

# UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



"ESTUDIO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE BOVEDAS  
COMO SOLUCION A LA PROBLEMATICA QUE GENERA  
LA QUEBRADA DEL ARENAL DE MEJICANOS  
EN LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR"

TRABAJO DE GRADUACION

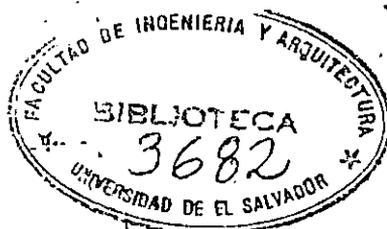
PRESENTADO POR:

**MILTON RAFAEL LINARES LINARES**  
**JOSE DOUGLAS MENJIVAR HERNANDEZ**  
**APOLONIO DANIEL MORENO RIVERA**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

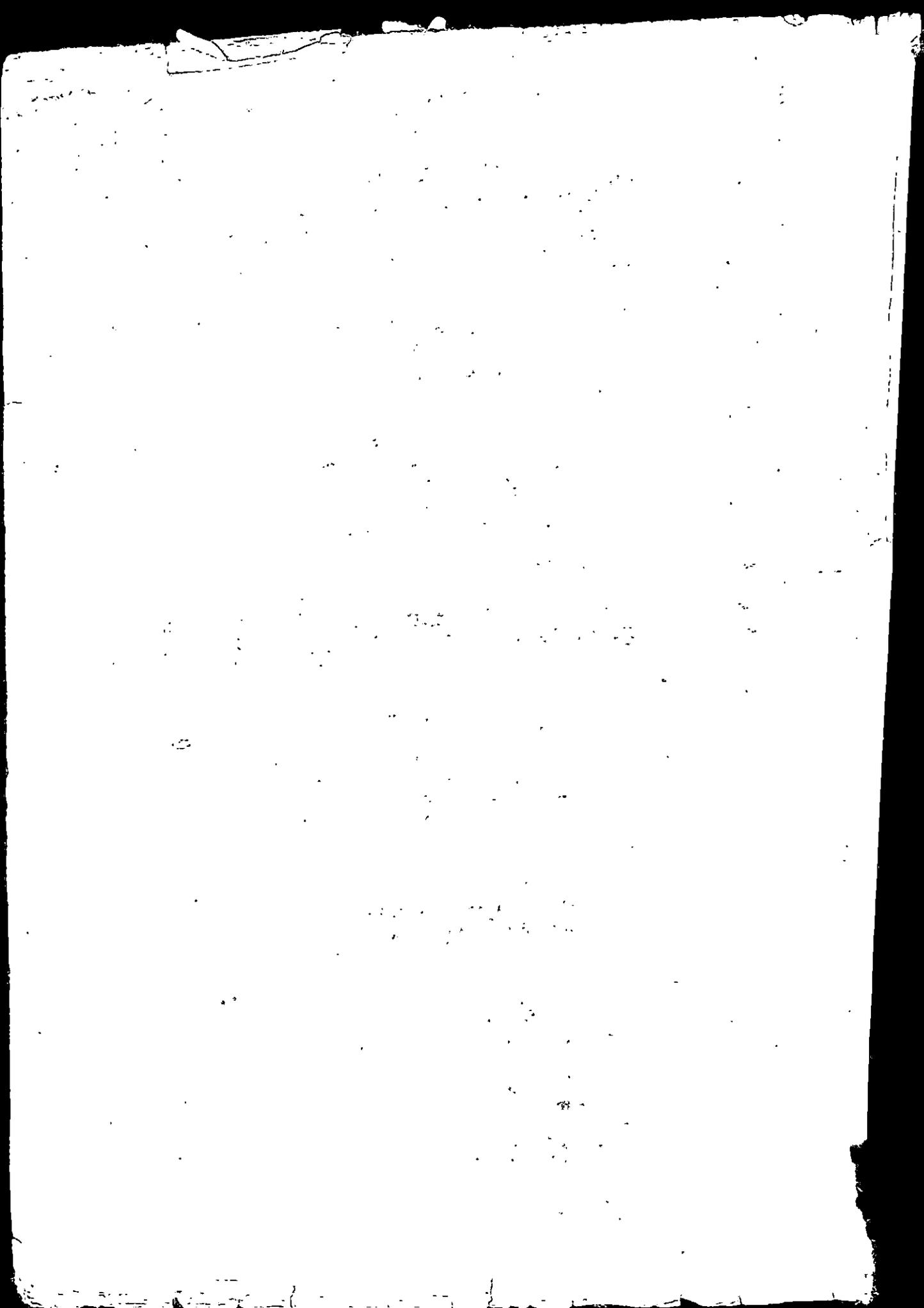
**INGENIERO CIVIL**

15101988  
15101988



JUNIO DE 1993

SAN SALVADOR, EL SALVADOR, CENTRO AMERICA.





# UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Rector:

Dr. Fabio Castillo Figueroa

Secretario General:

Lic. Mirna Antonieta Perla de Anaya

## FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

Decano:

Ing. Juan Jesús Sánchez Salazar

Secretario:

Ing. José Rigoberto Murillo Campos

### ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Director:

Ing. Mario Roberto Nieto Lovo









## DEDICATORIA

### A DIOS TODOPODEROSO:

Por haberme permitido iniciar y terminar mi carrera con éxito y felicidad, y haberme iluminado y guiado por el buen camino.

### A MIS PADRES:

José Héctor Menjivar y Gloria de Jesús Hernández de Menjivar, a quienes dedico con todo mi amor y respeto, ya que sus ejemplos, cariño y sacrificio me apoyaron siempre y en mis malos momentos enseñandome a sacar fuerzas de flaqueza.

¡Qué Dios los Bendiga!

### A MI HERMANA:

Marlene, por su especial cariño y constante apoyo, ya que siempre estuvo pendiente de mi bienestar, por comprenderme en los momentos más difíciles.

### A MI TIO:

Salva y familia, por haberme demostrado su cariño y aprecio y apoyo incondicional, me ayudaron a luchar constantemente por mi superación personal, les estaré siempre agradecido.

### A MIS FAMILIARES Y PROFESORES Y AMIGOS:

Porque siempre me demostraron su apoyo y que hoy comparten la alegría de mis metas alcanzadas.

### Salomón alaba la Sabiduría:

"A esta amé yo, y busqué desde mi juventud, y procuré tomarla por esposa mía y quede enamorado de su hermosura.

Realza su nobleza la estrecha unión que tiene con Dios, y además el mismo Señor de todas las cosas la ama.

Esta iniciada en la ciencia de Dios y es consejera de sus obras.

Y sin en esta vida se codician las riquezas, ¿Qué cosa más rica que la sabiduría creadora de todas las cosas?

Sabiduría 8, 2-5

José Douglas Menjivar H.









7.5.4	Combinación de Cargas . . . . .	105
7.6	Ecuaciones de Fuerza y Momentos . . . . .	108
7.6.1	Notaciones y Coordenadas . . . . .	108
7.6.2	Carga Vertical Uniforme Repartida sobre tres Octavos del Claro . . . . .	109
7.6.3	Carga Vertical Uniformemente Repartida sobre Cinco Octavos del Claro . . . . .	111
7.6.4	Carga Distribuida sobre $1/2 L$ . . . . .	113
7.6.5	Carga Vertical Concentrada sobre un Arco . . . . .	115
7.6.6	Carga Parabólica Complementaria . . . . .	117
7.6.7	Carga Concentrada Ubicada en el eje de Arco . . . . .	118
7.6.8	Carga Lateral Uniformemente Distribuida . . . . .	120
7.6.9	Carga Uniformemente Distribuida en todo el Claro . . . . .	122
7.7	Parámetros de Diseño para la Super-Estructura . . . . .	123
7.7.1	Introducción . . . . .	123
7.7.1.1	Análisis de Sensibilidad en los Parámetros Físicos de un Arco . . . . .	123
7.7.1.2	Características del Suelo $\gamma$ . . . . .	123
7.7.1.3	Características de los Materiales . . . . .	124
7.8	Requisitos Generales Diseño Estructural del Arco . . . . .	124
7.8.1	Recubrimiento Mínimo . . . . .	124
7.8.2	Arcos Sometidos a Flexo Comprensión . . . . .	124
7.8.3	Factores de Reducción de Esfuerzos . . . . .	124
7.8.4	Límites del Refuerzo para Miembros en Comprensión . . . . .	125
7.8.5	Refuerzo por Contracción o Temperatura . . . . .	125
7.9	Requisitos de Resistencia para Super Estructura . . . . .	125
7.9.1	Suposiciones de Diseño . . . . .	126
7.9.2	Expresiones de Diseño para Concreto Reforzado . . . . .	127
7.10	Cálculo Numérico de la Superestructura . . . . .	130
7.10.1	Carga Viva . . . . .	131
7.10.2	Carga Muerta . . . . .	131
7.10.2.1	Presión en la Corona . . . . .	131
7.10.2.2	Presión en los Apoyos . . . . .	132
7.10.2.3	Factor de Carga . . . . .	132
7.10.2.4	Carga Parabólica . . . . .	132
7.10.2.5	Carga Uniforme Distribuida Rectangular . . . . .	133
7.10.2.6	Presión Lateral . . . . .	133
7.10.2.7	Carga Lateral Triangular . . . . .	133
7.10.3	Carga Muerta Debida al Peso Propio del Arco . . . . .	135
7.10.3.1	Cálculo del Espesor del Arco . . . . .	135
7.10.3.2	Peso del Arco . . . . .	137
7.10.4	Carga Sísmica . . . . .	137
7.10.4.1	Carga Lateral Distribuida . . . . .	137
7.10.4.2	Carga Puntual Ubicada en el Eje de la Bodega . . . . .	137
7.10.5	Combinación de Cargas . . . . .	138
7.10.6	Tabulación de Datos . . . . .	139
7.10.7	Diagrama de Interacción . . . . .	148
7.10.7.1	Ubicación del Centróide Plástico . . . . .	150





































**ESTUDIO HIDROLOGICO**

**CAPITULO III**













- b) La ecuación es aplicable para tiempos de concentración mayores de 5 minutos.

### **3.5.2.1 Principios Generales**

- a) El número mínimo de isocronas en que puede dividirse una cuenca es 6.0
- b) El área máxima de cada isocrona es 2.5 km<sup>2</sup>.
- c) El tiempo mínimo de concentración en cada isocrona es de 5.0 min.

### **3.5.3 Procedimiento de Cálculo del Caudal Máximo (Q<sub>máx</sub>) en el Punto de Control o Interés**

#### **3.5.3.1 Punto de Interés**

Ubicar el punto de interés con el fin de establecer el lugar, hasta donde deberá evaluarse la generación de la escorrentía superficial.

#### **3.5.3.2 Cálculo de las Características Histográficas Principales**

##### **3.5.3.2.1 Parte - Agua**

Se procede a limitar la cuenca partiendo del punto de control y de las características topográficas. En este paso se ubican los puntos de mayor elevación definiendo la dirección del recogimiento de la escorrentía superficial. Esta área definida por una línea imaginaria se conoce como Parte Aguas.



**3.5.3.2.5 Cálculo de Curvas I-D-F**

Calcular las curvas Duración (D), Intensidad (I) y Frecuencia (F) para las estaciones de la red base, definidas en el numeral 3.5.3.2.3.

**3.5.3.2.6 Definición de las Unidades Hidrogeológicas de la Cuenca**

Para esto es necesario conocer los tipos de materiales que conforman la cuenca en sus diferentes zonas. Para definir las zonas se hace uso de planos geológicos elaborados por la misión alemana en base a la clasificación siguiente.

MATERIAL	CARACTERISTICAS
Aluviones trabajados.....	Permeable
Lava y escoria recientes.....	Permeable
Tobas con intercalaciones de piroclástos y lavas.....	Permeable
Aluviones consolidados.....	Semi-Permeables
Intervalos con nolitas y Tobas Andesítica.....	Semi-Permeables
Aglomerados, lavas y brechas Pliocénicos, piroclásticos y lavas terciarias.....	Impermeable





































$$d = \frac{7500}{8}$$

$$d = 941.25 \text{ m}$$

La distancia entre isocronas se plotea sobre todos los cauces primarios, secundarios y terciarios, iniciando el ploteo, a partir de la línea del parte-agua, luego uniendo por medio de curvas en aquellos puntos de igual distancia, partiendo de la desembocadura hacia el parte-agua, procurando que la línea se levante perpendicularmente (Fig. 3.3).

Luego de trazar las isocronas en la subcuenca, se determina el área de influencia de las estaciones pluviográficas de ITIC y el Boquerón, mediante la construcción del polígono de Thiessen (Fig. 3.3).

#### Aplicación

Vida útil = 25 años

Introduciéndonos con una duración de 30 min en la gráficas obtenemos para cada estación pluviográfica su correspondiente intensidad en mm/min.

Estación = San Salvador (ITIC)

Duración = 30 minutos

Intensidad = 2.08 mm/min (de gráfica 3.3)

Estación = El Boquerón

Duración = 30 minutos

Intensidad = 1.86 mm/min (de gráfica 3.4)

Tales intensidad (I), formarán parte de la ecuación racional para obtener el caudal,

$$Q = C I A \quad \text{Ec. 3.5}$$

#### 3.6.4.5 Coeficiente de Escorrentía "C"

El primer paso a seguir es determinar las zonas de igual pendiente (S), la cual está basada en el tipo o clase de cobertura vegetal existente.

El área total de la cuenca se dividió en 2 subáreas (urbana y rural), donde se identificó sus respectivas elevaciones, y la longitud del cauce más largo por zona.

La pendiente media se obtuvo mediante la aplicación de la siguiente fórmula

$$S = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_c} \quad \text{Ec. 3.2}$$

Donde:

S = Pendiente de la sub-área

H<sub>máx</sub> = Altura máxima de la sub-área (mt)

H<sub>mín</sub> = Altura mínima de la sub-área (mt)

L<sub>c</sub> = Longitud del cauce más largo de la sub-cuenca (km).

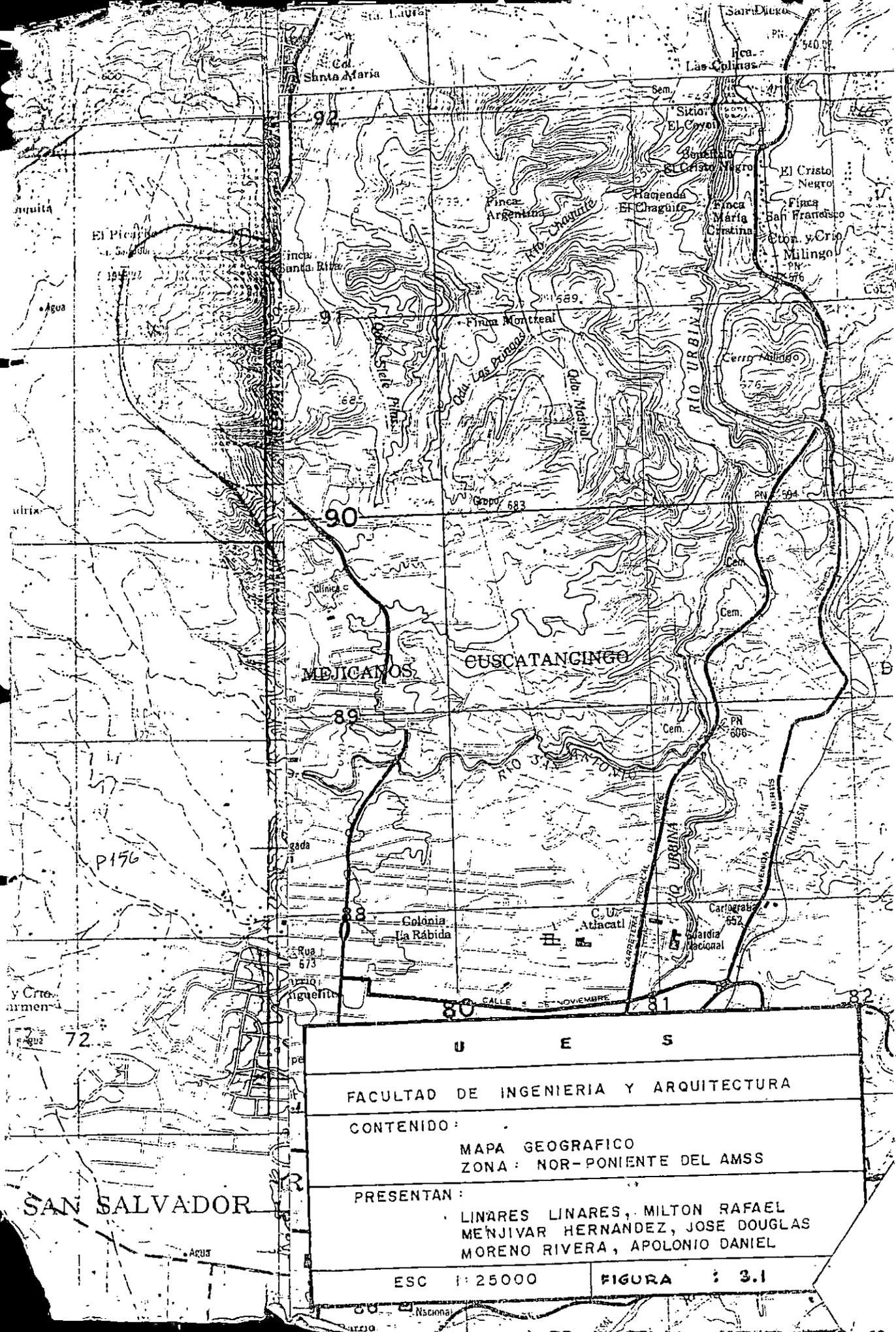
Datos Obtenidos

Sub-Área	Simbología	Pobla- ción	H <sub>máx</sub>	H <sub>mín</sub>	L <sub>c</sub>	S
1		Rural	1959.97	850	4.43km	25.06%
2		Urbana	850	670	3.10km	5.80%

El segundo paso es utilizar el nomograma, par el cálculo del coeficiente de escorrentía (C) de Ven Te Chow (graf. 3.5).

La manera de tomar lectura del nomograma es: identificar el tipo de cuenca; impermeable, semi-permeable y permeable, una vez determinado el tipo de cuenca, se selecciona la línea recta correspondiente al tipo de cobertura vegetal perteneciente a la sub-cuenca en análisis, luego con la pendiente calculada en sección anterior, se entra al gráfico del coeficiente con una línea horizontal iniciándola de izquierda a derecha, la cual deberá cortar la línea de cobertura vegetal ya establecida, posteriormente se traza una línea vertical hacia arriba donde cortará con la escala de valores del coeficiente "C".

De acuerdo a la división de la cuenca, se puede determinar el tipo de material por cada sub-cuenca.



