*2+2.5
    M=WR*0.5*(BN*0.5+AL)^2
  ENDIF
ENDIF
IF NR=2
  IF BN<=WRO*4+7.5
    M=WR/9*(BN-10)^2
  ELSE
    BN=WRO*4+7.5
    M=WR/9*(BN-10)^2
  ENDIF
ENDIF
IF NR=3
  IF BN<=WRO*6+10
    M=WR/18*(BN-10)^2
  ELSE
    BN=WRO*6+10
    M=WR/18*(BN-10)^2
  ENDIF
ENDIF
IF DN=40
  RD=1120
ELSE
  IF DN=50
    RD=1400
  ELSE
    IF DN=60
      RD=1680
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
TN=SQRT(M/(10*RD))

USE CONCRETO
INDEX ON CODIGO TO CONCRETO
SEEK "Nvi"
WNVI=VAL(VALOR)
SEEK "L2"
WL2=VAL(VALOR)
SEEK "W8"
PS=VAL(VALOR)
SEEK "RT1"
RT1=VAL(VALOR)
SEEK "RT2"
RT2=VAL(VALOR)
SEEK "Cr1"
CRL=VAL(VALOR)
SEEK "Crf"

```



```

CRF=VAL(VAŁOR)
SEEK "Cel"
CEEL=VAL(VAŁOR)
SEEK "Cef"
CEEf=VAL(VAŁOR)
SEEK "Cil"
CCIL=VAL(VAŁOR)
SEEK "Cif"
CCIF=VAL(VAŁOR)
SEEK "Hsc"
HSC=VAL(VAŁOR)
SEEK "Cf1"
CF1=VAL(VAŁOR)
SEEK "Cf2"
CF2=VAL(VAŁOR)
SEEK "C"
CAT=VAL(VAŁOR)
SEEK "Lb1"
LB1=VAL(VAŁOR)
SEEK "Lb2"
LB2=VAL(VAŁOR)
SEEK "Lb3"
LB3=VAL(VAŁOR)
SEEK "Lbi"
LBI=VAL(VAŁOR)
SEEK "Lbd"
LBD=VAL(VAŁOR)
SEEK "Lb"
LB=VAL(VAŁOR)
SEEK "Fb1"
FB1=VAL(VAŁOR)
SEEK "Fb2"
FB2=VAL(VAŁOR)
SEEK "Fb3"
FB3=VAL(VAŁOR)
SEEK "Fbi"
FBI=VAL(VAŁOR)
SEEK "Fbd"
FBD=VAL(VAŁOR)
SEEK "Fb"
FB=VAL(VAŁOR)
HZ=CEEL-CCIL
H1=WH+WRO*2/100
EH2=CRL-CEEL
EH3=CRL-CCIL
HZ1=CEEf-CCIF
HE2=CRF-CEEf
HE3=CRF-CCIF

```

```

*DISENO DE ESTRIBOS
USE CONCRETO
INDEX on codigo to CONCRETO
REINDEX

```

```

*SECCION A-A
CH1=0.5*PS*H1*(H1+2*HSC)*CAT/1000
CY1=1/3*H1*(H1+3*HSC)/(H1+2*HSC)
CMV1=CH1*CY1

```

```

*Seccion B-B
*estribo con puente y relleno sobrecargado
RR1=(WVDR+2*WVR*WNVI)/(WAP+2*WL2)
ROD1=RR1*0.10
CH2=0.5*PS*EH2*(EH2+2*HSC)*CAT/1000+ROD1
CY2=1/3*EH2*(EH2+3*HSC)/(EH2+2*HSC)
CMV2=CH2*CY2+ROD1*(EH2-H1)

*seccion c-c
*estribo sin puente y con relleno sobrecarga
P1=0.00
P2=0.00
P3=0.00
P4=0.00
CH3=0.5*PS*EH3*(EH3+2*HSC)*CAT/1000
CY3=1/3*EH3*(EH3+3*HSC)/(EH3+2*HSC)
P1=LB1*(H1+0.50)*2.4
P2=(LB3+LB2)*(EH2-H1)*1.2
P3=HZ*LB*2.4
P4=LBI*PS*EH2/1000
FVT1=P1+P2+P3+P4
CMR3=P1*(LBD+LB3+0.5*LB1)+P2*(LBD+LB3*0.5)+P3*LB*0.5+P4*(LBD+
LB3+LBI*0.5)
CMV3=CH3*CY3
CCV1=CMR3/CMV3
IF CCV1<2.00
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR VOLTEO EN C-C' TIMEOUT 1
ENDIF
CCD1=FVT1*CF1/CH3
IF CCD1<1.50
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN C-C'
    TIMEOUT 1
ENDIF
EX1=ABS(LB*0.5-(CMR3-CMV3)/FVT1)
IF EX1<=LB/6
    QU1=FVT1/(10*LB)*(1+6*EX1/LB)
    QU2=FVT1/(10*LB)*(1-6*EX1/LB)
ELSE
    IF EX1=LB/6
        QU1=2*FVT1/(10*LB)
    ELSE
        IF EX1>LB/6
            QU1=2*FVT1/(30*(LB*0.5-EX1))
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
QUS1=MAX(QU1,QU2)
IF QUS1>RT1
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR COMPRESION DEL SUELO
    SECCION C-C' TIMEOUT 2
ENDIF

*estribo con puente y relleno sobrecargado
RR1=(WVDR+2*WVR*WNVI)/(WAP+2*WL2)
ROD1=0.10*RR1
FVT2=FVT1+RR1
CH4=CH3+ROD1
CMR4=CMR3+RR1*(LBD+LB3*0.5)

```

```

CMV4=CMV3+ROD1*(EH3-H1)
CCV2=CMR4/CMV4
IF CCV2<2.00
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR VOLTEO EN C-C' TIMEOUT 1
ENDIF
CCD2=FVT2*CF1/CH4
IF CCD2<1.50
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN C-C'
    TIMEOUT 1
ENDIF
EX2=ABS(LB*0.5-(CMR4-CMV4)/FVT2)
IF EX2<=LB/6
    QU3=FVT2/(10*LB)*(1+6*EX2/LB)
    QU4=FVT2/(10*LB)*(1-6*EX2/LB)
ELSE
    IF EX2=LB/6
        QU3=2*FVT2/(10*LB)
    ELSE
        IF EX2>ABS(LB/6)
            QU3=2*FVT2/(30*(LB*0.5-EX2))
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
QUS2=MAX(QU3,QU4)
IF QUS2>RT1
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR COMPRESION EN EL SUELO
    SECCION C-C' TIMEOUT 1
ENDIF

HY=(EH2-H1)/2
IF HY<=1.20
    HY1=HY+H1
    CH5=0.5*PS*(HY+H1)*(HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
    CY4=1/3*(HY+H1)*(HY+H1+3*HSC)/(HY+H1+2*HSC)
    CMV5=FM5*CY4
ELSE
    HY=(EH2-H1)/3
    IF HY<=1.20
        HY1=HY+H1
        HY2=2*HY+H1
        CH5=0.5*PS*(HY+H1)*(HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
        CY4=1/3*(HY+H1)*(HY+H1+3*HSC)/(HY+H1+2*HSC)
        CMV5=CH5*CY4

        CH6=0.5*PS*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
        CY5=1/3*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+3*HSC)/(2*HY+H1+2*HSC)
        CMV6=CH6*CY5
    ELSE
        HY=(EH2-H1)/4
        IF HY<=1.20
            HY1=HY+H1
            HY2=2*HY+H1
            HY3=3*HY+H1
            CH5=0.5*PS*(HY+H1)*(HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
            CY4=1/3*(HY+H1)*(HY+H1+3*HSC)/(HY+H1+2*HSC)
            CMV5=CH5*CY4
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF

```

```

CH6=0.5*PS*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
CY5=1/3*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+3*HSC)/(2*HY+H1+2*HSC)
CMV6=CH6*CY5
CH7=0.5*PS*(3*HY+H1)*(3*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
CY6=1/3*(3*HY+H1)*(3*HY+H1+3*HSC)/(3*HY+H1+2*HSC)
CMV7=CH7*CY6

```

```
ELSE
```

```
  HY=(EH2-H1)/5
```

```
  IF HY<=1.20
```

```
    HY1=HY+H1
```

```
    HY2=2*HY+H1
```

```
    HY3=3*HY+H1
```

```
    HY4=4*HY+H1
```

```
    CH5=0.5*PS*(HY+H1)*(HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
```

```
    CY4=1/3*(HY+H1)*(HY+H1+3*HSC)/(HY+H1+2*HSC)
```

```
    CMV5=CH5*CY4
```

```
    CH6=0.5*PS*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
```

```
    CY5=1/3*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+3*HSC)/(2*HY+H1+2*HSC)
```

```
    CMV6=CH6*CY5
```

```
    CH7= 0.5*PS*(3*HY+H1)*(3*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
```

```
    CY6=1/3*(3*HY+H1)*(3*HY+H1+3*HSC)/(3*HY+H1+2*HSC)
```

```
    CMV7=CH7*CY6
```

```
    CH8=0.5*PS*(4*HY+H1)*(4*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
```

```
    CY7=1/3*(4*HY+H1)*(4*HY+H1+3*HSC)/(4*HY+H1+2*HSC)
```

```
    CMV8=CH8*CY7
```

```
  ENDIF
```

```
ENDIF
```

```
ENDIF
```

```
ENDIF
```

```
ESP1=HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2
```

```
ESP2=2*HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2
```

```
ESP3=3*HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2
```

```
ESP4=4*HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2
```

```
IF CMV1>0.00
```

```
  EMS=CMV1*1000
```

```
  ESP=LB1
```

```
  DO SERV_AS
```

```
  ASE1=SA
```

```
ENDIF
```

```
IF CMV2>0.00
```

```
  EMS=CMV2*1000
```

```
  ESP=LB3
```

```
  DO SERV_AS
```

```
  ASE2=SA
```

```
ENDIF
```

```
IF CMV5>0.00
```

```
  EMS=CMV5*1000
```

```
  ESP=ESP1
```

```
DO SERV_AS
ASE3=SA
ENDIF
```

```
IF CMV6>0.00
EMS=CMV6*1000
ESP=ESP2
DO SERV_AS
ASE4=SA
ENDIF
```

```
IF CMV7>0.00
EMS=CMV7*1000
ESP=ESP3
DO SERV_AS
ASE5=SA
ENDIF
```

```
IF CMV8>0.00
EMS=CMV8*1000
ESP=ESP4
DO SERV_AS
ASE6=SA
ENDIF
```

```
SFC=0.53*SQRT(WFC1)
SF1=CH1/(10*LB1)
IF SFC>=SF1
SF2=CH2/(10*LB3)
IF SFC>=SF2
SF5=CH5/(10*(HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2))
IF SFC>=SF5
SF6=CH6/(10*(HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2))
IF SFC>=SF6
SF7=CH7/(10*(HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2))
IF SFC>=SF7
SF8=CH8/(10*(HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2))
IF SFC>=SF8
WAIT WINDOW 'EST_LIBRE SOPORTA LOS
ESFUERZOS CORTANTES' TIMEOUT 1
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
```

```
*ESTRIBO FIJO DE CONCRETO ARMADO
USE CONCRETO
INDEX on codigo to CONCRETO
REINDEX
```

```
*SECCION A-A
FH1=0.5*PS*WH*(WH+2*HSC)*CAT/1000
FY1=1/3*WH*(WH+3*HSC)/(WH+2*HSC)
MV1=FH1*FY1
```

```

*Seccion B-B
*estribo con puente y relleno sobrecargado
RR1=(WVDR+2*WVR*WNVI)/(WAP+2*WL2)
ROD1=RR1*0.10
FH2=0.5*PS*HE2*(HE2+2*HSC)*CAT/1000+ROD1
FY2=1/3*HE2*(HE2+3*HSC)/(HE2+2*HSC)
MV2=FH2*FY2+ROD1*(HE2-WH)

*seccion c-c
*estribo sin puente y con relleno sobrecarga
P1=0.00
P2=0.00
P3=0.00
FH3=0.5*PS*HE3*(HE3+2*HSC)*CAT/1000
FY3=1/3*HE3*(HE3+3*HSC)/(HE3+2*HSC)
P1=FB1*(WH+0.50)*2.4
P2=(FB3+FB2)*(HE2-WH)*1.2
P3=HZ1*FB*2.4
P4=FBI*PS*HE2/1000
FV1=P1+P2+P3+P4
MR3=P1*(FBD+FB3+0.5*FB1)+P2*(FBD+FB3*0.5)+P3*FB*0.5+P4*(FBD+F
B3+FBI*0.5)
MV3=FH3*FY3
CV1=MR3/MV3
IF CV1<2.00
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR VOLTEO EN C-C' TIMEOUT 1
ENDIF
CD1=FV1*CF2/FH3
IF CD1<1.50
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN C-C'
    TIMEOUT 1
ENDIF
EXC1=ABS(FB*0.5-(MR3-MV3)/FV1)
IF EXC1<=FB/6
    QS1=FV1/(10*FB)*(1+6*EXC1/FB)
    QS2=FV1/(10*FB)*(1-6*EXC1/FB)
ELSE
    IF EXC1=FB/6
        QS1=2*FV1/(10*FB)
    ELSE
        IF EXC1>FB/6
            QS1=2*FV1/(30*(FB*0.5-EXC1))
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
QSS1=MAX(QS1,QS2)
IF QSS1>RT2
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR COMPRESION DEL SUELO
    SECCION C-C' TIMEOUT 2
ENDIF

*estribo con puente y relleno sobrecargado
RR1=(WVDR+2*WVR*WNVI)/(WAP+2*WL2)
ROD1=0.10*RR1
EQ=0.1*RR1
FV2=FV1+RR1
FH4=FH3+ROD1
MR4=MR3+RR1*(FBD+FB3*0.5)

```

```

MV4=MV3+(ROD1+EQ)*(HE3-WH)
CV2=MR4/MV4
IF CV2<2.00
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR VOLTEO EN C-C' TIMEOUT 1
ENDIF
CD2=FV2*CF1/FH4
IF CD2<1.50
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN C-C'
    TIMEOUT 1
ENDIF
EXC2=ABS(FB*0.5-(MR4-MV4)/FV2)
IF EXC2<=FB/6
    QS3=FV2/(10*FB)*(1+6*EXC2/FB)
    QS4=FV2/(10*FB)*(1-6*EXC2/FB)
ELSE
    IF EXC2=FB/6
        QS3=2*FV2/(10*FB)
    ELSE
        IF EXC2>FB/6
            QS3=2*FV2/(30*(FB*0.5-EXC2))
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
QSS2=MAX(QS3,QS4)
IF QSS2>RT2
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR COMPRISION EN EL SUELO
    SECCION C-C' TIMEOUT 1
ENDIF

EY=(HE2-WH)/2
IF EY<=1.20
    EY1=EY+WH
    FH5=0.5*PS*(EY+WH)*(EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
    FY4=1/3*(EY+WH)*(EY+WH+3*HSC)/(EY+WH+2*HSC)
    MV5=FH5*FY4+EQ*EY
ELSE
    EY=(HE2-WH)/3
    IF EY<=1.20
        EY1=EY+WH
        EY2=EY*2+WH
        FH5=0.5*PS*(EY+WH)*(EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
        FY4=1/3*(EY+WH)*(EY+WH+3*HSC)/(EY+WH+2*HSC)
        MV5=FH5*FY4+EQ*EY

        FH6=0.5*PS*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
        FY5=1/3*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+3*HSC)/(2*EY+WH+2*HSC)
        MV6=FH6*FY5+EQ*2*EY
    ELSE
        EY=(HE2-WH)/4
        IF EY<=1.20
            EY1=EY+WH
            EY2=EY*2+WH
            EY3=3*EY+WH
            FH5=0.5*PS*(EY+WH)*(EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
            FY4=1/3*(EY+WH)*(EY+WH+3*HSC)/(EY+WH+2*HSC)
            MV5=FH5*FY4+EQ*EY

            FH6=0.5*PS*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+2*HSC)*CAT/1000

```

```

FY5=1/3*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+3*HSC)/(2*EY+WH+2*HSC)
MV6=FM6*FY5+EQ*2*EY

FH7=0.5*PS*(3*EY+WH)*(3*EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
FY6=1/3*(3*EY+WH)*(3*EY+WH+3*HSC)/(3*EY+WH+2*HSC)
MV7=FM7*FY6+EQ*3*EY

ELSE
  EY=(HE2-WH)/5
  IF EY<=1.20
    EY1=EY+WH
    EY2=EY*2+WH
    EY3=3*EY+WH
    EY4=4*EY+WH
    FH5=0.5*PS*(EY+WH)*(EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
    FY4=1/3*(EY+WH)*(EY+WH+3*HSC)/(EY+WH+2*HSC)
    MV5=FM5*FY4+EQ*EY

    FH6=0.5*PS*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
    FY5=1/3*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+3*HSC)/(2*EY+WH+2*
      HSC)
    MV6=FM6*FY5+EQ*2*EY
    FH7=0.5*PS*(3*EY+WH)*(3*EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
    FY6=1/3*(3*EY+WH)*(3*EY+WH+3*HSC)/(3*EY+WH+2*
      HSC)
    MV7=FM7*FY6+EQ*3*EY

    FH8=0.5*PS*(4*EY+WH)*(4*EY+WH+2*HSC)*CAT/
      1000
    FY7=1/3*(4*EY+WH)*(4*EY+WH+3*HSC)/(4*EY+WH+2*
      HSC)
    MV8=FM8*FY7+EQ*4*EY
  ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF

TS1=EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2
TS2=2*EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2
TS3=3*EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2
TS4=4*EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2
IF MV1>0.00
  EMS=MV1*1000
  ESP=FB1
  DO SERV_AS
  AS1=SA
ENDIF

IF MV2>0.00
  EMS=MV2*1000
  ESP=FB3
  DO SERV_AS
  AS2=SA
ENDIF

IF MV5>0.00
  EMS=MV5*1000
  ESP=TS1

```



```
DO SERV_AS
AS3=SA
ENDIF
```

```
IF MV6>0.00
EMS=MV6*1000
ESP=TS2
DO SERV_AS
AS4=SA
ENDIF
```

```
IF MV7>0.00
EMS=MV7*1000
ESP=TS3
DO SERV_AS
AS5=SA
ENDIF
```

```
IF MV8>0.00
EMS=MV8*1000
ESP=TS4
DO SERV_AS
AS6=SA
ENDIF
```

```
FFC=0.53*SQRT(WFC1)
FF1=FH1/(10*FB1)
IF FFC>=FF1
FF2=FH2/(10*FB3)
IF FFC>=FF2
FF5=FH5/(10*(EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2))
IF FFC>=FF5
FF6=FH6/(10*(EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2))
IF FFC>=FF6
FF7=FH7/(10*(EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2))
IF FFC>=FF7
FF8=FH8/(10*(EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2))
IF FFC>=FF8
WAIT WINDOW 'EST_LIBRE SOPORTA LOS
ESFUERZOS CORTANTES' TIMEOUT 1
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
```

```
PROCEDURE SERV_AS
SEEK "fy"
WFY=VAL(VALOR)
SEEK "Fc1"
WFC1=VAL(VALOR)
WC1=0.4*WFC1
IF WFY>=4200
WFS=0.4*WFY
ELSE
WFS=0.5*WFY
ENDIF
```

```

WES=2.1*10^6
WEC=15000*SQRT(WFC1)
WN=ROUND(WES/WEC,0)
WR=WFS/WC1
WK=WN/(WR+WN)
WJ=1-WK/3
SA=EMS*10^2/(WFS*WJ*100*(ESP-0.05))
SAMI=18*(ESP-0.05)
IF SA<SAMI
  SA=SAMI
  RETURN
ELSE
  IF WFC1<=280
    WB1=0.85
  ELSE
    WB1=0.85-0.05*(WFC1-280)/70
  ENDIF
  WBB=0.85*WFC1/WFY*WB1*6000/(6000+WFY)
  SAMA=7500*WBB*(ESP-0.05)
  IF SA>SAMA
    WAIT WINDOW 'LOSA ACERO POR SERVICIO MAYOR QUE EL
    MAXIMO' TIMEOUT 1
  ENDIF
ENDIF
RETURN

```

6.4.- DIAGRAMA DE FLUJO CODIFICADO EN LENGUAJE FOXPRO DEL ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO DEL PUENTE SECCION COMPUESTA

NOTA .- Antes de iniciar el programa se declara, y se iguala a cero (0), todas las variables que van a intervenir en el Cálculo del Estribo de Concreto Armado de Puente Sección Compuesta.

```

*DISEÑO DE PLANCHAS DE NEUPRENO
WCMAX=MAX(WCCE,WCCI)
WRO=10.29*(WVDR/WNVG+WVR*WCMAX)/WBW
IF WRO<=5
  NR=1
ELSE
  WRO=10.29*(WVDR/WNVG+WVR*WCMAX)*0.5/WBW
  IF WRO<=5
    NR=2
  ELSE
    WRO=10.29*(WVDR/WNVG+WVR*WCMAX)/(WBW*3)
    IF WRO<=5
      NR=3
    ELSE
      WAIT WINDOW 'USAR OTRO METODO PARA CALCULO
      APOYO LIBRE' TIMEOUT 2
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF

```

```

ENDIF
USE SECCION
INDEX on codigo to SECCION
REINDEX
SEEK "L"
WL=VAL(VA LOR)
SEEK "Fc1"
WFC1=VAL(VA LOR)
SEEK "At"
AT=VAL(VA LOR)
SEEK "Dn"
DN=VAL(VA LOR)
J=(WVDR/WNVG+WVR*WCMA X)*1000/(0.4*WFC1)
BN=J/WBW
AL=0.001*AT*WL*100
WR=(WVDR/WNVG+WVR*WCMA X)*1000/BN
IF NR=1
  IF BN<=WRO*2+2.5
    M=WR*0.5*(BN*0.5+AL)^2
  ELSE
    BN=WRO*2+2.5
    M=WR*0.5*(BN*0.5+AL)^2
  ENDIF
ENDIF
IF NR=2
  IF BN<=WRO*4+7.5
    M=WR/9*(BN-10)^2
  ELSE
    BN=WRO*4+7.5
    M=WR/9*(BN-10)^2
  ENDIF
ENDIF
IF NR=3
  IF BN<=WRO*6+10
    M=WR/18*(BN-10)^2
  ELSE
    BN=WRO*6+10
    M=WR/18*(BN-10)^2
  ENDIF
ENDIF
IF DN=40
  RD=1120
ELSE
  IF DN=50
    RD=1400
  ELSE
    IF DN=60
      RD=1680
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
TN=SQRT(M/(10*RD))

USE SECCION
INDEX ON CODIGO TO SECCION
SEEK "Nvi"
WNVI=VAL(VA LOR)
SEEK "L2"

```

```

WL2=VAL(VALOR)
SEEK "Ws"
PS=VAL(VALOR)
SEEK "RT1"
RT1=VAL(VALOR)
SEEK "RT2"
RT2=VAL(VALOR)
SEEK "Cr1"
CRL=VAL(VALOR)
SEEK "Crf"
CRF=VAL(VALOR)
SEEK "Cel"
CEEL=VAL(VALOR)
SEEK "Cef"
CEEf=VAL(VALOR)
SEEK "Ci1"
CCIL=VAL(VALOR)
SEEK "Cif"
CCIF=VAL(VALOR)
SEEK "Hsc"
HSC=VAL(VALOR)
SEEK "Cf1"
CF1=VAL(VALOR)
SEEK "Cf2"
CF2=VAL(VALOR)
SEEK "C"
CAT=VAL(VALOR)
SEEK "Lb1"
LB1=VAL(VALOR)
SEEK "Lb2"
LB2=VAL(VALOR)
SEEK "Lb3"
LB3=VAL(VALOR)
SEEK "Lbi"
LBI=VAL(VALOR)
SEEK "Lbd"
LBD=VAL(VALOR)
SEEK "Lb"
LB=VAL(VALOR)
SEEK "Fb1"
FB1=VAL(VALOR)
SEEK "Fb2"
FB2=VAL(VALOR)
SEEK "Fb3"
FB3=VAL(VALOR)
SEEK "Fbi"
FBI=VAL(VALOR)
SEEK "Fbd"
FBD=VAL(VALOR)
SEEK "Fb"
FB=VAL(VALOR)
HZ=CEEL-CCIL
H1=WH+WRO*2/100
EH2=CRL-CEEL
EH3=CRL-CCIL
HZ1=CEEf-CCIF
HE2=CRF-CEEf
HE3=CRF-CCIF

```

```

*DISENO DEL ESTRIBO LIBRE
*SECCION A-A
CH1=0.5*PS*H1*(H1+2*HSC)*CAT/1000
CY1=1/3*H1*(H1+3*HSC)/(H1+2*HSC)
CMV1=CH1*CY1

*Seccion B-B
*estribo con puente y relleno sobrecargado
RR1=(WVDR+2*WVR*WNVI)/(WAP+2*WL2)
ROD1=RR1*0.10
CH2=0.5*PS*EH2*(EH2+2*HSC)*CAT/1000+ROD1
CY2=1/3*EH2*(EH2+3*HSC)/(EH2+2*HSC)
CMV2=CH2*CY2+ROD1*(EH2-H1)

*seccion c-c
*estribo sin puente y con relleno sobrecarga
P1=0.00
P2=0.00
P3=0.00
P4=0.00
CH3=0.5*PS*EH3*(EH3+2*HSC)*CAT/1000
CY3=1/3*EH3*(EH3+3*HSC)/(EH3+2*HSC)
P1=LB1*(H1+0.50)*2.4
P2=(LB3+LB2)*(EH2-H1)*1.2
P3=HZ*LB*2.4
P4=LBI*PS*EH2/1000
FVT1=P1+P2+P3+P4
CMR3=P1*(LBD+LB3+0.5*LB1)+P2*(LBD+LB3*0.5)+P3*LB*0.5+P4*
(LBD+LB3+LBI*0.5)
CMV3=CH3*CY3
CCV1=CMR3/CMV3
IF CCV1<2.00
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR VOLTEO EN C-C'
    TIMEOUT 1
ENDIF
CCD1=FVT1*CF1/CH3
IF CCD1<1.50
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN
C-C' TIMEOUT 1
ENDIF
EX1=ABS(LB*0.5-(CMR3-CMV3)/FVT1)
IF EX1<=LB/6
    QU1=FVT1/(10*LB)*(1+6*EX1/LB)
    QU2=FVT1/(10*LB)*(1-6*EX1/LB)
ELSE
    IF EX1=LB/6
        QU1=2*FVT1/(10*LB)
    ELSE
        IF EX1>LB/6
            QU1=2*FVT1/(30*(LB*0.5-EX1))
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
QUS1=MAX(QU1,QU2)
IF QUS1>RT1
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR COMPRISION DEL SUELO
SECCION C-C' TIMEOUT 2
ENDIF

```

```

*estribo con puente y relleno sobrecargado
RR1=(WVDR+2*WVR*WNVI)/(WAP+2*WL2)
ROD1=0.10*RR1
FVT2=FVT1+RR1
CH4=CH3+ROD1
CMR4=CMR3+RR1*(LBD+LB3*0.5)
CMV4=CMV3+ROD1*(EH3-H1)
CCV2=CMR4/CMV4
IF CCV2<2.00
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR VOLTEO EN C-C'
    TIMEOUT 1
ENDIF
CCD2=FVT2*CF1/CH4
IF CCD2<1.50
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN
    C-C' TIMEOUT 1
ENDIF
EX2=ABS(LB*0.5-(CMR4-CMV4)/FVT2)
IF EX2<=LB/6
    QU3=FVT2/(10*LB)*(1+6*EX2/LB)
    QU4=FVT2/(10*LB)*(1-6*EX2/LB)
ELSE
    IF EX2=LB/6
        QU3=2*FVT2/(10*LB)
    ELSE
        IF EX2>ABS(LB/6)
            QU3=2*FVT2/(30*(LB*0.5-EX2))
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
QUS2=MAX(QU3,QU4)
IF QUS2>RT1
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR COMPRISION EN EL
    SUELO SECCION C-C' TIMEOUT 1
ENDIF

HY=(EH2-H1)/2
IF HY<=1.50
    HY1=HY+H1
    CH5=0.5*PS*(HY+H1)*(HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
    CY4=1/3*(HY+H1)*(HY+H1+3*HSC)/(HY+H1+2*HSC)
    CMV5=CH5*CY4
ELSE
    HY=(EH2-H1)/3
    IF HY<=1.50
        HY1=HY+H1
        HY2=2*HY+H1
        CH5=0.5*PS*(HY+H1)*(HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
        CY4=1/3*(HY+H1)*(HY+H1+3*HSC)/(HY+H1+2*HSC)
        CMV5=CH5*CY4

        CH6=0.5*PS*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
        CY5=1/3*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+3*HSC)/(2*HY+H1+2*HSC)
        CMV6=CH6*CY5
    ELSE
        HY=(EH2-H1)/4
        IF HY<=1.50
            HY1=HY+H1

```

```

HY2=2*HY+H1
HY3=3*HY+H1
CH5=0.5*PS*(HY+H1)*(HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
CY4=1/3*(HY+H1)*(HY+H1+3*HSC)/(HY+H1+2*HSC)
CMV5=CH5*CY4

CH6=0.5*PS*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
CY5=1/3*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+3*HSC)/(2*HY+H1+2*
HSC)
CMV6=CH6*CY5

CH7=0.5*PS*(3*HY+H1)*(3*HY+H1+2*HSC)*CAT/1000
CY6=1/3*(3*HY+H1)*(3*HY+H1+3*HSC)/(3*HY+H1+2*
HSC)
CMV7=CH7*CY6

```

```
ELSE
```

```

HY=(EH2-H1)/5
IF HY<=1.50
HY1=HY+H1
HY2=2*HY+H1
HY3=3*HY+H1
HY4=4*HY+H1
CH5=0.5*PS*(HY+H1)*(HY+H1+2*HSC)*CAT/
1000
CY4=1/3*(HY+H1)*(HY+H1+3*HSC)/(HY+H1+2*
HSC)
CMV5=CH5*CY4

CH6=0.5*PS*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+2*HSC)*
CAT/1000
CY5=1/3*(2*HY+H1)*(2*HY+H1+3*HSC)/(2*HY+
H1+2*HSC)
CMV6=CH6*CY5

CH7=0.5*PS*(3*HY+H1)*(3*HY+H1+2*HSC)*
CAT/1000
CY6=1/3*(3*HY+H1)*(3*HY+H1+3*HSC)/(3*HY+
H1+2*HSC)
CMV7=CH7*CY6

CH8=0.5*PS*(4*HY+H1)*(4*HY+H1+2*HSC)*
CAT/1000

CY7=1/3*(4*HY+H1)*(4*HY+H1+3*HSC)/(4*HY+
H1+2*HSC)
CMV8=CH8*CY7

```

```
ENDIF
```

```
ENDIF
```

```
ENDIF
```

```
ENDIF
```

```

ESP1=HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2
ESP2=2*HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2
ESP3=3*HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2
ESP4=4*HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2

```

```

IF CMV1>0.00
  EMS=CMV1*1000
  ESP=LB1
  DO SERV_AS
  ASE1=SA
ENDIF

```

```

IF CMV2>0.00
  EMS=CMV2*1000
  ESP=LB3
  DO SERV_AS
  ASE2=SA
ENDIF

```

```

IF CMV5>0.00
  EMS=CMV5*1000
  ESP=ESP1
  DO SERV_AS
  ASE3=SA
ENDIF

```

```

IF CMV6>0.00
  EMS=CMV6*1000
  ESP=ESP2
  DO SERV_AS
  ASE4=SA
ENDIF

```

```

IF CMV7>0.00
  EMS=CMV7*1000
  ESP=ESP3
  DO SERV_AS
  ASE5=SA
ENDIF

```

```

IF CMV8>0.00
  EMS=CMV8*1000
  ESP=ESP4
  DO SERV_AS
  ASE6=SA
ENDIF

```

```

SFC=0.53*SQRT(WFC1)

```

```

SF1=CH1/(10*LB1)

```

```

IF SFC>=SF1

```

```

  SF2=CH2/(10*LB3)

```

```

  IF SFC>=SF2

```

```

    SF5=CH5/(10*(HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2))

```

```

    IF SFC>=SF5

```

```

      SF6=CH6/(10*(HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2))

```

```

      IF SFC>=SF6

```

```

        SF7=CH7/(10*(HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2))

```

```

        IF SFC>=SF7

```

```

          SF8=CH8/(10*(HY*(LB3-LB2)/(EH2-H1)+LB2))

```

```

          IF SFC>=SF8

```

```

            WAIT WINDOW 'EST_LIBRE SOPORTA LOS

```

```

              ESFUERZOS CORTANTES' TIMEOUT 1

```

```

          ENDIF

```



```

                ENDIF
            ENDIF
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF

```

```

*ESTRIBO FIJO DE CONCRETO ARMADO
*SECCION A-A
FH1=0.5*PS*WH*(WH+2*HSC)*CAT/1000
FY1=1/3*WH*(WH+3*HSC)/(WH+2*HSC)
MV1=FH1*FY1

```

```

*Seccion B-B
*estribo con puente y relleno sobrecargado
RR1=(WVDR+2*WVR*WNVI)/(WAP+2*WL2)
ROD1=RR1*0.10
FH2=0.5*PS*HE2*(HE2+2*HSC)*CAT/1000+ROD1
FY2=1/3*HE2*(HE2+3*HSC)/(HE2+2*HSC)
MV2=FH2*FY2+ROD1*(HE2-WH)

```

```

*seccion c-c
*estribo sin puente y con relleno sobrecarga
P1=0.00
P2=0.00
P3=0.00
FH3=0.5*PS*HE3*(HE3+2*HSC)*CAT/1000
FY3=1/3*HE3*(HE3+3*HSC)/(HE3+2*HSC)
P1=FB1*(WH+0.50)*2.4
P2=(FB3+FB2)*(HE2-WH)*1.2
P3=HZ1*FB*2.4
P4=FBI*PS*HE2/1000
FV1=P1+P2+P3+P4
MR3=P1*(FBD+FB3+0.5*FB1)+P2*(FBD+FB3*0.5)+P3*FB*0.5+P4*
      (FBD+FB3+FBI*0.5)
MV3=FH3*FY3
CV1=MR3/MV3
IF CV1<2.00
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR VOLTEO EN C-C'
    TIMEOUT 1
ENDIF
CD1=FV1*CF2/FH3
IF CD1<1.50
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN
    C-C' TIMEOUT 1
ENDIF
EXC1=ABS(FB*0.5-(MR3-MV3)/FV1)
IF EXC1<=FB/6
    QS1=FV1/(10*FB)*(1+6*EXC1/FB)
    QS2=FV1/(10*FB)*(1-6*EXC1/FB)
ELSE
    IF EXC1=FB/6
        QS1=2*FV1/(10*FB)
    ELSE
        IF EXC1>FB/6
            QS1=2*FV1/(30*(FB*0.5-EXC1))
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF

```

```

QSS1=MAX(QS1, QS2)
IF QSS1>RT2
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR COMPRSION DEL SUELO
    SECCION C-C' TIMEOUT 2
ENDIF
*estribo con puente y relleno sobrecargado

RR1=(WVDR+2*WVR*WNVI)/(WAP+2*WL2)
ROD1=0.10*RR1
EQ=0.1*RR1
FV2=FV1+RR1
FH4=FH3+ROD1
MR4=MR3+RR1*(FBD+FB3*0.5)
MV4=MV3+(ROD1+EQ)*(HE3-WH)
CV2=MR4/MV4
IF CV2<2.00
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR VOLTEO EN C-C'
    TIMEOUT 1
ENDIF
CD2=FV2*CF1/FH4
IF CD2<1.50
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN
    C-C' TIMEOUT 1
ENDIF
EXC2=ABS(FB*0.5-(MR4-MV4)/FV2)
IF EXC2<=FB/6
    QS3=FV2/(10*FB)*(1+6*EXC2/FB)
    QS4=FV2/(10*FB)*(1-6*EXC2/FB)
ELSE
    IF EXC2=FB/6
        QS3=2*FV2/(10*FB)
    ELSE
        IF EXC2>FB/6
            QS3=2*FV2/(30*(FB*0.5-EXC2))
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
QSS2=MAX(QS3, QS4)
IF QSS2>RT2
    WAIT WINDOW 'EST-LIBRE FALLA POR COMPRSION EN EL
    SUELO SECCION C-C' TIMEOUT 1
ENDIF

EY=(HE2-WH)/2
IF EY<=1.20
    EY1=EY+WH
    FH5=0.5*PS*(EY+WH)*(EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
    FY4=1/3*(EY+WH)*(EY+WH+3*HSC)/(EY+WH+2*HSC)
    MV5=FH5*FY4+EQ*EY
ELSE
    EY=(HE2-WH)/3
    IF EY<=1.20
        EY1=EY+WH
        EY2=EY*2+WH
        FH5=0.5*PS*(EY+WH)*(EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
        FY4=1/3*(EY+WH)*(EY+WH+3*HSC)/(EY+WH+2*HSC)
        MV5=FH5*FY4+EQ*EY
    
```

```

FH6=0.5*PS*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
FY5=1/3*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+3*HSC)/(2*EY+WH+2*HSC)
MV6=FH6*FY5+EQ*2*EY
ELSE
  EY=(HE2-WH)/4
  IF EY<=1.20
    EY1=EY+WH
    EY2=EY*2+WH
    EY3=3*EY+WH
    FH5=0.5*PS*(EY+WH)*(EY+WH+2*HSC)*CAT/1000
    FY4=1/3*(EY+WH)*(EY+WH+3*HSC)/(EY+WH+2*HSC)
    MV5=FH5*FY4+EQ*EY

    FH6=0.5*PS*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+2*HSC)*
      CAT/1000
    FY5=1/3*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+3*HSC)/(2*EY+
      WH+2*HSC)
    MV6=FH6*FY5+EQ*2*EY
    FH7=0.5*PS*(3*EY+WH)*(3*EY+WH+2*HSC)*
      CAT/1000
    FY6=1/3*(3*EY+WH)*(3*EY+WH+3*HSC)/(3*EY+WH+
      2*HSC)
    MV7=FH7*FY6+EQ*3*EY
  ELSE
    EY=(HE2-WH)/5
    IF EY<=1.20
      EY1=EY+WH
      EY2=EY*2+WH
      EY3=3*EY+WH
      EY4=4*EY+WH
      FH5=0.5*PS*(EY+WH)*(EY+WH+2*HSC)*
        CAT/1000
      FY4=1/3*(EY+WH)*(EY+WH+3*HSC)/(EY+WH+
        2*HSC)
      MV5=FH5*FY4+EQ*EY
      FH6=0.5*PS*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+2*HSC)*
        CAT/1000
      FY5=1/3*(2*EY+WH)*(2*EY+WH+3*HSC)/(2*EY+
        WH+2*HSC)
      MV6=FH6*FY5+EQ*2*EY

      FH7=0.5*PS*(3*EY+WH)*(3*EY+WH+2*HSC)*
        CAT/1000
      FY6=1/3*(3*EY+WH)*(3*EY+WH+3*HSC)/(3*EY+
        WH+2*HSC)
      MV7=FH7*FY6+EQ*3*EY
      FH8=0.5*PS*(4*EY+WH)*(4*EY+WH+2*HSC)*
        CAT/1000
      FY7=1/3*(4*EY+WH)*(4*EY+WH+3*HSC)/(4*EY+
        WH+2*HSC)
      MV8=FH8*FY7+EQ*4*EY
    ENDIF
  ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
ENDIF
TS1=EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2
TS2=2*EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2

```

```

TS3=3*EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2
TS4=4*EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2
IF MV1>0.00
    EMS=MV1*1000
    ESP=FB1
    DO SERV_AS
    AS1=SA
ENDIF