**MELICANOS**

**CUSCATANGINGO**

Colonia La Rábida

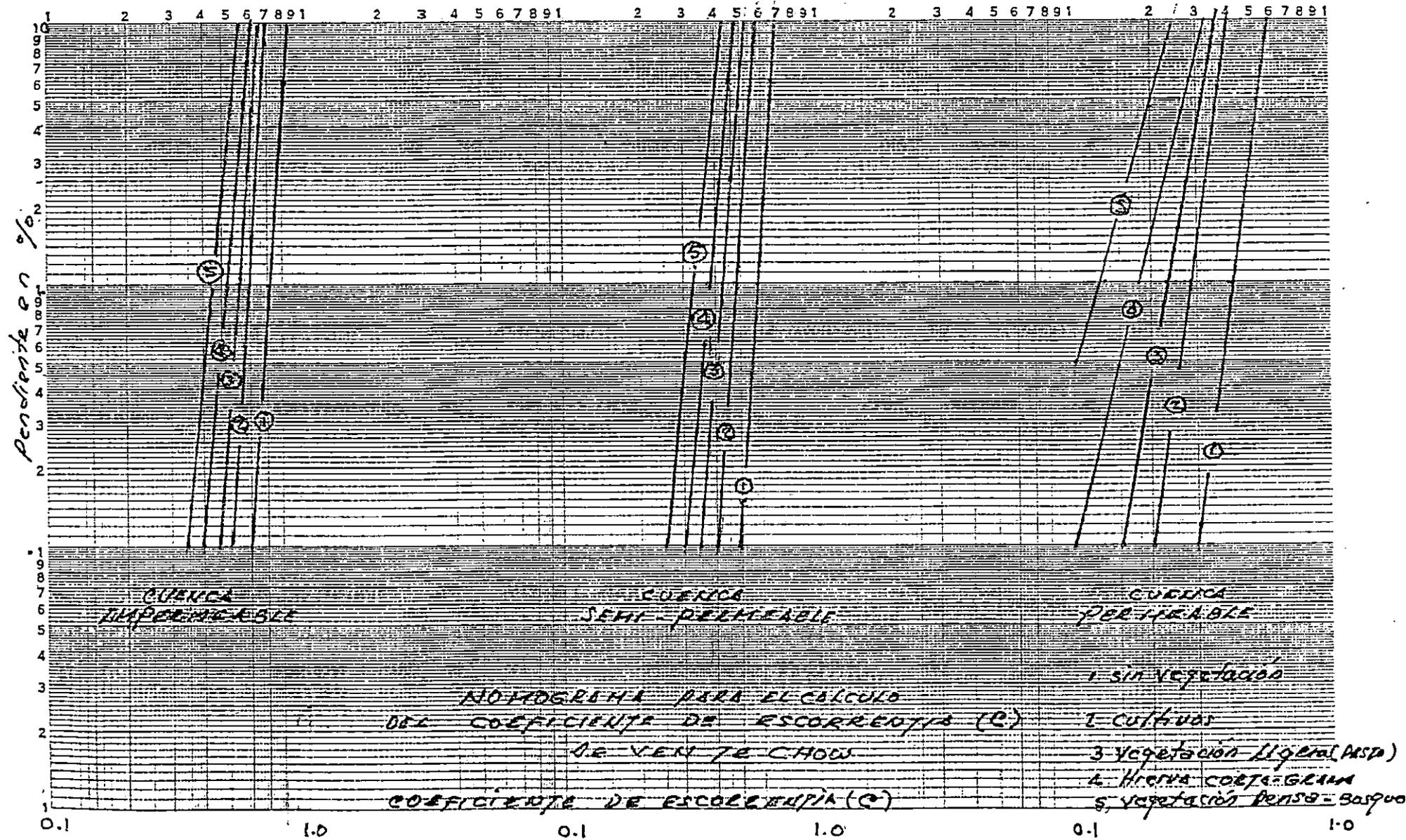
C. U. Atlacatl

Guardia Nacional

**SAN SALVADOR**

U E S	
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
CONTENIDO :	
MAPA GEOGRAFICO	
ZONA : NOR-PONIENTE DEL AMSS	
PRESENTAN :	
LINARES LINARES, MILTON RAFAEL	
MENJIVAR HERNANDEZ, JOSE DOUGLAS	
MORENO RIVERA, APOLONIO DANIEL	
ESC 1 : 25000	FIGURA : 3.1

GRAFICA 3.5 NOMOGRAMA DE VEN TE CHOW



LOGARITHMIC  
3 CYCLES X 5 CYCLES

U.S.A.

































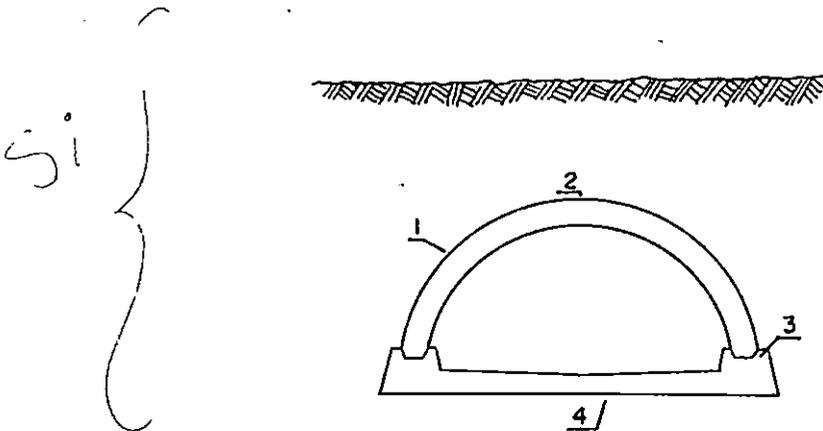






losa de fundación depende directamente con el tipo de material con el que se haya diseñado, siempre y cuando se haya alcanzado su chequeo estructural.

Un esquema genral de las partes fundamentales de una bóveda se presenta en la figura 4.2; donde las fundaciones o base, le sirven de apoyo directa a la superestructura o arco. El arranque es el punto origen del arco, así la corona o clave, es la parte más alta del mismo.



- |                           |                |
|---------------------------|----------------|
| 1) Arco o Superestructura | 3) Arranque    |
| 2) Clave o Corona         | 4) Fundaciones |

Fig. 4.2 Esquema de Bóveda Circular de Medio Punto





**CAPITULO V**  
**ESTUDIOS DE SUELOS**

## 5.0 ESTUDIOS DE SUELOS

### 5.1 INTRODUCCION

Está sección resume los resultados de la investigación del subsuelo, realizadas aproximadamente a 22.0 mt. aguas arriba de la bóveda existente en la 29 Av. Norte; considerandose tales resultados como, representativos para el tramo de la quebrada Arenal de Mejicanos, comprendido en el territorio de la UES.

Toda la información presentada corresponde al estudio de suelos realizado por el laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales, ICIA S.A. de C.V; con referencia: ES-170-90.

Al final de está información se proporcionan dataos que sugiere las normas AASHTO, para aquellos casos, donde ho se cuenta con los valores de capacidad de carga y el ángulo de fricción interna.

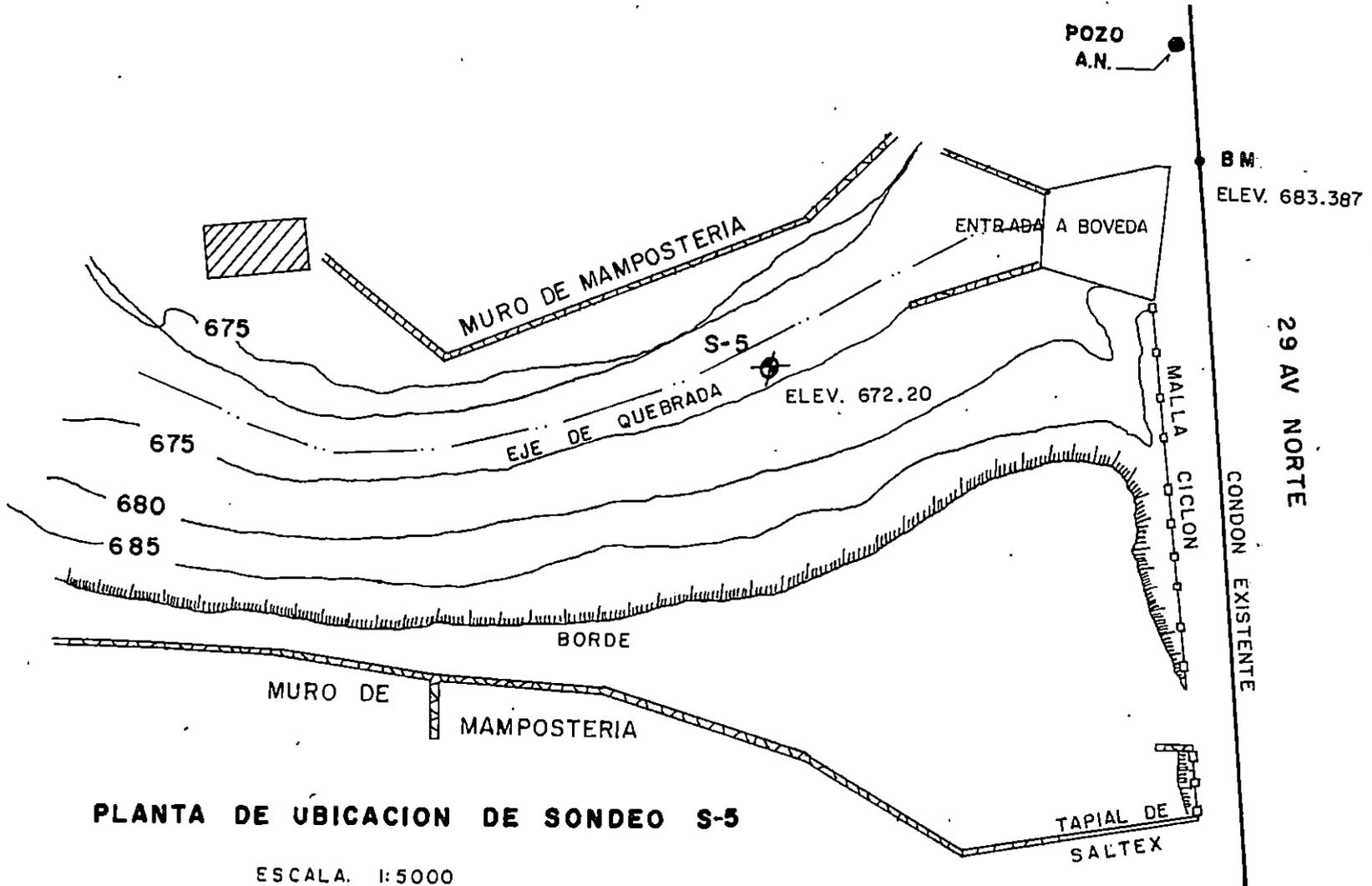
### 5.2 Condiciones Existentes en el Sitio de Estudio

La siguiente información describe las condiciones del suelo, lo que indica que existe 2 sistemas de capas; clasificados mediante el sistema unificado de clasificación de suelo (SUCS), los cuales se detallan así:

- 1) Arena mal graduada café oscuro y gris claro, 5 al 15%



FIGURA 5.1



PLANTA DE UBICACION DE SONDEO S-5

ESCALA. 1:5000

 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR  
ASTM D 1586 84

La arena mal graduada presenta una mediana resistencia a la penetración, de la herramienta de muestreo y altos contenidos de humedad debido a la proximidad del nivel freático de las aguas que conduce la quebrada.'

Dentro de la interpretación de los resultados del ensayo (SPT), y ensayos de laboratorio; se presenta una tabla conteniendo los parámetros a considera en el momento de la determinación de la cota de fundación para la obra a ejecutar (Cuadro 5.1).

SONDEO	PROFUNDIDAD DE EXPLORACION	PROFUNDIDAD DE SUELO INADECUADO	OBSERVACIONES
1	1.50	1.50	Arenas mal graduadas medianamente densas y arenas limosas muy densas, saturadas.

**Cuadro 5.1 Profundidad de Suelo Inadecuado**

### 5.3 Capacidad de Carga Admisible $q_{adm}$

La capacidad de carga admisible del subsuelo correlacionada a través del ensayo de penetración estándar es variable según se muestra en cuadro 5.2

Profundidad en Mt.	Q adm
0.50	1.5
1.00	2.3
1.50	>5.0

**Cuadro 5.2**  
**Capacidad de Carga**

#### 5.4 Resistencia al Esfuerzo Cortante

Es la fuerza de fricción entre las partículas del suelo, presentando una oposición o resistencia al corte del mismo. Generalmente expresada por la cohesión y el ángulo fricción interna ( $\phi$ ).

Cohesión (C) 0.00 ton/m<sup>2</sup>

Angulo de Fricción Interna 30°

Otros Parámetros:

- Peso volumétrico del suelo  $\gamma_h = 1.60 \text{ ton/m}^3$
- Capacidad de carga del  
subsuelo para diseño  $q_{adm} \geq 1.50 \text{ kg/cm}^2$





**CAPITULO VI**  
**ESTUDIO HIDRAULICO**

## 6.1 Introducción

El siguiente estudio hidráulico ha sido preparado para el diseño de la bóveda de la quebrada "Arenal de Mejicanos", dentro del territorio Norte de la Universidad de El Salvador y además tiene como objetivo determinar los siguientes parámetros:

- 1) Determinación del nivel de las aguas máximas en la sección de la quebrada para la avenida de diseño Hm (mts)
- 2) Determinar el área hidráulica necesaria para conducir la avenida de diseño (m<sup>2</sup>)
- 3) Determinar la velocidad de la corriente para la avenida de aguas de diseño (m/seg).

## 6.2 Metodología para el Análisis Hidráulico

Una vez establecido el caudal de diseño para el período de retorno, mediante la aplicación de un método hidrológico se procederá a determinar la curva de descarga  $AR^{\frac{2}{3}}$  vrs H; la cual proporcionará el área hidráulica necesaria para conducir las aguas.



Partiendo de la fórmula de Manning y ordenado miembros se puede establecer la igualdad siguiente:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3} \quad \text{Ec. 6.2}$$

Donde:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} =$$

Se le conoce como "factor geométrico" de la sección, que depende de las características físicas de ésta.

$$AR^{2/3} =$$

Se le conoce como "factor hidráulico", donde los elementos que en él intervienen dependen en cierta medida de aspectos hidráulicos.

Este método consiste en sustituir en la igualdad  $Qn/S^{1/2}$ , los valores del caudal Q, el coeficiente de rugosidad n y la pendiente S y se logrará determinar el factor hidráulico  $AR^{2/3}$  de la quebrada. El siguiente paso es realizar un proceso iterativo, basado en la variación de la altura o tirante hidráulico (H), medida a partir del fondo de la sección transversal, tomando un tirante  $Y_1$ , se conoce el área hidráulica, perímetro mojado, radio hidráulico y por consiguiente el factor  $AR^{2/3}$ , ahora si este último factor se compara con el factor obtenido por Manning; y no existe igualdad, se deberá tomar otro valor de tirante mayor o menor según el requerimiento y así se determinará nuevas

características hidráulicas, este proceso concluirá hasta cumplir la igualdad. Para facilitar el cálculo se plantea el siguiente cuadro.

Tirante y (mt)	Area Hidráulica (m <sup>2</sup> ) A	Perímetro Mojado (mt) Pm	Radio Hidráulico (mt) R <sub>h</sub>	Factor Hidráulico AR <sup>2/3</sup>

Con los datos del tirante y, y los valores de AR<sup>2/3</sup> se plotea y se traza la curva de descarga natural.

El último valor de la columna del área hidráulica (A), será el área necesaria en la estructura de drenaje para conducir la avenida de diseño.

La última parte es verificar o determinar la velocidad V del agua a la que correrá dentro de la bóveda, la cual será por medio de la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} A$$

Ec. 6.1

### 6.3 Análisis Hidráulico en Quebrada Arenal de Mejicanos

La sección transversal de la Fig. 6.1 fue tomada en campo la cual servirá para conocer las características geométricas del cauce. Siendo el perímetro mojado, el área hidráulica, el radio hidráulico y el factor geométrico.

El primer paso es conocer los datos base, para sustituir en la siguiente igualdad:

$$\frac{Qn}{S^{3/4}} = AR^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ec. 6.2}$$

#### 6.3.1 Datos Básicos

##### 6.3.1.1 Caudal de Diseño

El caudal máximo de diseño para un período de retorno de 25 años, fue determinado en el capítulo 3 "Estudio Hidrológico" el cual tiene un valor de 147.2 m<sup>3</sup>/seg.

##### 6.3.1.2 Datos Topográficos

La pendiente de la quebrada y la sección transversal se han obtenido en base al levantamiento topográfico.

Se tomó además la diferencia de elevación de los puntos aguas arribas (200 mt) y aguas abajo (200 mt), sumando un tramo de 400 mts.

Con referencia a ésta información, la pendiente (s) del río resultó:

$$\Delta H = \text{Diferencia de elevación} : 15.00 \text{ mt}$$

$$L = \text{Longitud} = 400 \text{ m}$$

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{15.00 \text{ m}}{400.0 \text{ m}} = 0.0375$$

$$S = 3.75 \%$$

### 6.3.1.3 Coeficiente de Rugosidad de Manning "n"

Para estimar el coeficiente de rugosidad de Manning "n", se ha utilizado la información bibliográfica de "OPEN CHANNEL HIDRAULICS: de Vente Chow. Pág 128-131 y de cuadro 4.8

$$\text{Terreno Natural : } n \longrightarrow 0.03$$

Determinación del factor hidráulico, a partir de los datos básicos:

$$Q = 147.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 3.75$$

$$n = 0.03$$

$$\frac{Qn}{S^{3/2}} = \frac{147.2 (0.03)}{(0.03)^{3/2}} = \underline{22.80}$$

## 6.3.1.4 Cuadro Resumen para Graficar la Curva de Descarga

Tirante Y (mt)	Area Hidráulica (m <sup>2</sup> ) A	Perímetro Mojado (mt) Pm	Radio Hidráulico (mt) R <sub>h</sub>	Factor Hidráulico AR <sub>h</sub> <sup>2/3</sup>
2.00	6.44	7.1	0.907	6.03
2.50	9.19	8.3	1.107	9.83
2.75	10.69	9.1	1.107	11.90
3.00	12.25	9.5	1.289	14.51
3.60	16.66	11.5	1.450	21.27
3.70	17.41	11.7	1.488	22.70

El ploteo de tirante (Y) vrs factor  $AR^{2/3}$  y el trazo de la curva se presenta en la Fig. 6.2

El cuadro anterior muestra el proceso iterativo para determinar en la sección seleccionada, lo siguiente:

Nivel de aguas máximas  $Y = 3.70$  mt

Area hidráulica  $A = 17.41$  m<sup>2</sup>

#### 6.4 Comparación con el Estudio Hidráulico Realizado por la Dirección General de Caminos (DGC), en el lugar de interés "Calle Circunvalación Universitaria"

La dependencia gubernamental, Dirección General de Caminos, ha efectuado estudios relativos a las obras de paso existentes en la AMSS, donde se consultó específicamente el



Capítulo 5. "Estudio y Diagnóstico de la Capacidad Hidráulica de las Obras de Paso en el Sistema Vial de la AMMS".

Tal documento, identifica el Arenal de Mejicanos como la Sub-Unidad Hidrográfica 1.12 y a la bóveda existente, intersectada con la Calle Circunvalación Universitaria la define con la nomenclatura 1.12.8.

En el Cuadro No. 5.6, del documento realizado por caminos, presenta el resumen de las características de la bóveda en mención (Ver Cuadro 6.1).