IF MV2>0.00
    EMS=MV2*1000
    ESP=FB3
    DO SERV_AS
    AS2=SA
ENDIF

IF MV5>0.00
    EMS=MV5*1000
    ESP=TS1
    DO SERV_AS
    AS3=SA
ENDIF

IF MV6>0.00
    EMS=MV6*1000
    ESP=TS2
    DO SERV_AS
    AS4=SA
ENDIF

IF MV7>0.00
    EMS=MV7*1000
    ESP=TS3
    DO SERV_AS
    AS5=SA
ENDIF

IF MV8>0.00
    EMS=MV8*1000
    ESP=TS4
    DO SERV_AS
    AS6=SA
ENDIF

FFC=0.53*SQRT(WFC1)
FF1=FH1/(10*FB1)
IF FFC>=FF1
    FF2=FH2/(10*FB3)
    IF FFC>=FF2
        FF5=FH5/(10*(EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2))
        IF FFC>=FF5
            FF6=FH6/(10*(EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2))
            IF FFC>=FF6
                FF7=FH7/(10*(EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2))
                IF FFC>=FF7
                    FF8=FH8/(10*(EY*(FB3-FB2)/(HE2-WH)+FB2))
                    IF FFC>=FF8

```



## 6.5. INSTRUCCIONES PARA MANEJO Y CARACTERISTICAS (Programa Diseño de Puentes).

El Programa Diseño de Puentes, es un sistema que permite obtener resultados de diseño de Puentes Simplemente Apoyados de Concreto Armado y de Sección Compuesta. Así como el diseño de sus respectivos Estribos.

Dicho programa ha sido elaborado en lenguaje "FOX PRO 26" basándose en la Sobrecarga Americana (AASHTO), y de acuerdo a las normas y especificaciones de la misma. Se ha utilizado para el Análisis Estructural el "Método de los Coeficientes".

Es totalmente manejable por opciones en "Menús" tipo ventana y subventanas, dentro de la misma pantalla. Y además, reporta mensajes de cálculo que permanecen uno y/o dos segundos en la pantalla.

Este programa emite reportes en la pantalla y en la impresora de cada uno de los diseños.

El reporte en la pantalla se presenta en una fila, y los resultados están en forma **abreviada y desordenados**; en cambio los reportes en la impresora, se encuentran ordenados en cuadros. Los cuales facilitan el entendimiento de los mismos.

PROGRAMA : DISEÑO DE PUENTES.  
LENGUAJE : FOX PRO 26  
HARDWARE : AT/286/386/486 ó PENTIUM CON DISCO DURO  
DE 80 MB ó MAS, Y 2.0 MB DE RAM.  
IMPRESORA DE CARRO ANCHO O ANGOSTO  
SISTEMA : DOS, MS - DOS, ETC.  
AUTOR : BACH. ROSARIO VILLANUEVA DIAZ.

## INSTALACION DEL PROGRAMA EN EL DISCO DURO (C:)

PARA FORMATO DE 3.5 H.D. (1.44 MB)  
C:\ > CD \ (ENTER)  
C:\ > MD PUENTES (ENTER)  
C:\ > CD PUENTES (ENTER)  
A:\ > PUENTES \ > COPY \*.\* C:\ (ENTER)

## INGRESAR AL PROGRAMA (MENU) :

C:\ CD PUENTES (ENTER)  
C:\ PUENTES \ > FOX (ENTER)

Aparece en la pantalla una ventana de trabajo del lenguaje de programación "Fox Pro 26", y para entrar al Menu del Programa, se deberá escribir "Do Puente", de la forma como se indica :

Command

Do PUENTE (ENTER)
-------------------

Inmediatamente después, aparece en la pantalla el Menu del Programa de Diseño de Puentes :

PROYECTO	CONCRETO	SECCION	DISEÑO	REPORTES	EXIT
	ARMADO	COMPUESTA			

Con las flechas horizontales del teclado (→) (←) se ubicará en la opción deseada, y luego [ENTER].

Otra forma, se simplemente digitar o pulsar la letra que se encuentra resaltada en la opción que se desea trabajar. Ejemplo.

PROYECTO	<u>P</u>
CONCRETO ARMADO	<u>C</u>
SECCION COMPUESTA	<u>S</u>
DISEÑO	<u>D</u>
REPORTES	<u>R</u>
EXIT	<u>E</u>

**DESCRIPCION DEL CONTENIDO DEL "MENU" :**

- 1.- **PROYECTO.**- El ingreso a esta opción ya se describió anteriormente, y en la pantalla se muestran las siguientes opciones :

Nuevo Proyecto
Buscar Mirar
Cerrar Proyecto
Depurar Base
Salir

Para ingresar a estas opciones, ubicar la celda resaltada en la opción requerida y luego [ENTER] o simplemente pulse la primera letra de cada opción :

- **Nuevo Proyecto.**- Permite ingresar el código y nombre del proyecto.
- **Buscar Mirar.**- Muestra la lista de proyectos de puentes de Concreto Armado, que hayan sido archivados.





Concreto Armado  
Sección Compuesta  
Salir

- a.- **Concreto Armado**.- Muestra la lista de proyectos de Puentes de Concreto Armado que hayan sido archivados.
  - b.- **Sección Compuesta** .- Permite visualizar los Proyectos de Sección Compuesta archivados.
  - c.- **Salir**.- Permite salir de esta subventana a la inmediata anterior.
- **Cerrar Proyecto**.- Nos permite archivar el proyecto de trabajo, el cuál puede ser de Concreto Armado o Sección Compuesta. Además, contiene la opción de Salir a la ventana anterior.
- **Depurar Base**.- Permite borrar el proyecto que se elija, y puede ser de Concreto Armado o Sección Compuesta. Además, contiene la opción Salir.
- **Salir**.- Nos permite salir al Menu Principal.

2.- **CONCRETO ARMADO** :

Mirar Modificar  
Depurar Base  
Listado  
Salir

Para ingresar a cualquier opción, se deberá pulsar la letra resaltada en la opción deseada, o de lo contrario ubicar con la ayuda de las flechas verticales   del teclado y luego [ENTER]

- **Mirar Modificar.**- Esta opción nos presenta una descripción de la variable, su unidad y al usuario le corresponde ingresar su valor.
  - **Depurar Base.**- Permite borrar la variable que no va a intervenir en el cálculo.
  - **Listado.**- Esta opción muestra el listado de los proyectos existentes .
  - **Salir.**- Con esta opción salimos al Menú Principal.
- 3.- **SECCION COMPUESTA.**- Idem Concreto Armado.
- 4.- **DISEÑO.**- Esta opción sirve para calcular y visualizar resultados del Puente de Concreto Armado y Sección Compuesta, con sus respectivos estribos.

Concreto Armado
Sección Compuesta
Salir

- **Concreto Armado.**

Calcular Datos  
Visualizar Datos  
Salir

**Calcular Datos : [ENTER] ó "C"**

Estructura Principal  
Estribo Ciclópico  
Estribo Armado  
Salir

**Visualizar Datos : [ENTER] ó "V"**

Estructura Principal  
Estribo Armado  
Estribo Ciclópico  
Salir

- **Sección Compuesta.**- Idem Concreto Armado.

**Nota** : Cuando se trata en la opción visualizar, para salir de ésta, pulse **ESC**

5.- **REPORTES.**- Esta opción emite el reporte de los resultados por impresora.

Concreto Armado  
Sección Compuesta  
Salir

- **Concreto Armado [ENTER] ó "A"**

Aparece en la pantalla lo siguiente :

Estructura Principal  
Estribo Conc. Ciclópeo  
Estribo Conc. Armado  
Salir

Los resultados de la opción que se elija son reportados por impresora, debiendo para este caso estar prendida la impresora y colocado el papel correspondiente. La salida está diseñada para usar papel "A4".

- **Sección Compuesta [ENTER] ó "C"**

Idem al de Concreto Armado.

- **Salir [ENTER] ó "S"**

Esta opción permite retroceder a la ventana anterior.

- 6.- **EXIT [ENTER] ó "E"** .- Esta opción permite salir del menú al Fox Pro, Dos y Retornar

Fox Pro  
DOS  
Retornar

**Nota :** Cuando nos encontramos en la ventana del Fox Pro y deseamos salir de éste, se debe digitar la palabra **QUIT...**  
**[ENTER]**.

**Command**

Quit      [ENTER]

## 6.6. PERT CPM (Programación de Obra) :

A medida que la ciencia y la tecnología se van desarrollando e innovando, van surgiendo nuevas inquietudes y necesidades, haciendo que el hombre moderno viva congestionado de múltiples problemas que se incrementan si es que él no sabe dosificar u ordenarse en el empleo del tiempo. Ello quiere decir, que toda persona cualquiera que sea su profesión o especialidad necesita para el buen desempeño de sus funciones y responsabilidades, realizar cierto planeamiento, control y evaluación de sus actividades de tal forma que cubra sus requerimientos.

Si de ayer a esta parte el tiempo se valora como oro, que no decir de los recursos que cada vez son más escasos o más caros.

La programación PER CPM, permiten las siguientes ventajas :

- Ahorro de tiempo al saber dosificar u ordenarse en el empleo del tiempo, evitará la presencia de contratiempos e imprevistos.
- Dosificar y distribuir mejor las disponibilidades de recursos : dinero, maquinaria, materiales, mano de obra, energía, etc.
- Alcanzar la realización de objetivos específicos con rentabilidad y beneficios, evitando el derroche de tiempo, recursos y energía.
- Mejorar el orden y la lógica para realizar cualquier actividad.
- Lograr la uniformidad en los quehaceres diarios.

- Evitar la sobrecarga de actividades y sus consecuencias al saber planificar el desarrollo de éstos.
- Superación por la responsabilidad y disciplina que compromete su aplicación.
- En forma clara muestra el plan para la realización de un proyecto específico.
- Sirve de guía para el refinamiento de un proyecto.
- Es un medio para evaluar estrategias o planes alternativos de acción.
- Es un medio de evitar la omisión de actividades que pertenecen a un proyecto.
- Es un medio de deslindar responsabilidades en la ejecución de las diferentes actividades que intervienen en el proyecto.
- Que trabajos serán necesarios primero y cuando se deben realizar los acopios de materiales.
- Que trabajos hay y cuántos serán requeridos en cada momento.
- Cual es la situación del proyecto que está en marcha en relación con la fecha que está programada para su terminación.
- Cuáles son las actividades críticas que al retrasarse cualquiera de ellos, retrasan la duración del proyecto.
- Cuáles son las actividades no críticas y cuánto tiempo de holgura permite si hay demora.

- Si el proyecto está retrasado, dónde se pueden reforzar la marcha para contrarrestar la demora y qué costo produce.
- Nos permite mejorar, la capacidad de conducción y controlar el desarrollo del proyecto debido a la correcta interpretación de los resultados.
  - Como evitar los «Tiempos Muertos» y «Cuellos de Botella» en la maquinaria y mano de obra.
  - Cómo hacer uso de horas extraordinarias en el momento adecuado.
  - Cómo conocer y disminuir las posibles perturbaciones del desarrollo del proyecto.

Para efectuar la programación de un puente, es necesario conocer las condiciones climáticas del lugar, el régimen del río (período de creciente y período de aguas mínimas), disponibilidad en el lugar donde se ejecutará la obra de materiales, mano de obra calificada, servicios de energía, agua, etc.

Todos estos factores influyen en la ejecución de un proyecto por lo que al efectuarse la programación, deben tener en cuenta que; el período de ejecución debe coincidir con la época de verano; así como también, prevenir el abastecimiento de materiales y contratar la maquinaria requerida en el momento necesario, y la mano de obra y otros.

#### **6.7. CRITERIOS COMPARATIVOS :**

El presente trabajo «ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO



**DE UN PUENTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA», se usarán los criterios comparativos siguientes :**

- Materiales de construcción.
- Sistemas constructivos.
- Diferencia de peso propio.
- Mantenimiento
- Resistencia después de construido
- Económico.

1. **MATERIALES DE CONSTRUCCION.**- Los materiales por su composición y estructura molecular, se diferencian unos de otros en cuanto a su capacidad de resistencia, a los esfuerzos de compresión, tensión y corte, etc. Además, de la capacidad de resistencia a los esfuerzos. Tenemos la facilidad y dificultad para aumentar la capacidad portante o capacidad de absorber esfuerzos, para lo cual los perfiles fabricados con acero estructural llevan mucha ventaja sobre el concreto.

2. **LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.**- Son muy importantes, y se deben de tener en cuenta desde el momento del diseño. Los sistemas constructivos en puente sección compuesta, son dos (Sistema Constructivo Apuntalado y sin Apuntalamiento). El primero, nos permite ahorrar acero en la sección de la viga haciéndola trabajar a la Losa de Concreto a esfuerzos de compresión por peso propio y sobrecarga, pero se corre el riesgo de que el río se lleve el apuntalamiento antes que se efectúe el vaciado de concreto o que éste haya alcanzado la resistencia última. El sistema sin apuntalamiento de vigas, nos permite tener una seguridad en cuanto a la construcción, ya que los esfuerzos generados por el encofrado de la losa del tablero, el peso del concreto

fresco, y la sobrecarga de construcción; son absorbidos íntegramente por los perfiles de acero. La losa del tablero absorbe los esfuerzos de compresión generados por las sobrecargas.

El puente de Concreto Armado, para su construcción es necesario ejecutar inicialmente un falso puente que soporte el peso de los encofrados, acero de refuerzo, concreto fresco y sobrecarga de construcción, por lo que se debe ejecutar en épocas de verano o cuando es posible desviar el cauce del río. También se puede efectuar la construcción sobre un relleno compactado el que será retirado después de que el concreto haya alcanzado la resistencia especificada en el proyecto.

- 3.- **DIFERENCIA DE PESO.**- El peso propio es un factor muy importante, ya que la tendencia actual para alcanzar mayor luz libre, es disminuir el peso propio. Por lo que en lugares donde la resistencia portante del suelo es baja, se busca diseñar y construir puentes lo más liviano posible.
- 4.- **MANTENIMIENTO.**- Los puentes según el material utilizado en su construcción, periódicamente necesitan mantenimiento, por ejemplo : Las vigas de los puentes de sección compuesta, deben ser armadas y protegidas con anticorrosivos en forma periódica, para evitar la disminución de la sección por la corrosión del acero.
- 5.- **RESISTENCIA DESPUES DE CONSTRUIDO.**- Por las características físicas de los materiales utilizados en la construcción de un puente de sección compuesta, la resistencia puede ser aumentada según cálculos; soldando platabandas en el ala inferior de la viga (Sector Central) y colocando atezadores al alma de la viga según diseño.

En el caso de un puente de concreto armado, si se requiere aumentar la capacidad portante o el peso de una sobrecarga que sobrepasa su resistencia, la única forma es demoler la estructura y construirlo para esta sobrecarga, o tomar las consideraciones necesarias, para cuando se requiera poder apuntalarlo y disminuir la luz libre, pero provisto de la armadura necesaria para que trabaje en forma continua.

- 6.- **ECONOMIA.**- Por tratarse de proyectos de inversión considerable, no podemos darnos el lujo de hacer gastos innecesarios, por lo que, cuando se elabora un proyecto debe realizarse un análisis comparativo de costos de las diferentes soluciones técnicamente factibles.

En el presente trabajo, se efectúa el análisis de costos de un Puente Sección Compuesta y otro de Concreto Armado.

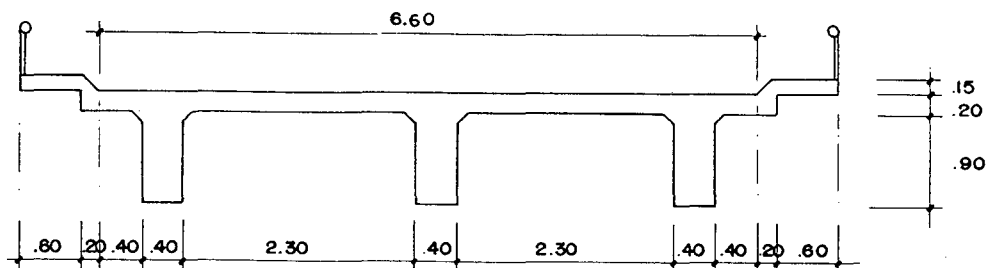
## CAPITULO VII

### EJEMPLO DE DISEÑO (PUENTE SHILCAYO)

#### 7.1. ANALISIS Y DISEÑO PUENTE TIPO LOSA CON VIGA DE CONCRETO ARMADO DE 17.80 m. DE LUZ Y DOS VIAS DE CIRCULACION

El presente Diseño de Puente Shilcayo, se efectuará usando las especificaciones y sobrecarga de la ASSHTO (HS 20-44).

#### 1. SECCION TRANSVERSAL Y PREDIMENSIONAMIENTO DE PERALTE Y LOSA



ESC. — 1/75

#### SECCION TRANSVERSAL A USAR

## SECCION TRANSVERSAL A USAR

Peralte	=	0.070 (17.80 m.)	=	1.25 m.	Usar h	=	1.10m.
Losa	=	0.10 + S/30	=	0.177 m.	Usar t	=	0.20 m.
Espesor de veredas					Usar $t_1$	=	0.15 m.
Ancho de vigas					Usar bw	=	0.40 m.
Ancho de vereda					Usar -.-	=	0.60 m.

**DIAFRAGMA** : Usar 03 diafragmas, en los apoyos y en el centro de luz.

Ancho	=	0.30 m.
Peralte	=	0.70 m.

Peso de la losa	(6.6m. + 0.3m.) (0.20m.) (2.40Ton/m <sup>3</sup> )	=	3.31 Ton./m.
Peso de vigas	3 (0.90m. x 0.40m.) (2.40 Ton/m <sup>3</sup> )	=	2.59 Ton./m.
Cartela vigas	3 (2) (0.1m. x 0.1m. x 1/2) (2.40 Ton/m <sup>3</sup> )	=	0.03 Ton./m.
Peso de asfalto	6.60m. (0.05m.) (2.00 Ton/m <sup>3</sup> )	=	0.66 Ton./m.
Peso de veredas	2 (0.40 Ton/m.)	=	0.80 Ton/m.

-----  
7.39 Ton./m./Puente.

Peso del diafragma 2(2.3m. x 0.30m. x 0.70m.) (2.4 Ton/m<sup>3</sup>) = 2.32 Ton.

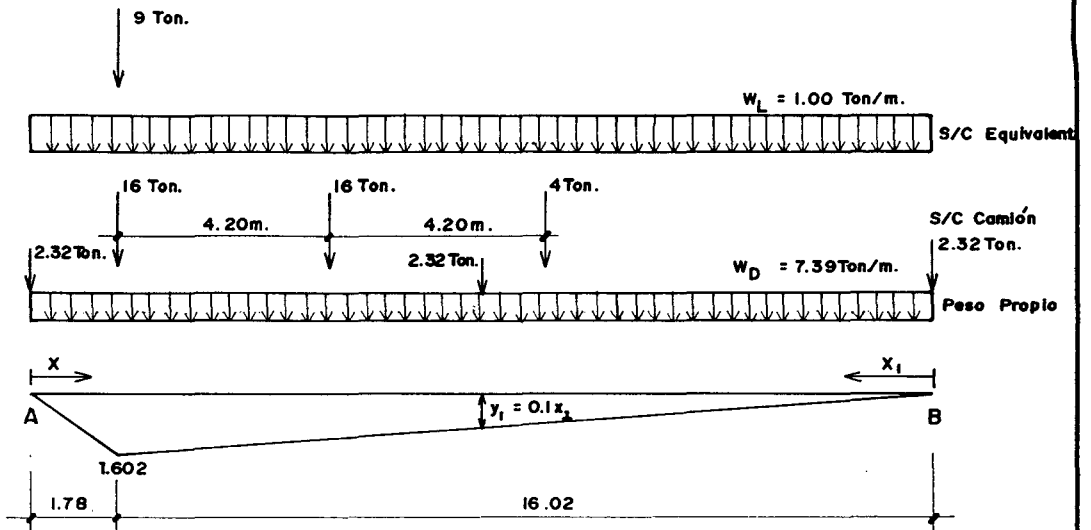
## 2.- ANALISIS LONGITUDINAL

Para el cálculo de momentos flectores y fuerzas cortantes, las especificaciones AASHTO, recomienda que el análisis se debe efectuar para cada décimo de luz del puente.

Asimismo, para dicho cálculo se usará los diagramas de líneas de influencia que a continuación se presentan :

A.- Sobrecarga y peso propio sobre líneas de influencia: para calcular momentos flectores del puente losa con vigas de C° A° de 17.80mts. de luz.

- Para  $X = L/10$  del Apoyo "A"



$$0 \leq X \leq 1.78 \text{ mts.}$$

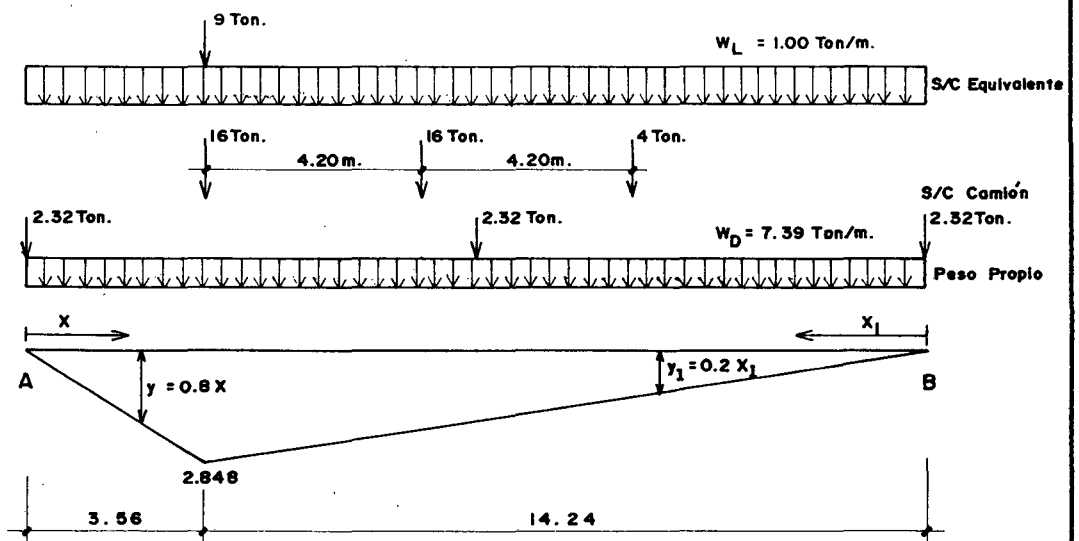
$$0 \leq X \leq 16.02 \text{ mts.}$$

$$A = 14.26 \text{ m}^2$$

$$\text{ESC. H} = 1/150$$

$$\text{ESC. V} = 1/200$$

- Para  $X = 2L/10$  del Apoyo "A"



$$0 \leq X \leq 3.56 \text{ mts.}$$

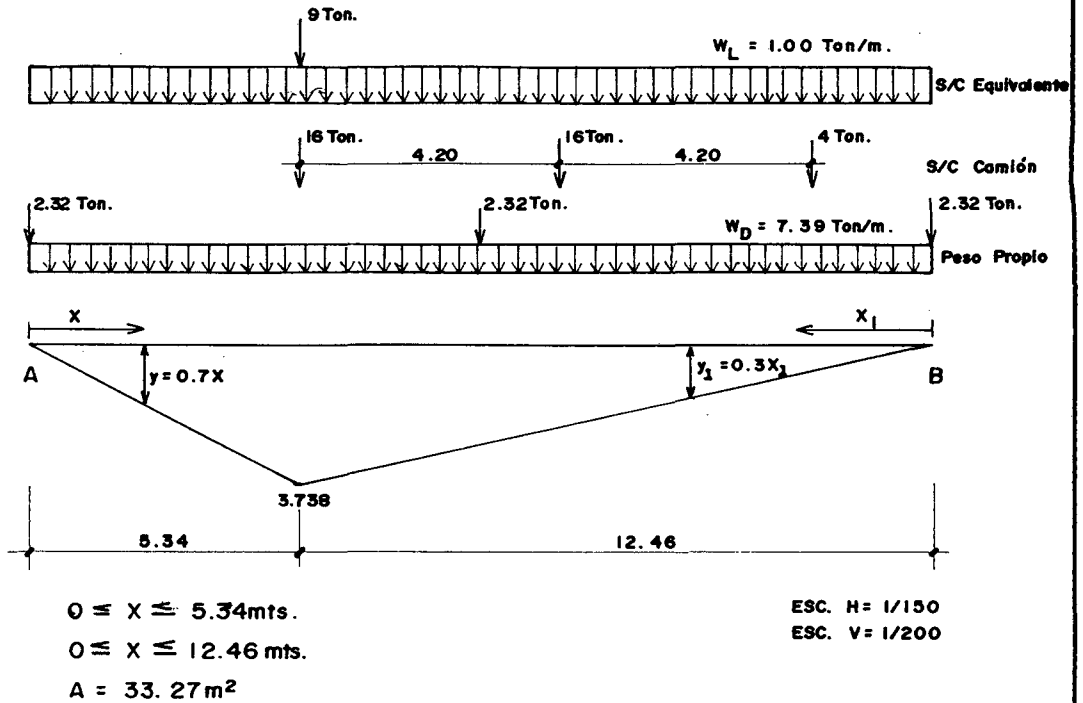
$$0 \leq X \leq 14.24 \text{ mts.}$$

$$A = 25.35 \text{ m}^2$$

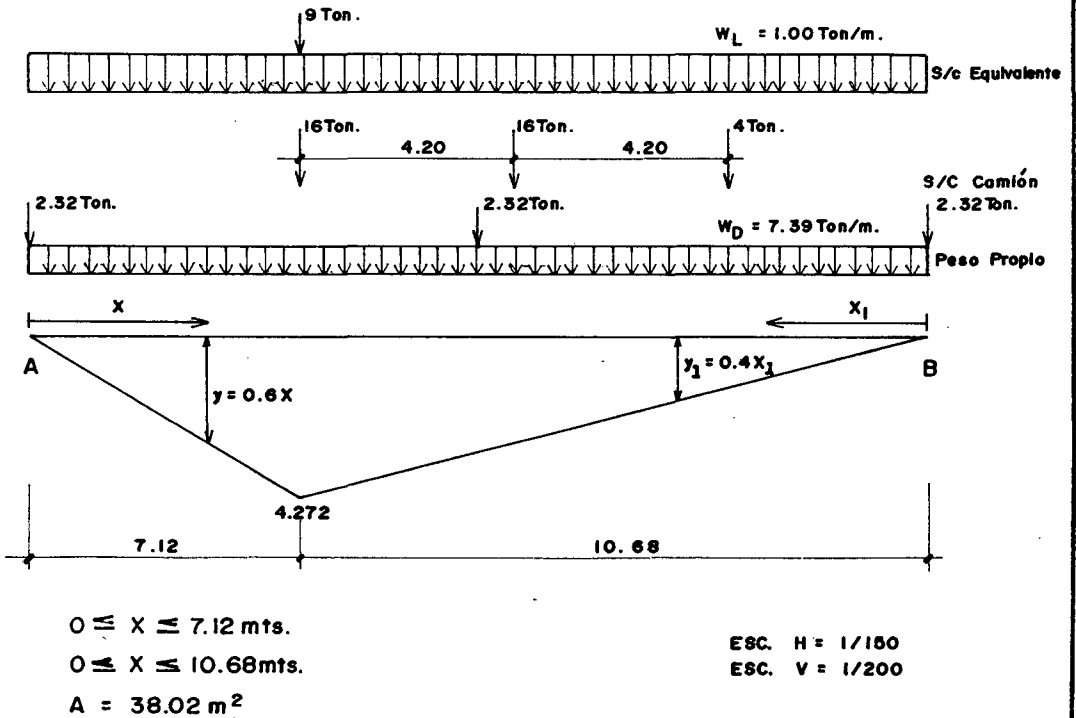
$$\text{ESC. H} = 1/150$$

$$\text{ESC. V} = 1/200$$

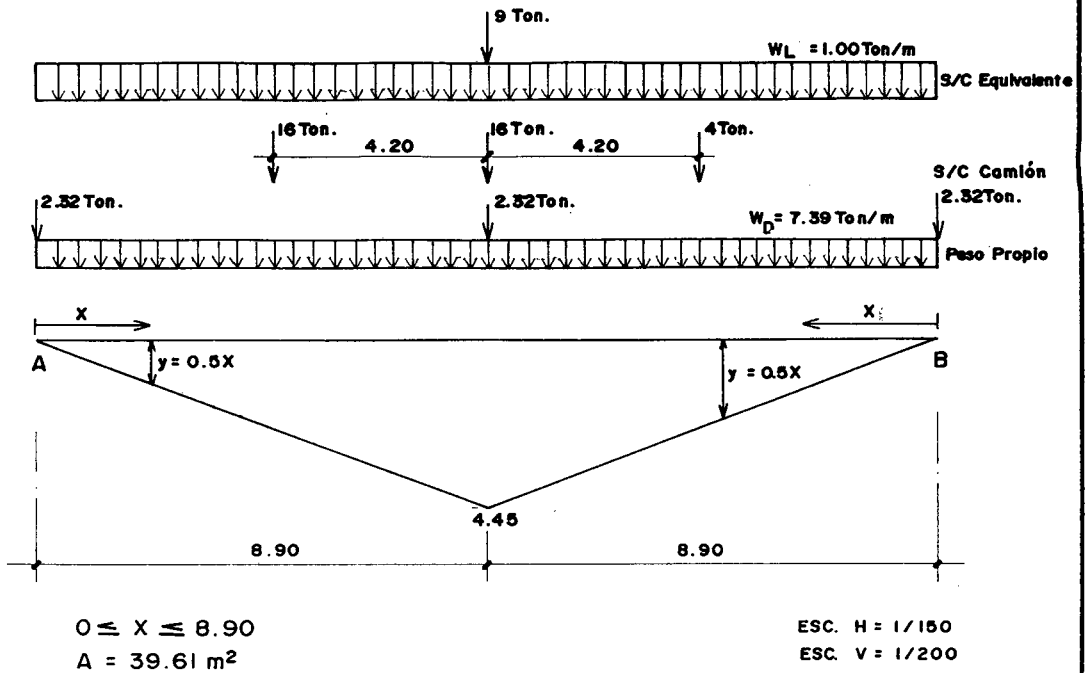
• Para  $X = 3L/10$  del Apoyo "A"



• Para  $X = 4L/10$  del Apoyo "A"

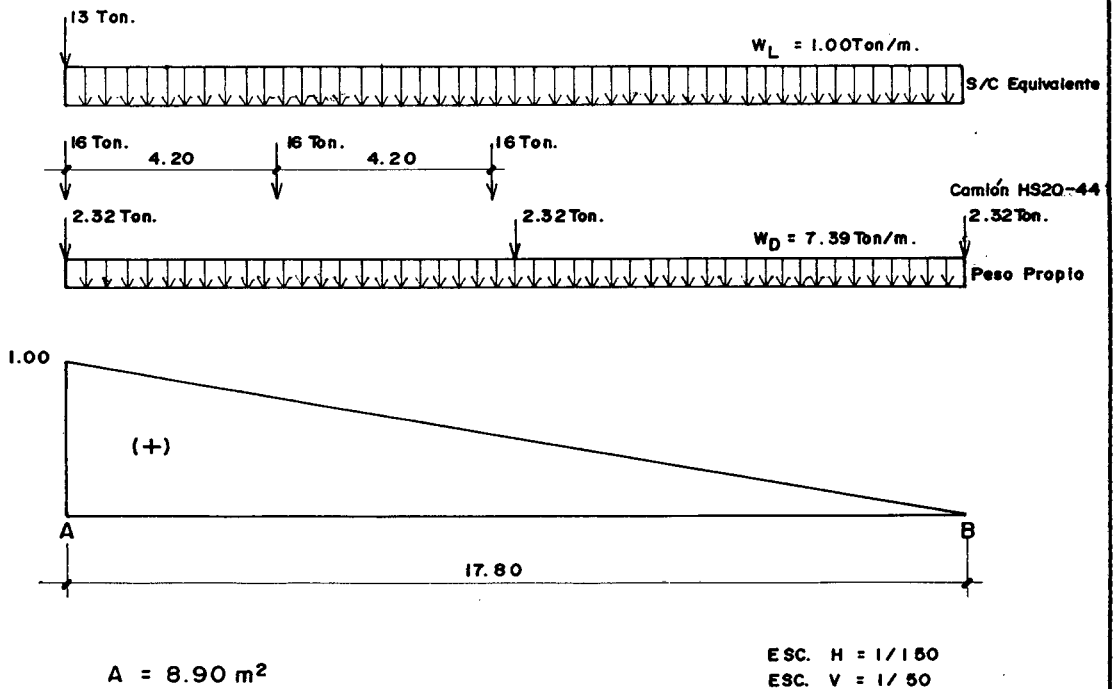


- Para  $X = 5L/10$  del Apoyo "A"



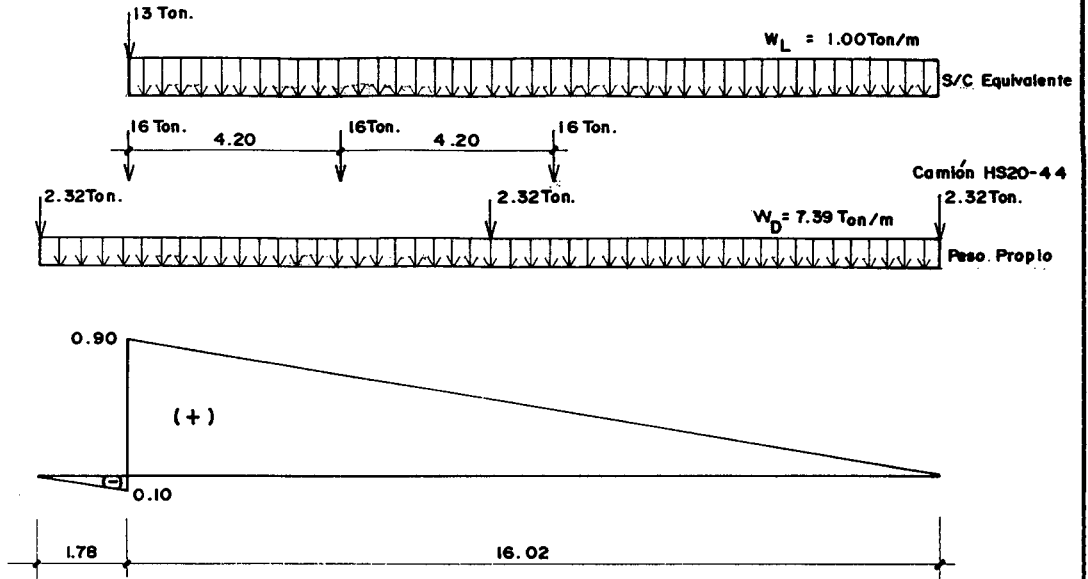
B. Sobrecarga y Peso Propio sobre líneas de influencia para calcular fuerzas cortantes del puente losa con vigas de C° A° de 17.80mts. de luz.

- En el Apoyo.





- Para  $L/10$  del Apoyo "A"



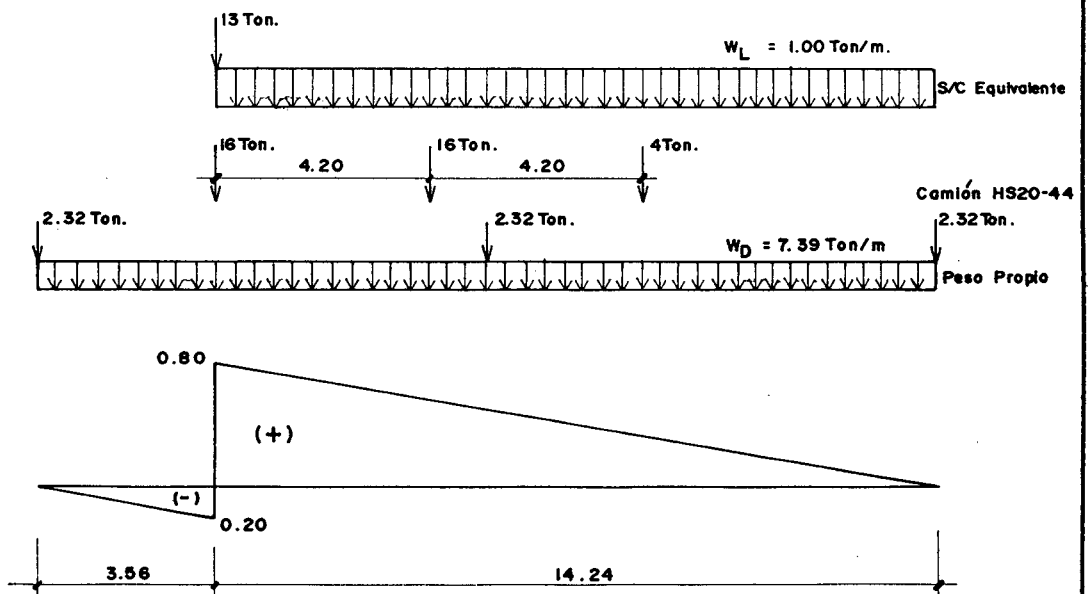
$$(+)\ A = 7.209 \text{ m}^2$$

$$(-)\ A = 0.089 \text{ m}^2$$

ESC. H = 1/150

ESC. V = 1/50

- Para  $2L/10$  del Apoyo "A"



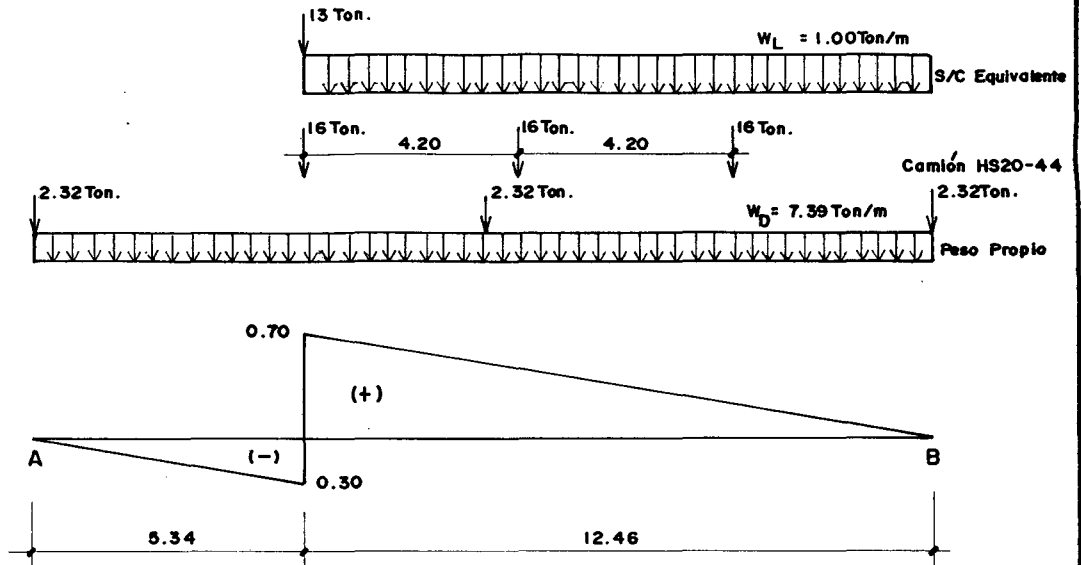
$$(+)\ A = 5.696 \text{ m}^2$$

$$(-)\ A = 0.356 \text{ m}^2$$

ESC. H = 1/150

ESC. V = 1/50

- Para  $X = 3L/10$  del Apoyo "A"



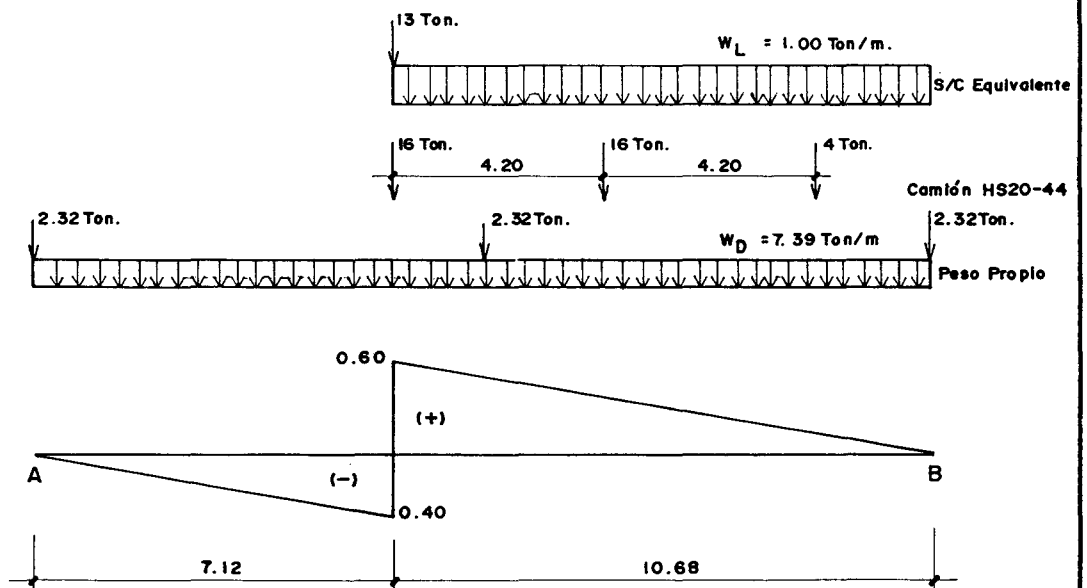
$${}^{(+)}A = 4.361 \text{ m}^2$$

$${}^{(-)}A = 0.801 \text{ m}^2$$

$$\text{ESC. H} = 1/150$$

$$\text{ESC. V} = 1/50$$

- Para  $X = 4L/10$  del Apoyo "A"



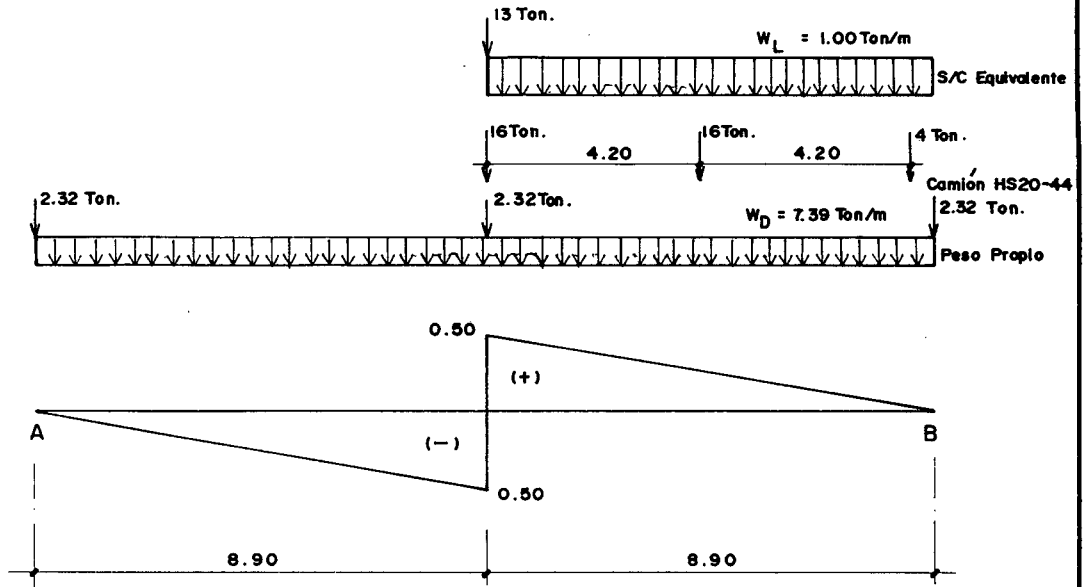
$${}^{(+)}A = 3.204 \text{ m}^2$$

$${}^{(-)}A = 1.424 \text{ m}^2$$

$$\text{ESC. H} = 1/150$$

$$\text{ESC. V} = 1/50$$

- Para  $X = 5L/10$  del Apoyo "A"



(+) A = 2.225 m<sup>2</sup>

(-) A = 2.225 m<sup>2</sup>

ESC. H = 1/150  
ESC. V = 1/50

**CALCULO DE MOMENTOS FLECTORES**

**A.- MOMENTOS FLECTORES POR PESO PROPIO**

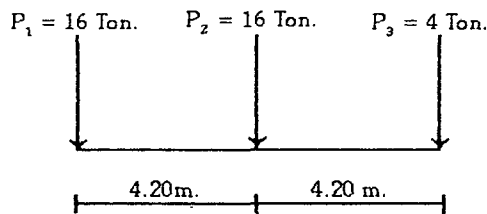
SECCION	WD (T/m)	P. DIAFRAGMA	AREA LINEA DE INF.	y <sub>i</sub>	MD. (T.M)/PUENTE	MD. (T.M)/VIGA
L/10	7.41	2.32	14.26	0.89	107.45	35.82
2L/10	7.41	2.32	25.35	1.78	191.47	63.82
3L/10	7.41	2.32	33.27	2.67	252.10	84.03
4L/10	7.41	2.32	38.02	3.56	289.23	96.41
5L/10	7.41	2.32	39.61	4.45	303.04	101.01

$$MD = WD \times AREA + P_{DIAFRAGMA} \times y_i \dots\dots\dots = (\text{Ton-m.})/\text{PUENTE}$$

$$MD = MD (\text{Ton - m})/\text{PUENTE}/\text{NUMERO DE VIGAS} \dots\dots\dots (\text{Ton-m.})/\text{PUENTE}$$

**B.- MOMENTOS DE FLECTORES POR SOBRECARGA HS20 - 44**

**B.1. MOMENTOS FLECTORES POR CAMION**

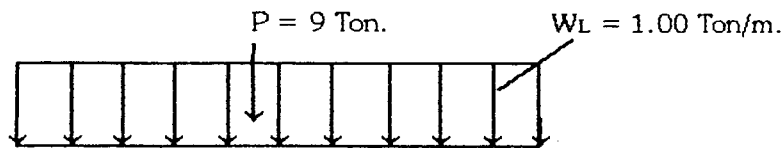


SECCION	P <sub>1</sub> (Ton.)	P <sub>2</sub> (Ton.)	P <sub>3</sub> (Ton.)	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>3</sub>	ML/VIA	ML/VIGA
L/10	16	16	4	1.602	1.182	0.762	47.60	35.13
2L/10	16	16	4	2.848	2.014	1.174	82.49	60.90
3L/10	16	16	4	3.738	2.478	1.218	104.33	77.00
4L/10	16	16	4	4.272	2.592	1.752	116.83	86.22
5L/10	16	16	4	4.45	2.35	2.35	118.20	87.23

$$ML/VIA = \sum P_i \times Y_i \dots\dots\dots = (\text{Ton - m})$$

$$ML / VIGA = ML / VIA \times C C / 2$$

### B.2. - MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA EQUIVALENTE



SECCION	WL (Ton./m)	AREA (m <sup>2</sup> )	Pi (Ton)	yi	ML/VIA. (Ton - m)	ML/VIGA (Ton. - m)
L/10	1.00	14.26	9.00	1.602	28.68	19.12
2L/10	1.00	25.35	9.00	2.848	50.98	34.00
3L/10	1.00	33.27	9.00	3.738	66.91	44.61
4L/10	1.00	38.02	9.00	4.272	76.47	50.98
5L/10	1.00	39.61	9.00	4.45	79.66	53.11

$$ML / VIA = ML \times AREA + P \times yi$$

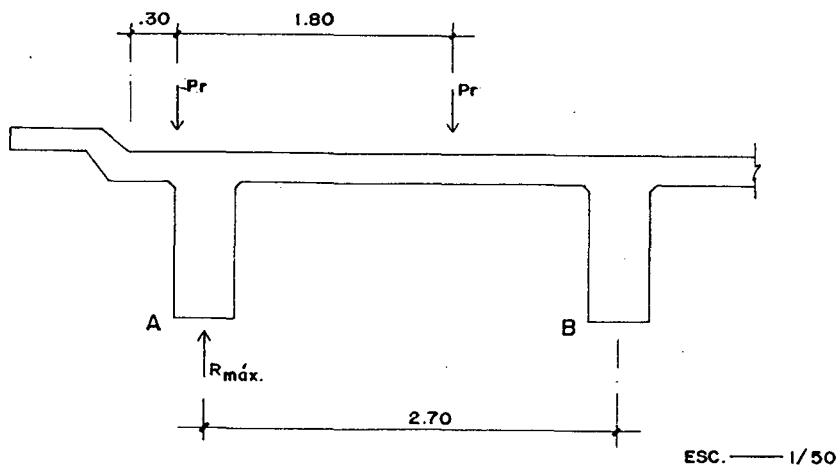
$$ML / VIGA = ML / VIA \times N^{\circ} VIAS / N^{\circ} VIGAS$$

### B.3. MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA EJE TANDEM.

Está sobrecarga genera momentos flectores mayores que el camión y la sobrecarga equivalente hasta luces menores o iguales a 11.00 mt. Por lo que no se incluye su cálculo.

## COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGA

### 1. - COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGA DE VIGA EXTERIOR



$$\Sigma MB = 0$$

$$R_{A \text{ máx.}} (2.70) = Pr \times 2.70 + Pr \times 0.90$$

$$R_{A \text{ máx.}} = 3.60 Pr / 2.70 = 1.33 Pr$$

$$CC_{\text{ext.}} = R_{A \text{ máx.}} / Pr = 1.33$$

## 2.- COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGA DE LA VIGA INTERIOR.

Puente  $\geq 02$  Vias

S < 3.042mts.

$$CC_{\text{int}} = S / 1.829 = 1.476$$

$$CC_{\text{int}} = 1.476$$

En ningún caso, una viga exterior puede ser menos resistente que la viga interior; entonces usamos el coeficiente de concentración de carga de la viga interior para todas las vigas.

**Nota :** Claramente se observa que los momentos flectores por viga. Obtenidos con la sobrecarga del camión, son mayores que los momentos flectores obtenidos con la sobrecarga equivalente. Por lo que para este caso trabajaremos con los momentos flectores que genera la s/c del camión.

**IMPACTO** .- El coeficiente de ampliación dinámica por impacto, se calcula según la especificaciones de la AASHTO como :

$$I = 15.24 / (L + 38) \leq 0.30$$

$$I = 0.270$$

### SECCION A USAR PARA DISEÑO

#### A.- VIGA INTERIOR

$$b \leq L/4 \quad b \leq 4.45 \text{ m.}$$

$$(b-b_w)/2 \leq 8hf \quad b \leq 3.60 \text{ m.}$$

$$(b-b_w)/2 \leq B/2 \quad b \leq 2.70 \text{ m.}$$

$$\therefore \text{ Usar : } b = 2.70 \text{ m.}$$

#### B.- VIGA EXTERIOR

$$b \leq L/4 \quad b \leq 4.45 \text{ m.}$$

$$(b-b_w)/2 \leq 8hf \quad b \leq 3.60 \text{ m.}$$

Considerando que la viga exterior tiene un volado, el que ayuda a resistir los esfuerzos a compresión generados por la tracción, se opta por considerar un ancho a compresión igual a :

$$\therefore \text{ Usar : } b = 2.70 \text{ m.}$$

## DISEÑO DE VIGAS

### A.- DISEÑO DE VIGAS INTERIORES Y EXTERIORES -- METODO DE ROTURA

$$M_i = I \times M_L$$

$$M_u = 1.3 [M_D + 5/3 (M_L + M_i)] = 1.3 [M_D + 5/3 \times (M_L + M_i)]$$

$$d = 110 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 1.3 \text{ cm} - 3.50 \text{ Cm.} - 5.25 \text{ Cm.} = 96.95 \text{ Cm.}$$

SECCION	$M_D$ (Ton. m)/viga	$M_L$ (Ton. m)/viga	$M_i$ (Ton. m)/viga	$M_u$ (Ton. m)/viga	$A_s$ (Cm. - M)/viga	C Cm <sup>2</sup>	USAR
L/10	35.82	35.13	9.485	143.21	39.61	2.58	4 $\phi$ 1 3/8"
2xL/10	63.82	60.90	16.443	250.54	70.02	4.58	8 $\phi$ 1 3/8"
3xL/10	84.03	77.00	20.790	321.12	90.37	5.91	8 $\phi$ 1 3/8" + 2 $\phi$ 1"
4xL/10	96.41	86.22	23.280	362.58	102.48	6.70	8 $\phi$ 1 3/8" + 4 $\phi$ 1"
5xL/10	101.01	87.23	23.552	371.34	105.05	6.87	8 $\phi$ 1 3/8" + 4 $\phi$ 1"

$$A_s = M_u / [0.9 f_y (d - a/2)]$$

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c \times b)$$

### B.- Diseño de Vigas Interiores y Exteriores - Metodo de Servicio

$$M_i = I \times M_L$$

$$M_s = M_D + M_L + M_i$$

SECCION	$M_D$ (Ton. m)/viga	$M_L$ (Ton. m)/viga	$M_i$ (Ton. m)/viga	$M_u$ (Ton. m)/viga	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> - M)/viga
L/10	35.82	35.13	9.485	80.435	80,435
2L/10	63.82	60.90	16.443	16.443	141.163
3L/10	84.03	77.00	20.790	20.790	181.82
4L/10	96.41	86.22	23.280	23.280	205.91
5L/10	101.01	87.23	23.552	23.552	211.792



DONDE :

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.40 f'_c = 112 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.40 f_y = 1,680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 15,000(f'_c)^{1/2}$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = f_s / f_c = 15.00$$

$$n = E_s / E_c = 8.37 \approx 8.00$$

$$k = n / (n + r) = 0.3478$$

$$j = 1 - k/3 = 0.884$$

$$d = 96.95 \text{ cm.}$$

$A_s = Ms \times 10^6 / (f_s \times j \times d)$
--

### CALCULO DE FUERZAS CORTANTES

Se efectuara utilizando los diagramas de lineas de influencia de cortantes correspondientes.

#### A.- FUERZAS CORTANTES POR PESO PROPIO

SECCION	$w_D$ (Ton./m)	$P_D$ (Ton.)	$\Sigma A_{area}$ (m <sup>2</sup> )	$\Sigma y_i$ (m)	$V_D$ Ton./puente	$V_D$ Ton./viga
0.00	7.39	2.32	8.90	1.50	69.25	23.08
L/10	7.39	2.32	7.12	0.50	53.78	17.93
2L/10	7.39	2.32	5.34	0.50	40.62	13.54
3L/10	7.39	2.32	3.56	0.50	27.47	9.16
4L/10	7.39	2.32	1.78	0.50	14.31	4.77
5L/10	7.39	2.32	0.00	0.50	1.16	0.39

$$V_D / \text{puente} = W_D \times \sum \text{Area} + P_D \times \sum y_i$$

$$V_D / \text{Viga} = (V_D / \text{Puente}) / 3$$

## B.- FUERZAS CORTANTES POR SOBRECARGA

Se efectúa el cálculo usando el camión HS 20-44

SECCION	P <sub>1</sub> (Ton.)	P <sub>2</sub> (Ton.)	P <sub>3</sub> (Ton.)	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>	V <sub>L</sub> (Ton/VIA)	V <sub>L</sub> (Ton/VIGA)
0.00	16	16	4.00	1.00	0.764	0.528	30.34	23.39
L/10	16	16	4.00	0.90	0.664	0.428	26.74	19.73
2L/10	16	16	4.00	0.80	0.564	0.328	23.14	17.07
3L/10	16	16	4.00	0.70	0.464	0.228	19.54	14.42
4L/10	16	16	4.00	0.60	0.364	0.128	15.94	11.76
5L/10	16	16	4.00	0.50	0.264	0.028	12.34	9.10

$$V_L / V_{IA} = \sum P_i \times Y_i$$

$$V_L / V_{IGA} = (V_L / V_{IA}) \times CC / 2$$

## DISEÑO DE FUERZAS CORTANTES

SECCION	V <sub>D</sub> (Ton/VIGA)	V <sub>L</sub> (Ton/VIGA)	V <sub>I</sub> (Ton/VIGA)	V <sub>V</sub> (Ton/VIGA)	S (Cm)
APOYO	23.08	23.39	6.32	94.38	9.86
L/10	17.93	19.73	5.33	77.61	19.95
2L/10	13.54	17.07	4.61	64.58	27.68
3L/10	9.16	14.42	3.89	51.58	42.00
4L/10	4.77	11.76	3.18	38.57	42.00
5L/10	0.39	9.10	2.46	25.55	42.00

USAR : Estribos de  $\varnothing 1/2''$

$$V_u = 1.3 [ V_D + 5/3 V_L ( M_L + M_R ) ]$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \sqrt{280} (40) (96.95) / 1000 = 34.39 \text{ Ton.}$$

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / (V_u / \phi - V_c)$$

Donde :

$$\phi = 0.90$$

### ESPACIAMIENTO MAXIMO

$$S = A_v \cdot f_y / 3.5 (b) = 76.20 \text{ Cm.}$$

$$S = d/2 = 48.5 \text{ Cm.}$$

$$S = A_v / (0.0015 \times b) = 42 \text{ Cm.}$$

$$S = 60 \text{ Cm.}$$

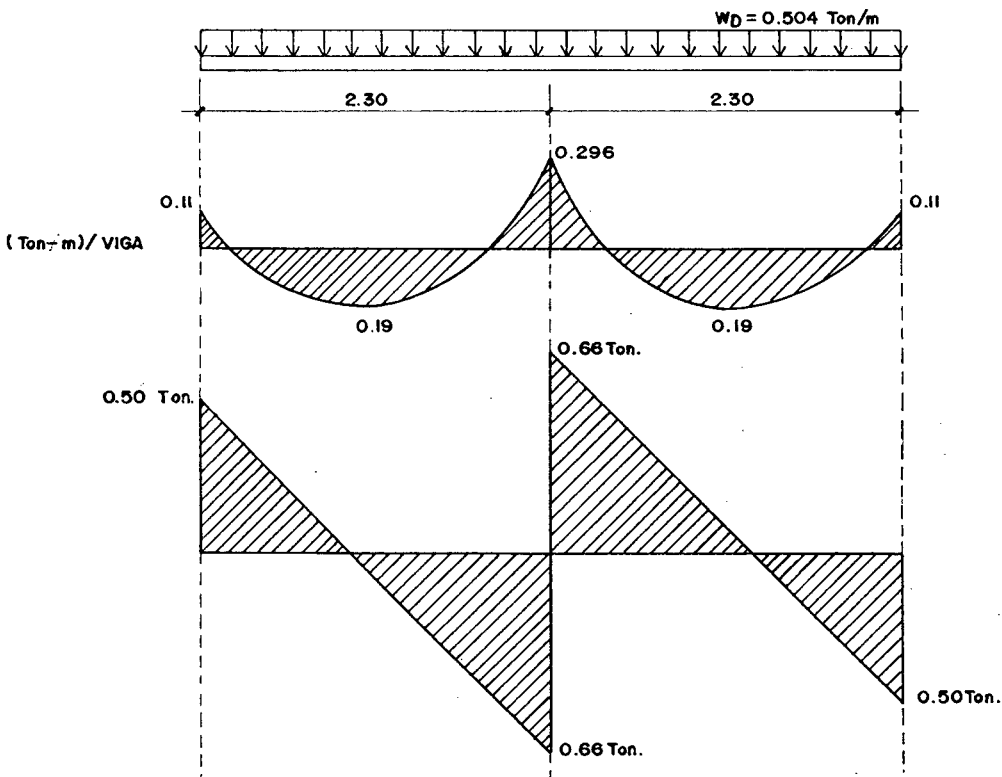
Tomamos el menor valor :

$S_{\text{máx}} = 42 \text{ Cm.}$
-----------------------------------

### DISEÑO DE DIAFRAGMA

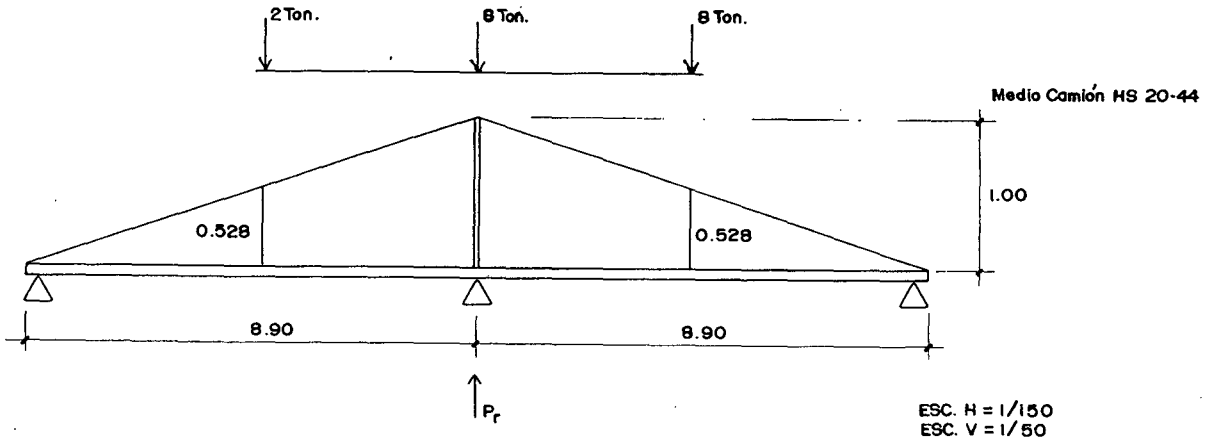
#### \* PESO PROPIO

$$W_D = 0.30 \text{ m.} \times 0.70 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton./m}^3 = 0.504 \text{ Ton./m.}$$



\* **ANALISIS POR SOBRECARGA**

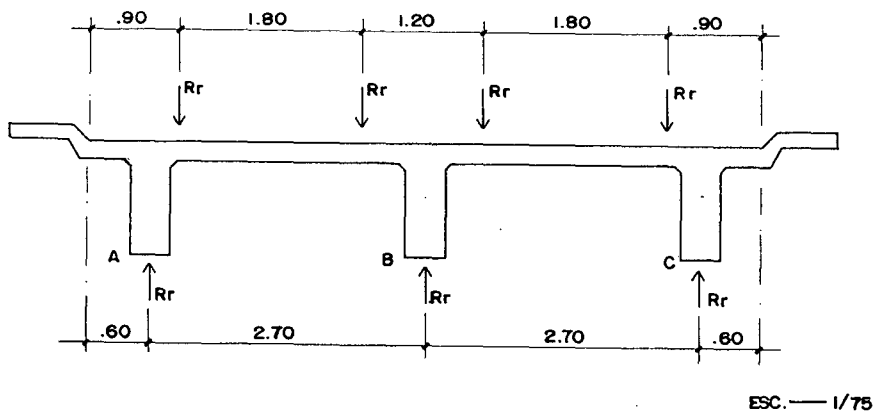
- En el análisis longitudinal del puente, se ha considerado a cada diafragma, como un apoyo de la viga principal, y así calcular la máxima reacción.



$$R_r = 8 \text{ Ton.} (0.528) + 8 \text{ Ton.} (1.00) + 2 \text{ Ton.} (0.528) = 13.28 \text{ Ton.}$$

\* **ANALISIS TRANSVERSAL DEL PUENTE (MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES) EN DIAFRAGMAS.**

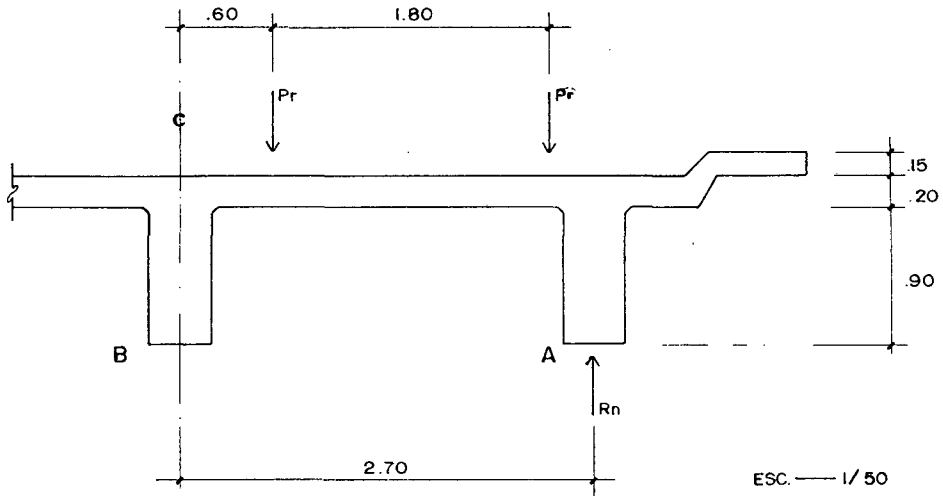
Para ello cargamos transversalmente al puente con tantos camiones como vías tenga el puente.



$$R_n = \sum R_r / N^\circ \text{ de Vigas}$$

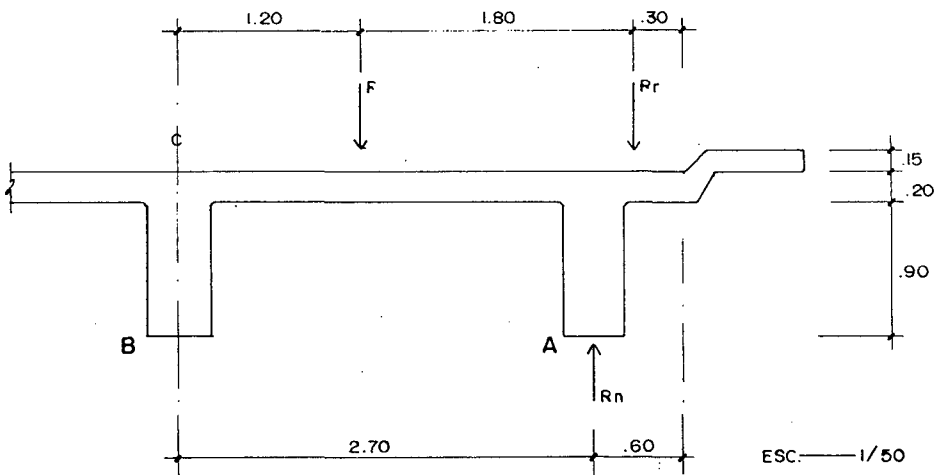
$$\therefore R_n = 17.71 \text{ Ton./Viga}$$

Momentos en (B), consideremos como un empotramiento perfecto en "B", y transversalmente colocamos las reacciones por rueda (Rr), de tal manera que se obtenga los máximos esfuerzos.



$$(+)\ M_{L_1} = 17.71 \text{ Ton. (2.70 m. - 0.20 m.)} - 13.28 \text{ Ton. (0.40 m. + 2.20 m.)}$$

$$M_{L_1} = 9.75 \text{ (Ton. m.) / Viga.}$$



$$(+)\ M_{L_2} = 17.71 \text{ Ton. (2.70 m. - 0.20 m.)} - 13.28 \text{ Ton. (1.0 m. + 2.78 m.)}$$

$$(-)\ M_{L_2} = 6.20 \text{ (Ton. - m.) / Viga.}$$

## MOMENTOS EN EL CENTRO DE LUZ ENTRE "B" Y "C"

$$^{(+)} M_L = 17.71 \text{ Ton. (1.35 m)} - 13.28 \text{ Ton. (0.85 m.)} = 12.62 \text{ (Ton-m.)/Viga}$$

$$^{(-)} M_L = 17.71 \text{ Ton. (1.35 m)} - 13.28 \text{ Ton. (1.35m + 0.30 m.)} = 2.00 \text{ (Ton-m.)/Viga}$$

## DISEÑO DE DIAFRAGMA POR FLEXION - METODO DE SERVICIO

### EN LA CARA INTERIOR

$$M_s = M_D + M_L (1 + I)$$

Donde :

$$I = 15.24 / 2 + 30 \leq 0.30$$

$$I = 0.30$$

Entonces :

$$^{(+)} M_s = 12.38 \text{ (Ton. - m.) / Viga} \longrightarrow A_s = 13.89 \text{ Cm}^2$$

$$^{(-)} M_s = - 8.36 \text{ (Ton. - m.) / Viga} \longrightarrow A_s = 9.38 \text{ Cm}^2$$

### EN EL CENTRO DE LUZ DEL DIAFRAGMA

Mediante fórmula, se obtiene :

$$^{(+)} M_s = 16.60 \text{ (Ton. - m.) / Viga} \longrightarrow A_s = 18.62 \text{ Cm}^2$$

En conclusión: Usar en toda la viga  $8 \phi 1"$  ( $4 \phi 1"$  en la parte superior y  $4 \phi 1"$  en la parte inferior).

## DISEÑO DE DIAFRAGMA POR CORTANTE

$$V_u = 1.3 [V_D + 5/3 V_L (1+I)] \text{----- (I)}$$

**Donde :**

$$V_L = 17.7 \text{ Ton./Viga}$$

$$V_D = 0.66 \text{ Ton./Viga}$$

$$I = 0.30 \text{ Ton/Viga}$$

Reemplazamos, valores en (I) :

$$V_u = 50.74 \text{ Ton/Viga}$$

### ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS :

Mediante fórmulas, se obtiene :

$$S_1 = 11.4 \text{ cm.}$$

$$S_2 = 30.00 \text{ cm.}$$

∴ usar :  $\square \phi 1/2" : @ 0.15 \text{ Ambos/Lados}$

## ANALISIS Y DISEÑO DE LOSA

### A.- TRAMOS INTERIORES :

#### A.1.- Metrado de Cargas (W<sub>D</sub>).

$$\text{Peso de losa} \dots 1.00 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.48 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Peso de Asfalto} \dots 1.00 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 2 \text{ Ton/m}^3 = \underline{0.10 \text{ Ton/m.}}$$

$$W_D = 0.58 \text{ Ton/m.}$$

#### A.2.- Momentos flectores por Peso Propio (M<sub>D</sub>)

$$M_D = \pm (W_D \times S^2) / 10$$

$$W_D = 0.58 \text{ Ton./m}$$

$$S = 2.30 \text{ m.}$$

$$\therefore M_D = \pm 0.31 \text{ (Ton.-m)/m.}$$

#### A.3.- Momentos Flectores por Sobrecarga del Camión (HS 20-44).

$$M_L = (S + 0.61) P_r / 9.74$$

$$P_r = 8 \text{ Ton}$$

$$\therefore M_L = 2.39 \text{ (Ton.-m)/m.}$$

$$\text{Momento Positivo} = 0.8 (M_L) = 1.9 \text{ (Ton-m)/m.}$$

$$\text{Momento Negativo} = 0.9 (M_L) = 2.15 \text{ (Ton-m)/m.}$$



#### A.4.- Diseño por Flexión - Método de Rotura

$$M_u = 1.3 [ M_D + 5/3 M_L (1 + I) ]$$

$$I = 0.30$$

$$^{(+)} M_u = 5.80 \text{ (Ton.-m)/m} \longrightarrow 9.62 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1\phi 1/2" @ 0.10\text{m.}$$

$$^{(-)} M_u = -6.47 \text{ (Ton.-m)/m} \longrightarrow 12.91 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1\phi 1/2" @ 0.10\text{m.}$$

#### A.5.- Diseño por Flexión - Metodo de Servicio

$$M_s = M_D + M_L (1 + I)$$

$$^{(+)} M_s = 2.80 \text{ (Ton.-m)/m} \longrightarrow A_s = 11.23 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$^{(-)} M_s = 3.11 \text{ (Ton.-m)/m} \longrightarrow A_s = 14.00 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

#### A.6.- Acero de Repartición

$$\alpha = 121/\sqrt{S} \leq 67 \%$$

$$\alpha = 79.8 \% \rightarrow \text{usar : } \alpha = 67 \%$$

$$A_s \text{ Repart} = \alpha A_s = 0.67 (9.62) = 6.45 \text{ Cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Usar : } 1 \phi 1/2" @ 0.20 \text{ m.}$$

#### A.7.- Acero por Temperatura (Ast°)

$$Ast^\circ = 0.0018 (b) (t)$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

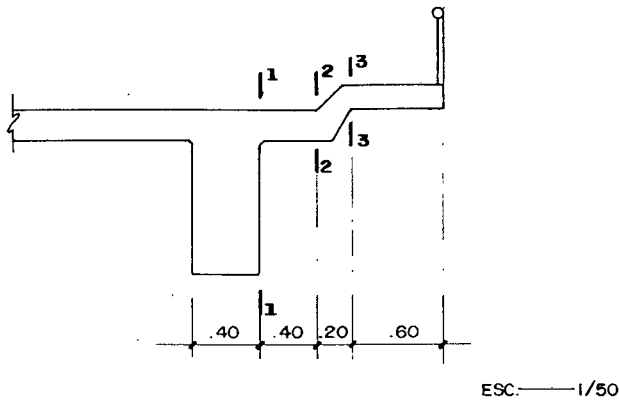
$$t = 20 \text{ cm.}$$

$$\therefore Ast^\circ = 3.60 \text{ Cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Usar : } 1 \phi 3/8" @ 0.20 \text{ m.}$$

**B. = TRAMO EN VOLADIZO :**

**B.1.- Momento por Peso Propio :**



**Sección 1-1 :**

*) $(0.20\text{m} \times 0.40\text{m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3) (0.20\text{m})$	= 0.0384 (Ton-m)/m.
*) $(0.40\text{m} \times 0.05\text{m} \times 0.20 \text{ m} \times 2 \text{ Ton/m}^3)$	= 0.008 (Ton-m)/m.
*) $[0.20\text{m} \cdot (0.40\text{m} \times 0.15 \text{ m}) \times 2.4 \text{ Ton/m}^2] (0.4\text{m} + 0.1\text{m})$	= 0.084 (Ton-m)/m.
*) $(0.15\text{m} \times 0.60\text{m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3) (0.40\text{m} + 0.20\text{m} + 0.30\text{m})$	= 0.194 (Ton-m)/m
*) $(0.40\text{Ton/m} \times 1.00 \text{ m}) (1.20\text{m})$	= 0.48 (Ton-m)/m
$M_{D_{1-1}}$	= 0.804(Ton-m)/m

**Sección 2-2 :**

*) $[0.20\text{m} (0.20\text{m} + 0.15 \text{ m}) (2.4 \text{ Ton/m}^3) (0.10\text{m})$	= 0.017 (Ton-m)/m.
*) $(0.15\text{m} \times 0.60\text{m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3) (0.20\text{m} + 0.30\text{m})$	= 0.108 (Ton-m)/m
*) $[0.40\text{Ton/m} (0.20+ 0.50\text{m})]$	= 0.280 (Ton-m)/m
$M_{D_{2-2}}$	= 0.405(Ton-m)/m

**Sección 3-3 :**

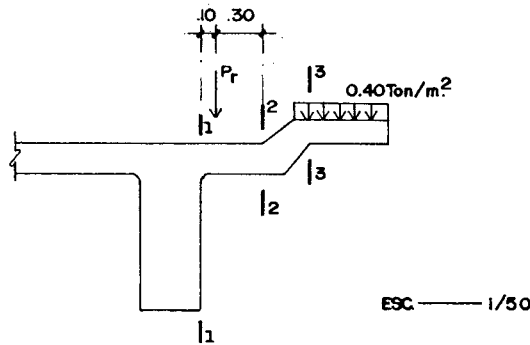
\* $\left) (0.15\text{m} \times 0.50\text{m} \times 2.4 \text{ Ton./m}^3) (0.25\text{m}) = 0.108 \text{ (Ton-m)/m}$

\* $\left) (0.40\text{Ton/m} \times 0.50\text{m}) = 0.200 \text{ (Ton-m)/m}$

---

$M_{D_{3.3}} = 0.245 \text{ (Ton-m)/m}$

**B.2.- Momentos por Sobrecarga :**



**Sección 1-1 :**

$x = 0.10 \text{ m.}$

$E = 0.80 (x) + 1.143$
------------------------

$E = 1,223\text{m.}$

$M_{V_1} = Pr (x)/E = 0.645 \text{ (Ton - m)/m.}$

$M_{V_2} = 0.75 \text{ Ton/m.} (0.25\text{m}) = 0.188 \text{ (Ton - m)/m.}$

$M_{V_3} = 0.40 \text{ Ton/m} \times 0.60\text{m} (0.40\text{m} + 0.20\text{m} + 0.30\text{m}) = 0.216 \text{ (Ton-m)/m.}$

Luego :  $M_{L_{1-1}} = \sum M_{V_i} = 1.058 \text{ (Ton - m)/m.}$

**Sección 2 - 2**

$M_{V_1} = 0.75 \text{ Ton./m.} (0.20 \text{ m.}) = 0.150 \text{ (Ton. - m.) / m.}$

$M_{V_2} = (0.40 \text{ Ton./m}) (0.60 \text{ m.}) (0.30 \text{ m.}) = 0.072 \text{ (Ton. - m.)/m.}$

Luego :  $M_{L_{2-2}} = \Sigma M_{vi} = 0.222 \text{ (Ton. - m.)}/m.$

### Sección 3 - 3

$$M_{L_{3-3}} = (0.60m. - 0.20m)^2 (0.5) (0.40 \text{ Ton./m}) = 0.032 \text{ (Ton-m)}/m$$

### DISEÑO - METODO DE ROTURA

$$M_{\mu_{1-1}} = 1.3 [M_D + 5/3 M_L (1 + I)]$$

$$M_{\mu_{1-1}} = 4.025 \text{ (Ton. - m.)} / m. \rightarrow As = 7.76 \text{ Cm}^2/m \rightarrow \text{Usar : } 1 \phi 1/2 @ 0.10\text{mts.}$$

$$M_{\mu_{2-2}} = 1.152 \text{ (Ton. - m.)} / m. \rightarrow As = 2.144 \text{ Cm}^2/m \rightarrow \text{Usar : } 1 \phi 1/2 @ 0.20\text{mts.}$$

$$M_{\mu_{3-3}} = 0.41 \text{ (Ton. - m.)} / m. \rightarrow As = 0.757 \text{ Cm}^2/m \rightarrow \text{Usar : } 1 \phi 1/2 @ 0.20\text{mts.}$$

### CALCULO DEL ACERO MINIMO

$$As_{\text{min}} = 0.0018 (b) (t)$$

$$As_{\text{mín}} = 3,60 \text{ Cm}^2/m.$$

En las secciones (2-2) y (3-3). El área de acero requerida, es menor que el área de acero mínimo por temperatura. Por lo que en estas secciones, se colocará el acero mínimo.

### DISEÑO METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO

$$M_s = M_D + M_L (1 + I)$$

$$M_{s_{1-1}} = 2.18 \text{ (Ton-m.)}/m. \longrightarrow As = 10.20 \text{ Cm}^2/m.$$

$$M_{s_{2-2}} = 0.70 \text{ (Ton-m.)}/m. \longrightarrow As = 3.27 \text{ Cm}^2/m.$$

$$M_{s_{3,3}} = 0.30 \text{ (Ton-m.)}/m. \quad \text{As} = 1.40 \text{ Cm}^2/m.$$

**Cuantías :**

$$b = 0.85 \beta_1 (f_c / f_y) \times 6,100 / (6,100 + f_y) = 0.0285$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$b_{\text{máx}} = 0.75 \quad b = 0.02139$$

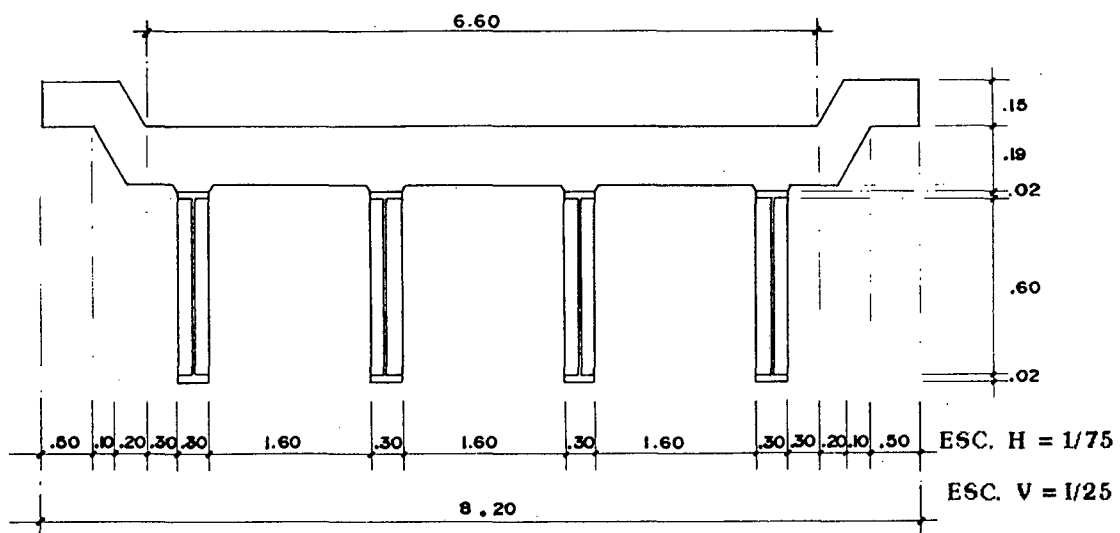
$$As_{\text{máx}} = b_{\text{máx}} (b) (d) = 30.80 \text{ Cm}^2/m$$

**Conclusión :**

En todos los casos, el área de acero usado es menor que el área de acero máximo para esta sección.

**7.2 ANALISIS Y DISEÑO DEL PUENTE SECCION COMPUESTA DE 17.80 M. DE LUZ Y DOS VIAS DE CIRCULACION**

Al igual que el ejemplo anterior de diseño del puente de concreto armado. Para este diseño, se utilizará ;a sobrecarga Americana AASHTO (HS20-44)



**SECCION TRANSVERSAL A USAR :**

Peralte = 0.05 (17.80m.) =  $\longrightarrow$  Usar : h = 0.83m.

Losa  $\longrightarrow$  t = 0.1 + S/30 = 0.153m  $\longrightarrow$  Usar : t = 0.15m.

Espesor de Veredas  $\longrightarrow$  Usar : t<sub>1</sub> = 0.15m.

Alas de la Vigas (b<sub>w</sub> x t<sub>f</sub>)  $\longrightarrow$  Usar : b<sub>w</sub> = 0.30 m.  
t<sub>f</sub> = 0.02 m.

Alma de Vigas (d x T<sub>w</sub>)  $\longrightarrow$  Usar : d = 0.60 m.  
t<sub>w</sub> = 0.095 m.

Ancho de Veredas  $\longrightarrow$  Usar : 0.60 m.

**Diafragma** : Usar tres diafragmas, en los apoyos y en el centro de luz.

Usar :  $\square$  30 x 30.34

**Metrado de Carga Muerta o Peso Propio en (Ton/m)Puente**

Peso de Losa = (6.60m+0.20m)(0.15m)(2.40 Ton./m<sup>3</sup>) = 2.448(Ton/m)/Puente.

= (0.30m x 0.04m)(2.4 Ton/m<sup>3</sup>)(4) = 0.115(Ton/m)/Puente.

Peso de Vigas = (0.0177m<sup>2</sup> x 7.8Ton/m<sup>3</sup>) x 4 = 0.552(Ton/m)/Puente.

Peso del Asfalto = (6.60m x 0.05m x 2.00 Ton/m<sup>3</sup>) = 0.660 (Ton/m)/Puente.

Peso de Veredas = (2.00 x .40m Ton/m) = 0.80 (Ton/m)/Puente.

---

W<sub>D1</sub> = 4.575 (Ton/m)/Puente.

Peso del Encofrado+Sobre Carga de Construcción = 0.4 Ton/m<sup>2</sup> (6.60m) = 2.64 (Ton/m)/Puente

Peso Propio para Construcción sin Apuntalamiento de Vigas  $\longrightarrow$  W<sub>p</sub> = 7.215 (Ton/m)/Puente

Peso de Diafragma = 4 (1.90m) (0.03034 Ton/m) = 0.231 Ton.

## CALCULO DE MOMENTOS FLECTORES

### A.- MOMENTOS FLECTORES POR PESO PROPIO

Para el cálculo de momentos flectores por peso propio del puente sección compuesta, se utilizará los diagramas de líneas de influencia de momentos del ejemplo anterior. Por tratarse de dos puentes de igual longitud.

#### A1 MOMENTOS FLECTORES POR PESO PROPIO PARA CONSTRUCCIÓN CON APUNTALAMIENTO DE VIGAS

SECCION	$w_D$ (Ton/m)	$P_{DAF}$ (Ton.)	Area L. Influencia	$Y_i$	$M_p$ / Puente	$M_D$ / Viga (Ton/m)
L/10	4.575	0.23	14.26	0.89	65.44	16.36
2L/10	4.575	0.23	25.35	1.78	116.39	29.10
3L/10	4.575	0.23	33.27	2.67	152.82	38.21
4L/10	4.575	0.23	38.02	3.56	174.76	43.69
5L/10	4.575	0.23	39.61	4.45	182.24	45.56

$$M_D/Puente = W_D \times AREA + P_{DIAFRAGMA} \times Y_i \dots (\text{Ton-m})/ \text{Puente}$$

$$M_D/VIGA = (M_D/Puente)/ \# \text{ de Vigas} \dots (\text{Ton-m})/Viga$$

#### A2 MOMENTOS FLECTORES POR PESO PROPIO PARA CONSTRUCCIÓN SIN APUNTALAMIENTO DE VIGAS

SECCION	$w_D$ (Ton/m)	$P_{DAF}$ (Ton.)	Area L. Influencia	$Y_i$	$M_p$ / Puente	$M_D$ (Ton-m)/Viga
L/10	7.215	0.23	14.26	0.89	103.10	25.77
2L/10	7.215	0.23	25.35	1.78	183.31	45.83
3L/10	7.215	0.23	33.27	2.67	240.66	60.16
4L/10	7.215	0.23	38.02	3.56	275.13	68.78
5L/10	7.215	0.23	39.61	4.45	286.81	71.70

**B.- MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA AMERICANA (AASHTO) (HS 20-44)**

Los resultados de momentos flectores por sobrecarga por vía, son los mismos del ejemplo anterior, tan solo cambian los coeficientes de concentración de carga al variar la separación entre vigas.

**COEFICIENTE DE CONCENTRACIÓN DE LAS VIGAS INTERIORES**

$$\text{Puente} > 02 \text{ Vias}$$

$$S < 3.042 \text{ m.}$$

$$CC_i = S/1.829 = 1.04$$

**COEFICIENTE DE CONCENTRACIÓN DE LAS VIGAS EXTERIORES**

$$\Sigma MA = 0$$

$$1.9 R_{M\acute{A}X} = Pr (0.10 + 1.90)$$

$$R_{M\acute{A}X} = 2/1.90 Pr$$

$$CC_{ext} = R_{M\acute{A}X}/Pr$$

$$\boxed{CC_{ext} = 1.05}$$

**NOTA :** Por ser los coeficientes de vigas inferiores y exteriores más o menos semejantes, entonces tomamos un solo valor. El que será el coeficiente para todas las vigas.

$$\boxed{CC = 1.04}$$

$$\boxed{\text{Impacto : } I = 0.27}$$



**MOMENTOS FLECTORES POR SOBRECARGA DEL CAMIÓN (HS 20-44)**

SECCION	ML/VDA (ton-m)	ML/VDA (ton-m)	Vi/VDA (Ton-m)	(ML + Mi)/VDA (Ton-m.)	Ms (Ton · m.)/Viga
L/10	47.60	24.75	6.68	31.43	47.79
2L/10	82.49	42.89	11.58	54.47	83.57
3L/10	104.33	54.25	14.65	68.90	107.11
4L/10	116.83	60.75	16.40	77.15	120.84
5L/10	118.20	61.46	16.59	78.05	123.56

**Características De Las Secciones**

$$A = 177 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A} = 32.00 \text{ Cm}^4$$

$$I_g = \sum b \cdot d^3 / 12 + \sum 2 \cdot A_i (d)^2$$

$$I_g = 247,780 \text{ Cm}^4$$

$$S_i = I_g / y_t = 7,743.13 \text{ Cm}^3$$

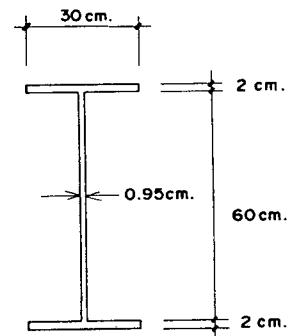
$$A = 495.75 \text{ Cm}^3$$

$$y = 23.03 \text{ Cm.}$$

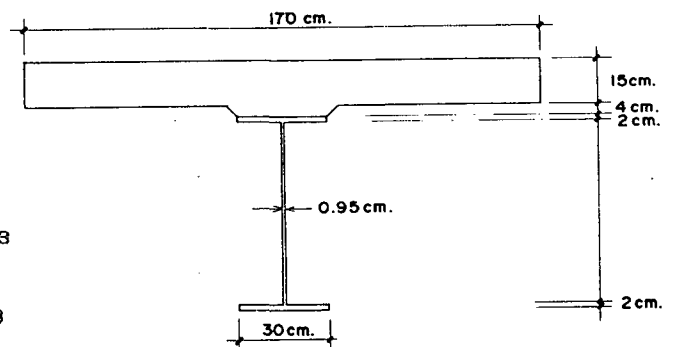
$$I_g = 684,450.98 \text{ Cm}^4$$

$$S_2 = I_g / y_c = 29,719.97 \text{ Cm}^3$$

$$S_3 = I_g / y_t = 11,413.22 \text{ Cm}^3$$



SECCION 1-1  
ESC. — 1/20



SECCION 2-2  
ESC. — 1/25

$$b = \frac{170 \text{ cm.}}{8} = 21.25 \text{ cm.}$$

**COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS PARA UN SISTEMA CONSTRUCTIVO APUNTALADO**

$$S_{i-s} = 29,719.97 \text{ cm}^3$$

$$S_{i-i} = 11,413.22 \text{ cm}^3$$

$$S_i = 169,838.95 \text{ cm}^3$$

SECCION	Ms (Ton. - m) /VGA	ESF/LOSA (Kg/ Cm <sup>2</sup> )	COM. / ALA (Kg/ Cm <sup>2</sup> )	TENS. ALA (Kg/ Cm <sup>2</sup> )
L/10	47.79	20.10	20.10	418.73
2L/10	83.57	35.15	35.15	732.22
3L/10	107.11	45.05	45.05	938.47
4L/10	120.84	50.82	50.82	1057.44
5L/10	123.56	51.97	51.97	1082.60

$$\text{Esf. Losa} = Ms \cdot 10^5 / (8 \cdot S_i - s)$$

$$\text{Comp. Ala} = Ms \cdot 10^5 / S_i$$

$$\text{Tens. Ala} = Ms \cdot 10^5 / S_{i-i}$$

### COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS PARA UN SISTEMA CONSTRUCTIVO SIN APUNTALAMIENTO

SECCION	M <sub>D1</sub> (Ton.m)/VGA	M <sub>D2</sub> (Ton.m)/VGA	M(l. + l) (Ton.m)/VGA	Esf. C° (Kg / Cm <sup>2</sup> )	COMP. M <sub>D2</sub> (Kg / Cm <sup>2</sup> )	COMP. M <sub>S</sub> (Kg / Cm <sup>2</sup> )	TENS. M <sub>D2</sub> (Kg / Cm <sup>2</sup> )	TENS. M <sub>S</sub> (Kg / Cm <sup>2</sup> )
L/10	13.36	25.77	31.43	13.21	332.81	189.76	332.81	446.63
2L/10	29.10	45.83	54.47	22.91	591.88	407.89	591.98	853.07
3L/10	38.21	60.16	68.90	28.98	776.95	534.04	776.95	1097.16
4L/10	43.69	68.78	77.15	32.45	888.27	609.66	888.27	1240.21
5L/10	45.56	71.70	78.05	32.83	925.98	634.35	925.98	1272.25

$$S_1 = 29,719.97 \text{ Cm}^3$$

$$S_2 = 7,743.13 \text{ Cm}^3$$

$$S_3 = 169,838.95 \text{ Cm}^3$$

$$S_4 = 11,413.22 \text{ Cm}^3$$

$$\text{Esf. C}^\circ = M_L(1+I) \times 10^5 / (8 \times S_1)$$

$$\text{Comp. MD} = (M_{D2} \times 10^5) / S_2$$

$$\text{Comp. M}_S = (M_{D1} \times 10^5) / S_2 + (M_L(1+I) \times 10^5) / S_3$$

$$\text{Tens. MD} = (MD_2 \times 10^5) / S_2$$

$$\text{Tens. Ms} = (MD_1 \times 10^5) / S_2 + (ML(1+I) \times 10^5) / S_4$$

La sección soporta todos los esfuerzos que se generan en el Puente. Por lo tanto la sección de viga elegida es la correcta.

$$\text{fact} < 0.55 f_y$$

### VERIFICACIÓN POR ESFUERZOS CORTANTES

a) .- Fuerza Cortante por Peso Propio

$$V_D = [7.215 \text{ Ton/m.} (8.90 \text{ M}^2) + 0.231 \text{ Ton} (1\text{m} + 0.50 \text{ m.})] / 4 = 16.14 \text{ Ton/Viga}$$

b) .- Fuerza Cortante por Sobrecarga

Del ejemplo anterior  $V_L = 30.34 \text{ Ton/Vía}$ . Entonces :

$$V_L = 30.34 \text{ Ton/Vía} \times 1/2 \times 1.04 = 15.78 \text{ Ton/Viga}$$

$$I = 0.27$$

$$V_{(L+I)} = 20.04 \text{ Ton/viga}$$

$$V_S = V_D + V_{(L+I)} = 36.18 \text{ Ton/Viga}$$

$$f_{V_{\text{act}}} = V_S / d \times T_w = (36.18 \times 1000) / 60 \times 0.95 = 634.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{V_{\text{resist}}} = F_y / 3 = 840 \text{ Kg/cm}^2$$

Comparando ( $f_{V_{\text{act}}} < f_{V_{\text{resist}}}$ )..... O.K

∴ No se necesita de Atizadores, ni Platabandas en el Alma.

### VERIFICACION DE ALAS Y ALMA

- Verificación del Alma :  $tw = 3/8" \geq 5/16"$  : ..... O.k  
 $h / tw = 727 / \sqrt{fb}$ , para A - 36  $h / tw \leq 163$   
 $h / tw = 63.20 < 163.00$ ..... Ok.
  
- Verificación del Ala :  $b / 2tf \leq 51.40 / \sqrt{fb}$ , para A - 36  $b / 2tf \leq 12$   
 $b / 2tf = 7.50 < 12.00$  ..... Ok.

### ANALISIS Y DISEÑO DE LOSA

#### A.- TRAMOS INTERIORES

##### A.1. Metrado de Cargas Por Peso Propio (W<sub>D</sub>)

$$\text{Peso de la losa } 1.0\text{m.} \times 0.15\text{m.} \times 2.40 \text{ Ton./m}^3 = 0.36 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Peso del asfalto } 1.0\text{m} \times 0.05\text{m.} \times 2.0 \text{ Ton/m}^3 = 0.10 \text{ Ton/m.}$$

---

$$W_D = 0.46 \text{ Ton./m.}$$

##### A.2. Momentos Flectores Por Peso Propio

$$M_D = \pm W_D \cdot S^2 / 10$$

$$W_D = 0.46 \text{ Ton./m.}, S = 1.60 \text{ m}$$

$$M_D = \pm 0.12 \text{ (Ton.-m.)}/\text{m.}$$

**A.3. Momentos Flectores Por Sobrecarga (Camión HS 20-44)**

$$M_L = (S + 0.6) P_r / 9.74 \quad / \quad P_r = \text{Peso de rueda más pesada.}$$

$$P_r = 8 \text{ Ton.}$$

$$M_L = 1.82 \text{ (Ton.-m.) / m.}$$

$$\text{Momento flector positivo} = 0.8 M_L = 1.456 \text{ (Ton.-m.) / m.}$$

$$\text{Momento flector negativo} = 0.9 M_L = 1.638 \text{ (Ton. - m.) / m.}$$

**A.4. Momentos Por Flexión - Método De Rotura**

$$M_\mu = 1.3 [M_D + 5/3 M_L (1 + I)] \dots\dots\dots (I)$$

$$I = 0.30$$

Reemplazando valores en (I), se obtiene :

$$^{(+)} M_u = 4.26 \text{ (Ton. - m.) / m.} \longrightarrow A_s = 10.25 \text{ Cm}^2 / \text{m.}$$

Usar : 1 Ø 1/2" @ 0.10 m.

$$^{(-)} M_u = 4.97 \text{ (Ton- m.) / m.} \longrightarrow A_s = 15.75 \text{ Cm}^2 / \text{m}$$

1 Ø 1/2" @ 0.10 m.

**A.5. Diseño Por Flexión - Método De Servicio**

$$M_s = M_D + M_L (1 + I) \dots\dots\dots (\alpha)$$

Reemplazando valores en (α), se obtiene :

$$^{(+)} M_s = 2.01 \text{ (Ton. - m.) / m.} \longrightarrow A_s = 11.37 \text{ Cm}^2 / \text{m.}$$

$$^{(-)} M_s = 2.25 \text{ (Ton. - m.) / m.} \longrightarrow A_s = 16.12 \text{ Cm}^2 / \text{m.}$$

**A.6. Acero De Repartición**

$$\alpha = 121 / \sqrt{s} \leq 67\%$$

$$\alpha = 95.66 \% \quad \text{Usar : } \alpha = 67\%$$

$$\text{Luego : } A_s \text{ rep.} = \alpha A_s = 0.67 (12.70) = 8.51 \text{ Cm}^2. / \text{m.}$$

Usar : 1  $\phi$  3/8" @ 0.10 m.

### A.7. Acero De Temperatura ( $A_{st}^{\circ}$ )

$$A_{st}^{\circ} = 0.0018 \text{ b.t.}$$

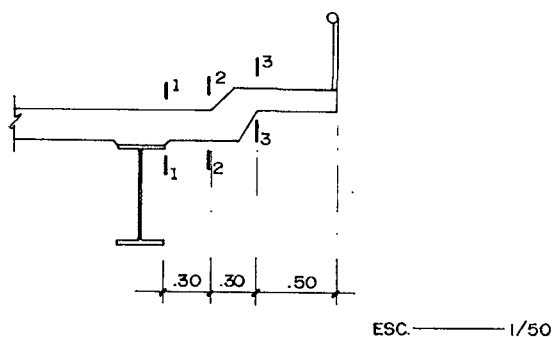
$$b = 100 \text{ Cm.}$$

$$t = 15 \text{ Cm.}$$

$$\therefore A_{st}^{\circ} = 2.7 \text{ Cm}^2 / \text{m.} \quad \text{Usar : } 1 \phi 3/8" @ 0.25 \text{ m.}$$

## B.- TRAMOS EN VOLADIZO

### B.1. Momentos Por Peso Propio



### Sección 1 - 1

$$0.15 \text{ m.} \times 0.30 \text{ m.} \times 2.40 \text{ Ton.} / \text{m}^3 = 0.108 \text{ (Ton. - m.)} / \text{m.}$$

$$0.30 \text{ m.} \times 0.05 \text{ m.} \times 2.0 \text{ Ton.} / \text{m}^3 = 0.0030 \text{ (Ton.-m.)} / \text{m.}$$

$$(4 \times 0.15 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton.} / \text{m}^3) (0.30 \text{ m} + 0.15 \text{ m.}) = 0.097 \text{ (Ton. - m.)} / \text{m.}$$

$$(0.15 \text{ m.} \times 0.50 \text{ m.} \times 2.40 \text{ Ton.} / \text{m}^3)$$

$$(0.30 \text{ m.} + 0.30 \text{ m.} + 0.25 \text{ m.}) = 0.153 \text{ (Ton. - m.) / m.}$$

$$(0.40 \text{ Ton. / m.}) (1.10 \text{ m.}) = 0.44 \text{ (Ton. - m.) / m.}$$

-----

$$M_{D_{1-1}} = 0.828 \text{ (Ton. m) / m.}$$

### Sección 2-2

$$(4 \times 0.15 \text{ m.} \times 2.40 \text{ Ton./ m}^3) (0.15 \text{ m.}) = 0.0324 \text{ (Ton.- m.)/m.}$$

$$(0.15 \text{ m} \times 0.50 \text{ m.} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3)$$

$$(0.30 \text{ m} + 0.25 \text{ m}) = 0.099 \text{ (Ton. / m.) / m.}$$

$$(0.40 \text{ Ton. / m.}) (0.80 \text{ m.}) = 0.320 \text{ (Ton. - m) / m.}$$

-----

$$M_{D_{2-2}} = 0.451 \text{ (Ton. m) / m.}$$

### Sección 3-3

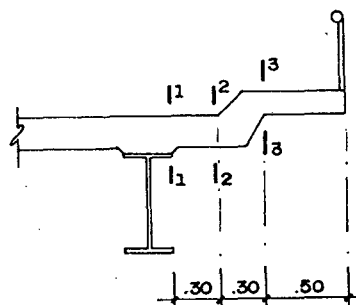
$$(0.15 \text{ m.} \times 0.50 \text{ m.} \times 2.40 \text{ Ton./m}^3) (0.25 \text{ m}) = 0.045 \text{ (Ton.-m)/m}$$

$$(0.40 \text{ Ton./m.}) (0.50 \text{ m.}) = 0.20 \text{ (Ton.- m.)/m.}$$

-----

$$M_{D_{3-3}} = 0.245 \text{ (Ton.-m)/m.}$$

## B.2. Momentos Por Sobrecarga



ESC. — 1/50

### Sección 1-1

$$x = 0.00$$

$$E = 0.8x + 1.143 \text{ m.}$$

$$E = 1.143 \text{ m.}$$

$$Mv_1 = Pr. x/E = 0.00 \text{ (Ton. - m.) / m.}$$

$$Mv_2 = 0.75 \text{ Ton. / m. (0.25 m.)} = 0.188 \text{ (Ton.-m.)/m.}$$

$$Mv_3 = (0.60\text{m} \times 0.40 \text{ Ton/m}^2) \\ (0.30\text{m} + 0.10\text{m} + 0.30\text{m}) = 0.168 \text{ (Ton-m.)/m}$$

---

$$ML_{1-1} = 0.356 \text{ (Ton-m.)/m}$$

### Sección 2-2

$$Mv_1 = 0.75 \text{ Ton. / m. (0.25 m.)} = 0.188 \text{ (Ton.-m.)/m.}$$

$$Mv_2 = (0.60\text{m} \times 0.40 \text{ Ton/m}^2) \\ (0.10\text{m} + 0.30\text{m}) = 0.096 \text{ (Ton-m.)/m}$$

---

$$ML_{2-2} = 0.284 \text{ (Ton-m.)/m}$$

### Sección 3-3

$$Mv_1 = (0.50\text{m} \times 0.40 \text{ Ton/m}^2)(0.25\text{m}) = 0.05 \text{ (Ton-m.)/m}$$

---

$$ML_{3-3} = 0.05 \text{ (Ton-m.)/m}$$



## DISEÑO - METODO DE ROTURA

$$M_{\mu} = 1.3 [ M_D + 5/3 M_L (1+l) ] \dots\dots\dots (\beta)$$

Reemplazando valores en  $(\beta)$ , se obtiene :

$$M_{\mu_{1.1}} = 2.08 \text{ (Ton-m)/m.} \text{ ----> } A_s = 6.22 \text{ Cm}^2/\text{m} \text{ ----> Usar : } \phi \text{ 1/2" @ 0.10m.}$$

$$M_{\mu_{2.2}} = 1.39 \text{ (Ton-m)/m.} \text{ ----> } A_s = 4.07 \text{ Cm}^2/\text{m} \text{ ----> Usar : } 1 \phi \text{ 1/2" @ 0.20m.}$$

$$M_{\mu_{3.3}} = 0.46 \text{ (Ton-m)/m.} \text{ ----> } A_s = 1.31 \text{ Cm}^2/\text{m} \text{ ----> Usar : } 1 \phi \text{ 1/2" @ 0.20m.}$$

## CALCULO DEL ACERO MINIMO

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 b \times t$$

$$A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En la sección 3-3, el area de acero requerida es menor que el area de acero minimo por temperatura. Por lo que se usara el  $A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2$ , por memo de losa.

Usar :  $1 \phi \text{ 1/2" @ 0.20 m.}$

## DISEÑO - METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO :

$$M_s = M_D + M_L (1+l)$$

$$M_{s_{1.1}} = 1.291 \text{ (Ton-m)/m} \text{ ----> } A_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{s_{2.2}} = 0.82 \text{ (Ton-m)/m} \text{ ----> } A_s = 5.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{s_{3.3}} = 0.31 \text{ (Ton-m)/m} \text{ ----> } A_s = 2.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Cuantías :