No de Identificación	Quebrada	Area de la cuenca en sitio de cruce km <sup>2</sup>	Area Hidráulica obra de paso m <sup>2</sup>	Caudal Q m <sup>3</sup> /seg
1.12.8	Arenal de Mejicanos	10.38	27.32	160.37

Cuadro 6.1

#### 6.4.1 Area Hidráulica de la Bóveda a Conducir la Avenida de Diseño

A través del análisis hidráulico realizado en el punto de interés de la sub-cuenca, tenemos los siguientes resultados:

$$\text{Acuenca}_1 = 9.4 \text{ km}^2$$

$$\text{Ahidráulica}_1 = 17.41 \text{ m}^2$$

Según los datos obtenidos por la Dirección General de

Caminos, para el mismo punto de interés (obra de paso existente):

$$\text{Acuencia}_2 = 10.38 \text{ km}^2$$

$$\text{Hidráulica}_2 = 27.32 \text{ m}^2$$

Por los resultados anteriores podemos concluir que, al mantener constantes los parámetros físicos en una región se podrá determinar que: a mayor área de recogimiento de la cuenca mayor será el caudal; tal como se refleja en los resultados anteriores.

El área hidráulica 1, denota el área de la obra de drenaje a capacidad llena (tubo lleno); pero, el principio que rige a las bóvedas es incrementar el espacio para evacuar las aguas; tal efecto se realizará mediante la aplicación de un factor de seguridad de 1.5. Este aumento de área en la obra, permitirá el libre paso de los materiales que arrastre el cauce.

Tomando  $A_{\text{hidráulica}_1} = 17.41 \text{ m}^2$  tenemos:

$$A_h \times f = A_h \text{ diseño}$$

$$17.41 \text{ m}^2 \times 1.5 = 26.12 \text{ m}^2$$

Del resultado anterior, se concluye que a partir de la semejanza de áreas,  $26.12 \text{ m}^2$  y  $27.31 \text{ m}^2$ , se determina que el área hidráulica de diseño a utilizar será la proporcionada por caminos.

### 6.5 Diseño Geométrico de la Bóveda

El propósito de ésta fase es determinar la geometría necesaria y suficiente para un óptimo desarrollo de la obra de drenaje.

Debemos notar que la sección transversal de la bóveda propuesta será un arco de medio punto por adecuarse específicamente a los métodos constructivos elegidos en la investigación, dando más detalle en el Capítulo 9.

Como primer paso es determinar las características geométricas de la estructura tales como:

- Flecha ó radio
- Claro ó diámetro

### 6.5.1 Diámetro de bóveda "d"

Aplicación de la fórmula del área de una semicircunferencia.

$$A = \frac{\pi d^2}{8}$$

Ec. 6.3

Donde:  $d$  = diámetro ó claro  
 $\pi$  = constante 3.1416

Despejando "d" tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{8A}{\pi}}$$

Ec. 6.4

Evaluando con  $A = 27.32 \text{ m}^2$

$$d = \sqrt{\frac{8(27.32)}{3.1416}} = 8.34 \text{ mt} \approx 8.40 \text{ mt}$$

### 6.5.2 Flecha de Radio "r"

Se tiene que :  $d = 2r$

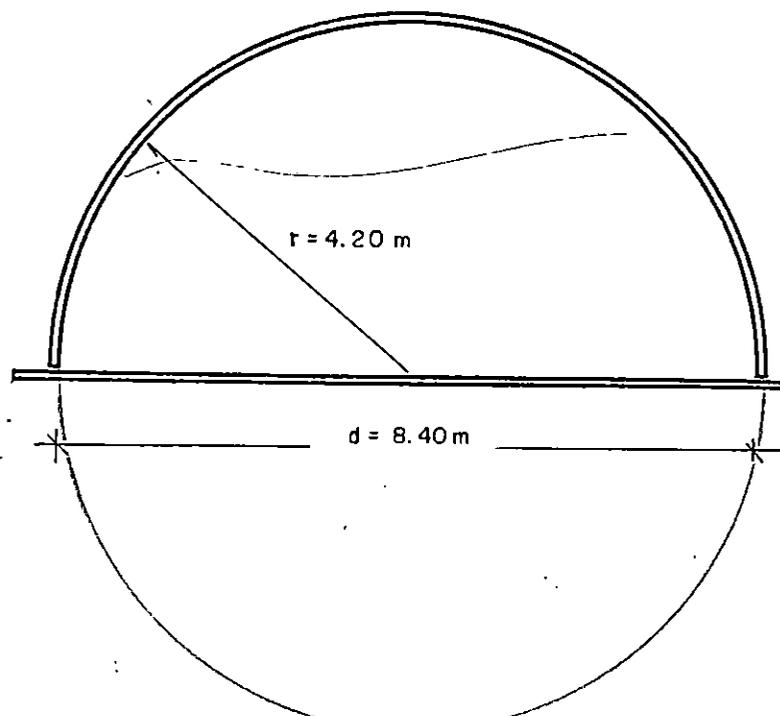
Ec. 6.5

$$r = d/2$$

$$r = 8.40/2$$

$$r = 4.20 \text{ mt}$$

## Esquema General

6.6 Cálculo de la Velocidad para el Caudal de Diseño

Determinación de la velocidad para un caudal de diseño con un período de retorno de 25 años, utilizando la fórmula de

Manning: 
$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} A$$

Ec. 6.1

Datos característicos:

n de concreto : 0.013

Ahidráulica : 27.32 m<sup>2</sup>

$RH^{2/3} = 1.1697$

Con respecto a la pendiente se tomará aquella que genere una velocidad moderada y que se adecue a la topografía del lugar.

Pendiente S	Velocidad V (m/seg)
2.04 %	12.85
1.00 %	8.99
0.5 %	6.36
0.30 %	4.92
0.10 %	2.84

Velocidad de diseño para conducir en la bóveda,  $V = 6.36$  m/seg

### 6.7 Perfil Longitudinal de la Bóveda

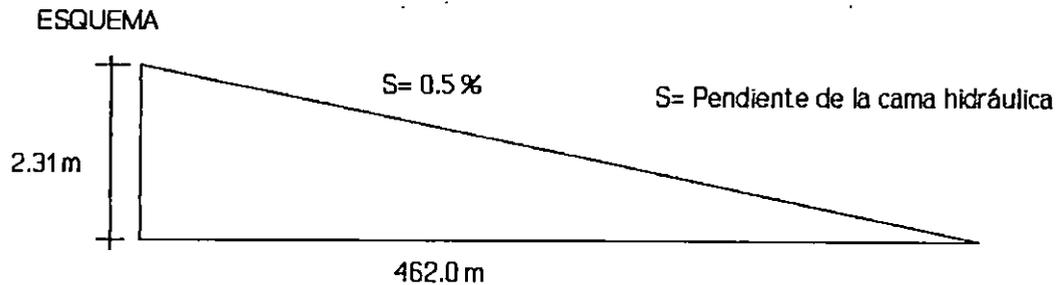
Analizaremos con la pendiente  $S=0.5\%$ , para determinar la altura que se levanta a partir de la horizontal.

Cota C = pendiente S x Longitud de interés L

$$C = S \times L$$

$$C = 0.005 \times 462 \text{ m}$$

$$C = 2.31 \text{ mt}$$



A continuación se presenta la diferencia de la altura (dh), que existe entre las bóvedas existentes, (29Av. Nte. y Calle Circunvalación Universitaria).

Dato topográfico, ... dh = 9.41 mt

Altura debido a la  
pendiente de la cama  
hidráulica, S

2.31 mt

7.10 mt

Altura que se rescatará o  
se reducirá a cero  
mediante al cumplimiento  
de un sistema de gradas.

#### 6.7.1 Sistemas de Gradas

Se considera colocar una grada a cada 10. mt de longitud de bóveda, lo que resulta:

$$\text{No. gradas} = \frac{\text{Longitud de interés}}{\text{Tramo por grada}}$$

$$= \frac{462.0 \text{ mt}}{10.0 \text{ mt}}$$

$$= 46.2$$

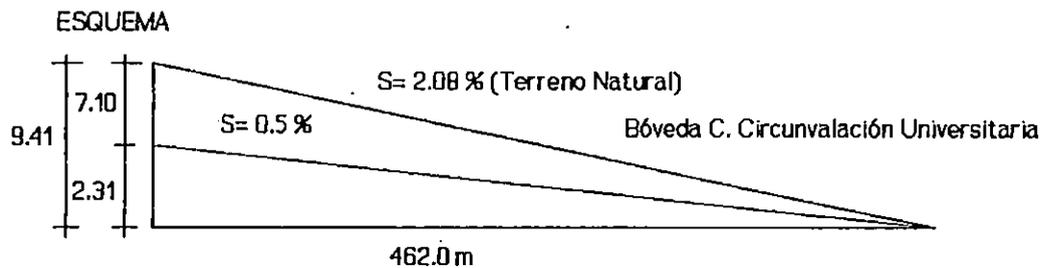
Ahora, para determinar la altura de cada grada, se considera lo siguiente:

$$h_{\text{grada}} = \frac{7.10 \text{ mt}}{46.2 \text{ gradas}}$$

$$h_{\text{grada}} = 0.153 \text{ mt/grada}$$

En la figura 6.3, se detalla el análisis de la alternativa del sistema de gradas a utilizar en la cama hidráulica de la bóveda.

Bóveda de 29 Av. Norte



## SOLUCION

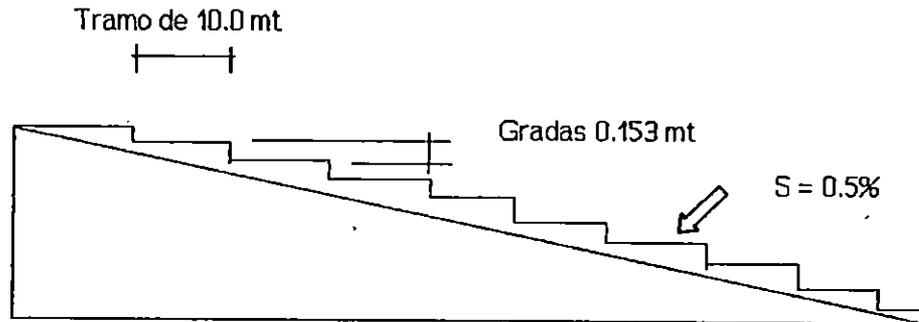


Fig. 6.3 Sistema de gradas en la cama hidráulica de la bóveda

Este solución disminuirá o disipará la velocidad de las aguas que conducirá la bóveda y además permite mantener la velocidad de 6.34 m/s, que se determinó con la pendiente  $S=0.5\%$

**CAPITULO VII**  
**DISEÑO ESTRUCTURAL**

## 7.1 Introducción

La elaboración del diseño estructural, se hará en base al texto "Pórtico y Arcos, Soluciones condensadas para el diseño de estructuras" de Valerian Leontovich, Ms. Ingeniero de Estructuras de International Engineers Company que proporciona una forma práctica y rápida para la evaluación de acciones internas de arcos de sección transversal constante y variable de eje parabólico.

## 7.2 Generalidades

Las fórmulas condensadas han sido derivadas para elementos con ejes parabólicos; además, otros elementos curvos pueden ser analizados directamente, utilizando estas soluciones.

Así, por ejemplo, en áreas donde la relación de la flecha al claro es pequeña, ésto es, un miembro de curvatura rebajada, con su eje definido por un arco de círculo, puede considerarse que la curvatura del arco se aproxima al de una parábola y, por lo tanto, la solución derivada para miembros con arco rebajado con eje parabólico son aplicables a miembros en arco rebajado con eje circular.

Pero, aún más, numerosas investigaciones han revelado que los arcos Elípticos, catenarias transformadas y otras curvas,

se desvían ligeramente de la curva parabólica; por lo cual, las soluciones que se dan suministran resultados bastante exactos para miembros de varias curvaturas en que la relación entre la flecha y el claro es pequeña.

### 7.3. Geometría de Miembros Curvos

Los miembros curvos que se usan de la derivación de las soluciones condensadas de análisis que se dan en las secciones 9 a 12 (Valerian Leontovich), se caracterizan por la relación de sus secciones transversales con sus ángulos de inclinación de sus ejes. Expresados en términos matemáticos, esto significa que los momentos de inercia de las secciones de un miembro curvo, con relación a su eje neutro varía directamente con la secante de  $\phi$ . Dicho en otras palabras, significa que el espesor de éstos miembros varía desde la corona a las líneas de arranque (ó Imposta del Arco); como una función del ángulo de inclinación de ejes de los miembros a la horizontal, de acuerdo con la siguiente expresión.

$$h = d_o \sqrt[3]{\text{Sec}\phi} \quad \text{Ec. 7.1}$$

Donde:

- h = Espesor del miembro curvo en la sección definida por el ángulo de inclinación  $\phi$
- $d_o$  = Espesor del miembro curvo en la corona
- $\text{Sec}\phi$  = Es la secante del ángulo de inclinación del eje del miembro de la sección considerada.

Para ilustrar lo anterior un arco con una relación flecha a claro de 0.15 para este arco, el espesor relativo en la línea de arranque es solo 5.3 % mayor que en la corona.

Como la variación de peralte en estos miembros curvos, son relativamente pequeñas, se les agrupa con las estructuras formadas con miembros de sección constante.

Para propósitos prácticos, si la variación entre la flecha y el claro del miembro de un arco es menor que 0.2, las ecuaciones de las secciones 9 a 12 (V. Leontovich), dan resultados completamente satisfactorios para las estructuras con miembros curvos de sección transversal constante; para relaciones mayores, las soluciones son aproximadas.

#### 7.4 Método de Análisis

Las soluciones condensadas para arcos han sido derivadas mediante la aplicación de la teoría del trabajo virtual, considerando únicamente el efecto de la deformación por flexión. Los efectos de la deformación por cortante y la deformación axial no son consideradas, dado que su contribución a la energía total de deformación es insignificante, sólo en algunos casos excepcionales es justificable una mayor precisión.

Según el texto "pórticos y Arcos" la solución para el primer tipo se designa como método "A" y la del segundo método "B".

Las soluciones según el método "A" se dan para todas las condiciones de carga.

Las soluciones suplementarias según el método "B" solo se dan para el caso de cargas verticales sobre arcos sin articulaciones, que son los que con mayor frecuencia se presentan.

Es un hecho generalmente conocido, que el efecto de la deformación axial es de importancia práctica solo en arcos



rebajados sin articulaciones. Cuando el arco tiene mayor relación entre la flecha y la cuerda, superior a 0.2, la deformación axial y su efecto puede despreciarse, proveyendo la solución según el método "A", resultados satisfactorios. Cuando la relación es inferior a 0.2 se justifica la mayor precisión en los cálculos y se recomienda el empleo de la solución según el método "B".

#### **7.5 Condiciones de Carga para la Superestructura**

El arco se trata principalmente de hacer funcionar con carga uniformemente distribuida, de tal manera que sus elementos trabajen esencialmente a compresión, con lo cual la capacidad de sustentación es mayor.

La super-estructura absorbe tanto carga muerta, carga sísmica, así como cargas vivas, las cuales se pueden dividir en cargas horizontales y Verticales.

##### **7.5.1 Cargas Muertas**

A una bóveda se le transmiten principalmente, las cargas muertas debidas al relleno existente y el peso propio de la estructura, para calcular la presión del suelo sobre el arco utilizaremos el método propuesto por Terzaghi.

#### 7.5.1.1. Teoría de Terzaghi

Para evaluar los efectos que el espesor de relleno ejerce sobre la estructura, se estudiará el método de distribución de presiones de Terzaghi.

El efecto del arqueado puede visualizarse con un modelo físico consistente en una masa de suelo que descansa sobre una superficie horizontal rígida. Como en la Figura 7.1, si se supone un desplazamiento vertical de una parte de esa superficie rígida, como en la figura 7.2, el suelo que está sobre esa parte tenderá a descender; a éste movimiento relativo al resto del suelo que ha quedado inmóvil, por estar firmemente confinado, se opondrá la resistencia al esfuerzo cortante que se llegue a desarrollar entre la masa móvil del suelo y el suelo estacionario. Esta resistencia tenderá a mantener a la masa móvil en su posición original y por lo tanto, reducirá la presión del suelo sobre la parte cedida de la superficie de soporte. Como efecto consecuente, aumentará por el contrario, la presión que la parte estacionaria ejerce sobre las partes no cedidas de la superficie de soporte. Lo que sucede entonces es una transferencia de presiones de la parte de la superficie cedida a la no cedida de la misma.

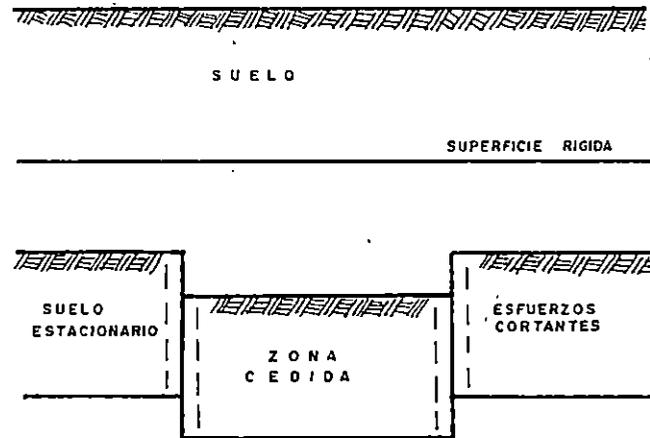


Fig. 7.1

Para representar este efecto Terzaghi estableció una forma para evaluar la presión del suelo sobre un punto.

$$\sigma_{\text{suelo}} = \frac{B \cdot \left( \gamma_s - \frac{C}{B} \right)}{k \cdot \tan \theta} \cdot \left( 1 - e^{(-k \cdot \tan \theta \cdot \frac{h}{B})} \right)$$

Donde:

k= Varía desde 1 cerca de la zona de cedencia hasta 1.5 a 2B arriba de ésta. El valor de K a utilizar en el estudio será K=1 debido a que éste valor proporciona las presiones de la zona de cedencia, que en este estudio se asumirá que correspondé a la zona definida por el arco de la Superestructura, siendo este valor de presión el mayor que puede esperarse en el suelo.

B = es igual al valor numérico de L/2

$\sigma_{\text{suelo}}$  = Presión del suelo

$\gamma_s$  = peso volumétrico del suelo

$C$  = cohesión

$\theta$  = Angulo de fricción interna del suelo

$h$  = Altura de relleno

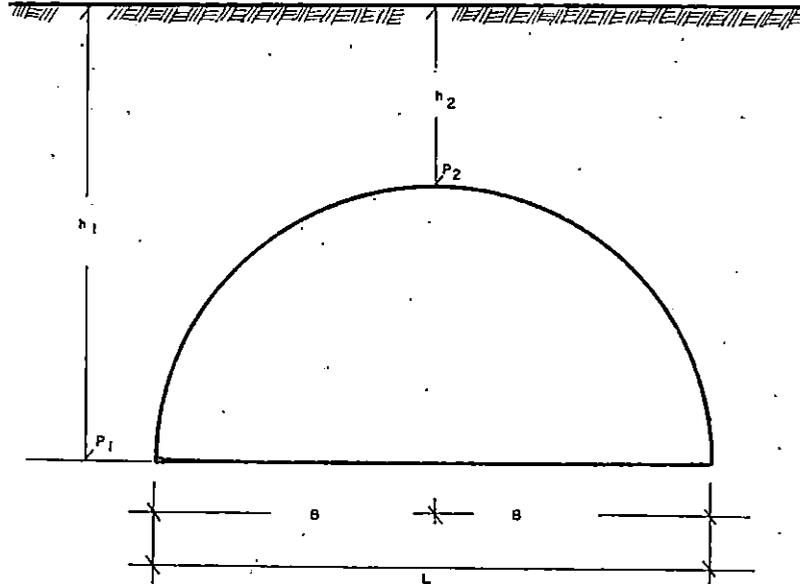


Fig. 7.3

#### 7.5.1.2. Tipos de Cargas Muertas

Las cargas muertas se pueden dividir en:

- a) Vertical Uniformemente Distribuida
- b) Vertical Parabólica Complementaria
- c) Lateral

La distribución en elevación de estas cargas se pueden apreciar en la figura 7.4

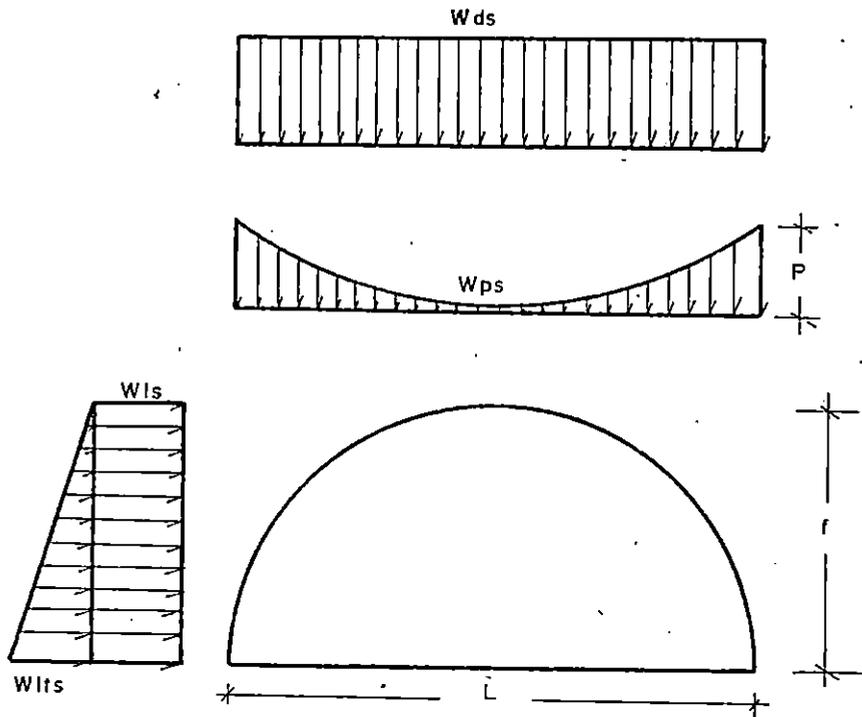


Fig. 7.4

Donde:

$W_{ds}$  = presión del suelo

$W_{ps}$  = Carga parabólica Complementaria

$W_{ls}$  = Carga lateral del suelo

$W_{lts}$  = Carga lateral triangular del suelo

$W_{dc}$  = Carga propia del concreto

#### 7.5.1.2.1 Fórmulas Empleadas en la Elaboración de Cargas

##### Muertas

a) Presión del Suelo

$$W_{ds} = \sigma_{\text{suelo}} \quad \text{de Terzagui.}$$

Ec. 7.3

b) Carga parabólica Complementaria

$$W = P * L/3$$

Ec. 7.4

$$P = [\sigma_{\text{suelo } 1} - \sigma_{\text{suelo } 2}]$$

Ec. 7.5

### c) Carga Lateral del Suelo.

En una bóveda enterrada se tendrá siempre un relleno sobre los lados de ésta, de tal manera que exista una presión lateral a ambos lados de la misma.

Para el cálculo de la presión lateral se utilizará la Teoría de Rankine, que establece que la presión lateral es una fracción de la presión vertical de tierra.

Así se define un coeficiente de presiones activas ( $K_a$ ) que relaciona la presión vertical con la lateral.

$$W_{ls} = K_a * \sigma_{suelo} \text{ en un punto determinado} \quad \text{Ec. 7.6}$$

Donde:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ec. 7.7}$$

### d) Carga Lateral Triangular del Suelo

La presión triangular representa un incremento lineal desde la corona de la bóveda hasta el arranque de la misma.

$$W_{lts} = K_a * [\sigma_{suelo 1} - \sigma_{suelo 2}] \quad \text{Ec. 7.8}$$

### 7.5.2. Carga Viva

Para las cargas vivas, se toma por lo general como mínimo el camión HS-15 y se analizan varias alternativas de carga, para escoger la que produzca efectos más desfavorables.

Las cargas se afectan por un factor de impacto:

$$I = 15.24 / (L + 38) \leq 30 \% \text{ de la carga viva} \quad \text{Ec. 7.9}$$

Para el análisis de carga viva, se tendrán dos alternativas, que dependen del espesor del terraplen o relleno de la siguiente manera.

- a) Se usará cargas concentradas cuando el espesor sea menor de 0.6 mts. y se evaluarán en diferentes posiciones, cuando entra a la bóveda, cuando esta situado sobre ella y cuando sale de ella; se escogerá la que dé efectos más desfavorables.
- b) Se usará carga por metro lineal, combinada concentrada, cuando el espesor del relleno oscile entre 0.6 mts. y 2.44 mts. y en diferentes posiciones como en el caso anterior.

Entre las normas que reglamentan o dan premisas para el diseño de una bóveda, tenemos la AASTHO, que en la sección 6, Art. 6-4-1, que al respecto del espesor del terraplén y la distribución de cargas dice:

- c) "Cuando el espesor de terraplén sea de 0.6 mts. o mayor, las cargas concentradas se consideran uniformemente distribuidas sobre un cuadrado, cuyos lados, serán iguales a 1.75 veces el espesor del colchón o terraplén." y según el Art. 6-4-2 AASTHO
- d) "Cuando esas áreas correspondientes a varias cargas puntuales se superpongan, la carga total se considera uniformemente distribuida sobre el área definida por los límites exteriores de las áreas individuales, pero el ancho total de la distribución no excederá el ancho total de la losa que reciba las cargas".
- e) Para bóvedas de un solo claro la carga viva se puede despreciar, cuando el espesor del terraplén exceda la longitud del claro y sea mayor de 2.44 mts.
- f) Para claros múltiples, se puede despreciar la carga viva, cuando el espesor del terraplén exceda la distancia entre paraméntos de los apoyos extremos o estribos.

- g) Por especificaciones para cargas H y H-S, la distancia entre ejes, es 4.27m (mínimo) y según la AASTHO la distancia mínima en vehículos (eje a eje), no debe ser menor de 30' (9.14 mts); por lo tanto lo más cercano que pueden estar las cargas concentradas es 4.27 mts. partiendo de ésto y en base a lo estipulado en la AASTHO, podemos concentrar la altura de relleno mínima para que la carga viva total se considere uniformemente distribuida así:

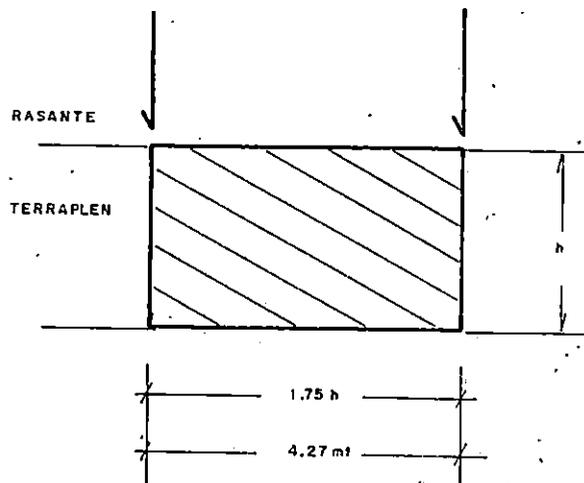


Fig. 7.5

Igualando distancias:

$$1.75h = 4.27 \text{ mts. despejando } h \text{ se tiene:}$$

$$h = 4.27 \text{ mts} / 1.75 = 2.44 \text{ mts.}$$

### 7.5.2.1 Cargas Vivas mas Usadas para Tráfico

- a) Carga Concentrada
- b) Carga distribuida en  $3/8 L$
- c) Carga distribuida en  $1/2 L$
- d) Carga distribuida en  $5/8 L$

### 7.5.3 Cargas por Sismo

Las cargas debidas a sismo se mencionan a continuación:

- a) Carga Uniformemente distribuida (Lateral) (Wlde)
- b) Carga puntual en el eje vertical de la bóveda (PVe)

La evaluación de cargas de estas condiciones se hace mediante las siguientes expresiones.

Carga uniformemente Distribuida

$$Wlde = 0.1 * CM$$

Ec. 7.10

Donde:

CM= Carga Muerta (peso de la estructura + peso del relleno)

Carga puntual ubicada al centro del arco

$$Pve = 2/3 * Wlde.$$

Ec. 7.11

#### 7.5.4 Combinación de Cargas

Las estructuras se verán sometidas a una serie de cargas que pueden actuar en diferentes combinaciones. Las normas AASTHO en su sección 3-22 establece Combinaciones a las cuales una estructura cualquiera pueda estar sometida y las presenta en la tabla 3-22-IA. Los grupos de combinación de carga para el diseño por cargas de servicio y diseño por factor de carga se determina por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \text{Grupo N: } & \tau * (\beta_D * D + \beta_L * (L+I) + \beta_{CF} * CF + \beta_E * E + \beta_B * B \\ & + \beta_{SF} * SF + \beta_W * W + \beta_{WL} * WL + \beta_{LF} * LF + \beta_R * (R+S+T) \\ & + \beta_{EQ} * EQ + \beta_{ICE} * (ICE) \end{aligned} \quad \text{Ec. 7.12}$$

Donde:

- N = Número de grupo
- $\tau$  = Factor de carga
- $\beta$  = Coeficientes que acompaña a diferentes tipos de carga.

D, L, I, CF, E, B, SF, W, WL, LF, R, S, T, EQ y ICE. Son tipos de carga que actúan sobre la estructura y cuyo significado puede ser encontrado en la simbología de la AASTHO.

En el caso de las bóvedas, no actúan todos los tipos de cargas que componen la ecuación 7.12, según la tabla 3.22.1A de las normas AASTHO se especifica que para las bóvedas y para el método de diseño por factor de carga;

Las cargas a considerar vendrán determinadas por los valores de los coeficientes " $\tau$ " y " $\beta$ ".

Cuando los valores de " $\beta$ " toman el valor de cero, indica que el tipo de carga a que pertenece no se considera en el diseño.

Factor  $\beta_E$  a utilizar en el método de diseño por factor de carga:

$\beta_E = 1.3$  (Para presión lateral de tierra en muros de retención y marcos rígidos, excluyendo bóvedas rígidas)

$\beta_E = 0.5$  (Para presión lateral de tierra, cuando se revisa el momento positivo en estructuras rígidas)

$\beta_E = 1.0$  (Para presión vertical de tierra)

$\beta_E = 1.0$  (Para bóvedas rígidas)

$\beta_E = 1.5$  (Para bóvedas flexibles, factor a utilizar por tratarse de bóvedas biarticuladas las que se estudian)

Entonces la ecuación de Combinación de Carga, queda como sigue:

$$\text{Grupo X} = 1.3 (1.5 E + 1.67 L + D) \text{ Como } L=0 \quad \text{Ec. 7.13}$$

$$\text{Grupo X} = 1.3 (1.5 E + D) \quad \text{Ec. 7.14}$$

## 7.6 Ecuaciones de Fuerzas y Momentos.

En las páginas siguientes se dan las ecuaciones para las componentes vertical y horizontal hiperestática de las reacciones de un arco con dos articulaciones en sus apoyos, incluyendo además un esquema tipo, para varias condiciones de cargas, que son las que se ocupan con más frecuencia para el diseño de bóvedas.

Asimismo se dan expresiones correspondientes para el momento, fuerza axial y cortante de cualquier sección del arco.

### 7.6.1 Notaciones y Coordenadas

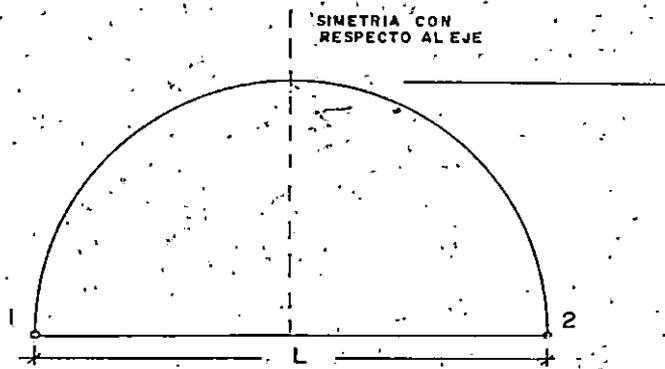


Fig. 7.6

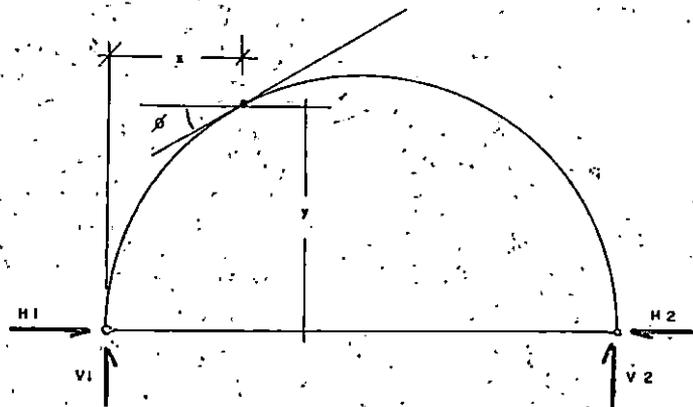
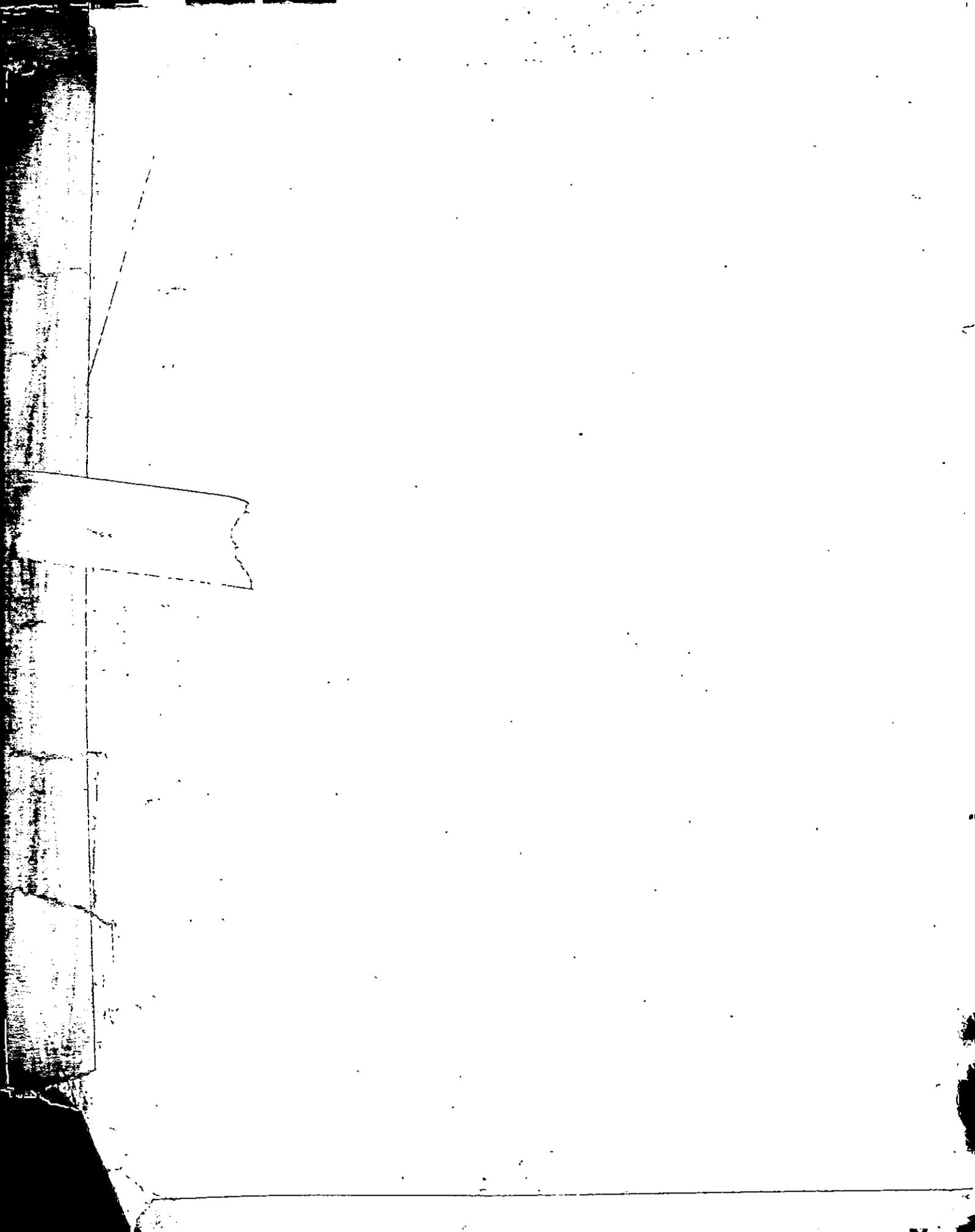


Figura 7-7



7.6.2 Carga Vertical Uniformemente Repartida Sobre Tres Octavos del Claro.

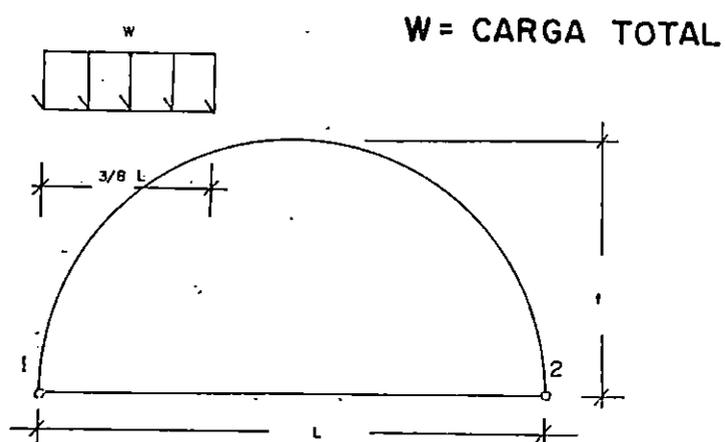


Fig. 7.8

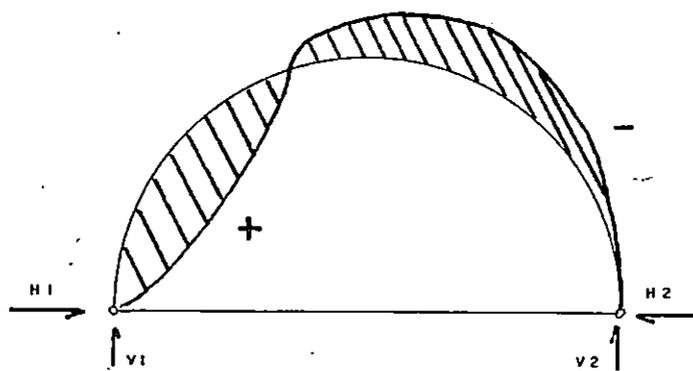


Fig. 7.9

$$H_1 = H_2 = \left( \frac{423}{4096} \right) * \frac{WL}{f}$$

Ec. 7.15

$$V_1 = \frac{13W}{16}$$

Ec. 7.16

$$V_2 = \frac{3W}{16}$$

Ec. 7.17

Cuando :  $X \leq 3/8 * L$   $M_x = W * X * \left( \frac{13}{16} - \frac{4X}{3L} \right) - H_1 * Y$  Ec. 7.18