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 (f_c/f_y) 6100 / (6100 + f_y) = 0.0285$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b = 0.02139$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.02139 \times b \times d = 20.11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En todos los casos el area de acero usada, es menor que el área de acero máximo permitido en esta sección.

### DISEÑO DE SOLDADURA ENTRE ALMA Y ALAS

Usar electrodos E60

Soldadura de filete

$$t \leq 3/4" \text{-----} > \text{ Usar } D = 0.60 \text{ Cm.}$$

#### **Momento Estático (Q)**

$$Q = A\bar{Y} = (21.25 \text{ Cmx } 15 \text{ Cm.}) (23.03 \text{ Cm.}) = 7,340.80 \text{ Cm}^3/\text{Viga}$$

#### **Cortante Actuante (qr)**

$$V_s = 36.18 \text{ Ton / Viga}$$

$$I_{xx} = 684,450.90 \text{ Cm}^4$$

$$q_r = V_s \times Q / I_{xx} = 388.04 \text{ Kg./ Cm.}$$

#### **Cortante resistente (fr)**

$$f_r = (0.60 \text{ Cm.} \times 0.33 f_y) = 498.96 \text{ Kg./ Cm.}$$

$$\therefore (q_r < f_r) \dots\dots\dots \text{O.K}$$

**DISEÑO DE ATIEZADORES DE APOYO**

**La AASHTO especifica.**

$$f_y = 36 \text{ Klb./Pulg.}^2$$

$$b_s / t_s \leq 69 / \sqrt{f_y} \text{ -----} > b_s = (30 \text{ Cm} - 0.95 \text{ Cm.}) / 2 \times 2.54 = 5.71 \text{ Pulg.}$$

$$t_s \geq (b_s \times \sqrt{f_y}) / 69 \text{ ----} > t_s = 0.45 \text{ Pulg.}$$

$$\text{Usar } t_s = 3 / 8'' = 0.95 \text{ Cm.}$$

Luego calculamos el Area :

$$\begin{aligned} \text{Area} &= (0.95 \text{ Cm} \times 5.71 \text{ Pulg.} \times 2.54 \text{ Cm/Pulg}) \times 2 + 18 \times 0.95 \text{ Cm} \times 0.95 \text{ Cm.} \\ &= 43.80 \text{ Cm}^2 \end{aligned}$$

$$I_o = b \times t_s^3 / 12 = 483.92 \text{ Cm}^4$$

$$r = (I_o / \text{Area})^{1/2} = 3.32 \text{ Cm}$$

$$K L / r = 0.75 (60) / 3.32 = 13.54$$

Entonces el esfuerzo permisible como columna para  $K L / r$  es :

$$F_y = 36 \text{ Klb/Pulg.}^2$$

$$F_a = [0.6 f_y - (f_y / 166.2)^{3/2} \times K L / r] \times 70 = 1,607.54 \text{ Kg/Cm}^2 > 0.55 F_y$$

$$\text{Luego; } P_{col.} = 0.55 f_y \times (43.80 \text{ Cm}^2) = 60,706.80 \text{ Kg/Viga}$$

$$\therefore (P_{col} > V_s) \dots\dots\dots\text{O.K}$$

**DISEÑO DE SOLDADURA PARA FIJAR EL ATIEZADOR AL ALMA**

Acero A-36 y Electrodo E60.

$$q_r = 60.0 \text{ Cm } (f_y/340)^{3/2} \times 454.54 \text{ Kg} = 936.63 \text{ Kg/Cm.}$$

para  $1/2 \leq t \leq 3/4$  ----> usar  $D = 0.60 \text{ Cm.}$  soldadura de filete

$$f_r = (60.0 \text{ Cm.}) (0.33 f_y) = 49,896 \text{ Kg./Cm.}$$

$$\therefore (f_r > q_r) \dots\dots\dots\text{O.K}$$

**VERIFICACION AL APLASTAMIENTO**

$$A_{br} = [0.95\text{Cm.} \times (30 \text{ Cm.} - 0.95 \text{ Cm.})] = 27.59 \text{ Cm}^2$$

$$P_{br} = 27.59 \text{ Cm}^2 [0.8 \times f_y] = 55,636.56 \text{ Kg.}$$

$$\therefore (P_{br} > V_s) \dots\dots\dots\text{O.K}$$

**ATIEZADORES INTERMEDIOS**

$$f_{vmax} = 36,180 \text{ Kg/Viga} / (60 \text{ Cm.} \times 0.95 \text{ Cm.}) = 634.74 \text{ Kg/ Cm}^2$$

$$h/tw \leq 150 \text{ ----> } h/tw = 64 \leq 150 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$F_v = (56,250 / (h / tw)^2) \times 70 = 961.30 \text{ Kg/ Cm}^2$$

Si  $(f_v < f_{v_{m\acute{a}x}})$  y  $h/tw \leq 150$ ; según la AASHTO no se necesita atiezadores intermedios.

## DISEÑO DE CONECTORES DE ACERO

Usar :

- Concreto  $f'_c = 280 \text{ Kg./Cm}^2 = 27.6 \text{ M Pa}$
- Acero A - 36  $F_y = 2,520 \text{ Kg/Cm}^2 = 415 \text{ M Pa}$
- Número de Ciclos de Carga  $G = 2 \times 10^6 = 7.85$

Tentativamente se empleará 03 (tres) vástagos

$$\phi = 3/4" = 0.02 \text{ m.}$$

### A.- DISEÑO POR FATIGA

Se aconseja calcular por fatiga, y luego verificar por rotura.

- $V_{hc} = 0.85 (f_c) (b) (d) / 2 = 0.85 (27.6 \text{ M Pa}) (1.70 \text{ m}) (0.15 \text{ m}) / 2 = 2.99 \text{ MN}$

$$V_{hc} = 2,991.15 \text{ KN.}$$

- $V_{hs} = A_s (f_y) / 2 = (39.52 \text{ Pulg}^2) (36 \text{ Klb/Pulg}^2) / 2 = 711.36 \text{ Klb}$

$$V_{hc} = 303,450.00 \text{ Kg.}$$

$$S_{\mu} = 0.4 \phi^2 (f_c E)^{1/2} / E = 4740 (f_c)^{1/2}$$

$$S_u = 0.40 (0.02)^2 [ (27.6) (4740) (27.6)^{1/2} ]^{1/2} = 0.13264 \text{ MN / Perno}$$

∴ El número mínimo de pernos requeridos desde el extremo hasta la mitad del claro ( $L / 2 = 8.90 \text{ m}$ ), es :

$$N_1 = 2.991 \text{ MN} / 0.13264 \text{ MN} = 22.60 \rightarrow \text{Se usa 24 (Múltiplo de 3)}$$

### CALCULO DEL ESPACIAMIENTO BASANDO SE EN LA FATIGA

Para el cálculo del espaciamiento, usaremos la variación de fuerza cortante, incluyendo la producida por el peso propio. Con la finalidad de preveer qué se utilice un sistema constructivo apuntalado.

- Tomando las fuerzas cortantes por vía. Generados por la sobrecarga del camión (HS 20-44), y calculando las fuerzas cortantes por peso propio por viga, se obtiene para :

$$\begin{aligned}
 x = 0.00 & \longrightarrow V_D = 41.064 \text{ Ton/Puente} \rightsquigarrow 10.27 \text{ Ton./Viga.} \\
 x = L/10 & \longrightarrow V_D = 39.69 \text{ Ton/Puente} \rightsquigarrow 8.07 \text{ Ton./Viga.} \\
 x = 2L/10 & \longrightarrow V_D = 24.546 \text{ Ton/Puente} \rightsquigarrow 6.14 \text{ Ton./Viga.} \\
 x = 3L/10 & \longrightarrow V_D = 19.25 \text{ Ton/Puente} \rightsquigarrow 4.81 \text{ Ton./Viga.} \\
 x = 4L/10 & \longrightarrow V_D = 8.259 \text{ Ton/Puente} \rightsquigarrow 2.065 \text{ Ton./Viga.} \\
 x = 5L/10 & \longrightarrow V_D = 0.12 \text{ Ton/Puente} \rightsquigarrow 0.03 \text{ Ton./Viga.}
 \end{aligned}$$

**CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE CONECTORES**

$$Z_r = G \phi^2 = 7.85, (0.75)^2 = 4.42 \text{ Klb.}$$

$$S_r = (V_r) (Q) / I \dots\dots\dots (\alpha)$$

Donde :

$$I = 684,450.80 \text{ Cm}^4$$

$$V_r = 30.31 \text{ Ton/Viga} = 67.30 \text{ Klb./Viga}$$

$$Q = A\bar{y} = [(21.25 \text{ Cm.}) (1.5 \text{ Cm})] [(23.03 \text{ Cm.} - 7.5 \text{ Cm})] = 4,950.20 \text{ Cm}^3$$

Reemplazando valores en  $(\alpha)$ , se obtiene :

$$S_r = 0.487 \text{ Klb/ Cm}$$

**ESPACIAMIENTO DE CONECTORES**

$$P_1 = \Sigma Z_r / S_r = (3) (4.42) / 0.487 = 27.25 \text{ Cm.}$$

$$Q / I = \text{Cte.}$$

$$P_i = P_1 (V_R / V_{si}) \leq 60.00 \text{ Cm}$$

SECCION	V <sub>s</sub> (Ton-Vlga)	P (m)
X = 0.00	30.31	27.25
X = L/10	25.83	31.95
X = 2L/10	21.42	38.52
X = 3L/10	17.00	48.54
X = 4L/10	12.60	60.00
X = 5L/10	8.18	60.00

∴ Usar; 3  $\phi$  3/4"; 8 @ 0.25 m; 5 @ 0.35 m; 5 @ 0.40 m, resta @ 0.60 m. ambos / lados.

### DISEÑO DE LA SOLDADURA

- Acero A - 36; Electrodo E60; soldadura de filete.
- Esfuerzo por vástago (V)
- $V = Z_r = 4.42 \text{ Klb.} = 1,991 \text{ 00 Kg.}$
- Para  $t \leq 3/4"$ , entonces Usar :  $D = 1/4" = 0.60 \text{ Cm.}$

$$Fr = 0.60 \text{ Cm} (0.33 \text{ fy}) \pi \phi = 3,135 \text{ Kg}$$

∴ (V < Fr) ..... Ok.

### ANALISIS Y DISEÑO DE DIAFRAGMA

Para dicho análisis, se emplea los mismos principios usados en el análisis y diseño del diafragma del puente de concreto armado.

$$R_r = 8 \text{ Ton} (0.528) + 8 \text{ Ton} (1.00) + 2 \text{ ton} (0.528) = 13.28 \text{ Ton.}$$

$$R_n = \sum R_r / N^\circ \text{ de Vigas}$$

$$R_n = 13.28 \text{ Ton.}$$

### Momento Positivo en el Apoyo del Diafragma

$$^{(+)}M_L = 1.45 \text{ m} (13.28) + 1.90 \text{ m} (13.28 \text{ Ton}) = 5.976 \text{ (Ton-m)/Viga}$$

### Momento por Peso Propio

Por ser pequeño, se desprecia.

### Sección Requerida

$$f_s = 0.55 (f_y) = 1,386 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_s = M_x / S_x \quad S_x = ^{(+)}M_L / f_s = 431.17 \text{ Cm}^3$$

∴ Usar : [ 12" x 3"

$$\text{Area} = 56.71 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Peralte} = 30.00 \text{ Cm.}$$

$$T_w = 1.2954 \text{ Cm.}$$

$$S_x = 440.81 \text{ Cm}^3$$

### VERIFICACION DEL CORTE

$$f_v = [ 13.28 \text{ ton} (1 + 0.30) + 0.19 \text{ Ton} ] (1000 \text{ Kg/1Ton}) / (30.0 \text{ Cm} \times 1.2954 \text{ Cm.})$$

$$f_v = 449.13 \text{ Kg / Cm}^2$$

$$f_r = 0.33 f_y = 831.60 \text{ Kg/Cm}^2$$

∴ (  $f_v < f_r$  ) ..... Ok.



## DISEÑO DE ELEMENTOS AUXILIARES

### A.- DISEÑO DEL RODILLO

$$\text{Carga por Vía} \longrightarrow R_{(D+L)} = 46.42 \text{ ton/Viga.}$$

$$\text{Longitud del Rodillo} \longrightarrow L = 40 \text{ Cm.}$$

∴ Usar : 02 Rodillos.

$$F = 0.42 \left[ R_{(D+L)} / \text{Viga} \times E_a / (r \times l) \right]^{1/2}$$

Donde :

$$F = 6 \text{ Ton./Cm}^2$$

$$E_a = 2.1 \times 10^3 \text{ Ton./Cm}^2$$

$$r = 1/2 (0.42 / F)^2 \left[ (R_{(D+L)} / \text{Viga} \times E_a / L) \right]$$

$$r = 5.97 \text{ Cm.}$$

∴ Usar : 02 Rodillos de 40 Cm. x 4" de diámetro c/u.

### B.- DISEÑO DE PLANCHAS DE NEOPRENO

$$\text{Usar : Neopreno} \longrightarrow D = 50 \text{ Klb./Pulg.}^2 \longrightarrow \sigma = 1,400 \text{ Kg./Cm}^2$$

$$\begin{aligned} A &= R_{(D+L)} / (0.4 f_c) = 46.42 \times 1000 \text{ Kg./Viga} / [0.4 (175 \text{ Kg./Cm}^2)] \\ &= 663.14 \text{ Cm}^2 \end{aligned}$$

$$S_i = L = 40 \text{ Cm.}$$

$$b = 16 \text{ Cm.}$$

**Espesor de Neopreno.**

$$I = 40 \text{ f}^3 / 12 = 3.33 \text{ f}^3$$

$$t = M / (I / y t) = M / 6.67 \text{ f}^2 = 2$$

$$t = M / (6.67 \times \sigma)^{1/2}$$

### Cálculo del desplazamiento por cambios de temperatura.

$$\Delta L = (\lambda) (L) (\Delta t)$$

Donde :

$$\lambda = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta t = 20^{\circ}\text{C}$$

$$L = 1,780 \text{ Cm.}$$

$$\Delta l = 0.43 \text{ Cm.}$$

$$W = 46,420 \text{ Kg./40} = 1,160.50 \text{ Kg./Cm.}$$

Luego :

$$M_1 = 1/2 (W) (3.23 \text{ Cm.})^2 = 6,053.70 \text{ (Kg. - Cm.)}$$

$$M_2 = 1/9 (W) (11)^2 = 15,602.30 \text{ (Kg. - Cm.)}$$

Entonces; tomamos el momento más grande; y obtenemos :

$$t = 1.29 \text{ Cm.}$$

-  $\therefore$  Usar : Planchas de 40 Cm x 18 Cm. x 1 Cm.

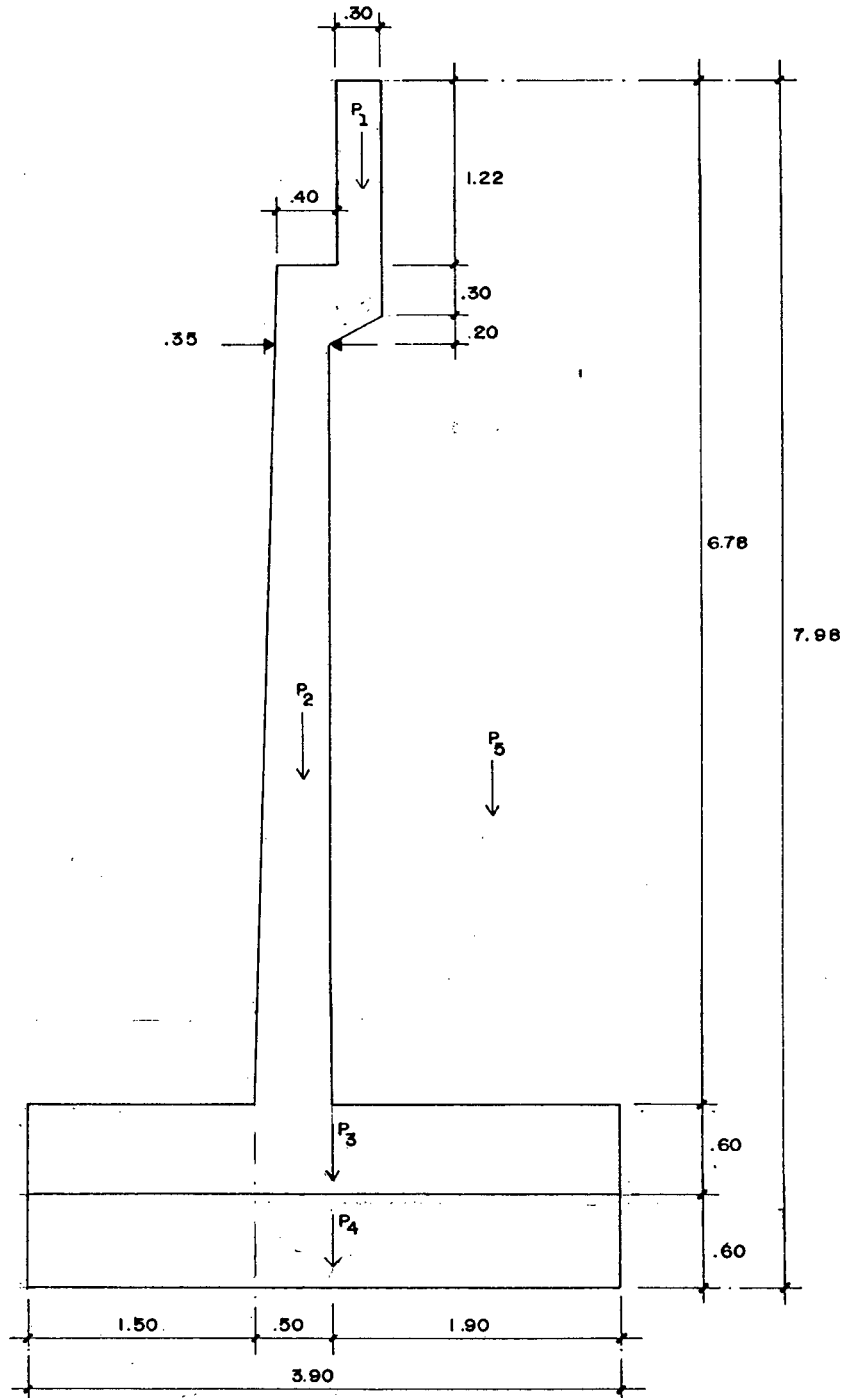
## DISEÑO DEL ESTRIBO LIBRE

Cota de rasante = 95.50 m.

Cota de elevación = 88.72 m.

Cota de cimentac. = 87.52 m.

Resistenc. del terreno = 2.00 Kg./Cm<sup>2</sup>



**SECCION A USAR**  
ESC. 1/50

**A. ESTRIBO CON RELLENO Y SIN PUENTE**

**- CARGA VERTICAL Y MOMENTOS RESISTENTES**

$$\begin{aligned} P1 &= (0.30 \text{ m}) (1.72 \text{ m}) (2.40 \text{ Ton/m}^3) &= 1.238 \text{ Ton}(2.15\text{m}) = 2.66(\text{Ton-m})/\text{m} \\ P2 &= [(0.35\text{m} + 0.50\text{m}) / 2] \times (5.56\text{m}) (2.40 \text{ Ton/m}^3) = 5.67 \text{ Ton}(1.925\text{m}) = 10.91(\text{Ton-m})/\text{m} \\ P3 &= (3.9 \text{ m})(0.60 \text{ m})(2.40 \text{ Ton/m}^3) &= 5.62 \text{ Ton.}(1.95 \text{ m}) = 10.98 (\text{Ton-m})/\text{m} \\ P4 &= (3.9 \text{ m}) (0.60 \text{ m}) 2.40 (\text{Ton-m}^3) &= 5.62 \text{ Ton.} (1.95 \text{ m}) = 10.96 (\text{Ton-m})/\text{m} \\ P5 &= (1.90 \text{ m}) (6.78 \text{ m}) (1.60 (\text{Ton-m}^3)) &= 20.61 \text{ Ton.}(2.95\text{m}) = 60.80 (\text{Ton-m})/\text{m} \\ & &----- \\ & &F_v = 38.76 \text{ Ton.} \quad M_R = 96.29 (\text{Ton-m})/\text{m} \end{aligned}$$

**- FUERZA HORIZONTAL Y MOMENTOS DE VOLTEO**

$$E_a = \frac{1}{2} h (h + 2h') K_a \dots\dots\dots (I)$$

Donde :

$$u = 0.50$$

$$k_a = 0.17$$

$$\delta = 1.60 \text{ Ton/m}^3$$

$$h = 7.98 \text{ m.}$$

Reemplazando valores en (I); se obtiene :

$$E_a = 9.96 \text{ Ton.}$$

Hallamos "d"

$$d = h / 3 (h + 3h' / h + 2h') = 2.83 \text{ m}$$

Luego :  $M_v = E_a \times d$

$\therefore M_v = 28.23 \text{ (Ton. - m) / m.}$

**COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD**

- **Coefficiente de Volteo (Cv)**

$C_v = M_R / M_v = 3.64 \geq 2.00 \dots\dots\dots \text{ Ok.}$

- **Coefficiente de Deslizamiento ( Cd)**

$C_d = \sum F_v (u) / \sum F_H = 38.76 (0.5) / 9.96 = 1.95 > 2.00 \dots\dots\dots \text{ Ok.}$

$\therefore$  Construir uñas para no permitir el deslizamiento del estribo.

- **Excentricidad : (e)**

$e = B/2 - (M_R - M_v / \sum F_v) = 0.194 \text{ m.}$

- **Esfuerzo Actuante en el Terreno ( a)**

$\sigma_a = \sum F_v / B (100) / (1 \pm 6e/B)$

Luego :

$\left. \begin{matrix} \sigma_{a_1} = 0.70 \text{ Kg/Cm}^2 \\ \sigma_{a_2} = 1.29 \text{ Kg/Cm}^2 \end{matrix} \right\} < 2.00 \text{ Kg/Cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Ok.}$

**B.- ESTRIBO CON PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO**

$R_D = 69.25 \text{ Ton / Puente.}$

$R_L = 60.68 \text{ Ton / Puente.}$

---

$R_{(D+L)} = 129.93 \text{ Ton/Puente}$

$$R_{(D+L)} = 129.93 \text{ Ton/Puente} / 8.20 = 15.82 \text{ Ton/Puente}$$

$$F_F + F_R = 0.05 (R_{(D+L)}) = 0.79 \text{ Ton/m.}$$

$$M_{v_1} = 0.79 \text{ Ton/m} (7.98 \text{ m}) = 6.30 \text{ Ton-m}$$

$$\therefore = M_{V_{TOTAL}} = M_V + M_{v_1} = 34.53 \text{ (Ton - m)/m.}$$

$$M_R = 15.85 \text{ Ton/m} (1.85\text{m}) = 29.32 \text{ (Ton - m) / m.}$$

$$\therefore = M_{R_{TOTAL}} = M_R + M_{R_1} = 125.61 \text{ (Ton - m)/m.}$$

### COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD

- Coefficiente de Volteo (Cv)

$$C_v = M_R / M_v = 3.64 > 2.00 \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

- Coefficiente de Deslizamiento (Cd)

$$C_d = \sum F_v (\mu) / \sum F_H = 54.61 (0.5) / 10.75 = 2.54 > 2.00 \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

- Excentricidad (e)

$$e = B / 2 - (M_R = M_v / \sum F_v) = 0.28 \text{ m.}$$

- Esfuerzo Actuante en el Terreno ( a )

$$\sigma_a = \sum F_v / B(100) (1 \pm 6e / B)$$

Luego :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{a_1} = 0.79 \text{ Kg/Cm}^2 \\ \sigma_{a_2} = 2.00 \text{ Kg/Cm}^2 \end{array} \right\} \leq 2.00 \text{ Kg/Cm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

**MOMENTOS ELECTORES Y DISEÑO POR FLEXION - METODO DE SERVICIO (Para 1m de Ancho en estribo)**

**Sección A - A**

$$Ea = 1/2 [ h (h + 2h') ka ] \dots\dots\dots \alpha$$

$$d = h/3 [ h + 3h' / (h + 2h') ] \dots\dots\dots \beta$$

Resolviendo ( $\alpha$ ) y ( $\beta$ ), obtenemos :

$$Ea = 0.40 \text{ Ton/m}$$

$$d = 0.51 \text{ m}$$

$$Ms = 0.204 \text{ (Ton - m)} \quad \curvearrowright \quad As = 0.57 \text{ Cm}^2$$

$\therefore$  Usar : 1  $\phi$  1/2" @ 0.20 m.

- Para ; h = 2.30 Ton. de la superficie

$$Ea = 1.095 \text{ Ton.}, \quad d = 0.90 \text{ m.}$$

$$Ms = 0.98 \text{ Ton - m} + (0.79 \text{ Ton}) (1.08 \text{ m}) = 1.83 \text{ (Ton - m)} \quad As = 4.04 \text{ Cm}^2$$

$\therefore$  Usar : 1  $\phi$  5/8" @ 0.30 m.

- Para ; h = 3.42 m de la superficie.

$$Ea = 2.15 \text{ Ton.}, \quad d = 1.29 \text{ m.}$$

$$Ms = (2.15 \text{ Ton}) (1.29 \text{ m}) + (0.79 \text{ Ton}) (2.20 \text{ m}) = 4.51 \text{ (Ton - m)} \quad As = 9.10 \text{ Cm}^2$$

$\therefore$  Usar : 1  $\phi$  5/8" @ 0.30 m. + 1  $\phi$  3/4" @ 0.50 m.

- Para ; h = 4.54 m de la superficie.

$$Ea = 4.45 \text{ Ton.}, \quad d = 1.67 \text{ m.}$$

$$M_s = (3.45 \text{ Ton}) (1.67 \text{ m}) + (0.79 \text{ Ton}) (3.32 \text{ m}) = 8.38 \text{ (Ton-m)} \rightarrow A_s = 15.17 \text{ Cm}^2$$

∴ Usar : 1 φ 5/8" @ 0.30 m. + 1 φ 3/4" @ 0.50 m.

- Para ; h = 5.66 m de la superficie.

$$E_a = 5.28 \text{ Ton.}, \quad d = 2.05 \text{ m.}$$

$$M_s = (5.28 \text{ Ton}) (2.05 \text{ m}) + (0.79 \text{ Ton}) (4.44 \text{ m}) = 14.33 \text{ (Ton-m)} \quad A_s = 24.10 \text{ Cm}^2$$

∴ Usar : 1 φ 5/8" @ 0.30 m. + 2 φ 3/4" @ 0.50 m. + 1 φ 3/4" @ 0.25 m.

- Para ; h = 6.78 m de la superficie.

$$E_a = 7.36 \text{ Ton.}, \quad d = 2.43 \text{ m.}$$

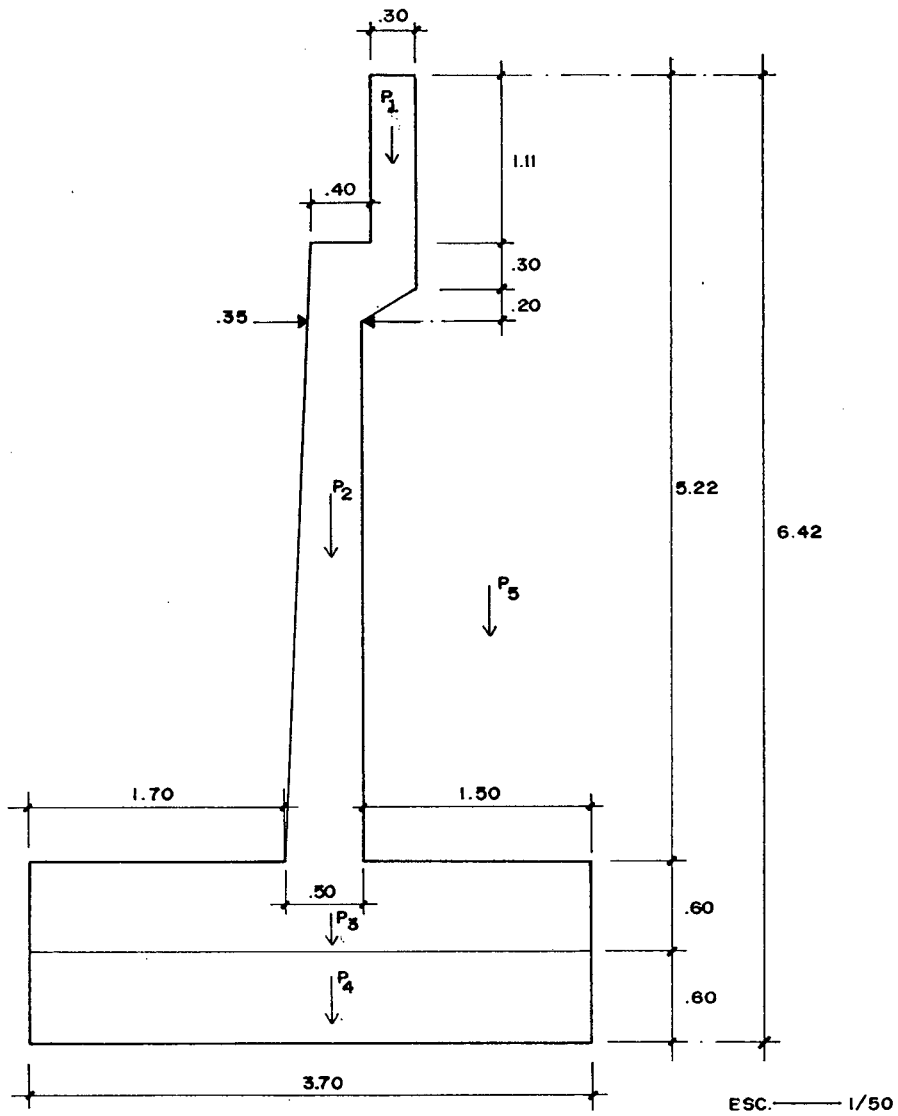
$$M_s = (7.36 \text{ Ton}) (2.43 \text{ m}) + (0.79 \text{ Ton}) (5.56 \text{ m}) = 22.28 \text{ (Ton-m)} \quad A_s = 34.9 \text{ Cm}^2$$

∴ Usar : 1 φ 5/8" @ 0.30 m. + 2 φ 3/4" @ 0.50 m. + 1 φ 3/4" @ 0.25 m.

### DISEÑO DE ESTRIBO FIJO

- Cota de Rasante .....	95.50 m.
Cota de Eleavación .....	90.28 m.
Cota de Cimentación .....	89.08 m.
Resistencia del terreno .....	1.70 Kg/Cm <sup>2</sup>





**- A.- ESTRIBO CON RELLENO Y SIN PUENTE**

**- Carga Verticales y Momentos Resistentes, para 1m de Ancho del Estribo.**

$$P_1 = (0.30 \text{ m}) (1.61 \text{ m}) (2.4 \text{ Ton/m}^3) = 1.16 \text{ Ton} (2.35 \text{ m}) = 2.73 \text{ (Ton - m)}$$

$$P_2 = (0.425 \text{ m}) (4.11 \text{ m}) (2.4 \text{ Ton/m}^3) = 4.19 \text{ Ton} (1.93 \text{ m}) = 8.09 \text{ (Ton - m)}$$

$$P_3 = (3.70 \text{ m}) (0.601 \text{ m}) (2.4 \text{ Ton/m}^3) = 5.328 \text{ Ton} (1.85 \text{ m}) = 9.86 \text{ (Ton - m)}$$

$$P_4 = (3.70 \text{ m}) (0.601 \text{ m}) (2.4 \text{ Ton/m}^3) = 5.328 \text{ Ton} (1.85 \text{ m}) = 9.86 \text{ (Ton - m)}$$

$$P_5 = (1.50 \text{ m}) (5.22 \text{ m}) (1.60 \text{ Ton/m}^3) = 12.53 \text{ Ton} (2.95 \text{ m}) = 36.96 \text{ (Ton - m)}$$

---


$$\Sigma F_v = 28.54 \text{ Ton} \quad \Sigma M_r = 67.48 \text{ Ton-m}$$

- Fuerza Horizontal y Momentos de Volteo.

Utilizando las fórmulas correspondientes calculamos :

$$K_a = 0.17$$

$$u = 0.50$$

$$\gamma = 1.60 \text{ Ton/m}^3$$

$$h' = 0.60 \text{ m.}$$

$$E_a = 6.65 \text{ Ton/m.}, d = 2.31 \text{ m}$$

$$\therefore M_v = E_a (d) = 15.36 \text{ (Ton - m) /m}$$

COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD

- Coefficiente de Volteo (Cv)

$$C_v = 4.40 > 2.00 \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

- Coefficiente de Deslizamiento (Cd)

$$C_d = 2.15 > 2.00 \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

- Excentricidad (e)

$$e = 0.023 \text{ m.}$$

- Esfuerzo Actuante en el Terreno ( a )

$$e < B/6, \quad \sigma_a = \Sigma F_v / B (100) (1 \pm 6e / B)$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{a_1} = 0.80 \text{ Kg/Cm}^2 \\ \sigma_{a_2} = 0.74 \text{ Kg/Cm}^2 \end{array} \right\} < 1.70 \text{ Kg/Cm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

## B.- ESTRIBO CON RELLENO Y PUENTE SOBRECARGADO

### - CARGAS VERTICALES Y MOMENTOS RESISTENCIA (Para 1m de ancho del Estribo)

$$R_{(D+L)} = 15.85 \text{ Ton}$$

$$F_R + F_F = 0.79 \text{ Ton}$$

$$E_Q = 0.1 R_{(D+L)} = 1.595 \text{ Ton}$$

$$M_{V_1} = 0.79 \text{ Ton/m} (5.31 \text{ m}) + 1.595 \text{ Ton/m} (5.31 \text{ m}) = 12.66 \text{ (Ton-m)}$$

$$M_{V_{\text{TOTAL}}} = M_{V_1} + M_V = 28.02 \text{ (Ton - m)}$$

$$\Sigma F_V = 43.90 \text{ Ton.}$$

$$M_{R_1} = 15.85 \text{ Ton/m} (1.93 \text{ m}) = 30.59 \text{ (Ton - m) / m.}$$

$$M_{R_T} = M_R + M_{R_1} = 98.10 \text{ (Ton - m) / m.}$$

$$\Sigma F_H = 9.04 \text{ Ton/ml.}$$

### - COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD

#### - **Coefficiente de Volteo**

$$C_v = 3.50 > 20.0 \dots\dots\dots \text{ Ok.}$$

#### - **Coefficiente de Deslizamiento ( Cd)**

$$C_d = 2.43 > 2.00 \dots\dots\dots \text{ Ok.}$$

#### - **Excentricidad : ( e)**

$$e = 0.25 \text{ m.}$$

#### - **Esfuerzo Actuante en el Terreno ( a)**

$$e < B/6 ,$$

$$\sigma_a = \Sigma F_v / B (100) (1 \pm 6e / B)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{a_1} &= 0.71 \text{ Kg/Cm}^2 \\ \sigma_{a_2} &= 1.67 \text{ Kg/Cm}^2 \end{aligned} \right\} < 1.70 \text{ Kg/Cm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

**MOMENTOS ELECTORES Y DISEÑO POR FLEXION - METODO DE SERVICIO (Para 1m de Ancho en estribo)**

**Sección A - A**

$Ea = 0.35 \text{ Ton. ,} \quad d = 0.47 \text{ m.}$

$Ms = (Ea) (d) = 0.17 \text{ (Ton - m)} \rightsquigarrow As = 0.50 \text{ Cm}^2$

$\therefore$  Usar : 1  $\phi$  1/2" @ 0.20 m.

- Para ; h = 2.13 Ton. de la superficie

$Ea = 0.96 \text{ Ton. ,} \quad d = 0.84 \text{ m.}$

$Ms = Ea (d) + 2.385 \text{ Ton (1.02 m)} = 3.24 \text{ (Ton - m)} \rightsquigarrow As = 6.84 \text{ Cm}^2$

$\therefore$  Usar : 1  $\phi$  5/8" @ 0.20 m.

- Para ; h = 3.16 m de la superficie.

$Ea = 1.87 \text{ Ton. ,} \quad d = 1.34 \text{ m.}$

$Ms = Ea (d) + 2.385 \text{ Ton (2.05 m)} = 7.39 \text{ (Ton - m)} \rightsquigarrow As = 13.38 \text{ Cm}^2$

$\therefore$  Usar : 1  $\phi$  3/4" @ 0.30 m.

- Para ; h = 4.19 m de la superficie.

$Ea = 3.07 \text{ Ton. ,} \quad d = 1.71 \text{ m.}$

$Ms = Ea (d) + 2.385 \text{ Ton (3.08 m)} = 12.60 \text{ (Ton - m)} \rightsquigarrow As = 21.20 \text{ Cm}^2$

$\therefore$  Usar : 1  $\phi$  3/4" @ 0.10 m.

- Para ;  $h = 5.22$  m de la superficie.

$$M_s = M_v + 2.385 \text{ Ton} (2.31 \text{ m}) = 20.86 \text{ (Ton - m)}$$

$$A_s = 32.02 \text{ Cm}^2$$

∴ Usar : 1  $\phi$  3/4" @ 0.10 m.

**7.3. DISEÑO DEL PUENTE SHILCAYO (CONCRETO ARMADO), MEDIANTE EL PROGRAMA DE COMPUTO.**

**7.3.1. INGRESO DE DATOS :**

Record#	CODIGO	DESCRI	UNIMED	VALOR
1	L	LONGITUD DEL PUENTE	mts	17.80
2	Sc	SOBRECARGA AASHTO		HS20-44
3	Ap	ANCHO DEL PUENTE	mts	6.6
4	h	PERALTE DE VIGA	mts	1.10
5	d	PERALTE UTIL DE VIGAS	cm	100
6	bw	ANCHO DE INFERIOR DE VIGAS	mts	0.40
7	bi	ANCHO DE VIGA INTERIOR	mts	2.60
8	be	ANCHO DE VIGA EXTERIOR	mts	2.300
9	Nvg	NUMERO DE VIGAS	und	3
10	Nvi	NUMERO DE VIAS	und	2
11	Svi	SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS	mts	2.70
12	Wb	PESO DEL BARANDAL	Tn/mts	0.45
13	bd	ANCHO VIGA DIAFRAGMA	mts	0.30
14	hd	PERALTE VIGA DIAFRAGMA	mts	0.70
15	d1	Peralte Util del Diafragma	Cm.	65
16	t	ESPEJOR DE LOSA	mts	0.20
17	t1	ESPEJOR LOSA EN VEREDA	mts	0.15
18	FI	DIAMETRO DEL ESTRIBO	Pulg	0.5
19	X1	UBICACION DIAFRAGMA 1	mts	0.00
20	X2	UBICACION DIAFRAGMA 2	mts	8.90
21	X3	UBICACION DIAFRAGMA 3	mts	17.80
22	X4	UBICACION DIAFRAGMA 4	mts	0.00
23	X5	UBICACION DIAFRAGMA 5	mts	0.00
24	X6	UBICACION DIAFRAGMA 6	mts	0.00
25	X7	UBICACION DIAFRAGMA 7	mts	0.00
26	Qu1	COEFICIENTE ULTIMO 1		1.3
27	Qu2	COEFICIENTE ULTIMO 2		1.67
28	fc	RESISTENCIA DEL CONCRETO	Kg/cm2	280
29	fy	RESISTENCIA DEL ACERO	Kg/cm2	4200
30	Dn	RESISTENCIA NEUPRENO	Klb/i2	50
31	At	VARIACION DE TEMPERATURA	Gc	20
32	RT1	RESIS. DEL SUELO EST-LIBRE	Kg/cm2	2.00
33	RT2	RESIS. DEL SUELO EST-FIJO	Kg/cm2	1.70
34	Rc	RESIS. DEL CONCRETO CICLOPEO	Kg/cm2	100
35	Hsc	ALTURA x SOBRECARGA	mts	0.60
36	Wc	PESO DEL CONCRETO CICLOPEO	Kg/m3	2300
37	Ws	PESO DEL SUELO DE RELLENO	Kg/m3	1600
38	Eb1	ANCHO EST-LIBRE SECCION A-A	mts	0.80
39	Eb2	ANCHO CAJUELA EST-LIBRE	mts	0.60
40	Eb3	ANCHO BASE EST-LIBRE	mts	2.60
41	Ebc	ANCHO CIMENTACION EST-LIBRE	mts	3.60
42	B11	ANCHO DE EST-FIJO SECCION A-A	mts	0.80
43	B12	ANCHO DE EST-FIJO SECCION B-B	mts	0.80
44	B22	ANCHO CAJUELA EST-FIJO	mts	0.60
45	B33	ANCHO BASE EST-FIJO	mts	3.50
46	Ebf	ANCHO CIMENTACION EST-FIJO	mts	4.00
47	Crf	COTA RASANTE EST-FIJO	mts	95.50
48	Cef	COTA ELEVACION EST-FIJO	mts	90.28
49	Cif	COTA CIMENTACION EST-FIJO	mts	89.08
50	Cr1	COTA RASANTE EST-LIBRE	mts	95.50
51	Cel	COTA ELEVACION EST-LIBRE	mts	88.72
52	Cil	COTA CIMENTACION EST-LIBRE	mts	87.52
53	Cf	COEF. FRICCION CONCR. CICLOPEO		0.70
54	Cf1	COEF. FRICCION SUELO EST-LIBRE		0.50
55	Cf2	COEF. FRICCION SUELO EST-FIJO		0.50
56	C	COEF. EMPUJE ACTIVO DEL SUELO		0.17
57	L1	LONGITUD DE VOLADO	mts	0.60

58	L2	LONGITUD DE VERADA	mts	0.70
59	Fc1	RESISTENCIA CONCRETO ESTRIBOS	Kg/cm2	175
60	Lb1	ANCHO SUPERIOR EST-LIB-CON	mts	0.30
61	Lb2	ANCHO CAJUELA EST-LIB-CON	mts	0.35
62	Lb3	ANCHO EN BASE EST-LIB-CON	mts	0.50
63	Lbi	ANCHO DEL PIE EST-LIB-CON	mts	1.50
64	Lbd	ANCHO DEL TALON EST-LIB-CON	mts	1.90
65	Lb	ANCHO CIMNETACION EST-LIB-CON	mts	3.90
66	Fb1	ANCHO SUPERIOR EST-FIJO-CON	mts	0.30
67	Fb2	ANCHO CAJUELA EST-FIJO-CON	mts	0.35
68	Fb3	ANCHO EN BASE EST-FIJO-CON	mts	0.50
69	Fbi	ANCHO DEL PIE EST-FIJO-CON	mts	1.70
70	Fbd	ANCHO DEL TALON EST-FIJO-CON	mts	1.50
71	Fb	ANCHO CIMENTACION EST-FIJO-CON	mts	3.70

### 7.3.2. RESULTADOS :

DISEÑO DE PUENTES.  
Bach. Rosario Villanueva Díaz.

Pag : 1  
Fecha : 17/02/97

Proyecto : PUENTE SHILCAYO  
Fecha : 12/06/96  
Tipo de Puente : " CON VIGAS DE CONCRETO ARMADO "  
Metodo de Diseño : " METODO DE LOS COEFICIENTES DE LA AASHTO "

Sobrecarga : HS20-44  
Longitud : 17.80 mts  
Ancho del Puente : 6.60 mts  
Ancho de Vereda : 0.70 mts  
Espesor de Losa t : 0.20 mts  
Espesor de Vereda t1 : 0.15 mts  
Número de Vigas : 3.00  
Número de Vías Circulación : 2.00  
Separación de Ejes Vigas : 2.70 mts  
Ancho de Vigas bw : 0.40 mts  
Peralte de Vigas h : 1.10 mts  
Ubicación de Diafragmas : 0.00 8.90 17.80 0.00 0.00  
Peralte de Viga Diafragma : 0.70 mts  
Ancho de Viga Diafragma : 0.30 mts  
Coef. Concentración Exterior : 1.48  
coef. Concentración Interior : 1.48  
Coeficiente de Impacto : 0.270  
Coeficiente Ultimo 1 : 1.30  
Coeficiente Ultimo 2 : 1.67  
Concreto fc : 280.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
Acero G-60 : 4200.00 Kg/cm<sup>2</sup>

#### A.- DISEÑO DE VIGAS - METODO ROTURA

##### A.1.- DISEÑO DE VIGAS EXTERIORES

$$M_u = Q_{u1} * (M_d / N_{vg} + Q_{u2} * M_1 * (1 + I)) * CCE$$

Punto	Md (t-m)/puente	M1 (t-m)/eje	Mu (t-m)/viga	As Cm <sup>2</sup> /viga	C cm
X=L/10	107.46	23.80	143.42	38.44	2.61
X=2L/10	191.49	41.18	250.61	67.86	4.61
X=3L/10	252.11	52.16	321.56	87.68	5.95
X=4L/10	289.30	58.42	363.13	99.42	6.75
X=5L/10	303.08	59.10	371.88	101.91	6.92



A.2.- DISEÑO VIGAS INTERIORES

$$M_u = Q_{u1} * (M_d / N_{vg} + Q_{u2} * (M_I * (1 + II)) * CCI)$$

Punto	$M_d$ (t-m)/puente	$M_I$ (t-m)/eje	$M_u$ (t-m)/viga	$A_s$ $cm^2$ /viga	$C$ cm
$X=L/10$	107.46	23.80	143.42	38.44	2.61
$X=2L/10$	191.49	41.18	250.61	67.86	4.61
$X=3L/10$	252.11	52.16	321.56	87.68	5.95
$X=4L/10$	289.30	58.42	363.13	99.42	6.75
$X=5L/10$	303.08	59.10	371.88	101.91	6.92