Cuando  $X > 3/8 * L$   $M_x = \frac{3}{16} W * (L - X) - H_1 Y$  Ec. 7.19

Cuando  $X \leq 3/8 * L$

$$N_x = W * \left( \frac{13}{16} - \frac{8X}{3L} \right) * \text{sen}\phi + H_1 * \text{cos}\phi$$
 Ec. 7.20

$$V_x = W * \left( \frac{13}{16} - \frac{8X}{3L} \right) * \text{cos}\phi - H_1 * \text{sen}\phi$$
 Ec. 7.21

Cuando  $X > 3/8 * L$ , pero  $\leq L/2$

$$N_x = H_1 \text{cos}\phi - \frac{3W}{16} * \text{sen}\phi$$
 Ec. 7.22

$$V_x = -H_1 \text{sen}\phi - \frac{3W}{16} * \text{cos}\phi$$
 Ec. 7.23

Cuando  $X > L/2$

$$N_x = H_1 * \text{cos}\phi + \frac{3W}{16} * \text{sen}\phi$$
 Ec. 7.24

$$V_x = H_1 * \text{sen}\phi - \frac{3W}{16} * \text{cos}\phi$$
 Ec. 7.25

### 7.6.3 Carga Vertical Uniformemente Repartida Sobre Cinco Octavos del Claro

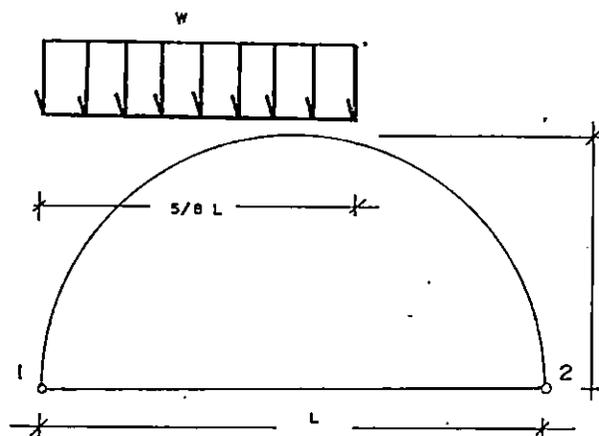


Fig. 7.10  $W =$  Carga Total

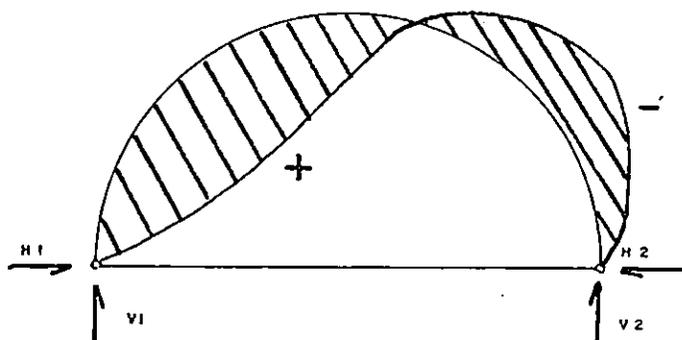


Fig. 7.11

$$H_1 = H_2 = \frac{283}{2,048} * \frac{WL}{f} \quad \text{Ec. 7.26}$$

$$V_1 = \frac{11}{16} W \quad \text{Ec. 7.27}$$

$$V_2 = \frac{5}{16} W \quad \text{Ec. 7.28}$$

Cuando  $X \leq 5/8 * L$

$$M_x = W * X * \left( \frac{11}{16} - \frac{4 * X}{5 * L} \right) - H_1 * Y \quad \text{Ec. 7.29}$$

Cuando  $X > 5/8 * L$

$$M_x = \frac{5}{16} * W * (L - X) - H_1 * Y \quad \text{Ec. 7.30}$$

Cuando  $X \leq L/2$

$$N_x = W * \left( \frac{11}{16} - \frac{8 * X}{5 * L} \right) * \text{sen} \phi + H_1 * \text{cos} \phi \quad \text{Ec. 7.31}$$

$$V_x = W * \left( \frac{11}{16} - \frac{8 * X}{5 * L} \right) * \text{cos} \phi - H_1 * \text{sen} \phi \quad \text{Ec. 7.32}$$

Cuando  $X > L/2$ , pero  $\leq 5/8 * L$

$$N_x = W * \left( \frac{8 * X}{5 * L} - \frac{11}{16} \right) * \text{sen} \phi + H_1 * \text{Cos} \phi \quad \text{Ec. 7.33}$$

$$V_x = H_1 * \text{sen} \phi - W * \left( \frac{8 * X}{5 * L} - \frac{11}{16} \right) * \text{cos} \phi \quad \text{Ec. 7.34}$$

Cuando  $X > 5/8 * L$

$$N_x = H_1 * \cos\phi + \frac{5}{16} W * \text{sen}\phi \quad \text{Ec. 7.35}$$

$$V_x = H_1 * \text{sen}\phi - \frac{5}{16} W * \cos\phi$$

#### 7.6.4 Carga Distribuida Sobre 1/2 L

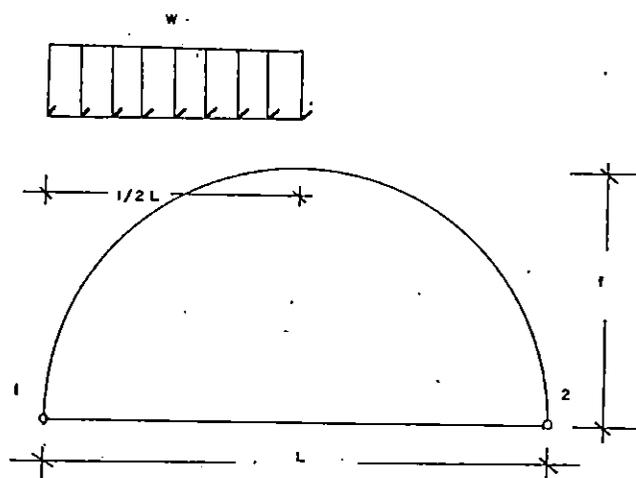


Fig. 7.12

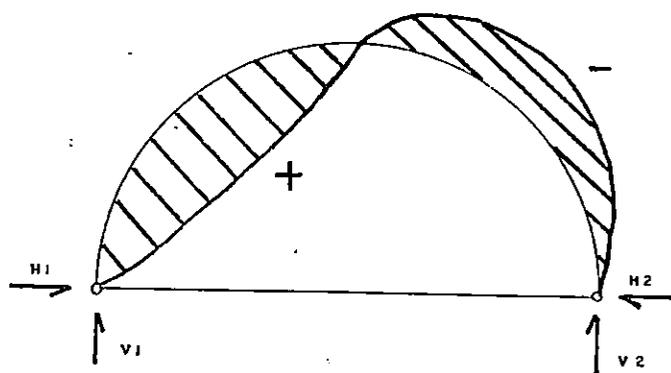


Fig 7.13

$$H_1 = H_2 = \frac{W \cdot L}{8 \cdot f} \quad \text{Ec. 7.37}$$

$$V_1 = \frac{3}{4} W \quad \text{Ec. 7.38}$$

$$V_2 = \frac{1}{4} W \quad \text{Ec. 7.39}$$

Cuando  $X \leq L/2$

$$M_x = W \cdot X \cdot \left( \frac{3}{4} - \frac{X}{L} \right) - H_1 \cdot Y \quad \text{Ec. 7.40}$$

$$N_x = H_1 \cdot \cos \phi + W \cdot \left( \frac{3}{4} - \frac{2 \cdot X}{L} \right) \cdot \text{sen} \phi \quad \text{Ec. 7.41}$$

$$V_x = -H_1 \cdot \text{sen} \phi + W \cdot \left( \frac{3}{4} - \frac{2 \cdot X}{L} \right) \cdot \cos \phi \quad \text{Ec. 7.42}$$

Cuando  $X > L/2$

$$M_x = \frac{W}{4} \cdot (L - X) - H_1 \cdot Y \quad \text{Ec. 7.43}$$

$$N_x = H_1 \cdot \cos \phi + \frac{W}{4} \cdot \text{sen} \phi \quad \text{Ec. 7.44}$$

$$V_x = H_1 \cdot \text{sen} \phi - \frac{W}{4} \cdot \cos \phi \quad \text{Ec. 7.45}$$

## 7.6.5 Carga Vertical Concentrada Sobre un Arco.

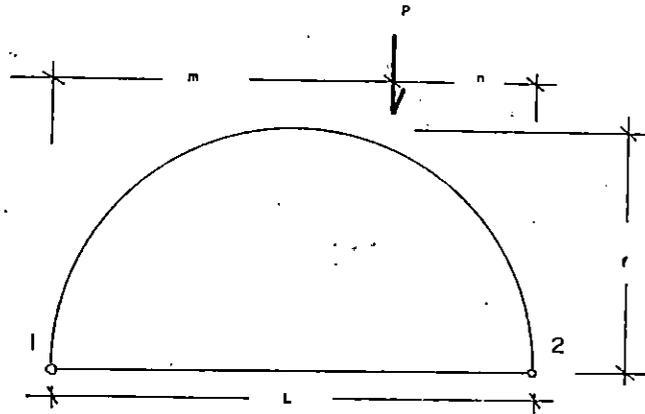


Fig. 7.14

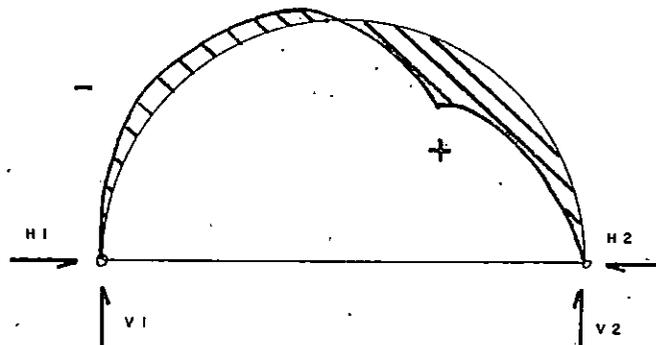


Fig. 7.15

$$H_1 = H_2 = \frac{5 * P * L}{8 * F} * \frac{m}{L} * \left[ 1 - 2 * \left( \frac{m}{L} \right)^2 + \left( \frac{m}{L} \right)^3 \right]$$

Ec. 7.46

$$V_2 = \frac{P * m}{L}$$

Ec. 7.47

$$V_1 = P - V_2$$

Ec. 7.48



Cuando  $X \leq m$

$$M_x = \frac{P \cdot n \cdot X}{L} - H_1 \cdot Y \quad \text{Ec. 7.49}$$

Cuando  $X > m$

$$M_x = P \cdot m \cdot \left(1 - \frac{X}{L}\right) - H_1 \cdot Y \quad \text{Ec. 7.50}$$

Cuando  $X \leq m$  y  $L/2$

$$N_x = H_1 \cdot \cos\phi + \frac{P \cdot n}{L} \cdot \operatorname{sen}\phi \quad \text{Ec. 7.51}$$

$$V_x = -H_1 \cdot \operatorname{sen}\phi + \frac{P \cdot n}{L} \cdot \cos\phi \quad \text{Ec. 7.52}$$

Cuando  $X \leq m$ , pero  $\geq L/2$

$$N_x = H_1 \cdot \cos\phi - \frac{P \cdot n}{L} \cdot \operatorname{sen}\phi \quad \text{Ec. 7.53}$$

$$V_x = H_1 \cdot \operatorname{sen}\phi + \frac{P \cdot n}{L} \cdot \cos\phi \quad \text{Ec. 7.54}$$

Cuando  $X \geq m$ , pero  $\leq L/2$

$$N_x = H_1 \cdot \cos\phi - \frac{P \cdot m}{L} \cdot \operatorname{sen}\phi \quad \text{Ec. 7.55}$$

$$V_x = -H_1 \cdot \operatorname{sen}\phi - \frac{P \cdot m}{L} \cdot \cos\phi \quad \text{Ec. 7.56}$$

Cuando  $X \geq m$  y  $L/2$

$$N_x = H_1 \cdot \cos\phi + \frac{P \cdot m}{L} \cdot \operatorname{sen}\phi \quad \text{Ec. 7.57}$$

$$V_x = H_1 \cdot \operatorname{sen}\phi - \frac{P \cdot m}{L} \cdot \cos\phi \quad \text{Ec. 7.58}$$



## 7.6.6 Carga Parabólica Complementaria.

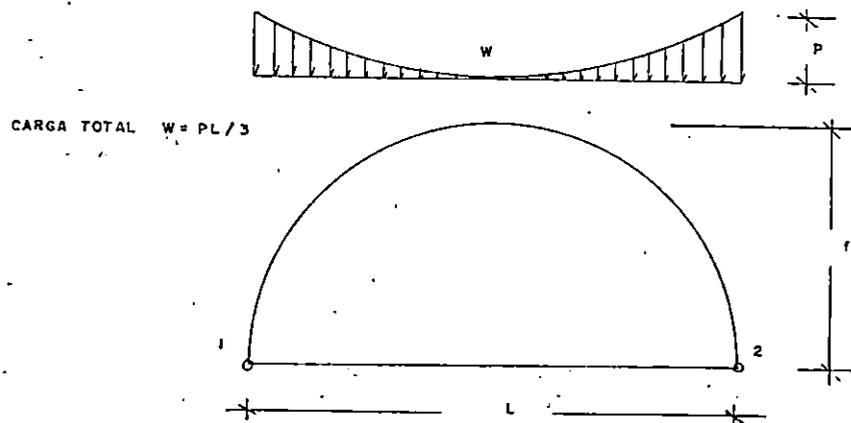


Fig. 7.16

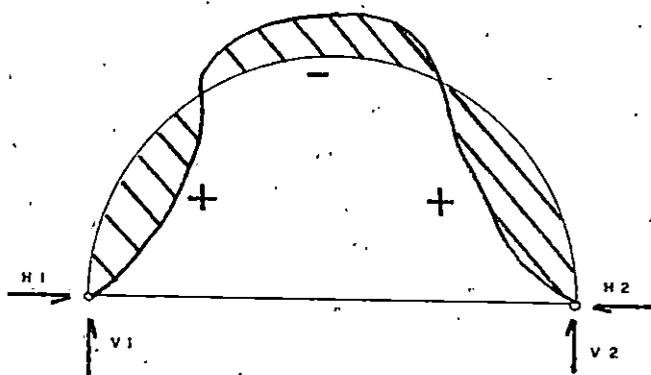


Fig. 7.17

$$H_1 = H_2 = \frac{W \cdot L}{14 \cdot f}$$

Ec. 7.59

$$V_1 = V_2 = \frac{W}{2}$$

Ec. 7.60

Cuando  $X \leq L/2$

$$M_x = \frac{W \cdot L}{16} \left[ 1 - \left( \frac{L-2 \cdot X}{L} \right)^4 \right] - H_1 \cdot Y \quad \text{Ec. 7.61}$$

$$N_x = \frac{W}{2} \left( \frac{L-2 \cdot X}{L} \right)^3 \cdot \text{sen} \phi + H_1 \cdot \text{cos} \phi \quad \text{Ec. 7.62}$$

$$V_x = \frac{W}{2} \left( \frac{L-2 \cdot X}{L} \right)^3 \cdot \text{cos} \phi - H_1 \cdot \text{sen} \phi \quad \text{Ec. 7.63}$$

Cuando  $X > L/2$

$$M_x = M_x \text{ de } \left( X \leq \frac{L}{2} \right) \quad \text{Ec. 7.64}$$

$$N_x = N_x \text{ de } \left( X \leq \frac{L}{2} \right) \quad \text{Ec. 7.65}$$

$$V_x = -V_x \text{ de } \left( X \leq \frac{L}{2} \right) \quad \text{Ec. 7.66}$$

### 7.6.7 Carga Concentrada Ubicada en el Eje de Arco

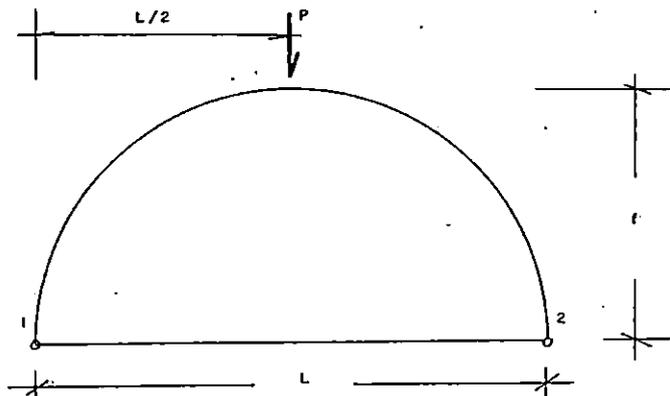


Fig. 7.18

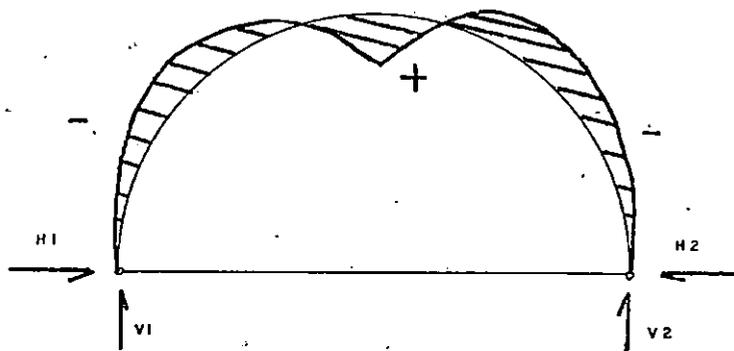


Fig. 7.19

$$H_1 = H_2 = \frac{25}{128} * \frac{P * L}{f}$$

Ec. 7.67

$$V_1 = V_2 = \frac{P}{2}$$

Ec. 7.68

$$N_x = H_1 * \cos \phi + \frac{P}{2} * \sen \phi$$

Ec. 7.69

Cuando  $X \leq L/2$

$$M_x = \frac{P}{2} * X - H_1 * Y$$

Ec. 7.70

$$V_x = -H_1 * \sen \phi + \frac{P}{2} * \cos \phi$$

Ec. 7.71

Cuando  $X > L/2$

$$M_x = \frac{P}{2} * (L - X) - H_2 * Y$$

Ec. 7.72

$$V_x = H_1 * \text{sen}\phi - \frac{P}{2} * \text{cos}\phi$$

Ec. 7.73

### 7.6.8 Carga Lateral Uniformemente Distribuida

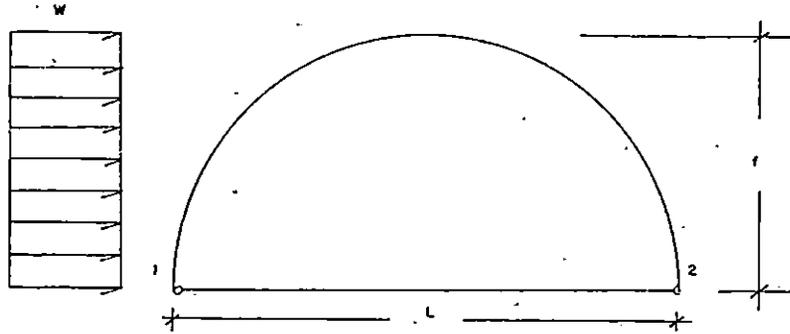


Fig. 7.20

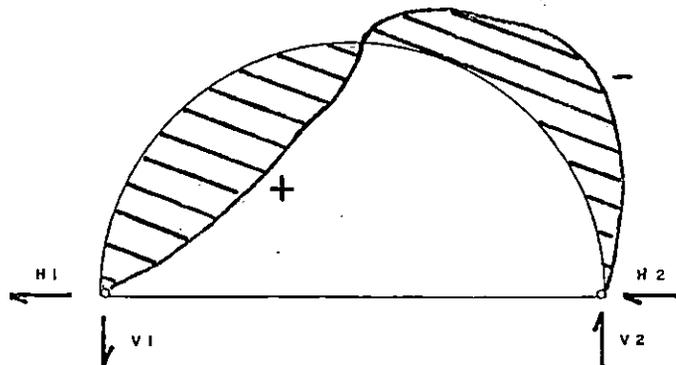


Fig. 7.21

$$H_1 = -\frac{5}{7}W \quad \text{Ec. 7.74}$$

$$H_2 = \frac{2}{7}W \quad \text{Ec. 7.75}$$

$$V_2 = \frac{W*f}{2*L} \quad \text{Ec. 7.76}$$

$$V_1 = -V_2 \quad \text{Ec. 7.77}$$

Cuando  $X \leq L/2$

$$M_x = -\frac{W*F}{2} * \left( \frac{X}{L} + \frac{Y^2}{f^2} \right) - H_1 * Y \quad \text{Ec. 7.78}$$

$$N_x = \left( \frac{W*Y}{F} + H_1 \right) * \cos\phi - \frac{W*f}{2*L} * \sen\phi \quad \text{Ec. 7.79}$$

$$V_x = -\left( \frac{W*Y}{F} + H_1 \right) * \sen\phi - \frac{W*f}{2*L} * \cos\phi \quad \text{Ec. 7.80}$$

Cuando  $X > L/2$

$$M_x = \frac{W*f}{2} * \left( 1 - \frac{X}{L} \right) - H_2 * Y \quad \text{Ec. 7.81}$$

$$N_x = (W + H_1) * \cos\phi + \frac{W*f}{2*L} * \sen\phi \quad \text{Ec. 7.82}$$

$$V_x = -\frac{W*f}{2*L} * \cos\phi + (W + H_1) * \sen\phi \quad \text{Ec. 7.83}$$

## 7.6.9 Carga Uniformemente Distribuida en Todo el Claro

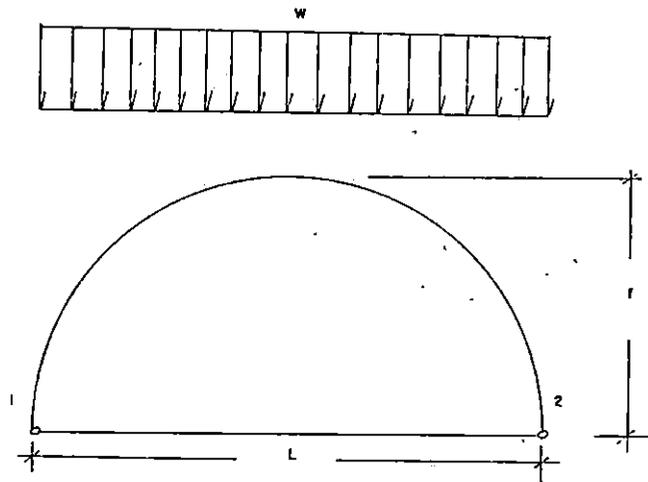


Fig. 7.22

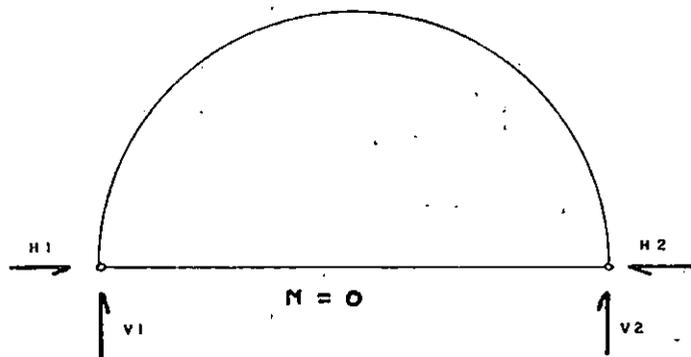


Fig. 7.23.

$$H_1 = H_2 = \frac{W \cdot L}{8 \cdot r}$$

Ec. 7.84

$$V_1 = V_2 = \frac{1}{2} W$$

Ec. 7.85

M y V son cero en cualquier sección del arco

Cuando  $X \leq L/2$

$$N_x = H_1 \cos \phi + W * \left( \frac{1}{2} - \frac{X}{L} \right) * \operatorname{sen} \phi \quad \text{Ec. 7.86}$$

Cuando  $X > L/2$

$$N_x = H_1 \cos \phi + W * \left( \frac{X}{L} - \frac{1}{2} \right) * \operatorname{sen} \phi \quad \text{Ec. 7.87}$$

## 7.7 Parámetros de Diseño para la Super-Estructura

### 7.7.1 Introducción

A continuación se presentan los parámetros físicos, características del suelo y de los materiales a utilizar, en el diseño y en el análisis del presente trabajo.

7.7.1.1 En la investigación se hará un análisis de sensibilidad en los parámetros físicos de un arco, siendo los más importantes:

- a) La altura de la Subpasante al Borde Superior del Estribo.
- b) El claro a cubrir por la obra
- c) La relación (Flecha/Luz) de los arcos.

### 7.7.1.2 Características del Suelo.

- a) Angulo de fricción Interna
- b) Peso volumétrico del suelo
- c) Cohesión
- d) Capacidad de carga del terreno.

### 7.7.1.3 Características de los Materiales

- a) Esfuerzo permisible a compresión del concreto
- b) Esfuerzo de fluencia del acero
- c) Peso Volumétrico del Concreto

## 7.8 Requisitos Generales Diseño Estructural del Arco.

En este apartado, se presenta de una forma general las normas de la AASTHO y ACI 506-22-77 que se aplican al diseño de estructuras de concreto reforzado, aplicable a la superestructura de una bóveda.

### 7.8.1 Recubrimiento Mínimo

Para estructuras de concreto reforzado en contacto permanente con el suelo, el recubrimiento mínimo es de 3" (7.5 cms.)  
AASTHO 8-22-1

### 7.8.2 Arcos Sometidos a Flexo Compresión

De acuerdo con la norma de AASTHO 8-14-3-1, el diseño para arcos sometidos a una combinación de esfuerzos de flexión y carga axial, estará basado en el método de factor de carga presentado AASTHO 8-16-4

### 7.8.3 Factores de Reducción de Esfuerzos.

Los factores de reducción de esfuerzos utilizados en el método de diseño por factor de carga para arcos de concreto reforzado colados in-situ, serán (AASTHO 8-16-1-2-2)

- a)  $\beta=0.9$  para flexión
- b)  $\beta=0.85$  para cortante
- c)  $\beta=0.70$  para compresión y flexo-compresión.

#### 7.8.4 Límites del Refuerzo para Miembros en Compresión

El área de refuerzo longitudinal para miembros en compresión no debe ser menor de 0.01 ni mayor 0.08 veces el área gruesa total de la sección (AASHTO 8-18), pero para zonas sísmicas el límite máximo de " $\rho$ " es 0.06, es decir:

$$0.01 A_g < A_s < 0.06 A_g$$

#### 7.8.5 Refuerzo por Contracción o Temperatura.

El refuerzo a proporcionar por contracción del concreto y cambios de temperatura, será por lo menos 1/8 pulg.<sup>2</sup>/pié (2.64 cm<sup>2</sup>/mts) y será separado no más allá de tres veces el espesor de la losa, ni 18" (45 cms) AASTHO 8.20.

7.8.6 Según el ACI-506-22-77 en el artículo 5-4-1 el espaciamiento mínimo es 2" (50mm) en ambas direcciones.

#### 7.9. Requisitos de Resistencia para Super-Estructura

Las resistencias obtenidas en el análisis de estructuras, no deberían ser menores que las resistencias necesitadas por cargas factoradas, bajo la combinación de cargas y fuerzas internas a que la estructura se verá sometida.

Deberá analizarse el grupo de combinación de cargas a que pertenece la estructura de la tabla (3-22-1A) de las normas de AASTHO, tomando las acciones más desfavorables. (Tabla 7-1).

#### 7.9.1 Suposiciones de Diseño.

El Diseño por resistencia de elementos sujetos a flexocompresión, debe hacerse bajo las suposiciones proporcionadas por normas de la AASTHO sección 8-16-2, éstas son:

a) La deformación en el refuerzo y en el concreto será directamente proporcional a la distancia al eje neutro de la sección.

b) La máxima deformación en la fibra extrema a compresión del concreto,  $\epsilon_{cu}$  es igual a 0.003

c) No se considera resistencia a tensión del concreto.

d) Si el esfuerzo en el acero resulta inferior a la resistencia a la fluencia especificada para el refuerzo, éste deberá tomarse como  $E_s$  veces la deformación del acero.

### 7.9.2 Expresiones de Diseño para concreto Reforzado.

a) Compresión para,  $\beta P_o$ :

$$\beta P_o = \beta * (0.85 * F_c' * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y) \quad \text{Ec. 7.88}$$

b) Flexión Pura:

Para secciones transversales rectangulares con refuerzo solamente a tensión, el momento resistente de diseño será:

$$\beta M_n = \beta * (A_s * f_y * (d - a/2)) \quad \text{Ec. 7.89}$$

Donde:

$$A_s = \rho_b * h \quad \text{Ec. 7.90}$$

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b) \quad \text{Ec. 7.91}$$

Para secciones transversales con refuerzo a Compresión el momento resistente de diseño  $\beta M_n$  se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Si } \frac{A_s * A'_s}{bd} \geq 0.85 \beta_1 * \left[ \frac{f_c' * d'}{f_y * d} * \frac{6115}{6115 + f_y} \right]$$

$$\beta M_n = \beta * \left[ (A_s - A'_s) * f_y * (d - \frac{a}{2}) + A'_s * f_y * (d - d') \right] \quad \text{Ec. 7.92}$$

Donde:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) * f_y}{0.85 * f_c' * b} \quad \text{Ec. 7.93}$$

c) Cargas Axiales y de Flexión Combinadas

La Resistencia de una sección transversal está controlada por la flexión cuando la resistencia a la carga axial normal  $P_n$  sea menor que la resistencia a la carga de compresión balanceada ( $P_b$ ), pero será controlada por la flexión cuando  $P_n$  sea mayor que  $P_b$ .

d) Condición de deformación balanceada:

- El porcentaje de refuerzo balanceado  $P_b$  es:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f_c'}{f_y} * \left( \frac{6115}{6115 + f_y} \right) \quad \text{Ec. 7.94}$$

e) Resistencia a la flexión

$$\phi M_b = \phi * (0.85 * f_c' * b * a_b * (h/2 - a_b/2) + A_s * f_y * (d - h/2)) \quad \text{Ec. 7.95}$$

Donde:

$$a_b = \frac{6115}{6115 + f_y} * \beta_1 * d \quad \text{Ec. 7.96}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Si } f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 7.97}$$

$$\beta_1 = 0.85 - [(f_c' - 280)/70] * 0.05 \geq 0.65 \text{ Si } f_c' > 280 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 7.98}$$

f) Resistencia a compresión balanceada

$$\beta P_b = \beta [0.85 f_c' b a_b - A_s F_y] \quad \text{Ec. 7.99}$$

g) Ecuaciones Generales para Resistencias a carga Axial y Flexión

$$\beta P_n = \beta [0.85 F_c' b a - A_s f_s] \quad \text{Ec. 7.100}$$

$$\beta M_n = \beta [0.85 f_c' b a (h/2 - a/2) + A_s f_s (d - h/2)] \quad \text{Ec. 7.101}$$

Donde:

$$f_s = E_s \epsilon_s = E_s \cdot 0.003 \left( \frac{d-c}{c} \right) \leq f_y \quad \text{Ec. 7.102}$$

h) Resistencia al cortante

e) El Esfuerzo Cortante, factorado  $v_u$  se calculará por:

$$v_u = \frac{V_u}{b w d} \quad \text{Ec. 7.103}$$

Donde:

$b_w$  = Espesor del alma del elemento

$d$  = Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del esfuerzo longitudinal a tensión.

El esfuerzo cortante soportado por el concreto, vendrá dado por:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} \quad \text{Ec. 7.104}$$

Se deberá proporcionar refuerzo por cortante,

si:  $v_u > 0.5 B_v c$

### 7.10 Cálculo Numérico de la Superestructura

Se tiene una bóveda con una superestructura circular doblemente articulada, cuyo radio es 4.2 mts.

Sobre la corona del arco, existe un relleno de 20.0 mts de un suelo con las siguientes propiedades:

Angulo de fricción Interna =  $30^\circ$

Cohesión = 0

Peso Volumétrico del suelo =  $1.6 \text{ Tn/mt}^3$

Los parámetros físicos de la bóveda son:

Claro = 8.4 mts

Flecha = 4.2 mts

Relleno a nivel de corona = 20 mts

Relleno a nivel de apoyos = 24.2 mts

#### 7.10.1 Carga viva

Es depreciable según lo especificado en la sección 6, Art. 6.4.2 de la AASHTO.

#### 7.10.2 Carga Muerta

Para determinar la presión que el suelo ejerce sobre el arco, se utilizará la expresión establecida por TERZAGHI.

##### 7.10.2.1 Presión en la Corona

$$h_2 = 20.0 \text{ mts}$$

$$\sigma_2 = \frac{4.2 \text{ mt} * (1600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 0 / 4.2 \text{ mt})}{1 * \tan 30^\circ} * (1 - e^{(-1 * \tan 30^\circ * (20 \text{ mt} / 4.2 \text{ mt}))}) \quad \text{Ec. 7.2}$$

$$\sigma_2 = 10,894.7836 \text{ kg/mt}^2$$

### 7.10.2.2 Presión en los apoyos

$$h_1 = 24.2 \text{ mts}$$

$$\sigma_1 = \frac{4.2 \text{ mt} * (1600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 0 / 4.2 \text{ mt})}{1 * \tan 30^\circ} * (1 - e^{(-1 * \tan 30^\circ * (24.2 \text{ mt} / 4.2 \text{ mt}))}) \quad \text{Ec. 7.2}$$

$$\sigma_1 = 11,221.3778 \text{ kg/mts}^2$$

Según lo observado, la distribución de presiones se puede descomponer en dos áreas una rectangular y otra parabólica, para convertir estas presiones en cargas linealmente distribuidas se multiplican las presiones por un metro de ancho.

### 7.10.2.3 Factor de Carga

Para presión de tierra ver tabla 7.1

$$\beta_E = 1.5 \quad \tau = 1.3$$

$$\text{factor de carga} = \beta_E * \tau = 1.5 * 1.3 = 1.95$$

### 7.10.2.4 Carga Parabólica

$$P = (\sigma_1 - \sigma_2) * \text{factor} * 1 \text{ mts} \quad \text{Ec. 7.3}$$

$$P = (11,221.3778 \text{ kg/mts}^2 - 10,894.7836 \text{ kg/mts}^2) * 1.95 * 1 \text{ mts}$$

$$P = 636.8584 \text{ kg/mts}$$

$$\text{WPS} = P * L/3 \quad \text{Ec. 7.4}$$

$$WPS = \frac{636.8584 \text{ kg/mts} * 8.8 \text{ mts}}{3}$$

$$WPS = 1868.118 \text{ Kg}$$

#### 7.10.2.5 Carga Uniformemente Distribuida Rectangular.

$$Wds = \sigma_2 * \text{factor} * 1 \text{ mts} \quad \text{Ec. 7.3}$$

$$Wds = 10,894.7836 \text{ kg/mt}^2 * 1.95 * 1 \text{ mts} = 21,244.8280 \text{ kg/mt}$$

#### 7.10.2.6 Presión Lateral

Para el Cálculo de la presión lateral, en primer lugar se calculará el coeficiente de Rankine (Ka).

$$Ka = \text{Tan}^2 (45 - 30^\circ/2) \quad \text{Ec. 7.7}$$

$$Ka = 0.333$$

$$Wls = Ka * Wds \quad \text{Ec. 7.6}$$

$$Wls = 0.333 * 21,244.8280 \text{ Kg/mts}$$

$$Wls = 1,081,6086 \text{ kg/mts}$$

#### 7.10.2.7 Carga Lateral Triangular

$$Wlts = Ka * Wps \quad \text{Ec. 7.8}$$

$$Wlts = 0.333 * 636.8587 \text{ kg/mts}$$

$$Wlts = 212.2860 \text{ Kg/mts}$$

Para efectos de diseño la carga triangular se transformará a una carga rectangular distribuida.

$$W_{lts} = 212.2860 \text{ kg/mts}/2$$

$$W_{lts} = 106.1430 \text{ Kg/mts}$$

La Carga Lateral Total Será

$$\text{Carga total} = 7081.6086 \text{ Kg/mts} + 106.1430 \text{ kg/mts}$$

$$\text{Carga Total} = 7,187.7516 \text{ kg/mts}$$

Las cargas ocasionadas por el relleno se muestran en la figura 7-24

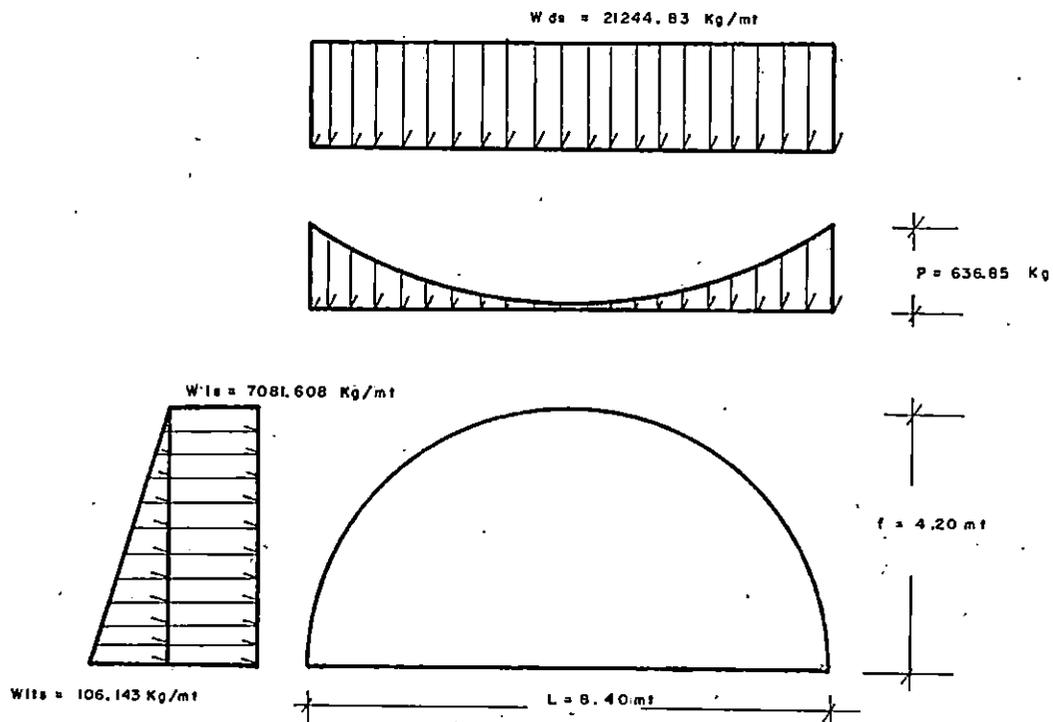
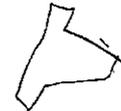


Fig. 7.24

### 7.10.3 Carga Muerta Debida al Peso Propio del Arco

Para calcular el peso del arco, se necesita antes conocer el espesor de este. Como primer paso se procederá al cálculo de espesor necesario.