B.- DISEÑO DE VIGAS METODO DE SERVICIO

B.1.- DISEÑO DE VIGAS EXTERIORES

$$M_s = (M_d / N_{vg} + M_I * (1 + II)) * CCE$$

Punto	$M_d$ (t-m)/puente	$M_I$ (t-m)/eje	$M_s$ (t-m)/viga	$A_s$ $cm^2$ /viga
$X=L/10$	107.46	23.80	80.43	54.15
$X=2L/10$	191.49	41.18	141.04	94.96
$X=3L/10$	252.11	52.16	181.83	122.43
$X=4L/10$	289.30	58.42	205.95	138.67
$X=5L/10$	303.08	59.10	211.83	142.62

B.2.- DISEÑO DE VIGAS INTERIORES

$$M_s = (M_d / N_{vg} + M_I * (1 + II)) * CCI$$

Punto	$M_d$ (t-m)/puente	$M_I$ (t-m)/eje	$M_s$ (t-m)/viga	$A_s$ $cm^2$ /viga
$X=L/10$	107.46	23.80	80.43	54.15
$X=2L/10$	191.49	41.18	141.04	94.96
$X=3L/10$	252.11	52.16	181.83	122.43
$X=4L/10$	289.30	58.42	205.95	138.67
$X=5L/10$	303.08	59.10	211.83	142.62

C.- DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

$$Vu = Qu1*(Vd/Nvg+Qu2*VI*(1+II)*2*Nvi*CCE)$$

Punto	Vd ton/puente	VI ton/eje	Vu ton/viga	∅ Est. Pulg.	Espaciam. cm.
Apoyo	69.27	15.17	91.75	0.50	9.86
X=L/10	53.79	12.75	75.21	0.50	20.07
X=2L/10	40.63	10.53	60.49	0.50	29.82
X=3L/10	27.47	8.52	46.58	0.50	42.23
X=4L/10	14.32	6.70	33.48	0.50	42.23
X=5L/10	1.16	5.08	21.20	0.50	42.23

D.- DISEÑO DE LOSA

D.1.- METODO DE ROTURA

$$Mu=Qu1*(Md+Qu2*Ml*1.3)$$

Tramo	Md (t-m)/m	Ml (t-m)/m	Mu (t-m)/m	As Cm <sup>2</sup> /m
Eje	0.31	1.91	5.80	10.92
Apoyo Viga	-0.31	-2.15	-6.47	12.30
TRAMO EN VOLADO				
Cara ext.viga	-0.83	-1.08	-4.11	7.59
Sardinel	-0.43	-0.21	-1.16	2.70
Vereda	-0.18	-0.02	-0.30	2.70

D.2.- METODO DE SERVICIO

$$M_s = M_d + M_l * 1.3$$

Tramo	$M_d$ (t-m)/m	$M_l$ (t-m)/m	$M_s$ (t-m)/m	$A_s$ $\text{Cm}^2/\text{m}$
Central	0.31	1.91	2.79	12.53
Apoyo Viga	-0.31	-2.15	-3.10	13.93
TRAMO EN VOLADO				
Cara ext.viga	-0.83	-1.08	-2.23	9.99
Sardinel	-0.43	-0.21	-0.71	3.17
Vereda	-0.18	-0.02	-0.30	2.70

E.- DISEÑO DE DIAFRAGMA

E.1.- POR FLEXION - METODO DE SERVICIO

$$M_s = M_d + M_l$$

Seccion	$M_d$ (t-m)/viga	$M_l$ (t-m)/viga	$M_s$ (t-m)/viga	$A_s$ $\text{Cm}^2/\text{viga}$
En el Apoyo	13.87	0.34	31.11	19.03
	44.27	0.00	57.55	59.61
En centro Luz	3.98	0.00	5.18	5.37
	23.91	0.04	31.11	32.23

E.2.- POR ESFUERZOS CORTANTES

$$V_u = Q_{u1} * (V_d * Q_{u2} * (V_l * 1.3))$$

Seccion	$V_d$ ton/viga	$V_l$ ton/viga	$V_u$ ton/viga	$\phi$ Estrib Pulg.	S Espaciamiento
Apoyo	1.32	17.71	49.98	0.50	19.03
Eje	0.00	17.71	49.98	0.50	18.54

Proyecto : PUENTE SHILCAYO  
Fecha : 12/06/96  
DISEÑO ESTRIBO CONCRETO ARMADO

PUENTE CONCRETO ARMADO

A.- ESTRIBO LIBRE

Cota de Rasante : 95.50 mts  
Cota de Elevación : 88.72 mts  
Cota de Cimentación : 87.52 mts  
Ancho Superior Estribo : 0.30 mts  
Ancho en la Cajuela : 0.35 mts  
Ancho de la Base : 0.50 mts  
Ancho del Talon : 1.90 mts  
Ancho del Pie : 1.50 mts  
Ancho de la Cimentación : 3.90 mts  
Numero de Rodillos : 3.00 Und.  
Diametro del rodillo : 3.91 Cms.  
Resistencia del Neopreno : 50.00 Klb/Plg<sup>2</sup>  
Dimensiones del Neopreno : 16.26, 1.03, 40.00 Cms.  
Resistencia del Terreno : 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
Reaccion del Puente : 16.24 Ton/ml.  
Fuerza de Friccion + Frenado : 0.81 Ton/ml.

A.1.- COMPROBACION DE ESTABILIDAD

Seccion	Fh Tn	Fv Tn	Alt mts	Mr Tn-m	Mv Tn-m	Cv	Cd.	Exc. m	Q. Kg/cm <sup>2</sup>
Sin puente C-C	9.96	38.77	2.83	95.30	28.23	3.38	1.95	0.22	1.33 0.66
Con puente C-C	10.78	55.01	2.83	124.95	33.76	3.70	2.55	0.29	2.04 0.78

A.2.-DISEÑO EN CONCRETO - AREA DE ACERO METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO

Seccion	Fh Tn	Altura mts	Mv (Tn-m)	Espesor mts	As cm <sup>2</sup> /m
A - A	0.38	1.18	0.19	0.30	4.50
B - B	7.36	6.78	22.43	0.50	33.59
Hy	1.09	2.30	1.89	0.38	5.94
2*Hy	2.15	3.42	4.59	0.41	8.61
3*Hy	3.54	4.54	8.65	0.44	14.98
4*Hy	5.28	5.66	14.47	0.47	23.24

Proyecto : PUENTE SHILCAYO  
Fecha : 12/06/96  
DISEÑO ESTRIBO CONCRETO ARMADO

PUENTE CONCRETO ARMADO

B. - ESTRIBO FIJO

Cota de Rasante	:	95.50	mts
Cota de Elevación	:	90.28	mts
Cota de Cimentación	:	89.08	mts
Ancho Superior Estribo	:	0.30	mts
Ancho en la Cajuela	:	0.35	mts
Ancho de la Base	:	0.50	mts
Ancho del Talon	:	1.50	mts
Ancho del Pie	:	1.70	mts
Ancho de la Cimentación:		3.70	mts
Resistencia del Terreno	:	1.70	Kg/Cm <sup>2</sup>
Fuerza Sismica	:	1.62	Ton/ml.

B.1.- COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD

Seccion	Fh Tn	Fv Tn	Alt mts	Mr Tn-m	Mv Tn-m	Cv	Cd.	Exc. m	Q. Kg/cm <sup>2</sup>
Sin puente C-C	6.65	28.54	2.31	67.57	15.36	4.40	2.14	0.02	0.80 0.75
Con puente C-C	9.09	44.78	2.31	99.25	28.32	3.50	2.46	0.27	1.73 0.69

B.2.- DISEÑO EN CONCRETO - AREA DE ACERO POR EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO

Seccion	Fh Tn	Altura mts	Mv (Tn-m) 334	Espesor mts	As cm <sup>2</sup> /m
A - A	0.34	1.10	0.16	0.30	4.50
B - B	4.56	5.22	18.71	0.50	28.02
Hy	0.96	2.13	3.32	0.39	6.65
2*Hy	1.87	3.16	7.26	0.43	13.09
3*Hy	3.07	4.19	12.30	0.46	20.11
4*Hy	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00

Resistencia del concreto Fc : 175.00 Kg/cm<sup>2</sup>

Resistencia del Acero G-60 Fy : 4200.00 Kg/cm<sup>2</sup>

**7.4. DISEÑO DEL PUENTE SHILCAYO (SECCION COMPUESTA).  
 MEDIANTE EL PROGRAMA DE COMPUTO.**

**7.4.1. INGRESO DE DATOS :**

Record#	NU	CODIGO	DESCRI	UNIMED	VALOR
1	1	L	LONGITUD DE PUENTE	mts	17.80
2	2	Sc	SOBRECARGA		HS20-44
3	3	Nvg	NUMERO DE VIGAS	und.	4
4	4	Nvi	NUMERO DE VIAS	und.	2
5	5	Svi	SEPARACION ENTRE VIGAS	mts	1.9
6	6	Ap	ANCHO DEL PUENTE	mts	6.6
7	7	L1	LONGITUD DE VOLADO	mts	0.45
8	8	L2	LONGITUD DE VEREDA	mts	0.80
9	9	T	ESPESOR DE LOSA	mts	0.15
10	10	T1	ESPESOR DE VEREDA	mts	0.15
11	11	Bi	ANCHO VIGA INT.	mts	1.8
12	12	Be	ANCHO VIGA EXT.	mts	1.7
13	13	Wb	PESO DEL BARANDAL	t/m	0.4
14	14	d	PERALTE DE VIGAS	cm	60
15	15	Tw	ESPESOR ALMA DE VIGA	cm	0.95
16	16	Bs	ANCHO ALA SUPERIOR VIGA	cm	30
17	17	Ts	ESPESOR ALA SUPERIOR VIGA	cm	2.00
18	18	Bw	ANCHO ALA INFERIOR DE VIGA	cm	30
19	19	Tf	ESPESOR ALA INFERIOR DE VIGA	cm	2.00
20	20	Bp1	ANCHO DE PLATABANDA 1	cm	0.00
21	21	Ep1	ESPESOR DE PLATABANDA 1	cm	0.00
22	22	Bp2	ANCHO DE PLATABANDA 2	cm	0.00
23	23	Ep2	ESPESOR DE PLATABANDA 2	cm	0.00
24	24	Hd	PERALTE DE VIGA DIAFRAGMA	cm	40
25	25	Bd	ANCHO ALAS VIGA DIAFRAGMA	cm	30
26	26	Td	ESPESOR ALMA VIGA DIAFRAGMA	cm	0.95
27	27	Td1	ESPESOR ALAS VIGA DIAFRAGMA	cm	2.00
28	28	X1	UBICACION DIAFRAGMA 1	mts	0.00
29	29	X2	UBICACION DIAFRAGMA 2	mts	8.90
30	30	X3	UBICACION DIAFRAGMA 3	mts	17.80
31	31	X4	UBICACION DIAFRAGMA 4	mts	0.00
32	32	X5	UBICACION DIAFRAGMA 5	mts	0.00
33	33	X6	UBICACION DIAFRAGMA 6	mts	0.00
34	34	X7	UBICACION DIAFRAGMA 7	mts	0.00
35	35	At	VARIACION DE TEMPERATURA	Gc	20
36	36	Hsc	RELLENO POR SOBRECARGA	mts.	0.60
37	37	Dn	RESISTENCIA NEUPRENO	Klb/i2	50
38	38	RT1	RESISTENCIA SUELO EST-LIBRE	Kg/cm2	2.00
39	39	RT2	RESISTENCIA SUELO EST-FIJO	Kg/cm2	1.70
40	40	Rc	RESISTENCIA CONCRETO CICLOPEO	Kg/cm2	100
41	42	Wc	PESO DEL COCRETO CICLOPEO	Kg/m3	2300
42	43	Ws	PESO DEL SUELO DE RELLENO	Kg/m3	1600
43	44	Eb1	ANCHO EST-LIBRE SECCION A-A	mts	0.40
44	45	Eb2	ANCHO CAJUELA EST-LIBRE	mts	1.30
45	46	Eb3	ANCHO EST-LIBRE SECCION C-C	mts	1.60
46	47	Ebc	ANCHO EST-LIBRE CIMENTACION	mts	1.80
47	48	B11	ANCHO EST-FIJO SECCION A-A	mts	0.60
48	49	B12	ANCHO EST-FIJO SECCION B-B	mts	0.40
49	50	B22	ANCHO CAJUELA EST-FIJO	mts	0.60
50	51	B33	ANCHO EST-FIJO SECCION C-C	mts	1.90
51	52	Ebf	ANCHO EST-FIJO CIMENTACION	mts	2.50
52	53	Crf	COTA RASANTE EST-FIJO	mts	95.50
53	54	Cef	COTA ELEVACION EST-FIJO	mts	90.28
54	55	Cif	COTA CIMENTACION EST-FIJO	mts	89.08
55	56	Crl	COTA RASANTE EST-LIBRE	mts	95.50

56	57	Ce1	COTA ELEVACION EST-LIBRE	mts	88.72
57	58	Ci1	COTA CIMENTACION EST-LIBRE	mts	87.52
58	59	Cf	COEFICIENTE FRICCION CONCRETO		0.70
59	60	Cf1	COEF.FRICCION.SUELO EST-LIBRE		0.50
60	61	Cf2	COEF.FRICCION.SUELO EST-FIJO		0.50
61	62	C	EMPUJE ACTIVO DEL SUELO		0.17
62	63	Fy	RESISTENCIA DEL ACERO		4200
63	64	Fc	RESISTENCIA CONCRETO EN LOSA	Kg/cm2	280
64	65	Lb1	ANCHO SUPERIOR EST-LIB-CON	mts	0.30
65	66	Lb2	ANCHO CAJUELA EST-LIB-CON	mts	0.30
66	67	Lb3	ANCHO EN BASE EST-LIB-CON	mts	0.50
67	68	Lbi	ANCHO DEL PIE EST-LIB-CON	mts	1.70
68	69	Lbd	ANCHO DEL TALON EST-LIB-CON	mts	1.40
69	70	Lb	ANCHO CIMENTACION EST-LIB-CON	mts	3.60
70	71	Fb1	ANCHO SUPERIOR EST-FIJO-CON	mts	0.30
71	72	Fb2	ANCHO CAJUELA ETST-FIJO-CON	mts	0.30
72	73	Fb3	ANCHO EN BASE ETS-FIJO-CON	mts	0.50
73	74	Fbi	ANCHO DEL PIE EST-FIJO-CON	mts	1.75
74	75	Fbd	ANCHO DEL TALON EST-FIJO-CON	mts	1.40
75	76	Fb	ANCHO CIMENTACION EST-FIJO-LIB	mts	3.60
76	77	Nc	NUMERO CICLOS DE CARGA $1 \times 10^6$		2
77	78	Hc	ALTURA DE CONECTORES	Cm.	7.5
78	79	Dc	DIAMETRO DE CONECTORES	Cm	2
79	80	Fc1	RESIST. CONCRETO (ESTRIBOS)	Kg/Cm2	175

## 7.4.2. RESULTADOS :

Pag : 1

### DISEÑO DE PUENTES.

Bach. Rosario Villanueva Díaz.

Fecha : 17/02/97

Codigo : S001  
 Proyecto : PUENTE SHILCAYO  
 Fecha : 10/06/96  
 Tipo de Puente : " SECCION COMPUESTA SIMPLEMENTE APOYADO "  
 Metodo de Diseño : " METODO DE LOS COEFICIENTES DE LA AASHTO "  
 Sobrecarga : HS20-44  
 Longitud : 17.80  
 Ancho del Puente : 6.60  
 Peralte del Puente : 64.19  
 Nº de Vias : 2.00  
 Nº de Vigas : 4.00  
 Separación entre Vigas : 1.90  
 Longitud del Volado : 0.45  
 Ancho de Vereda : 0.80  
 Espesor de Losa : 0.15  
 Espesor Vereda : 0.15

#### CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

Alma de Vigas  $d \times T_w$  : 60.00 ; 0.95  
 Ala Superior  $B \times T_s$  : 30.00 ; 2.00  
 Ala Inferior  $B_w \times T_f$  : 30.00 ; 2.00  
 Platabanda 1  $B_{p1} \times Esp1$  : 0.00 ; 0.000  
 Platabanda 2  $B_{p2} \times Esp2$  : 0.00 ; 0.00

#### CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE DIAFRAGMAS

Alma Viga Diafragma  $H_d \times T_t$  : 40.00 ; 0.95  
 Alas Viga Diafragma  $B_d \times T_d$  : 30.00 ; 2.00  
 Ubicacion de Diafragma : 0.00 8.90 17.80 0.00 0.00 0.00  
 Coef. Concentracion Interior : 1.04  
 Coef. Concentracion Exterior : 1.04  
 Coeficiente de Impacto : 0.27  
 Vigas : Acero A - 36  
 Losa :  
 Concreto  $F_c$  : 280.00  
 Acero  $F_y$  : 4200.00

#### MOMENTOS FLECTORES PARA DISEÑO DE VIGAS

Seccion	$M_d$ (ton-m)/v	$M(l+I)$ (ton-m)/v	$M_s$ (ton-m)/v	$M_{dd}$ (ton-m)/v
X=L/10	16.47	31.39	47.86	25.88
X=2L/10	29.31	54.33	83.64	46.04
X=3L/10	38.52	68.82	107.34	60.48
X=4L/10	44.74	77.07	121.81	69.83
X=5L/10	46.08	77.97	124.05	72.22



Perfil	Area cm <sup>2</sup>	Eje Neutro (cm)	Inercia cm <sup>4</sup>
Sin	177.00	32.00	247780.00
Platabanda	495.75	23.03	684450.98
Con 01	0.00	0.00	0.00
Platabandas	0.00	0.00	0.00
Con 02	0.00	0.00	0.00
Platabandas	0.00	0.00	0.00

DISEÑO DE VIGAS

A.- SISTEMA CONSTRUCTIVO APUNTALADO

Seccion	Esf Losa Kg/cm <sup>2</sup>	Comp Ala Kg/cm <sup>2</sup>	Ten Ala Kg/cm <sup>2</sup>
X=L/10	20.13	28.19	419.32
X=2L/10	35.18	49.26	732.82
X=3L/10	45.15	63.22	940.50
X=4L/10	51.23	71.74	1067.24
X=5L/10	52.18	73.06	1086.92

B.- SISTEMA CONSTRUCTIVO SIN APUNTALAMIENTO

Seccion	Esf Con (Kg/cm <sup>2</sup> )	Comp Mdd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Comp Ms (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ten Mdd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ten Ms (Kg/cm <sup>2</sup> )
X=L/10	13.20	334.17	231.13	334.17	487.71
X=2L/10	22.85	594.53	410.48	594.53	854.54
X=3L/10	28.95	781.08	538.04	781.08	1100.49
X=4L/10	32.42	901.89	623.20	901.89	1253.06
X=5L/10	32.80	932.74	641.08	932.74	1278.31

DISEÑO DE LOSA METODO DE SERVICIO  
 $M_s = M_d + M_l * 1.3$

Tramo	$M_d$ (t-m)/m	$M_l$ (t-m)/m	$M_s$ (t-m)/m	As Cm <sup>2</sup> /m
Central	0.12	1.45	2.01	13.50
Apoyo Viga	-0.12	-1.63	-2.24	15.09
TRAMO EN VOLADO				
Cara ext.viga	-0.72	-0.34	-1.16	7.81
Sardinel	-0.46	-0.24	-0.77	5.19
Vereda	-0.25	-0.05	-0.46	1.80

D.- DISEÑO DE LOSA

D.1.- METODO DE ROTURA

$$M_u = Q_{u1} * (M_d + Q_{u2} * M_l * 1.3)$$

Tramo	$M_d$ (t-m)/m	$M_l$ (t-m)/m	$M_u$ (t-m)/m	As Cm <sup>2</sup> /m
Eje	0.12	1.45	4.24	12.63
Apoyo Viga	-0.12	-1.63	-4.75	14.41
TRAMO EN VOLADO				
Cara ext.viga	-0.72	-0.34	-1.89	5.23
Sardinel	-0.46	-0.24	-1.27	3.47
Vereda	-0.25	-0.05	-0.46	1.80

DISEÑO DE VIGAS  
 A.- SISTEMA CONSTRUCTIVO APUNTALADO

Seccion	Cortante Vs (Tn-m)	Espacia. Conect. (m)	Espacia. Atieza. (m)
Apoyo	30.46	0.27	1.41
X=L/10	25.06	0.33	1.54
X=2L/10	20.09	0.39	1.69
X=3L/10	15.40	0.49	1.83
X=4L/10	10.96	0.60	1.83
X=5L/10	6.80	0.60	1.83

Conectores Diam x altura (cm) : 2.00 7.50  
 Ancho del Atiezador (Cm.) : 14.53  
 Espesor del Atiezador (Cm.) : 1.21  
 Inercia del Atiezador (Cm<sup>4</sup>) : 309.91  
 Resistencia Como Columna (Ton.) : 1392.76  
 Resistencia al Aplastamiento (Ton.) : 72.39

Proyecto : PUENTE SHILCAYO  
Fecha : 12/06/96  
DISEÑO ESTRIBO CONCRETO ARMADO

PUENTE SECCION COMPUESTA

A.- ESTRIBO LIBRE

Cota de Rasante : 95.50 mts  
Cota de Elevación : 88.72 mts  
Cota de Cimentación : 87.52 mts  
Ancho Superior Estribo : 0.30 mts  
Ancho en la Cajuela : 0.30 mts  
Ancho de la Base : 0.50 mts  
Ancho del Talon : 1.40 mts  
Ancho del Pie : 1.70 mts  
Ancho de la Cimentación : 3.60 mts  
Numero de Rodillos : 2.00 Und.  
Diametro del rodillo : 3.15 Cms.  
Resistencia del Neopreno : 50.00 Klb/Plg<sup>2</sup>  
Dimensiones del Neopreno : 12.60, 1.27, 30.00 Cms.  
Resistencia del Terreno : 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
Reaccion del Puente : 16.64 Ton/ml.  
Fuerza de Friccion + Frenado : 0.83 Ton/ml.

A.1.-COMPROBACION DE ESTABILIDAD

Seccion	Fh Tn	Fv Tn	Alt mts	Mr Tn-m	Mv Tn-m	Cv	Cd.	Exc. m	Q. Kg/cm <sup>2</sup>
Sin puente C-C	9.96	32.25	2.83	76.12	28.23	2.70	1.62	0.32	1.37 0.42
Con puente C-C	10.80	41.59	2.83	108.57	34.29	3.17	2.26	0.28	1.99 0.72

A.2.- DISEÑO EN CONCRETO - AREA DE ACERO POR EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO

Seccion	Fh Tn	Altura mts	Mv (Tn-m)	Espesor mts	As cm <sup>2</sup> /m
A - A	0.18	0.70	0.06	0.30	4.50
B - B	8.19	6.78	24.96	0.50	36.88
Hy	0.81	1.92	0.62	0.34	5.22
2*Hy	1.85	3.13	2.20	0.38	5.94
3*Hy	3.28	4.35	5.28	0.42	9.48
4*Hy	5.12	5.56	10.34	0.46	16.77

Proyecto : PUENTE SHILCAYO  
Fecha : 12/06/96  
DISEÑO ESTRIBO CONCRETO ARMADO

PUENTE SECCION COMPUESTA

B.- ESTRIBO FIJO

Cota de Rasante : 95.50 mts  
Cota de Elevación : 90.28 mts  
Cota de Cimentación : 89.08 mts  
Ancho Superior Estribo : 0.30 mts  
Ancho en la Cajuela : 0.30 mts  
Ancho de la Base : 0.50 mts  
Ancho del Talon : 1.40 mts  
Ancho del Pie : 1.75 mts  
Ancho de la Cimentación: 3.60 mts  
Resistencia del Terreno : 1.70 Kg/Cm2  
Fuerza Sismica : 1.66 Ton/ml.

B.1.- COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD

Seccion	Fh Tn	Fv Tn	Alt mts	Mr Tn-m	Mv Tn-m	Cv	Cd.	Exc. m	Q. Kg/cm <sup>2</sup>
Sin puente C-C	6.65	27.28	2.31	65.97	15.36	4.29	2.05	0.06	0.83 0.69
Con puente C-C	7.49	43.92	2.31	99.26	29.79	3.33	2.93	0.22	1.66 0.78

B.2.-DISEÑO EN CONCRETO - AREA DE ACERO POR EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO

Seccion	Fh Tn	Altura mts	Mv (Tn-m)	Espesor mts	As cm <sup>2</sup> /m
A - A	0.16	0.64	0.05	0.30	4.50
B - B	5.39	5.22	14.07	0.50	20.78
Hy	0.73	1.79	2.42	0.35	5.40
2*Hy	1.65	2.93	5.65	0.40	10.74
3*Hy	2.92	4.08	10.14	0.45	16.85
4*Hy	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00

Resistencia del concreto Fc : 175.00 Kg/cm2

Resistencia del Acero G-60 Fy : 4200.00 Kg/cm2

## **7.5. ANALISIS COMPARATIVO :**

Teniendo en cuenta los criterios comparativos del capítulo anterior y contando con los resultados de diseños, podemos concluir en lo siguiente :

### **1. SEGUN LOS MATERIALES UTILIZADOS :**

- Las Vigas de Acero (perfil), por el material utilizado en su construcción (Acero A - 36). El que técnicamente es factible aumentar la sección soldando platabandas en el ala inferior y de esta manera aumentar la resistencia a la tensión (momentos positivos), así como también soldar atezadores en el alma de la viga con lo que se aumenta la capacidad de resistir los esfuerzos cortantes. Todas estas modificaciones se puede efectuar previo análisis y diseño respectivo.
- Las Vigas de Concreto Armado pueden resistir hasta un momento menor o igual al momento resistente, último en función de la resistencia del concreto en obra y el área de acero utilizado en cada una de las secciones de diseño; no se puede aumentar la resistencia si no se ha previsto en el diseño, excepto demoliendo la estructura.
- Por lo que por el tipo de material, es preferible diseñar y construir Puentes de Sección Compuesta.

### **2.- SEGUN LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS :**

- El Puente Sección Compuesta se diseña para vigas

apuntaladas o vigas en apuntalamiento, cuando las condiciones naturales del lugar no lo permitan o su colocación sea riesgosa y/o obstaculice el tránsito al colocar el apuntalamiento de vigas; estos se diseñarán con vigas sin apuntalamiento. En el caso de diseñarse con vigas puntaladas, los costos del apuntalamiento son mucho menor que el costo de falso puente, necesario para construir un Puente Losa con Vigas de Concreto Armado.

- Los Puentes de Concreto Armado se diseñan para construirse previa ejecución de un falso puente, el que soporta las cargas de los encofrados, armadura, concreto fresco y sobrecarga de construcción; el que es retirado en el tiempo indicado en las especificaciones técnicas del proyecto y con autorización del Ing. Inspector de obra.
- También se puede construir sobre un relleno compactado, el que reemplaza al falso puente pero para esto, se tiene que desviar el cauce del río o rellenar el obstáculo que se está salvando con la construcción del puente, por lo que se estará utilizando horas máquina de tractor para realizar dichos trabajos. Y luego, de vaciado el concreto y después del tiempo estipulado en el proyecto, se tiene que restaurar el cauce o la vía.
- Por los sistemas constructivos, se prefiere diseñar y construir puentes de sección compuesta.

### 3.- SEGUN EL PESO :

Los Puentes Sección Compuesta, son preferibles antes

que el de Concreto Armado, por cuanto el peso propio es menor y en consecuencia, tiene ventajas para el diseño de la cimentación en suelo de baja capacidad portante y momentos por peso propio menores, por lo que se puede disminuir el peralte.

#### 4.- SEGUN EL MANTENIMIENTO :

Los Puentes de Concreto Armado, son preferibles por cuanto los costos de mantenimiento son mucho menores que los costos de mantenimiento de un Puente de Sección Compuesta, por cuanto estos necesitan un mantenimiento periódico el que estará en función de las condiciones naturales del lugar; por lo que, no existe un costo fijo de mantenimiento.

#### 5.- POR LA RESISTENCIA :

Después de construido es preferible un Puente Sección Compuesta, ya que sin llegar a demoler la estructura se puede aumentar la capacidad portante de las vigas de acero, como ya se dijo anteriormente, soldando platabandas para aumentar el área de acero a tracción y soldando atezadores para aumentar la capacidad resistente al corte; así también, si la losa del tablero se encuentra deteriorada, se puede llegar a reemplazarlo sin que haya necesidad de cambiar vigas.

En cambio, en un puente de Concreto Armado no se puede aumentar la capacidad portante sin demoler la estructura.



## 6.- SEGUN LA ECONOMIA :

Es preferible diseñar y construir puentes de sección compuesta (Puentes con vigas fabricadas de planchas de acero estructural A-36).

## 7.6. VERIFICACIONES DE DISEÑO :

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

**Momentos Flectores en el Centro de Luz.**

$$M_D = 105.75 \times 10^6 \text{ (kg - cm) / viga}$$

$$M_{(L+D)} = 106.70 \times 10^6 \text{ (kg - cm) / viga}$$

$$M_s = 212.45 \times 10^5 \text{ (kg - cm) / viga}$$

$$K = 0.34$$

$$J = 0.88$$

$$b = 260 \text{ cm.}$$

$$f_c = 0.4 f_c = 112 \text{ kg / cm}^2$$

## A.- VERIFICACION DEL PERALTE REQUERIDO :

$$d_{\text{usado}} = 100 \text{ cm.}$$

$$d_{req} = [2 \times Ms / (fc.k.j.b)]^{1/2} \quad (1)$$

**Reemplazando Valores en la Ecuación (1)**

$$d_{req} = 70.00 \text{ cm} < \text{dusado} = 100 \text{ cm.}$$

Ok.

**B.- VERIFICACION DE ESFUERZO LIMITE DE FATIGA :**

**B1.- CONCRETO :**

$$\text{fact.} = 2.Ms / (k.j.b.d^2) \quad (2)$$

**Reemplazando Valores en la Ecuación (2)**

$$\text{fact.} = 54.62 \text{ kg/cm}^2 < fc = 112 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ok.}$$

**B2.- ACERO :**

$$(fs_{m\acute{a}x} - fs_{m\acute{i}n}) [1,470 - 0.33fs_{m\acute{i}n} + 551.3 (0.3)]$$

$$fs_{m\acute{a}x} = Ms / (As.j.d) = 2,389.00 \text{ kg / cm}^2$$

$$fs_{m\acute{i}n} = M_D / (As.j.d) = 1,189.00 \text{ kg / cm}^2$$

$$(fs_{m\acute{a}x} - fs_{m\acute{i}n}) = 1,200 \text{ kg / cm}^2$$

$$[1,470 - 0.33fs_{m\acute{i}n} + 551.3 (0.3)] = 1,243.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$(fs_{m\acute{a}x} - fs_{m\acute{i}n}) [1,470 - 0.33fs_{m\acute{a}x} + 551.3 (0.3)] \quad \text{OK}$$

**C.- VERIFICACION DE DEFLEXIONES :**

$$y = 32.50 \text{ cm.}$$

$$I_g = 15'473,333.33 \text{ cm}^4$$

$$K_d = 21.80 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = 6'454,689.45 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= f_r \times I_g / y_t \\ &= 58.71 \times 10^5 \text{ (Kg.- cm)/viga} \end{aligned}$$

$$M_{cr} / M_s = 0.276 \quad 1/3$$

$$I_e = I_{cr}$$

$$A_{y_D} = - 5 \times M_D \times L^2 / (48.Ec.I_e) \quad (3)$$

**Reemplazando en la Ecuación (3) :**

$$A_{y_D} = - 2.15 \text{ cm.}$$

$$A_{y_{(L+D)}} = - 5.M_{(L+D)}.L^2 / (48.Ec.I_e) \quad (4)$$

**Reemplazando Valores en la Ecuación (4) :**

$$A_{y_{(L+I)}} = 2.17 \text{ cm.}$$

Esta deflexión se producirá en caso de que dos vehículos (Hs 20-44), cada uno en su carril o vía, se encuentren

al mismo instante en el punto de generación de máximo momento y por tratarse de una vía en proceso de descongestión, se considera permisible la deflexión por sobrecarga.

**D.- VERIFICACION DE AGRIETAMIENTOS :**

$$f_{s_{\text{máx}}} Z / (dc.A)^{1/3} < 0.6 F_y \quad (5)$$

$$f_{s_{\text{máx}}} = 2,389.00 \text{ kg / cm}^2$$

$$0.6F_y = 2,520 \text{ kg / cm}^2$$

$$Z = 22,000 \text{ kg/cm} \quad \text{condiciones no muy severas de exposición.}$$

$$dc = 6.05 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A &= 2.X.b / \# \text{ barras} \\ &= 2 \times 13.05 \times 40 / 100 = 104.40 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z / (dc.A)^{1/3} &= 22,000 / (6.05 \times 104.4)^{1/3} \\ &= 2,564,00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{s_{\text{máx}}} Z / (dc.A)^{1/3} \leq 0.6 F_y \quad \text{Ok.}$$

**E.- VERIFICACION DE VIBRACIONES :**

$$y = 32.50 \text{ Cm.}$$

$$I_y = 46'420.000.00 \text{ Cm}^4$$

$$W = 80 \text{ Kg./Cm}$$

$$g = 981 \text{ Cm./Seg}^2$$

$$L = 17.80 \text{ Cm.}$$

$$E = 15,000 (280)^{1/2}$$

$$m = w/g$$

$$f = \pi / (2L^2) (E.I_y/m)^{1/2} \dots\dots\dots\sigma$$

**Reemplazando Valores en  $\sigma$  Tenemos :**

$$f = 5.93 \text{ Hertz.}$$

Siendo la frecuencia del puente mayor que la mínima requerida por la AASHTO; se puede concluir que el puente diseñado no falla por vibraciones.

**F. VERIFICACIONES DEL PUENTE SECCION COMPUESTA :**

**A. - VERIFICACION DE DEFLEXIONES :**

$$M_D = 44.91 \times 10^6 \text{ (Kg.-Cm.)/Viga}$$

$$y = 32.00 \text{ Cm.}$$

$$I_y = 247780.0 \text{ Cm}^4$$

$$Ea = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg./Cm}^2$$

$$L = 1780 \text{ Cm.}$$

$$\Delta y = - 5 \times M_D \times L^2 / (48.Ea.I_y) \dots\dots\dots\delta$$

**Reemplazando Valores en  $\delta$  Tenemos :**

$$\Delta y = 2.85 \text{ Cm.}$$

**NOTA :** Esta flecha (2.85 Cm.), elimina construyendo el puente con una contraflecha igual a la calculada.

**Por Sobrecarga :**

$$M_{(L+1)} = 77.97 \times 10^5 \text{ (Kg. - Cm.) / Viga.}$$

$$y = 23.03 \text{ Cm.}$$

$$Iy = 684,450.00 \text{ Cm}^4$$

$$\Delta y_{(L+1)} = - 5 \times M_{(L+1)} \times L^2 / (48.Ea.Iy) \dots\dots\dots \pi$$

**Reemplazando Valores en  $\pi$  Tenemos :**

$$\Delta y_{(L+1)} = 1.80 \text{ Cm.}$$

Esta deflexión se encuentra dentro de los límites permisibles por las normas de la AASHTO.

## G. VERIFICACION PARA SOBRECARGA FRANCESA (C - 30)

La verificación, se efectúa para el máximo momento (en el centro de luz). Pero, se puede efectuar para cada décimo de luz.

### CALCULO DE LOS MOMENTOS POR EFECTO DE LA SOBRECARGA

- SISTEMA (A) : (wl)

$$A1 = 0.23 + 36/(L + 12) ; \text{ si } L = 17.80 \text{ m.}$$

$$\therefore A1 = 1.44 \text{ (Ton / m}^2\text{)}$$

Según la clasificación de puentes del reglamento francés, el puente Shilkayo, se clasifica de segunda clase. Por lo que la sobrecarga será :

$$W1 = (3.0) (a_1) (a_2) (A1) \dots\dots\dots \text{(Ton/m) / Via} \quad \text{--- (I)}$$

Donde :

$a_1 = 0.90$  Para 02 vías de circulación y puente de segunda clase, luego, reemplazamos valores, en la ecuación (I).

$$a_2 = 3.00 / 3.30 = 0.91$$

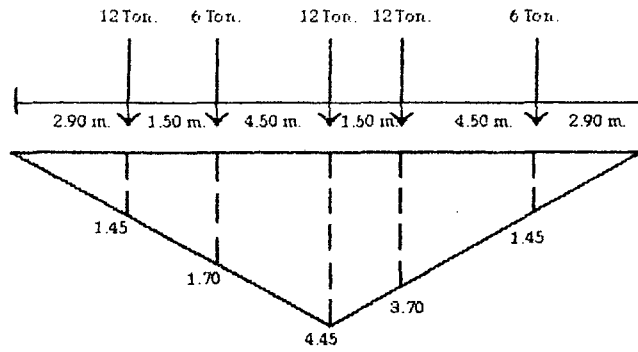
$$\therefore W1 = (3.0) (0.90) (0.91) (1.44) = 3.54 \text{ (Ton/m) / Via.}$$

Cálculo del momento por sobrecarga más el impacto ya que en la sobrecarga calculada anteriormente, se encuentra incluida el impacto.

$$M_{L(1+I)} = (W1) L^2/8 = [ 3.54 \text{ (Ton/m)/Via} ] (17.80 \text{ m})^2/8 = 140.20 \text{ (Ton-m)/via}$$

$$M_{L(1+I)} = (\text{N}^\circ \text{ de Vías}) M_{L(1+I)} / \text{Via} / \text{N}^\circ \text{ Vigas} = 93.47 \text{ (Ton - m) / Viga.}$$

- Sistema BC :



Para :  $X = L / 2$

$$M_L = 6 \text{ Ton} (1.45 \text{ m} + 1.70 \text{ m}) + 12 \text{ Ton} (1.45 \text{ m} + 4.45 \text{ m} + 3.70 \text{ m})$$

$$= 134.10 \text{ (Ton - m) / Via}$$

Impacto : ( I )

$$I = 0.4 / (1 + 2L) + 0.6 / (1 + 4 P/S)$$

Donde :

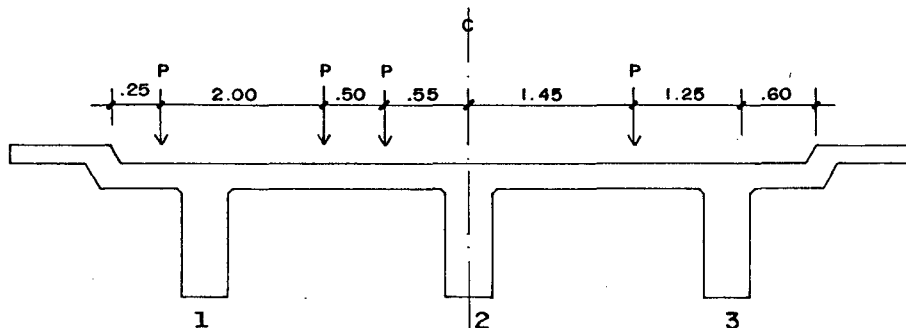
$$L = 17.80 \text{ m}, \quad S = 60 \text{ Ton.}$$

$$P = W_D (L) + P \text{ Diaf. (3)} = 138.50 \text{ Ton.}$$

$$\therefore I = 0.07$$

### COEFICIENTE DE CONCENTRACION DE CARGA

Cargamos transversalmente el puente, de la forma siguiente :





Según el Reglamento Francés el coeficiente de concentración de carga, se calcula mediante la fórmula siguiente :

$$C_c = 1 + 6 \left[ (n + 1) - 2i/n^2 - 1 \right] (e/a) (i/n)$$

Donde :

a : Separación entre vigas.

n : Número de vigas.

$$\sum M_3 = 0$$

$$P (5.75) + P (3.75) + P (3.25) + P (1.25) = 4P (x)$$

$$x = 3.50 \text{ m}$$

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

Cuando :

$$i = 1 \rightarrow C_c = 1 + 6 \left[ (3 + 1) - 2(1)/9 - 1 \right] (0.20/2.70) (1/3) = 1.037$$

$$i = 2 \rightarrow C_c = 1 + 6 \left[ (3 + 1) - 2(2)/9 - 1 \right] (0.20/2.70) (1/3) = 1.00$$

∴ Usaremos :  $C_c = 1.037$ , para todas las vigas.

### Cálculo del Momento Flector por efecto de Sobrecarga

Para :  $x = L/2$

$$M_{L_{(1+1)}} = 134.10 \text{ (Ton- m)/Viga } (1/2) (1.037) (1 + 0.07) = 74.40 \text{ (Ton- m)/Viga}$$

Cálculo del momento último, considerando como si, se tratase de una sobrecarga extraordinaria. Para lo cual la AASHTO recomienda usar :

$$M_u = 1.3 \left[ M_D + M_{L_{(1+1)}} \right] \dots\dots\dots (\beta)$$

Donde :

$$M_d = 93.47 \text{ (Ton - m)/Viga}$$

$$M_{L_{(1+1)}} = 74.40 \text{ (Ton - m) /Viga.}$$

Reemplazando, valores en  $(\beta)$ , obtenemos :

∴  $M_u = 218.23 \text{ (Ton-m) / Viga}$       Momento último por s/c extraordinaria  
(Francesa C - 30).

$M_u = 371.34 \text{ (Ton - m) / Viga}$       Momento último por s/c AASHTO.

**Conclusión** : El momento último por sobrecarga de la AASTHO, es mayor que el momento último por sobrecarga extraordinaria. Razón por la cual, en el presente caso, se diseña con los momentos últimos generados por la Sobrecarga Americana AASHTO.

## **CAPITULO VIII**

### **PRESUPUESTO**

# 8.1. PUENTE DE CONCRETO ARMADO, METRADO Y PRESUPUESTO.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO  
005-96

Página: 1  
Emisión: 17/11/96

Proyecto: PUENTE SHILCAYO ( VIGAS Y ESTRIBOS DE CONCRETO ARMADO )      Fecha: Lugar.: RIO SHILCAYO      Distrito: TARAPOTO - BDA SHY Prov.: SAN MARTIN      Reg. : SAN MARTIN Tiempo: 5.0 MESES      Hecho por: Bach. Rosario Villanueva Diaz      Revisado por: Ing. Fernando Arevalo Bartra						
PARTIDA	ESPECIFICACION	U.M.	METRADO	P.UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
01	PUENTE SIMPLEMENTE APOYADO					
03.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					9,604.95
03.02.80	Excavacion de Cimentacion en Seco	m3	186.52	2.95	550.23	
03.02.81	Excavacion en Cimentacion Bajo Agua	m3	221.51	4.21	932.56	
03.04.00	RELLENOS		0.00	0.00	0.00	
03.04.20	Relleno de Excavaciones	m3	324.08	24.00	7,777.92	
03.05.01	Eliminacion de Material Excedente	m3	83.96	4.10	344.24	
04.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					3,612.11
04.03.00	SOLADOS		0.00	0.00	0.00	
04.03.05	Solado 1:18 + 30% P.G. Bajo Agua	m3	30.50	118.43	3,612.11	
05.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					133,818.59
05.02.00	ZAPATAS		0.00	0.00	0.00	
05.02.04	Concreto f'c=175 Kg/cm <sup>2</sup>	M3	50.08	218.37	10,935.97	
05.02.10	Acero Fy = 4200 Kg/Cm2	Kg	1,982.92	2.34	4,640.03	
05.20.00	ESTRIBOS DE CONCRETO ARMADO		0.00	0.00	0.00	
05.20.01	Concreto F'c= 175 Kg/Cm2 Bajo Agua	m3	24.10	249.96	6,024.04	
05.20.02	Encofrado y Desencofrado Bajo Agua	m2	104.23	62.24	6,487.28	
05.20.05	Concreto F'c = 175 Kg/Cm2 En Seco	m3	29.28	227.63	6,665.01	
05.20.06	Encofrado y Desencofrado en Seco	m2	157.51	38.34	6,038.93	
05.20.07	Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2	Kg	3,377.60	2.40	8,106.24	
05.21.00	VIGAS DE CONCRETO ARMADO		0.00	0.00	0.00	
05.21.01	Falso Puente	m2	153.26	171.01	26,208.99	
05.21.02	Concreto F'c = 280 Kg/Cm2 en vigas	m3	19.76	301.97	5,966.93	
05.21.03	Encofrado y Desencofrado de Vigas	m2	148.58	62.98	9,357.57	
05.21.04	Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2	Kg	6,363.60	2.53	16,099.91	
05.22.00	LOSA DE CONCRETO ARMADO		0.00	0.00	0.00	
05.22.01	Concreto F'c = 280 Kg/Cm2	m3	30.85	284.50	8,776.83	
05.22.02	Encofrado y Desencofrado del Tablero	m3	187.10	43.39	8,118.27	
05.22.03	Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2	Kg	3,194.10	2.36	7,538.08	
05.23.00	BARANDAS DE CONCRETO ARMADO		0.00	0.00	0.00	
05.23.01	Concreto F'c = 210 Kg/Cm2	m3	1.42	295.02	418.93	
05.23.02	Encofrado y Desencofrado	m2	48.71	23.14	1,127.15	
05.23.03	Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2	Kg	554.42	2.36	1,308.43	
36.00.00	VARIOS					69,413.98
36.01.02	Acabado de Barandas	m1	71.20	18.93	1,347.82	
36.01.03	Acabado de Veredas	m1	35.60	16.03	570.67	
36.01.04	Tubos de Drenaje P.V.C. 3" - l = 0.35 m.	und.	6.00	11.90	71.40	
36.01.05	Junta de Dilatacion Metalica	m1	13.20	53.91	711.61	
36.01.07	Aparatos de Apoyo Neopreno	Und	3.00	21,789.26	65,367.78	

ROSARIO VILLANUEVA DIAZ  
 Jr. Sofia Delgado # 350-Tarapoto

COSTO TOTAL DEL PROYECTO  
 005-96

Página: 2  
 Emisión:17/11/96

Proyecto:PUENTE SHILCAYO ( VIGAS Y ESTRIBOS DE CONCRETO ARMADO )      Fecha: Lugar.:RIO SHILCAYO      Distrito:TARAPOTO - BDA SHY Prov.:SAN MARTIN      Reg. :SAN MARTIN Tiempo: 5.0 MESES      Hecho por:Bach. Rosario Villanueva Diaz      Revisado por:Ing. Fernando Arevalo Bartra						
PARTIDA	ESPECIFICACION	U.M.	METRADO	P.UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
36.01.10	Carpeta Asfaltica Espesor 2"	m2	130.68	10.29	1,344.70	
C O S T O   D I R E C T O   D E   01						216,449.63
C O S T O   D I R E C T O   T O T A L:						216,449.63
GASTOS GENERALES 16% DEL COSTO DIRECTO		%	16.00			34,631.94
UTILIDAD 10% DEL COSTO DIRECTO		%	10.00			21,644.96
C O S T O   T O T A L   D E L   P R O Y E C T O:						272,726.53

## 8.2 PUENTE DE SECCION COMPUESTA - METRADO Y PRESUPUESTO.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO  
006-96

Página: 1  
Emisión: 17/11/96

PARTIDA	ESPECIFICACION	U.M.	METRADO	P.UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
Proyecto: PUENTE SHILCAYO (SECC. COMPUESTA ESTRIBO C. ARMADO)      Fecha:						
Lugar.: RIO SHILCAYO      Distrito: TPTO. - BDA DE SHY Prov.: SAN MARTIN      Reg.: SAN MARTIN						
Tiempo: 5.0 meses      Hecho por: Bach. Rosario Villanueva Diaz      Revisado por: Ing Fernando Arevalo Bartra.						
01	PUENTE SIN APUNTALAMIENTO DE VIGAS					
03.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS					9,604.99
03.02.80	Excavacion de Cimentacion en Seco	m3	186.52	2.95	550.23	
03.02.81	Excavacion en Cimentacion Bajo Agua	m3	221.52	4.21	932.60	
03.04.00	RELLENOS		0.00	0.00	0.00	
03.04.20	Relleno de Excavaciones	m3	324.08	24.00	7,777.92	
03.05.01	Eliminacion de Material Excedente	m3	83.96	4.10	344.24	
04.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					3,612.11
04.03.00	SOLADOS		0.00	0.00	0.00	
04.03.05	Solado 1:18 + 30% P.G. Bajo Agua	m3	30.50	118.43	3,612.11	
05.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					74,577.26
05.02.00	ZAPATAS		0.00	0.00	0.00	
05.02.04	Concreto f'c=175 Kg/cm <sup>2</sup>	M3	50.08	218.37	10,935.97	
05.02.10	Acero Fy = 4200 Kg/Cm2	Kg	1,982.92	2.34	4,640.03	
05.20.00	ESTRIBOS DE CONCRETO ARMADO		0.00	0.00	0.00	
05.20.01	Concreto F'c = 175 Kg/Cm2 Bajo Agua	m3	24.10	249.96	6,024.04	
05.20.02	Encofrado y Desencofrado Bajo Agua	m2	104.00	62.24	6,472.96	
05.20.05	Concreto F'c = 175 Kg/Cm2 En Seco	m3	29.28	227.63	6,665.01	
05.20.06	Encofrado y Desencofrado en Seco	m2	157.51	38.34	6,038.93	
05.20.07	Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2	Kg	3,377.60	2.40	8,106.24	
05.22.00	LOSA DE CONCRETO ARMADO		0.00	0.00	0.00	
05.22.01	Concreto F'c = 280 Kg/Cm2	m3	23.20	284.50	6,600.40	
05.22.02	Encofrado y Desencofrado del Tablero	m3	151.20	43.39	6,560.57	
05.22.03	Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2	Kg	4,101.10	2.36	9,678.60	
05.23.00	BARANDAS DE CONCRETO ARMADO		0.00	0.00	0.00	
05.23.01	Concreto F'c = 210 Kg/Cm2	m3	1.42	295.02	418.93	
05.23.02	Encofrado y Desencofrado	m2	48.71	23.14	1,127.15	
05.23.03	Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2	Kg	554.42	2.36	1,308.43	
07.00.00	ESTRUCTURA METALICA					65,663.20
07.50.00	VIGAS METALICAS		0.00	0.00	0.00	
07.50.01	Fabricacion de Vigas Metalicas	Tn	13.33	3,581.34	47,739.26	
07.50.02	Transporte Vigas Metalicas ( Lima-Obra )	Tn	13.33	249.49	3,325.70	
07.50.03	Montaje de Vigas Metalicas	Tn	13.33	585.37	7,802.98	
07.50.04	Empalme de Vigas	Kg	120.00	27.39	3,286.80	
07.50.05	Arenado y Pintado de Vigas Metalicas	Tn	13.33	263.20	3,508.46	
36.00.00	VARIOS					53,213.98
36.01.02	Acabado de Barandas	ml	71.20	18.93	1,347.82	
36.01.03	Acabado de Veredas	ml	35.60	16.03	570.67	
36.01.04	Tubos de Drenaje P.V.C. 3" - l = 0.35 m.	und.	6.00	11.90	71.40	

ROSARIO VILLANUEVA DIAZ  
 Jr. Sofia Delgado # 350-Tarapoto

COSTO TOTAL DEL PROYECTO  
 006-96

Página: 2  
 Emisión: 17/11/96

Proyecto: PUEBLO SHILCAYO (SECC. COMPUESTA ESTRIBO C. ARMADO)		Fecha:				
Lugar.: RIO SHILCAYO		Distrito: TPTO. - BDA DE SHY Prov.: SAN MARTIN			Reg.: SAN MARTIN	
Tiempo: 5.0 meses		Hecho por: Bach. Rosario Villanueva Diaz			Revisado por: Ing Fernando Arevalo Bartra.	
PARTIDA	ESPECIFICACION	U.M.	METRADO	P.UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
36.01.05	Junta de Dilatacion Metalica	m1	13.20	53.91	711.61	
36.01.06	Aparatos de Apoyo Neopreno	Und	3.00	16,389.26	49,167.78	
36.01.10	Carpeta Asfaltica Espesor 2"	m2	130.68	10.29	1,344.70	
<b>COSTO DIRECTO DE 01</b>						<b>206,671.54</b>
<b>COSTO DIRECTO TOTAL:</b>						<b>206,671.54</b>
GASTOS GENERALES 16% DEL COSTO DIRECTO		x	16.00			33,067.45
UTILIDAD 10% DEL COSTO DIRECTO		x	10.00			20,667.15
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO:</b>						<b>260,406.14</b>

### 8.3. ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS :

Emisión:19/11/96

03.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS					
Partida Nro.:03.02.80 Excavacion de Cimentacion en Seco					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 400.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:Realizado con Retroexcavadora de 80 - 110 HP.					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>					0.58
Peón 4.00	h.h.	0.080	6.810	0.54	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.004	10.280	0.04	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					2.37
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	0.580	0.03	
Retroexcavadora 3/4 Yd3	H.m.	0.020	117.070	2.34	
				<b>TOTAL</b>	<b>2.95</b>

Emisión:19/11/96

03.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS					
Partida Nro.:03.02.81 Excavacion en Cimentacion Bajo Agua					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 350.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:realizado con retoexcavadora y apoyo de Motobomba					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>					0.67
Peón 4.00	h.h.	0.091	6.810	0.62	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.005	10.280	0.05	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					3.54
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	0.670	0.03	
Bonificacion Trab. en Agua 20%	%	0.200	0.670	0.13	
Motobomba de 4"	H.m.	0.046	15.000	0.69	
Retroexcavadora 3/4 Yd3	H.m.	0.023	117.070	2.69	
				<b>TOTAL</b>	<b>4.21</b>



Emisión:17/11/96

03.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS					
Partida Nro.:03.04.20 Relleno de Excavaciones					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 35.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:Relleno Compactado en Capas de 0.15 mts. de Espesor					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					12.50
Material de prestamo	M3	1.250	10.000	12.50	
<b>MANO DE OBRA</b>					8.77
Operario 1.00	h.h.	0.229	8.570	1.96	
Peón 4.00	h.h.	0.914	6.810	6.22	
Capataz (B) 0.25	h.h.	0.057	10.280	0.59	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					2.73
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	8.770	0.44	
Compactador de 5.8 H.P.	H.m.	0.229	10.000	2.29	
				<b>TOTAL</b>	<b>24.00</b>

Emisión:17/11/96

03.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS					
Partida Nro.:03.05.01 Eliminacion de Material Excedente					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 580.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:Realizado con Cargador Frontal y Volquete					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MANO DE OBRA</b>					0.02
Oficial 0.20	h.h.	0.003	7.700	0.02	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					4.08
Cargador Frontal CAT-950	H.m.	0.014	120.000	1.68	
Volquete de 10 m3	H.m	0.034	70.570	2.40	
				<b>TOTAL</b>	<b>4.10</b>

Emisión:17/11/96

04.00.00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
Partida Nro.:04.03.05 Solado 1:18 + 30% P.G. Bajo Agua					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 25.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					76.95
Agua	M3	0.150	5.000	0.75	
Cemento Portland Tipo I	Bls	2.700	18.500	49.95	
Hormigón	M3	0.870	20.000	17.40	
Piedra Grande 6"	M3	0.590	15.000	8.85	
<b>MANO DE OBRA</b>					24.27
Operario 1.00	h.h.	0.320	8.570	2.74	
Oficial 1.00	h.h.	0.320	7.700	2.46	
Peón 8.00	h.h.	2.560	6.810	17.43	
Capataz (B) 0.50	h.h.	0.160	10.280	1.64	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					17.21
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	24.270	1.21	
Mezcladora 9-11 pie3	H.m.	0.320	15.000	4.80	
Motobomba de 4"	H.m.	0.320	15.000	4.80	
Winche con Dos Baldes	H.m.	0.320	20.000	6.40	
				<b>TOTAL</b>	<b>118.43</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.02.04 Concreto f'c=175 Kg/cm <sup>2</sup>					
Costo Por:M3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 25.00 M3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:Con Mezcladora 9-11 pie3 y Vibrador de 4 H.P.					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					183.73
Agua	M3	0.225	5.000	1.13	
Arena Gruesa	M3	0.570	20.000	11.40	
Cemento Portland Tipo I	Bls	8.000	18.500	148.00	
Grava fina	M3	0.580	40.000	23.20	
<b>MANO DE OBRA</b>					25.37
Capataz (A) 0.20	h.h.	0.064	0.000	0.00	
Operario 2.00	h.h.	0.640	8.570	5.48	
Oficial 1.00	h.h.	0.320	7.700	2.46	
Peón 8.00	h.h.	2.560	6.810	17.43	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					9.27
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	25.370	1.27	
Mezcladora 9-11 pie3	H.m.	0.320	15.000	4.80	
Vibrador de 4 HP, 1-1/2"	H.m.	0.320	10.000	3.20	
				<b>TOTAL</b>	<b>218.37</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.02.10 Acero Fy = 4200 Kg/Cm2					
Costo Por:Kg		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 220.00 Kg		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					1.73
Acero, G-60 Fy = 4200 Kg/Cm2	Kg	1.050	1.500	1.58	
Alambre Negro N° 16	Kg.	0.050	3.000	0.15	
<b>MANO DE OBRA</b>					0.59
Capataz (A) 0.10	h.h.	0.004	0.000	0.00	
Operario 1.00	h.h.	0.036	8.570	0.31	
Oficial 1.00	h.h.	0.036	7.700	0.28	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.02
Desgaste de Herramienta 3%	%	0.030	0.590	0.02	
				<b>TOTAL</b>	<b>2.34</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.20.01 Concreto F'c= 175 Kg/Cm2 Bajo Agua					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 20.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:Preparado con Mezcladora y vibrado					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					175.60
Agua	M3	0.150	5.000	0.75	
Arena Gruesa	M3	0.500	20.000	10.00	
Cemento Portland Tipo I	Bls	7.000	18.500	129.50	
Grava	M3	0.820	40.000	32.80	
Madera tornillo	Pie2	1.500	1.700	2.55	
<b>MANO DE OBRA</b>					35.49
Operario 1.00	h.h.	0.400	8.570	3.43	
Oficial 2.00	h.h.	0.800	7.700	6.16	
Peón 8.00	h.h.	3.200	6.810	21.79	
Capataz (B) 1.00	h.h.	0.400	10.280	4.11	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					38.87
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	35.490	1.77	
Bonificacion Trab. en Agua 20%	%	0.200	35.490	7.10	
Mezcladora 9-11 pie3	H.m.	0.400	15.000	6.00	
Motobomba de 4"	H.m.	0.800	15.000	12.00	
Vibrador de 4 HP, 1-1/2"	H.m.	0.400	10.000	4.00	
Winche con Dos Baldes	H.m	0.400	20.000	8.00	
				<b>TOTAL</b>	<b>249.96</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.20.02 Encofrado y Desencofrado Bajo Agua					
Costo Por:m2		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 10.00 m2		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					10.59
Alambre Negro N° 8	Kg.	0.220	3.000	0.66	
Clavos de 3"	Kg.	0.220	3.000	0.66	
Madera tornillo	Pie2	5.000	1.700	8.50	
Triplay Lupuna, 4'x8'x4mm.	Pl	0.055	14.000	0.77	
<b>MANO DE OBRA</b>					31.72
Operario 1.00	h.h.	0.800	8.570	6.86	
Oficial 2.00	h.h.	1.600	7.700	12.32	
Peón 2.00	h.h.	1.600	6.810	10.90	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.160	10.280	1.64	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					19.93
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	31.720	1.59	
Bonificacion Trab. en Agua 20%	%	0.200	31.720	6.34	
Motobomba de 4"	H.m.	0.800	15.000	12.00	
				<b>TOTAL</b>	<b>62.24</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.20.05 Concreto F'c = 175 Kg/Cm2 En Seco					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 20.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					175.60
Agua	M3	0.150	5.000	0.75	
Arena Gruesa	M3	0.500	20.000	10.00	
Cemento Portland Tipo I	Bls	7.000	18.500	129.50	
Grava	M3	0.820	40.000	32.80	
Madera tornillo	Pie2	1.500	1.700	2.55	
<b>MANO DE OBRA</b>					32.41
Operario 1.00	h.h.	0.400	8.570	3.43	
Oficial 1.00	h.h.	0.400	7.700	3.08	
Peón 8.00	h.h.	3.200	6.810	21.79	
Capataz (B) 1.00	h.h.	0.400	10.280	4.11	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					19.62
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	32.410	1.62	
Mezcladora 9-11 pie3	H.m.	0.400	15.000	6.00	
Vibrador de 4 HP, 1-1/2"	H.m.	0.400	10.000	4.00	
Winche con Dos Baldes	H.m.	0.400	20.000	8.00	
				<b>TOTAL</b>	<b>227.63</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.20.06 Encofrado y Desencofrado en Seco					
Costo Por:m2		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 12.00 m2		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					10.59
Alambre Negro N° 8	Kg.	0.220	3.000	0.66	
Clavos de 3"	Kg.	0.220	3.000	0.66	
Madera tornillo	Pie2	5.000	1.700	8.50	
Triplay Lupuna, 4'x8'x4mm.	Pl	0.055	14.000	0.77	
<b>MANO DE OBRA</b>					26.43
Operario 1.00	h.h.	0.667	8.570	5.72	
Oficial 2.00	h.h.	1.333	7.700	10.26	
Peón 2.00	h.h.	1.333	6.810	9.08	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.133	10.280	1.37	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					1.32
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	26.430	1.32	
				<b>TOTAL</b>	<b>38.34</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.20.07 Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2					
Costo Por:Kg		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 250.00 Kg		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					1.77
Acero, G-60 Fy = 4200 Kg/Cm2	Kg	1.050	1.500	1.58	
Alambre Negro N° 16	Kg.	0.050	3.000	0.15	
Distanciadores	Kg	0.026	1.500	0.04	
<b>MANO DE OBRA</b>					0.58
Operario 1.00	h.h.	0.032	8.570	0.27	
Oficial 1.00	h.h.	0.032	7.700	0.25	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.006	10.280	0.06	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.05
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	0.580	0.03	
Banco de Trabajo 3% M.O.	%	0.030	0.580	0.02	
				<b>TOTAL</b>	<b>2.40</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.21.01 Falso Puente					
Costo Por:m2		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 6.00 m2		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					92.50
Alambre Negro N° 8	Kg.	2.000	3.000	6.00	
Clavos 4"	Kg.	3.000	3.000	9.00	
Madera Rolliza 6" x 5.00 ml. (Bolaina)	Und	2.500	25.000	62.50	
Madra Rilliza 4" x 4.00 ml. (Bilaina)	Und	1.000	15.000	15.00	
<b>MANO DE OBRA</b>					68.42
Operario 2.00	h.h.	2.667	8.570	22.86	
Oficial 2.00	h.h.	2.667	7.700	20.54	
Peón 2.00	h.h.	2.667	6.810	18.16	
Capataz (B) 0.50	h.h.	0.667	10.280	6.86	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					10.09
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	68.420	3.42	
Sierra Circular 8"	H.m.	1.333	5.000	6.67	
				<b>TOTAL</b>	<b>171.01</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.21.02 Concreto F'c = 280 Kg/Cm2 en vigas					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 20.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					237.38
Agua	M3	0.200	5.000	1.00	
Arena Gruesa	M3	0.500	20.000	10.00	
Cemento Portland Tipo I	Bls	10.000	18.500	185.00	
Madera tornillo	Pie2	0.520	1.700	0.88	
Piedra chancada 3/4"	M3	0.900	45.000	40.50	
<b>MANO DE OBRA</b>					44.37
Operario 2.00	h.h.	0.800	8.570	6.86	
Oficial 2.00	h.h.	0.800	7.700	6.16	
Peón 10.00	h.h.	4.000	6.810	27.24	
Capataz (B) 1.00	h.h.	0.400	10.280	4.11	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					20.22
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	44.370	2.22	
Mezcladora 9-11 pie3	H.m.	0.400	15.000	6.00	
Vibrador de 4 HP, 1-1/2"	H.m.	0.400	10.000	4.00	
Winche con Dos Baldes	H.m	0.400	20.000	8.00	
				<b>TOTAL</b>	<b>301.97</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.21.03 Encofrado y Desencofrado de Vigas					
Costo Por:m2		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 8.00 m2		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					16.27
Alambre Negro N° 8	Kg.	0.300	3.000	0.90	
Clavos de 3"	Kg.	0.500	3.000	1.50	
Madera tornillo	Pie2	7.500	1.700	12.75	
Triplay Lupuna, 4'x8'x4mm.	Pl	0.080	14.000	1.12	
<b>MANO DE OBRA</b>					44.49
Operario 2.00	h.h.	2.000	8.570	17.14	
Oficial 2.00	h.h.	2.000	7.700	15.40	
Peón 1.00	h.h.	1.000	6.810	6.81	
Capataz (B) 0.50	h.h.	0.500	10.280	5.14	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					2.22
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	44.490	2.22	
				<b>TOTAL</b>	<b>62.98</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.21.04 Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2					
Costo Por:Kg		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 250.00 Kg		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					1.90
Acero, G-60 Fy = 4200 Kg/Cm2	Kg	1.070	1.500	1.61	
Alambre Negro N° 16	Kg.	0.080	3.000	0.24	
Distanciadores	Kg	0.030	1.500	0.05	
<b>MANO DE OBRA</b>					0.58
Operario 1.00	h.h.	0.032	8.570	0.27	
Oficial 1.00	h.h.	0.032	7.700	0.25	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.006	10.280	0.06	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.05
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	0.580	0.03	
Banco de Trabajo 3% M.O.	%	0.030	0.580	0.02	
				<b>TOTAL</b>	<b>2.53</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.22.01 Concreto F'c = 280 Kg/Cm2					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 18.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					230.30
Agua	M3	0.150	5.000	0.75	
Arena Gruesa	M3	0.500	20.000	10.00	
Cemento Portland Tipo I	Bls	10.000	18.500	185.00	
Grava	M3	0.800	40.000	32.00	
Madera tornillo	Pie2	1.500	1.700	2.55	
<b>MANO DE OBRA</b>					32.59
Operario 1.00	h.h.	0.444	8.570	3.81	
Oficial 1.00	h.h.	0.444	7.700	3.42	
Peón 8.00	h.h.	3.556	6.810	24.22	
Capataz (B) 0.25	h.h.	0.111	10.280	1.14	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					21.61
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	32.590	1.63	
Mezcladora 9-11 pie3	H.m.	0.444	15.000	6.66	
Vibrador de 4 HP, 1-1/2"	H.m.	0.444	10.000	4.44	
Winche con Dos Baldes	H.m	0.444	20.000	8.88	
				<b>TOTAL</b>	<b>284.50</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.22.02 Encofrado y Desencofrado del Tablero					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 12.00 m2		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					12.27
Alambre Negro N° 8	Kg.	0.280	3.000	0.84	
Clavos de 3"	Kg.	0.300	3.000	0.90	
Madera tornillo	Pie2	5.700	1.700	9.69	
Triplay Lupuna, 4'x8'x4mm.	Pl	0.060	14.000	0.84	
<b>MANO DE OBRA</b>					29.64
Operario 2.00	h.h.	1.333	8.570	11.42	
Oficial 2.00	h.h.	1.333	7.700	10.26	
Peón 1.00	h.h.	0.667	6.810	4.54	