#### 7.10.3.1 Cálculo del Espesor del Arco

Conocidas las propiedades geométricas, cargas que actúan y materiales se procede a determinar el espesor aproximado de la corona y posteriormente el espesor en los apoyos, que será en nuestro caso el mismo para cualquier punto en el arco.

Para esto se utilizan fórmulas empíricas y disposiciones obtenidas en datos experimentales. La tabla 7.2 nos proporciona el espesor en la corona, dependiendo de la luz y de los materiales a utilizar.

Clase de Material	Menor 20'	20'-50'	50'-150'	Mayor 50'
Concreto reforzado	0.03 (8+L)	0.015 (30+L)	0.0001(11000+L <sup>2</sup> )	0.018 (75+L)

Tabla 7.2  
Espesor de la Corona en pies, para obras de cruce.

donde: L = Longitud de la Obra en pies.

Para bóvedas cuyo colchón ó Terraplen sea mayor que 7 mts, el espesor calculado se debe incrementar en un 60%  
Con los siguientes datos entramos a la tabla 7.2

Material = Concreto Reforzado

Claro = 27.56'

Entonces la fórmula para evaluar el espesor es

$$Eac = 0.015 (30+L) \quad \text{Ec. 7.105}$$

donde:

Eac = Espesor de la Bóveda en la Corona

L = Longitud del Arco en pies

Evaluando "L" en la ecuación, tenemos:

$$Eac = 0.015*(30 + 27.37') = 0.86055' \quad \text{Ec. 7.105}$$

Según la nota adjunta a la tabla 7.2, menciona que sí, el espesor del relleno o terraplen es mayor de 7mts, entonces el valor del espesor calculado deberá incrementarse en un 60%

$$Eac = 0.86055' * 1.6 = 1.37688' \approx 0.4196 \text{ mts}$$

Para efectuar el cálculo de cargas (peso propio del arco), se tomará un espesor de 40 cms., debido que 41.96 cms. es un valor bastante sobrado y da margen de selección.

### 7.10.3.2 Peso del Arco.

$$PA = 2400 \text{ kg/mts}^3 * 0.4 \text{ mts} * 1 \text{ mts} = 960 \text{ kg/mts.}$$

factorando:  $\tau = 1.3$  y  $\beta = 1.0$  factor  $1.3 \times 1 = 1.3$

$$PA = 960 \text{ kg/mts} * 1.3 = 1248.0 \text{ kg/mts}$$

### 7.10.4 Carga Sísmica

La carga por sismo se calcula así:

#### 7.10.4.1 Carga Lateral Distribuida

$$W_{lde} = 0.1 * CM$$

Ec. 7.10

Donde:

$$CM = 960 \text{ Kg/mts} + ( 1600 \text{ Kg/mts}^3 * 20 \text{ mts} * 1 \text{ mts} )$$

$$CM = 32,960 \text{ kg/mts}$$

$$W_{lde} = 0.1 * 32,960 \text{ kg/mts}$$

$$W_{lde} = 3296.0 \text{ kg/mts}$$

#### 7.10.4.2 Carga Puntual Ubicada en el Eje de la Bóveda

$$P_{ve} = 2/3 * W_{lde}$$

$$P_{ve} = 2/3 * 3296 \text{ kg/mts}$$

$$P_{ve} = 2197.33 \text{ kg/mts}$$

En la Figura 7.25 se pueden apreciar la carga por sismo actuando sobre el arco.

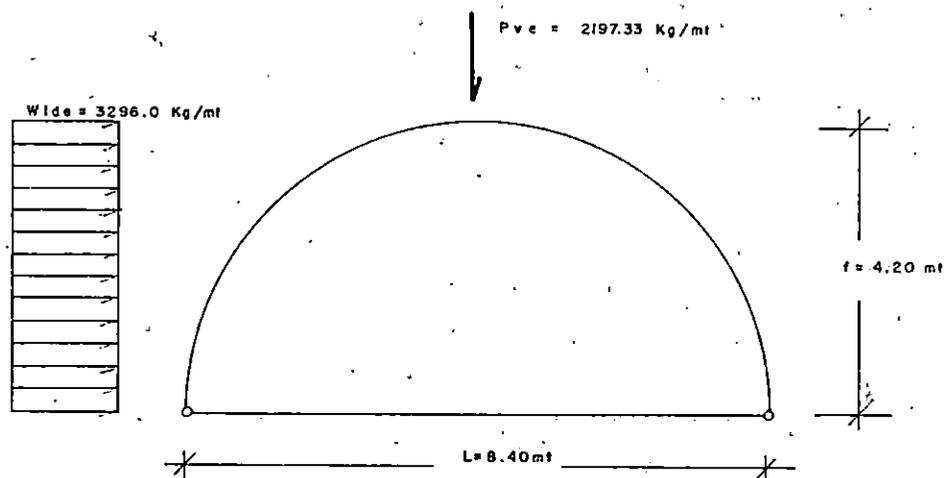


Fig. 7.25

Según la tabla 3-22-1A, (AASTHO) los coeficientes ( $\tau, EQ$ ) para bóveda son:

$$\tau = 1.3 \text{ y } EQ = 0 \Rightarrow \text{factor de carga sísmico} = 1.3 * 0 = 0$$

Por tanto, como el factor es igual a cero, la carga sísmica no se tiene que considerar, pero para tener una condición más desfavorable, se tomarán estos valores de carga sin factorar.

#### 7.10.5 Combinación de Cargas.

Debido, a que la carga viva es despreciable, sólo existe una combinación de cargas posible, carga muerta y sismo.

Combinación posible.

- a) Carga Muerta
- b) Carga Parabólica
- c) Carga Lateral del Suelo
- d) Carga Lateral por Sismo
- e) Carga Puntual por Sismo

El resumen de los resultados de los análisis de cargas se muestran en la siguiente tabla 7-3.

Carga Muerta				Sismo		Total
Peso Arco	Peso del Relleno			Vertical	Lateral	Wds= 22,492.828
Distribuida rectang. vert.	Vertical		Lateral	Carga puntual	Dist. rectang	
	Dist. rect.	Parab. comp.	Distr. rect.			
T=1.3 B <sub>E</sub> =1	T=1.3 B <sub>E</sub> =1.5	T=1.3 B <sub>E</sub> =1.5	T=1.3 B <sub>E</sub> =1.5	T=1 EQ=1	T=1 EQ=1	Wps = 636.8587
12.48 kg/mt	21,244.528 kg/mt	636.8587 kg/mt	7187.75 kg/mt	2197.0 kg/mt	3296.0 kg/mt	Wld= 10453.751 P = 2197.0

Tabla 7.3  
Análisis de Carga

#### 7.10.6 Tabulación de Datos

a) Tabla 7.4 Se muestran los ángulos de inclinación de curva con respecto a la horizontal, en una posición definida.

b) Tabla 7.5 Se presentan los cortantes y momentos en varios puntos del arco, debidos a una carga rectangular uniformemente distribuida.

- c) Tabla 7.6 - Cortantes y momentos en varias secciones del arco propiciadas por la influencia de una carga parabólica.
- d) Tabla 7.7 - Cortantes y momentos en varias secciones del arco debidas a una carga puntual ubicada en el eje de la bóveda.
- e) Tabla 7.8 - Cortantes y momentos en varias secciones del arco debidas a una carga uniforme lateral.
- f) Tabla 7.9 - En esta tabla se presentan la sumatoria global de todas reacciones (cortante y momento) inducidas a la estructura por las cargas seleccionadas para el diseño.

	X	Y	θ		X	Y	θ
1	0	0	90°	45	4.5	4.398	1.30°
2	0.1	0.932	77.76°	46	4.6	4.395	2.60°
3	0.2	1.311	72.66°	47	4.7	4.389	3.90°
4	0.3	1.59	68.72°	58	4.8	4.38	5.21°
5	0.4	1.83	65.38°	59	4.9	4.37	6.52°
6	0.5	2.03	62.42°	50	5.0	4.35	7.83°
7	0.6	2.21	59.73°	51	5.1	4.34	9.15°
8	0.7	2.38	57.24°	52	5.2	4.33	10.47°
9	0.8	2.52	54.903°	53	5.3	4.31	11.80°
10	0.9	2.66	52.70°	54	5.4	4.28	13.13°
11	1.0	2.73	50.60°	55	5.5	4.26	14.47°
12	1.1	2.91	48.59°	56	5.6	4.23	15.82°
13	1.2	3.02	46.66°	57	5.7	4.2	17.18°
14	1.3	3.12	44.79°	58	5.8	4.17	18.55°
15	1.4	3.22	42.98°	59	5.9	4.14	19.93°
16	1.5	3.31	41.23°	60	6.0	4.09	21.32°
17	1.6	3.39	39.52°	61	6.1	4.06	22.73°
18	1.7	3.47	37.85°	62	6.2	4.01	24.15°
19	1.8	3.54	36.22°	63	6.3	3.97	25.58°
20	1.9	3.62	34.62°	64	6.4	3.92	27.03°
21	2.0	3.68	33.05°	65	6.5	3.86	28.5°
22	2.1	3.75	31.51°	66	6.6	3.81	30.0°
23	2.2	3.81	30.00°	67	6.7	3.75	31.51°
24	2.3	3.86	28.50°	68	6.8	3.68	33.05°
25	2.4	3.92	27.03°	69	6.9	3.62	34.62°
26	2.5	3.97	25.58°	70	7.0	3.54	36.22°
27	2.6	4.01	24.15°	71	7.1	3.47	37.85°
28	2.7	4.06	22.73°	72	7.2	3.39	39.52°
29	2.8	4.09	21.32°	73	7.3	3.31	41.23°
30	2.9	4.14	19.93°	74	7.4	3.22	42.98°
31	3.0	4.17	18.55°	75	7.5	3.12	44.79°
32	3.1	4.20	17.18°	76	7.6	3.02	46.66°
33	3.2	4.23	15.82°	77	7.7	2.91	48.59°
34	3.3	4.26	14.47°	78	7.8	2.73	50.60°
35	3.4	4.28	13.13°	79	7.9	2.66	52.70°
36	3.5	4.31	11.80°	80	8.0	2.52	54.903°
37	3.6	4.33	10.47°	81	8.1	2.38	57.24°
38	3.7	4.34	9.15°	82	8.2	2.21	59.73°
39	3.8	4.35	78.3°	83	8.3	2.03	62.42°
40	3.9	4.37	65.2°	84	8.4	1.83	65.38°
41	4.0	4.38	52.1°	85	8.5	1.59	68.72°
42	4.1	4.389	39.0°	86	8.6	1.311	72.66°
43	4.2	4.395	26.0°	87	8.7	0.932	77.76°
44	4.3	4.398	13.0°	88	8.8	0	90.0°
44-A	4.4	4.4	0.0°				

TABLA 7.4. Angulos de Inclinación de Curva

	Kgs. mts. Momento	Kgs	Fqs. Rectangul o Axial		Distribuida momento	Kgs. Corriante	Kgs Axial
1	0	0	11246.414	45	0	0	5627.563
2	0	0	11933.063	46	0	0	5640.631
3	0	0	11923.332	47	0	0	5662.403
4	0	0	11805.899	48	0	0	5692.867
5	0	0	11637.173	49	0	0	5732.009
6	0	0	11439.125	50	0	0	5779.007
7	0	0	11223.082	51	0	0	5836.235
8	0	0	10995.802	52	0	0	5901.262
9	0	0	10761.707	53	0	0	5974.852
10	0	0	10523.883	54	0	0	6056.963
11	0	0	10284.581	55	0	0	6147.547
12	0	0	10045.509	56	0	0	6246.549
13	0	0	9807.997	57	0	0	6353.906
14	0	0	9573.102	58	0	0	6469.550
15	0	0	9341.686	59	0	0	6593.402
16	0	0	9114.459	60	0	0	6725.376
17	0	0	8892.014	61	0	0	6825.374
18	0	0	8674.853	62	0	0	7013.288
19	0	0	8463.406	63	0	0	7168.996
20	0	0	8258.040	64	0	0	7332.362
21	0	0	8059.077	65	0	0	7503.234
22	0	0	7866.796	66	0	0	7681.443
23	0	0	7681.443	67	0	0	7866.796
24	0	0	7503.234	68	0	0	8059.077
25	0	0	7332.362	69	0	0	8258.040
26	0	0	7332.362	70	0	0	8463.405
27	0	0	7013.288	71	0	0	8674.853
28	0	0	6865.374	72	0	0	8892.014
29	0	0	6725.376	73	0	0	9114.459
30	0	0	6593.402	74	0	0	9341.686
31	0	0	6469.550	75	0	0	9573.102
32	0	0	6353.906	76	0	0	9807.996
33	0	0	6246.549	77	0	0	10045.509
34	0	0	6147.547	78	0	0	10284.581
35	0	0	6056.963	79	0	0	10523.883
36	0	0	5974.852	80	0	0	10761.707
37	0	0	5901.262	81	0	0	10995.802
38	0	0	5836.235	82	0	0	11223.082
39	0	0	5779.007	83	0	0	11439.125
40	0	0	5732.009	84	0	0	11637.172
41	0	0	5692.867	85	0	0	11805.898
42	0	0	5662.403	86	0	0	11923.332
43	0	0	5640.631	87	0	0	11933.062
44	0	0	5627.563	88	0	0	11246.414
44A	0	0	6623.207				

TABLA 7.5

	Kgs-mts Momento	Kgs Cortante	Kgs Axial		Kgs-mts Momento	Kgs Cortante	Kgs Axial
1	0.000	-266.874	934.059	45	-146.478	6.054	266.805
2	-158.654	-75.997	908.569	46	-145.571	12.043	266.602
3	-175.545	-12.598	855.008	47	-144.070	17.900	266.273
4	-173.324	25.596	801.060	48	-141.989	23.562	265.832
5	-163.495	49.744	749.154	49	-139.345	28.964	265.301
6	-150.382	64.601	700.090	50	-136.167	34.045	264.704
7	-136.088	72.835	654.170	51	-132.483	38.744	264.073
8	-121.772	76.163	611.483	52	-128.331	43.001	263.446
9	-108.111	75.793	572.017	53	-123.752	46.763	262.867
10	-95.509	72.620	535.698	54	-118.793	49.974	262.382
11	-84.203	67.336	502.422	55	-113.507	52.587	262.048
12	-74.321	60.488	472.062	56	-107.951	54.554	261.924
13	-65.922	52.519	444.483	57	-102.188	55.834	262.077
14	-59.013	43.795	419.539	58	-96.285	56.389	262.587
15	-53.566	34.614	397.083	59	-90.317	56.189	263.504
16	-49.528	25.230	376.967	60	-84.358	55.206	264.936
17	-46.831	15.850	359.041	61	-78.492	53.421	266.964
18	-45.390	6.651	343.160	62	-72.804	50.823	269.681
19	-45.114	-2.220	329.180	63	-67.383	47.404	273.187
20	-45.907	-10.644	316.958	64	-62.324	43.170	277.584
21	-47.667	-18.519	306.359	65	-57.722	38.135	282.893
22	-50.292	-25.767	297.249	66	-53.678	32.322	289.498
23	-53.678	-32.322	289.498	67	-50.292	25.767	297.249
24	-57.723	-38.135	282.983	68	-47.667	18.519	306.359
25	-62.324	-43.170	277.584	69	-45.907	10.644	316.958
26	-67.383	-47.404	273.187	70	-45.114	2.220	329.180
27	-72.804	-50.823	269.681	71	-45.390	-6.651	343.160
28	-78.492	-53.421	266.964	72	-46.831	-15.850	359.041
29	-84.358	-55.206	264.936	73	-49.528	-25.230	376.967
30	-90.317	-56.189	263.504	74	-53.566	-34.614	397.083
31	-96.285	-56.389	262.580	75	-59.013	-43.795	419.539
32	-102.188	-55.834	262.070	76	-65.922	-52.519	444.483
33	-107.951	-54.554	261.924	77	-74.321	-60.488	472.062
34	-113.507	-52.587	262.048	78	-84.203	-67.336	502.422
35	-118.793	-49.974	262.382	79	-95.509	-72.620	535.698
36	-123.752	-46.763	262.867	80	-108.111	-75.793	572.017
37	-128.331	-43.001	263.446	81	-121.772	-76.163	611.483
38	-132.483	-38.744	264.073	82	-136.088	-72.835	654.170
39	-136.167	-34.045	264.704	83	-150.382	-64.601	700.090
40	-139.345	-28.964	265.301	84	-163.495	-49.741	749.154
41	-141.989	-23.562	265.832	85	-173.324	-25.596	801.060
42	-144.070	-17.900	266.273	86	-175.540	12.598	855.008
43	-145.571	-12.043	266.602	87	-158.653	75.997	908.569
44	-146.478	-6.054	266.805	88	0.000	266.874	934.059
44A	-146.780	0.000	266.874				