Capataz (B) 0.50	h.h.	0.333	10.280	3.42	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					1.48
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	29.640	1.48	
				<b>TOTAL</b>	<b>43.39</b>



Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.22.03 Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2					
Costo Por:Kg		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 250.00 Kg		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					1.73
Acero, G-60 Fy = 4200 Kg/Cm2	Kg	1.050	1.500	1.58	
Alambre Negro N° 16	Kg.	0.050	3.000	0.15	
<b>MANO DE OBRA</b>					0.58
Operario 1.00	h.h.	0.032	8.570	0.27	
Oficial 1.00	h.h.	0.032	7.700	0.25	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.006	10.280	0.06	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.05
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	0.580	0.03	
Banco de Trabajo 3% M.O.	%	0.030	0.580	0.02	
				<b>TOTAL</b>	<b>2.36</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.23.01 Concreto F'c = 210 Kg/Cm2					
Costo Por:m3		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 12.00 m3		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					216.39
Agua	M3	0.170	5.000	0.85	
Arena Gruesa	M3	0.570	20.000	11.40	
Cemento Portland Tipo I	Bls	9.000	18.500	166.50	
Grava	M3	0.890	40.000	35.60	
Madera tornillo	Pie2	1.200	1.700	2.04	
<b>MANO DE OBRA</b>					59.00
Operario 1.00	h.h.	0.667	8.570	5.72	
Oficial 1.00	h.h.	0.667	7.700	5.14	
Peón 10.00	h.h.	6.667	6.810	45.40	
Capataz (B) 0.40	h.h.	0.267	10.280	2.74	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					19.63
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	59.000	2.95	
Mezcladora 9-11 pie3	H.m.	0.667	15.000	10.01	
Vibrador de 4 HP, 1-1/2"	H.m.	0.667	10.000	6.67	
				<b>TOTAL</b>	<b>295.02</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.23.02 Encofrado y Desencofrado					
Costo Por:m2		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 10.00 m2		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					8.49
Alambre Negro N° 8	Kg.	0.200	3.000	0.60	
Clavos de 3"	Kg.	0.250	3.000	0.75	
Madera tornillo	Pie2	4.200	1.700	7.14	
<b>MANO DE OBRA</b>					13.95
Operario 1.00	h.h.	0.800	8.570	6.86	
Peón 1.00	h.h.	0.800	6.810	5.45	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.160	10.280	1.64	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.70
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	13.950	0.70	
				<b>TOTAL</b>	<b>23.14</b>

Emisión:17/11/96

05.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
Partida Nro.:05.23.03 Acero G-60 Fy = 4,200 Kg/Cm2					
Costo Por:Kg		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 250.00 Kg		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					1.73
Acero, G-60 Fy = 4200 Kg/Cm2	Kg	1.050	1.500	1.58	
Alambre Negro N° 16	Kg.	0.050	3.000	0.15	
<b>MANO DE OBRA</b>					0.58
Operario 1.00	h.h.	0.032	8.570	0.27	
Oficial 1.00	h.h.	0.032	7.700	0.25	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.006	10.280	0.06	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.05
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	0.580	0.03	
Banco de Trabajo 3% M.O.	%	0.030	0.580	0.02	
				<b>TOTAL</b>	<b>2.36</b>

Emisión:17/11/96

07.00.00 ESTRUCTURA METALICA					
Partida Nro.:07.50.01 Fabricacion de Vigas Metalicas					
Costo Por:Tn		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 2.00 Tn		Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					2,682.75
Acero EG-24(A-36 STM)	Tn	1.050	1,600.000	1,680.00	
Acetileno	Bot	0.450	35.000	15.75	
Oxígeno	Bot	1.800	15.000	27.00	
Soldadura	Kg	160.000	6.000	960.00	
<b>MANO DE OBRA</b>					628.32
Operario 4.00	h.h.	16.000	8.570	137.12	
Oficial 4.00	h.h.	16.000	7.700	123.20	
Peón 12.00	h.h.	48.000	6.810	326.88	
Capataz (B) 1.00	h.h.	4.000	10.280	41.12	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					270.27
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	628.320	31.42	
Banco de Trabajo 3% M.O.	%	0.030	628.320	18.85	
Gatas 30 Ton.	H.m.	8.000	5.000	40.00	
Motosoldadora 250 p.c..m.	H.m.	4.000	25.000	100.00	
Teclé 5 Ton.	H.m.	8.000	10.000	80.00	
				<b>TOTAL</b>	<b>3,581.34</b>

Emisión:17/11/96

07.00.00 ESTRUCTURA METALICA					
Partida Nro.:07.50.02 Transporte Vigas Metalicas ( Lima-Obra )					
Costo Por:Tn		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 75.00 Tn		Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					231.50
Flete Lima a la Obra	Tn	1.025	200.000	205.00	
Madera tornillo	Pie2	10.000	1.700	17.00	
Seguro de Transporte	Tn	0.005	1,900.000	9.50	
<b>MANO DE OBRA</b>					4.90
Peón 6.00	h.h.	0.640	6.810	4.36	
Capataz (B) 0.50	h.h.	0.053	10.280	0.54	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					13.09
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	4.900	0.25	
Cargador Frontal CAT-950	H.m.	0.107	120.000	12.84	
				<b>TOTAL</b>	<b>249.49</b>

Emisión:17/11/96

07.00.00 ESTRUCTURA METALICA					
Partida Nro.:07.50.03 Montaje de Vigas Metalicas					
Costo Por:Tn		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 4.00 Tn		Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					160.20
Cable de Acero	Ml	0.600	40.000	24.00	
Dado de Concreto	m3	0.500	0.500	0.25	
Madera tornillo	Pie2	3.500	1.700	5.95	
Rodillos	Und	0.200	200.000	40.00	
Torres de madera	Pie2	50.000	1.800	90.00	
<b>MANO DE OBRA</b>					240.35
Operario 1.00	h.h.	3.200	8.570	27.42	
Oficial 2.00	h.h.	6.400	7.700	49.28	
Peón 6.00	h.h.	19.200	6.810	130.75	
Capataz (B) 1.00	h.h.	3.200	10.280	32.90	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					184.82
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	240.350	12.02	
Gatas 30 Ton.	H.m.	6.400	5.000	32.00	
Teclé 5 Ton.	H.m.	6.400	10.000	64.00	
Tirfors 3 Ton.	H.m.	6.400	12.000	76.80	
				<b>TOTAL</b>	<b>585.37</b>

Emisión:17/11/96

07.00.00 ESTRUCTURA METALICA					
Partida Nro.:07.50.04 Empalme de Vigas					
Costo Por:Kg		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 25.00 Kg		Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					6.30
Soldadura	Kg	1.050	6.000	6.30	
<b>MANO DE OBRA</b>					12.12
Operario 1.00	h.h.	0.320	8.570	2.74	
Peón 4.00	h.h.	1.280	6.810	8.72	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.064	10.280	0.66	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					8.97
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	12.120	0.61	
Banco de Trabajo 3% M.O.	%	0.030	12.120	0.36	
Motosoldadora 250 p.c..m.	H.m.	0.320	25.000	8.00	
				<b>TOTAL</b>	<b>27.39</b>

Emisión:17/11/96

07.00.00 ESTRUCTURA METALICA					
Partida Nro.:07.50.05 Arenado y Pintado de Vigas Metalicas					
Costo Por:Tn			Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz		
Rendimiento Diario: 4.00 Tn			Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.		
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					99.29
Arena Fina	M3	1.500	15.000	22.50	
Pintura Esmalte	Gln	1.370	35.000	47.95	
Pintura anticorrosiva	Gln	0.824	35.000	28.84	
<b>MANO DE OBRA</b>					65.63
Operario 2.00	h.h.	4.000	8.570	34.28	
Peón 2.00	h.h.	4.000	6.810	27.24	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.400	10.280	4.11	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					98.28
Arenador	H.m.	2.000	2.500	5.00	
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	65.630	3.28	
Compresora 250 c.p.m.	H.m.	2.000	45.000	90.00	
				<b>TOTAL</b>	<b>263.20</b>

Emisión:17/11/96

36.00.00 VARIOS					
Partida Nro.:36.01.02 Acabado de Barandas					
Costo Por:ml			Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz		
Rendimiento Diario: 18.00 ml			Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.		
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					3.62
Agua	M3	0.010	5.000	0.05	
Arena Fina	M3	0.015	15.000	0.22	
Cemento Portland Tipo I	Bls	0.170	18.500	3.15	
Madera tornillo	Pie2	0.120	1.700	0.20	
<b>MANO DE OBRA</b>					14.58
Operario 2.00	h.h.	0.889	8.570	7.62	
Peón 2.00	h.h.	0.889	6.810	6.05	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.089	10.280	0.91	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.73
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	14.580	0.73	
				<b>TOTAL</b>	<b>18.93</b>

Emisión:17/11/96

36.00.00 VARIOS					
Partida Nro.:36.01.03 Acabado de Veredas					
Costo Por:ml		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 12.00 ml		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					3.82
Agua	M3	0.011	5.000	0.05	
Arena Fina	M3	0.016	15.000	0.24	
Cemento Portland Tipo I	Els	0.180	18.500	3.33	
Madera tornillo	Pie2	0.120	1.700	0.20	
<b>MANO DE OBRA</b>					11.63
Operario 1.00	h.h.	0.667	8.570	5.72	
Peón 1.00	h.h.	0.667	6.810	4.54	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.133	10.280	1.37	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.58
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	11.630	0.58	
				<b>TOTAL</b>	<b>16.03</b>

Emisión:17/11/96

36.00.00 VARIOS					
Partida Nro.:36.01.04 Tubos de Drenaje P.V.C. 3" - l = 0.35 m.					
Costo Por:und.		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 16.00 und		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					2.73
Alambre Negro N° 16	Kg.	0.060	3.000	0.18	
Tubo de 3" PVC_SAP, Clase 5	Ml	0.350	7.300	2.55	
<b>MANO DE OBRA</b>					8.73
Operario 1.00	h.h.	0.500	8.570	4.29	
Peón 1.00	h.h.	0.500	6.810	3.41	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.100	10.280	1.03	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.44
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	8.730	0.44	
				<b>TOTAL</b>	<b>11.90</b>

Emisión:17/11/96

36.00.00 VARIOS					
Partida Nro.:36.01.05 Junta de Dilatacion Metalica					
Costo Por:ml		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 12.00 ml		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					36.30
Acero Estructural A -36	Kg	24.000	1.450	34.80	
Soldadura	Kg	0.250	6.000	1.50	
<b>MANO DE OBRA</b>					16.77
Operario 1.00	h.h.	0.667	8.570	5.72	
Oficial 1.00	h.h.	0.667	7.700	5.14	
Peón 1.00	h.h.	0.667	6.810	4.54	
Capataz (B) 0.20	h.h.	0.133	10.280	1.37	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					0.84
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	16.770	0.84	
				<b>TOTAL</b>	<b>53.91</b>

Emisión:17/11/96

36.00.00 VARIOS					
Partida Nro.:36.01.06 Aparatos de Apoyo Neopreno					
Costo Por:Und		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 4.00 Und		Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					16,330.00
Neopreno	dm3	54.000	300.000	16,200.00	
Pernos	Kg	2.000	15.000	30.00	
Platina	Kg	4.000	25.000	100.00	
<b>MANO DE OBRA</b>					56.44
Operario 1.00	h.h.	2.000	8.570	17.14	
Oficial 1.00	h.h.	2.000	7.700	15.40	
Peón 1.00	h.h.	2.000	6.810	13.62	
Capataz (B) 0.50	h.h.	1.000	10.280	10.28	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					2.82
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	56.440	2.82	
				<b>TOTAL</b>	<b>16,389.26</b>

Emisión:17/11/96

36.00.00 VARIOS					
Partida Nro.:36.01.07 Aparatos de Apoyo Neopreno					
Costo Por:Und		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 4.00 Und		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					21,730.00
Neopreno	dm3	72.000	300.000	21,600.00	
Pernos	Kg.	2.000	15.000	30.00	
Platina	Kg	4.000	25.000	100.00	
<b>MANO DE OBRA</b>					56.44
Operario 1.00	h.h.	2.000	8.570	17.14	
Oficial 1.00	h.h.	2.000	7.700	15.40	
Peón 1.00	h.h.	2.000	6.810	13.62	
Capataz (B) 0.50	h.h.	1.000	10.280	10.28	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					2.82
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	56.440	2.82	
				<b>TOTAL</b>	<b>21,789.26</b>

Emisión:17/11/96

36.00.00 VARIOS					
Partida Nro.:36.01.10 Carpeta Asfaltica Espesor 2"					
Costo Por:m2		Hecho Por:Bach. Rosario Villanueva Diaz			
Rendimiento Diario: 1,500.00 m2		Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra			
Especificaciones:Suministro, Colocacion, Compact. Mezcla Asfal. Segun Diseño					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	PARCIAL	P.TOTAL
<b>MATERIALES</b>					8.27
Arena Gruesa	M3	0.041	20.000	0.82	
Asfalto RC-250 (en frío)	Gln	1.700	3.000	5.10	
Filler	Tn	0.003	285.000	0.86	
Piedra chancada 1/2"	M3	0.033	45.000	1.49	
<b>MANO DE OBRA</b>					0.31
Operario 1.00	h.h.	0.005	8.570	0.04	
Peón 6.00	h.h.	0.032	6.810	0.22	
Capataz (B) 1.00	h.h.	0.005	10.280	0.05	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTA</b>					1.71
Desgaste de Herramienta 5%	%	0.050	0.310	0.02	
Paviment. 10-14 p. ancho 69 HP	H.m.	0.005	61.190	0.31	
Planta Asf. en frío 60-115 Ton	H.m	0.005	90.890	0.45	
Rod. Liso Vib. Autop. 7-9 Ton	H.m.	0.005	52.370	0.26	
Rodillo Tandem 8-14 T. 94 HP	H.m	0.005	64.970	0.32	
Volquete de 10 m3	H.m	0.005	70.570	0.35	
				<b>TOTAL</b>	<b>10.29</b>





ROSARIO VILLANUEVA DIAZ  
 Jr. Sofia Delgado # 350-Tarapoto

INSUMOS DEL PROYECTO  
 005-96

Página: 2  
 Fecha :17/11/96

Proyecto:PUENTE SHILCAYO ( VIGAS Y ESTRIBOS DE CONCRETO ARMADO ) Fecha:  
 Lugar:RIO SHILCAYO Distrito:TARAPOTO - BDA SHYOProv.:SAN MARTIN Reg.:SAN MARTIN  
 Tiempo: 5.0 MESES Revisado Por:Ing. Fernando Arevalo Bartra

CODIGO	I N S U M O	CANTIDAD	U.M.	P.UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
CO0002	Desgaste de Herramienta 3%	0.030	X	50,648.650	35.10	
CO0003	Bonificacion Trab. en Agua 20%	0.200	X	50,648.650	861.98	
CO0004	Banco de Trabajo 3% M.O.	0.030	X	50,648.650	234.73	
CAR001	Cargador Frontal CAT-950	1.180	H.m.	120.000	141.05	
COM003	Compactador de 5.8 H.P.	74.210	H.m.	10.000	742.14	
MEZ001	Mezcladora 9-11 pie3	69.870	H.m.	15.000	1,047.99	
MOT001	Motobomba de 4"	122.610	H.m.	15.000	1,839.20	
PAV001	Paviment. 10-14 p. ancho 69 HP	0.650	H.m.	61.190	39.98	
PLAN01	Planta Asf. en frío 60-115 Ton	0.650	H.m.	90.890	59.39	
RET002	Retroexcavadora 3/4 Yd3	8.820	H.m.	117.070	1,033.16	
ROD001	Rod. Liso Vib. Autop. 7-9 Ton	0.650	H.m.	52.370	34.22	
ROD003	Rodillo Tandem 8-14 T. 94 HP	0.650	H.m.	64.970	42.45	
SIE001	Sierra Circular 8"	204.300	H.m.	5.000	1,021.48	
VIB001	Vibrador de 4 HP, 1-1/2"	60.110	H.m.	10.000	601.06	
VOL004	Volquete de 10 m3	3.500	H.m.	70.570	247.56	
WIN001	Winche con Dos Baldes	52.890	H.m.	20.000	1,057.87	
						11,511.89
C O S T O T O T A L D E 01						216,449.63

COSTO TOTAL DE INSUMOS:

216,449.63

**8.5. PUENTE DE SECCION COMPUESTA - REQUERIMIENTO DE INSUMOS :**

**INSUMOS DEL PROYECTO**  
006-96

Página: 1  
Fecha :17/11/96

Proyecto:PUENTE SHILCAYO (SECC. COMPUESTA ESTRIBO C. ARMADO)		Fecha:				
Lugar:RIO SHILCAYO		Distrito:TPTO. - BDA DE SHYO		Prov.:SAN MARTIN		Reg.:SAN MARTIN
Tiempo: 5.0 meses		Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.				
CODIGO	I N S U M O	CANTIDAD	U.M.	P.UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
01	PUENTE SIN APUNTALAMIENTO DE VIGAS					
	MATERIALES					
ACE001	Acero, G-60 Fy = 4200 Kg/Cm2	10,517.100	Kg	1.500	15,775.64	
ACE002	Acero EG-24(A-36 STM)	14.000	Tn	1,600.000	22,394.40	
ACE003	Acetileno	6.000	Bot	35.000	209.95	
ACE005	Acero Estructural A -36	316.800	Kg	1.450	459.36	
AGU001	Agua	28.680	M3	5.000	143.39	
ALA001	Alambre Negro N° 8	109.860	Kg.	3.000	329.58	
ALA002	Alambre Negro N° 16	501.180	Kg.	3.000	1,503.53	
ARE001	Arena Fina	21.640	M3	15.000	324.49	
ARE002	Arena Gruesa	73.010	M3	20.000	1,460.06	
ASF001	Asfalto RC-250 (en frío)	222.160	Gln	3.000	666.47	
CAB009	Cable de Acero	8.000	Ml	40.000	319.92	
CEM001	Cemento Portland Tipo I	1,119.940	Bls	18.500	20,718.93	
CLA006	Clavos de 3"	115.320	Kg.	3.000	345.95	
DAD006	Dado de Concreto	6.670	m3	0.500	3.33	
DIS001	Distanciadores	87.820	Kg	1.500	131.74	
FIL001	Filler	0.390	Tn	285.000	111.73	
FLE001	Flete Lima a la Obra	13.660	Tn	200.000	2,732.65	
GRA002	Grava	63.590	M3	40.000	2,543.81	
GRA003	Grava fina	29.050	M3	40.000	1,161.86	
HOR001	Hormigón	26.540	M3	20.000	530.70	
MAD004	Madera tornillo	2,688.910	Pie2	1.700	4,571.15	
MAT001	Material de prestamo	405.100	M3	10.000	4,051.00	
NEP001	Neopreno	162.000	dm3	300.000	48,600.00	
OXI001	Oxígeno	23.990	Bot	15.000	359.91	
PER007	Pernos	6.000	Kg	15.000	90.00	
PIE001	Piedra Grande 6"	17.990	M3	15.000	269.92	
PIE005	Piedra chancada 1/2"	4.310	M3	45.000	194.06	
PIN004	Pintura Esmalte	18.260	Gln	35.000	639.17	
PIN022	Pintura anticorrosiva	10.980	Gln	35.000	384.44	
PLA008	Platina	12.000	Kg	25.000	300.00	
ROD002	Rodillos	2.670	Und	200.000	533.20	
SEG001	Seguro de Transporte	0.070	Tn	1,900.000	126.64	
SOL001	Soldadura	2,262.100	Kg	6.000	13,572.60	
TOR001	Torres de madera	666.500	Pie2	1.800	1,199.70	
TRI002	Triplay Lupuna, 4'x8'x4mm.	23.510	Pl	14.000	329.23	
TUB009	Tubo de 3" PVC_SAP, Clase 5	2.100	Ml	7.300	15.33	
						147,103.84
	MANO DE OBRA					
0001	Capataz (A)	11.140	h.h.	0.000	0.00	

ROSARIO VILLANUEVA DIAZ  
Jr. Sofia Delgado # 350-Tarapoto

INSUMOS DEL PROYECTO  
006-96

Página: 2  
Fecha :17/11/96

CODIGO	I N S U M O	CANTIDAD	U.M.	P.UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
Proyecto:PUENTE SHILCAYO (SECC. COMPUESTA ESTRIBO C. ARMADO)      Fecha: Lugar:RIO SHILCAYO      Distrito:TPTO. - BDA DE SHYOProv.:SAN MARTIN      Reg.:SAN MARTIN Tiempo: 5.0 meses      Revisado Por:Ing Fernando Arevalo Bartra.						
0002	Operario	1,359.920	h.h.	8.570	11,654.40	42,167.54
0003	Oficial	1,289.830	h.h.	7.700	9,931.69	
0004	Peón	2,538.590	h.h.	6.810	17,287.74	
0007	Capataz (B)	320.420	h.h.	10.280	3,293.71	
<b>EQUIPO Y/O HERRAMIENTAS</b>						
ARE001	Arenador	26.660	H.m.	2.500	66.65	17,400.18
C00001	Desgaste de Herramienta 5%	0.050	%	42,167.540	2,049.08	
C00002	Desgaste de Herramienta 3%	0.030	%	42,167.540	35.10	
C00003	Bonificacion Trab. en Agua 20%	0.200	%	42,167.540	867.62	
C00004	Banco de Trabajo 3% M.O.	0.030	%	42,167.540	434.68	
CAR001	Cargador Frontal CAT-950	2.610	H.m.	120.000	312.21	
CMPO01	Comprensora 250 c.p.m.	26.660	H.m.	45.000	1,199.70	
COM003	Compactador de 5.8 H.P.	74.210	H.m.	10.000	742.14	
GAT001	Gatas 30 Ton.	191.950	H.m.	5.000	959.76	
MEZ001	Mezcladora 9-11 pie3	58.390	H.m.	15.000	875.78	
MOT001	Motobomba de 4"	123.330	H.m.	15.000	1,849.89	
MOT006	Motosoldadora 250 p.c..m.	91.720	H.m.	25.000	2,293.00	
PAV001	Paviment. 10-14 p. ancho 69 HP	0.650	H.m.	61.190	39.98	
PLAN01	Planta Asf. en frío 60-115 Ton	0.650	H.m.	90.890	59.39	
RET002	Retroexcavadora 3/4 Yd3	8.820	H.m.	117.070	1,033.19	
ROD001	Rod. Liso Vib. Autop. 7-9 Ton	0.650	H.m.	52.370	34.22	
ROD003	Rodillo Tandem 8-14 T. 94 HP	0.650	H.m.	64.970	42.45	
TEC001	Tecla 5 Ton.	191.950	H.m.	10.000	1,919.52	
TIR001	Tirfors 3 Ton.	85.310	H.m.	12.000	1,023.74	
VIB001	Vibrador de 4 HP, 1-1/2"	48.630	H.m.	10.000	486.26	
VOL004	Volquete de 10 m3	3.500	H.m.	70.570	247.56	
WIN001	Winche con Dos Baldes	41.410	H.m.	20.000	828.26	
<b>C O S T O T O T A L D E 01</b>						<b>206,671.56</b>

COSTO TOTAL DE INSUMOS:

206,671.56

## **CAPITULO IX**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **9.1 CONCLUSIONES :**

De los estudios y análisis utilizados para el desarrollo de la presente tesis, se obtiene lo que detallamos a continuación :

1. La tesis «**ANALISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN PUENTE DE CONCRETO ARMADO DE LUZ VARIABLE CON OTRO DE SECCION COMPUESTA**», es un trabajo muy importante para lograr el desarrollo integral de la Región San Martín.
2. En el ejemplo de cálculo, se han considerado 02 vías de circulación.
3. El ensayo de relación de soporte de california (CBR) no se debe

usar para obtener el esfuerzo admisible del suelo con fines de cimentación.

4. Por tratarse de un ejemplo de cálculo, (Puente Shilcayo), se han tomado valores de carga admisible del suelo de cimentación, y son los siguientes :
  - Estribo Derecho  $\delta t = 1.70 \text{ Kg/cm}^2$ , cuya cota de cimentación es de 89.08 mts. (Estribo Apoyo Fijo).
  - Estribo Izquierdo  $\delta t = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ , cuya cota de cimentación es de 87.52 mts. (Estribo Apoyo Libre).
- 5.- La Sobrecarga AASHTO, genera mayores esfuerzos que la Sobrecarga Francesa (C - 30), analizada como Sobrecarga Extraordinaria.
- 6.- El diseño de vigas por el método de rotura, cumple todas las verificaciones de servicio, que exigen las normas y especificaciones de la AASHTO.
- 7.- De los resultados obtenidos y el análisis comparativo efectuado entre los dos puentes, tenemos lo siguiente:
  - a.- Por las características físicas de los materiales, es preferible diseñar y construir Puentes de Sección Compuesta.
  - b.- Al evaluar los sistemas constructivos en cuanto a costos, seguridad, etc., resulta ventajoso diseñar y construir Puentes de Sección Compuesta.
  - c.- La tendencia actual, es disminuir el peso propio de

los puentes ya que éstos generan grandes esfuerzos que tienen que ser absorbidos por los elementos estructurales del puente, en este caso, resulta menos pesado el puente de sección compuesta.

- d.- Por el mantenimiento requerido, debido a las características de los materiales (Concreto Armado y Acero A-36), resulta ventajoso diseñar y construir Puentes de Concreto Armado.
  - e.- Las soluciones, en este tipo de proyecto, deben ser económicas, seguras y estéticas. En este caso el Puente Sección Compuesta, es más barato, que el puente de Concreto Armado.
- 6.- Debido a la baja capacidad portante del suelo de cimentación, es preferible usar estribos de Concreto Armado. Debido a su menor peso propio comparado con el peso propio de un estribo de Concreto Ciclopeo.

## 9.2. RECOMENDACIONES :

Se recomienda reemplazar el puente donde la carretera marginal cruza el Río Shilcayo, por lo siguiente :

- Por que las exigencias de servicios es para un puente de dos vías de circulación, y el puente actual es sólo de una vía de circulación.
- Por haber cumplido el tiempo de vida útil previsto en su construcción.

- El nuevo puente debe tener veredas de circulación peatonal por encontrarse en una zona urbana.
- 1. Se recomienda diseñar y construir Puentes de Sección Compuesta antes que Puentes Losa con Vigas de Concreto Armado, por las razones expuestas anteriormente.
- 2. En el estudio de suelos, se recomienda no usar el ensayo del C.B.R. para determinar la capacidad portante del suelo de cimentación.
- 3. Se recomienda, no usar en forma absoluta los resultados obtenidos con el programa de cómputo y sólo deben ser usados como referencia, debiendo primar el ingenio del Ingeniero diseñador.
- 4. Se recomienda usar la misma cota de rasante actual del puente, debido a que hasta la fecha no se ha tenido problemas con las avenidas del Río Shilcayo.
- 5. Se recomienda estudiar y habilitar una vía que reemplace la interconexión existente entre el distrito de Tarapoto y el distrito de La Banda de Shilcayo, los pueblos que unen la carretera marginal sur y la carretera a la provincia de Alto Amazonas.
- 6. En la construcción de puentes, se recomienda realizar un control en obra de la calidad de los materiales a usarse, y que la obra se ejecute dentro de las especificaciones y normas de la AASHTO (Buena calidad de los materiales y correcto sistema constructivo).
- 7. En zonas donde existe precipitación pluvial, se recomienda construir secciones con pendiente desde el eje longitudinal



hacia los costados para facilitar la evacuación de agua hacia los tubos de drenaje que se deben colocar en los costados y espaciados, de tal forma que no se permita la formación de lagunas de agua de lluvia en el puente.

TABLA N° 01

CONVERSION DE UNIDADES

Para convertir	a	Multipliquese por
Libra (lb)	Kg.	0.45359
Klb/pulg <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	70.00
Pulgadas (pulg)	cm.	2.54
Pie	cm.	30.48
Lb/pu <sup>2</sup>	Mpa	0.006894757
Kg	New	9.8066
Kg/cm <sup>2</sup>	Klb/pu <sup>2</sup>	0.014286
cm.	mm	10
Klb	lb	1,000
(Ton-m)	(Kg-cm)	100,000

## BIBLIOGRAFÍA

- 1.- APAZA HERRERA, Pablo. PUENTES.- Introducción al Diseño de Puentes de Concreto Armado. Lima - Perú, 1,987.
- 2.- BOWLES, Joseph. Diseño de Acero Estructural. Ed. Limusa. - Mexico, 1,987.
- 3.- CÁMARA PERUANA DE LA CONSTRUCCIÓN.- Reglamento Nacional de Construcciones. Ed. Científica SRL.- Lima - Perú, 1,988.
- 4.- CHEREQUE MORAN, Wender.- HIDROLOGÍA - Pontificia Universidad Católica del Perú.- Lima - Perú, 1,989.
- 5.- Karl TERZAGHI. RALPH B. PECK - Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, Editorial el "ATENEO", Buenos Aires - Argentina, 1,986.
- 6.- LÓPEZ ACUÑA, Jack. Apunte del Curso de Puentes y Obras de Arte. UNI. Fac. Ingeniería Civil - Lima - Perú. 1,989.
- 7.- Ing. LÓPEZ M., Hilario, Ing. MORAN T., Carlos - PROGRAMACIÓN PERT - CPM. Y CONTROL DE PROYECTOS. Cámara Peruana de la Construcción - Lima - Perú, 1,988.
- 8.- MERRITT, Frederick S. Manual del Ingeniero Civil. Ed. Mc. Graw Hill.- Mexico, 1,987.
- 9.- WINTER, George y NILSON, Arthur H. Proyectos de Estructuras de Hormigón. Ed. Reverté S.A. España. 1,985.

# PLANOS