H1=266.87  
H1=H2

V1=934.059  
V2=V1

TABLA 7.6 CARGA PARABOLICA

	Kgs-mts Momento	Kgs Cortante	Kgs Axial		Kgs-mts Momento	Kgs Cortante	Kgs Axial
1	0.000	-858.203	1098.500	45	948.431	-1078.711	882.947
2	-690.628	-605.832	1255.461	46	841.509	-1058.355	907.248
3	-905.822	-491.769	1304.368	47	736.543	-1037.429	931.103
4	-1040.890	-401.015	1335.066	48	633.542	-1015.932	954.513
5	-1133.712	-322.551	1356.161	49	532.516	-993.861	977.473
6	-1199.042	-252.085	1371.009	50	433.479	-971.211	999.981
7	-1244.486	-187.404	1381.337	51	336.448	-947.977	1022.034
8	-1274.582	-127.188	1388.177	52	241.445	-924.153	1043.626
9	-1292.301	-70.573	1392.204	53	148.493	-899.732	1064.751
10	-1299.712	-16.956	1393.889	54	57.622	-874.707	1085.404
11	-1298.330	34.102	1393.575	55	-31.137	-849.067	1105.576
12	-1289.301	82.937	1391.523	56	-117.747	-822.801	1125.260
13	-1273.516	129.806	1387.935	57	-202.166	-795.899	1144.447
14	-1251.688	174.917	1382.974	58	-264.349	-768.346	1163.124
15	-1224.394	218.438	1376.771	59	-364.241	-740.126	1181.282
16	-1192.111	260.507	1369.434	60	-441.785	-711.223	1198.905
17	-1155.237	301.241	1361.054	61	-516.917	-681.619	1215.981
18	-1114.111	340.738	1351.707	62	-589.561	-651.291	1232.491
19	-1069.018	379.081	1341.458	63	-659.638	-620.216	1248.742
20	-1020.209	416.343	1330.365	64	-727.065	-588.367	1263.739
21	-967.896	452.586	1318.476	65	-791.712	-555.715	1278.434
22	-912.269	487.865	1305.834	66	-853.493	-522.227	1292.475
23	-853.493	522.227	1292.475	67	-912.269	-487.865	1305.834
24	-791.712	555.715	1278.434	68	-967.896	-452.586	1318.476
25	-727.055	588.367	1263.739	69	-1020.209	-416.343	1330.365
26	-659.638	620.216	1248.417	70	-1069.018	-379.081	1341.458
27	-589.561	651.291	1232.491	71	-1114.111	-340.738	1351.707
28	-516.917	681.619	1215.981	72	-1155.237	-301.241	1361.054
29	-441.786	711.223	1198.905	73	-1192.111	-260.507	1369.434
30	-364.241	740.126	1181.282	74	-1224.394	-218.438	1376.771
31	-284.349	768.346	1163.124	75	-1251.688	-174.917	1382.974
32	-202.166	795.899	1144.447	76	-1273.516	-129.806	1387.935
33	-117.747	822.801	1125.260	77	-1289.301	-82.937	1391.523
34	-31.137	849.067	1105.576	78	-1298.330	-34.102	1393.575
35	57.622	874.707	1085.404	79	-1299.712	16.956	1393.889
36	148.493	899.732	1064.751	80	-1292.301	70.573	1392.204
37	241.445	924.153	1043.626	81	-1274.582	127.188	1388.177
38	336.448	947.977	1022.034	82	-1244.486	187.404	1381.337
39	433.479	971.211	999.981	83	-1199.042	252.085	1371.009
40	532.516	993.861	977.473	84	-1133.712	322.551	1356.161
41	633.542	1015.932	954.513	85	-1040.890	401.015	1355.066
42	736.543	1037.429	931.103	86	-905.822	491.769	1304.368
43	841.509	1058.355	907.248	87	-690.628	605.832	1255.461
44	948.431	1078.711	882.947	88	0.000	858.203	1098.500
44A	1057.306	1098.500	858.203				

H5=858.203  
H6=H5

V1=1098.5  
V2=V1

TABLA 7.7 CARGA PUNTUAL

	Kgs-mts Momento	Kgs Cortante	Kgs Axial		Kgs-mts Momento	Kgs Cortante	Kgs Axial
1	0.000	7488.394	-2620.938	45	-1906.136	-2552.184	3054.150
2	5686.153	4590.703	-3677.685	46	-2158.011	-2482.076	3111.395
3	7247.652	3383.996	-3802.427	47	-2403.058	-2410.609	3167.087
4	8133.819	2481.216	-3779.100	48	-2641.247	-2337.779	3221.221
5	8675.190	1745.292	-3682.825	49	-2872.543	-2263.578	3273.788
6	9000.507	1121.679	-3542.861	50	-3096.897	-2187.997	3324.778
7	9176.128	581.659	-3374.292	51	-3314.247	-2111.023	3374.175
8	9241.657	107.721	-3186.116	52	-3524.522	-2032.642	3421.965
9	9223.007	-311.847	-2984.224	53	-3727.635	-1952.836	3468.127
10	9138.251	-685.401	-2772.723	54	-3923.490	-1871.587	3512.640
11	9000.590	-1019.188	-2554.614	55	-4111.972	-1788.872	3555.477
12	8820.028	-1318.054	-2332.169	56	-4292.952	-1704.666	3596.608
13	8604.349	-1585.869	-2107.158	57	-4466.287	-1618.938	3636.003
14	8359.763	-1825.796	-1880.993	58	-4631.813	-1531.658	3673.622
15	8091.311	-2040.475	-1654.818	59	-4789.347	-1442.789	3709.426
16	7803.153	-2232.144	-1429.581	60	-4938.686	-1352.290	3743.366
17	7498.767	-2402.728	-1206.070	61	-5079.601	-1260.115	3775.392
18	7181.094	-2553.903	-984.955	62	-5211.838	-1166.215	3805.446
19	6852.647	-2687.148	-766.806	63	-5335.112	-1070.533	3833.463
20	6515.588	-2803.776	-552.115	64	-5449.105	-973.004	3859.370
21	6171.795	-2904.965	-341.309	65	-5553.461	-873.560	3883.088
22	5822.906	-2991.783	-134.759	66	-5647.782	-772.120	3904.524
23	5470.360	-3065.199	67.205	67	-5731.616	-668.594	3923.577
24	5115.425	-3126.104	264.298	68	-5804.457	-562.882	3940.132
25	4759.228	-3175.317	456.262	69	-5865.729	-454.870	3954.058
26	4402.764	-3213.601	642.872	70	-5914.776	-344.426	3965.205
27	4046.926	-3241.664	823.925	71	-5950.848	-231.402	3973.403
28	3692.508	-3260.171	999.240	72	-5973.080	-115.626	3978.456
29	3340.220	-3269.747	1168.656	73	-5980.466	3.101	3980.134
30	2990.700	-3270.982	1332.027	74	-5971.830	125.016	3978.172
31	2644.518	-3264.435	1489.225	75	-5945.781	250.393	3972.251
32	2302.183	-3250.641	1640.133	76	-5900.656	379.564	3961.996
33	1964.153	-3230.108	1784.647	77	-5834.436	512.930	3946.946
34	1630.835	-3203.325	1922.676	78	-5744.640	650.985	3926.538
35	1302.590	-3170.762	2054.136	79	-5628.152	794.347	3900.063
36	979.742	-3132.871	2178.955	80	-5480.971	943.813	3866.613
37	662.570	-3090.091	2297.068	81	-5297.817	1100.433	3824.987
38	351.324	-3042.849	2408.419	82	-5071.461	1265.644	3773.542
39	46.215	-2991.559	2512.961	83	-4791.538	1441.508	3709.923
40	-252.573	-2936.625	2610.651	84	-4442.206	1631.175	3630.580
41	-544.892	-2878.443	2701.455	85	-3996.921	1839.923	3529.329
42	-830.620	-2817.404	2785.346	86	-3404.187	2077.994	3394.616
43	-1109.661	-2753.888	2862.303	87	-2531.789	2371.679	3197.344
44	-1381.950	-2688.275	2932.309	88	0.000	2995.357	2620.938
44A	-1647.446	-2620.937	2995.357				

H7=-7488.394  
H8=2995.357

V7=-2620.9379  
V8= 2620.9379

TABLA 7.8 CARGA LATERAL

	Kgs-mts Momento	Kgs Cortante	Kgs Axial		Kgs-mts Momento	Kgs Cortante	Kgs Axial
1	0.000	* 6363.316	10658.035	45	-1104.182	-3624.841	9831.467
2	4836.870	3908.873	10419.407	46	-1462.074	-3528.388	9925.876
3	6166.283	2879.629	10280.282	47	-1810.584	-3430.139	10026.867
4	6919.604	2105.797	10162.925	48	-2149.694	-3330.150	10134.435
5	7377.982	1472.484	10059.663	49	-2479.373	-3228.475	10248.573
6	7651.082	934.195	9967.363	50	-2799.584	-3125.162	10369.271
7	7795.553	467.089	9884.298	51	-3110.282	-3020.256	10496.519
8 *	7845.301	56.696 *	9809.347	52	-3411.407	-2913.793	10630.300
9	7822.594	-306.627	9741.705	53	-3702.894	-2805.806	10770.598
10	7743.029	-629.736	9680.747	54	-3984.661	-2696.320	10917.390
11	7618.058	-917.749	9625.964	55	-4256.616	-2585.352	11070.649
12	7456.405	-1147.629	9576.926	56	-4518.651	-2472.913	11230.343
13	7264.910	-1403.542	9533.257	57	-4770.642	-2359.004	11396.434
14	7049.061	-1607.084	9494.622	58	-5012.448	-2243.614	11568.876
15	6813.350	-1787.422	9460.722	59	-5243.906	-2126.726	11747.614
16	6561.513	-1946.406	9431.279	60	-5464.831	-2008.307	11932.585
17	6296.698	-2085.635	9406.039	61	-5675.010	-1888.313	12123.713
18	6021.593	-2206.513	9384.766	62	-5874.203	-1766.684	12320.908
19	5738.513	-2310.286	9367.238	63	-6062.133	-1643.344	12524.064
20	5449.472	-2398.076	9353.249	64	-6238.485	-1518.201	12733.057
21	5156.230	-2470.899	9342.604	65	-6402.896	-1391.140	12947.741
22	4860.344	-2529.685	9335.499	66	-6554.953	-1262.025	13167.942
23	4563.188	-2575.294	9330.623	67	-6694.178	-1130.692	13393.457
24	4265.991	-2608.523	9328.950	68	-6820.021	-996.949	13624.046
25	3969.848	-2630.120	9329.949	69	-6931.845	-860.569	13859.423
26	3675.743	-2640.789	9333.473	70	-7028.909	-721.288	14099.250
27	3384.561	-2641.196	9339.387	71	-7110.349	-578.793	14343.124
28	3097.099	-2631.974	9347.561	72	-7175.149	-432.718	14590.566
29	2814.076	-2613.730	9357.875	73	-7222.106	-282.635	14840.995
30	2536.142	-2587.044	9370.216	74	-7249.791	-128.036	15093.713
31	2263.883	-2552.479	9384.479	75 *	7256.483	31.681 *	15347.867
32	1997.828	-2510.576	9400.564	76	-7240.095	197.238	15602.411
33	1738.455	-2461.861	9418.382	77	-7198.059	369.505	15856.041
34	1486.190	-2406.845	9437.849	78	-7127.174	549.546	16107.117
35	1241.419	-2346.029	9458.886	79	-7023.374	738.683	16353.534
36	1004.483	-2279.901	9481.426	80	-6881.384	938.593	16592.549
37	775.685	-2208.940	9505.403	81	-6694.173	1151.458	16820.451
38	555.289	-2133.616	9530.763	82	-6452.036	1380.214	17032.133
39	343.527	-2054.393	9557.454	83	-6140.963	1628.992	17220.149
40	140.596	-1971.728	9585.435	84	-5739.413	1903.983	17373.019
41	-53.339	-1886.073	9614.669	85	-5211.135	2215.342	17471.354
42	-238.147	-1797.875	9645.127	86	-4485.555	2582.361	17477.326
43	-413.723	-1707.576	9676.784	87	-3381.072	3053.508	17293.438
44	-579.996	-1615.618	9709.626	88	0.000	4120.434	15899.911
44A	-736.921	-1522.438	9743.641				

H1=-740.1097  
H2=9743.6418

V2=15899.911  
V1=10658.035

TABLA 7.9 EVALUACION TOTAL DE REACCIONES

## 7.10.7 Diagrama de Interacción.

## Sección Tipo

$$d = h - 7.5 \text{ cms} - 0.793 \text{ (3/8")};$$

Donde:

d = Peralte Efectivo

h = Peralte Total

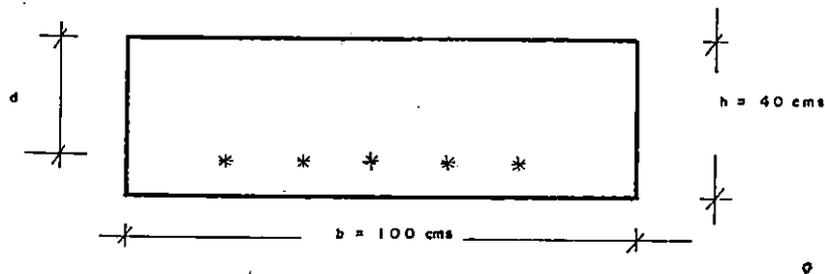


Fig. 7.26 Sección de diseño

Sustituyendo "h", tenemos:

$$d = 40 \text{ cms} - 7.5 \text{ cms} - 0.793 \text{ cms}$$

$$d = 31.71 \text{ cms}$$

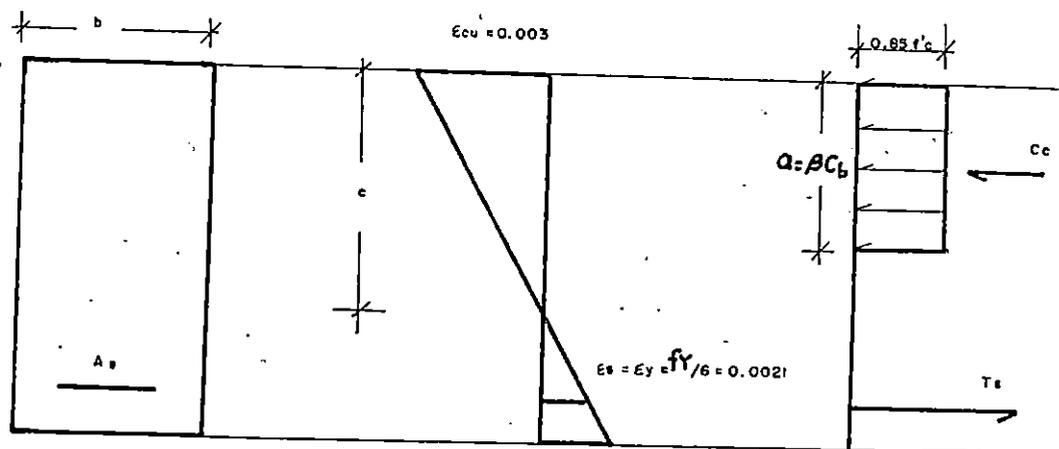


Fig. 7.27 a) Condición Balanceada

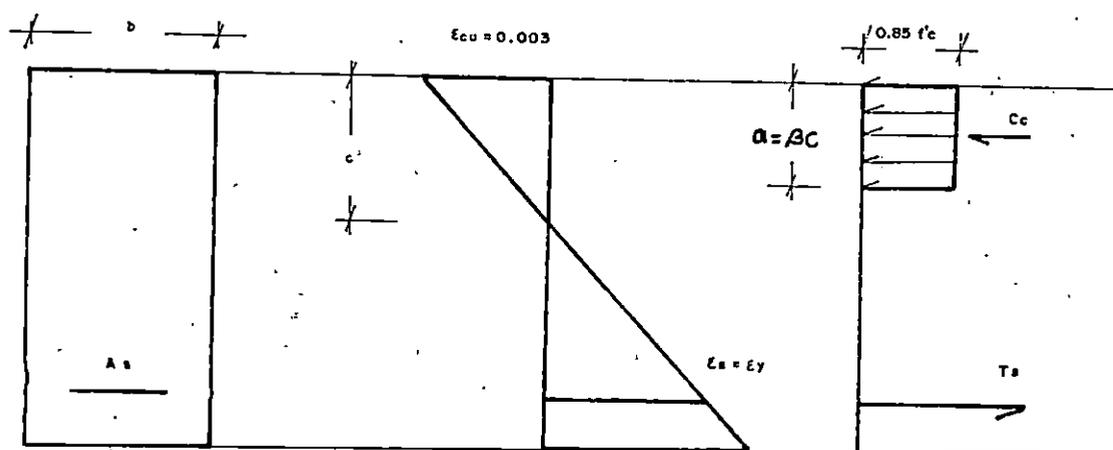


Fig. 7.28 b) Flexión Pura

Datos importantes para construir el diagrama

a)  $\rho = 0.0025$  (porcentaje de refuerzo mínimo para paredes)

b)  $d = 31.71$  cms

c)  $f_c' = 280$  kg/cm<sup>2</sup>

d)  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>

Pasos a Seguir para la Construcción del Diagrama,

#### 7.10.7.1 Ubicación del centroide plástico

$$X_{cp} = \frac{0.85 * f_c' * b * h * h/2 + A_s * f_y * d}{0.85 * f_c' * b * h + A_s * f_y} \quad \text{Ec. 7.106}$$

donde:

$X_{cp}$  = Centroide Plástico

Realizando una evaluación numérica en la ecuación, tenemos:

$$X_{cp} = \frac{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cms} * 40 * 40 \text{ cm} / 2 + 0.0025 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 31.71 \text{ cm}}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cms} * 40 \text{ cms} + 0.0025 * 40 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$X_{cp} = 20.49 \text{ cms.}$$

Con el resultado obtenido se observa que puede asumirse la localización del centroide plástico a  $h/2$ , debido a la mayor facilidad para escribir las ecuaciones y transformarlas en función de  $h/2$ .

### 7.10.7.2 Resistencia de Diseño a Carga Axial Pura

$$\beta P_o = \beta [0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \quad \text{Ec. 7.88}$$

Por Carga Axial  $\beta = 0.7$

$$\beta P_o = 0.7 \cdot 0.85 \cdot (280 \text{ kg/cm}^2) \cdot (40 \text{ cms} \times 100 \text{ cms} - 0.0025 \cdot 100 \cdot 31.71) + 0.0025 \cdot 100 \cdot 31.71 \text{ cms} \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta P_o = 694,134 \text{ kg} = 694.134 \text{ Tn}$$

$$\beta P_{o\max} = 0.8 \cdot 694.134 \text{ Tn} = 555.3072 \text{ Ton.}$$

### 7.10.7.3 Condición Balanceada

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a_b = [(611) / (61.15 + f_y)] \cdot B_1 \cdot d \quad \text{Ec. 7.96}$$

$$a_b = [6115 / (61.15 + 4200 \text{ kg/cm}^2)] \cdot 0.85 \cdot 31.71 \text{ cms}$$

$$a_b = 15.98 \text{ cms}$$

#### 7.10.7.3.1 Resistencia a la Flexión

$$\beta M_b = \beta [0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_b \cdot (h/2 - a_b/2) + A_{st} \cdot f_y \cdot (d - h/2)] \quad \text{Ec. 7.95}$$

$$\beta M_b = 0.7 \cdot [0.85 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cms} \cdot 15.98 \text{ cm} \cdot (20 \text{ cms} - 15.98 \text{ cm}/2) + 10 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot (31.71 - 20 \text{ cm})]$$

$$\beta M_b = 3541657.87 \text{ kg-cms} = 35.4165787 \text{ Tn-mts}$$

### 7.10.7.3.2 Resistencia a la Compresión

$$\phi P_b = \phi [0.85 f_c' b a_p - A_{st} f_y] \quad \text{Ec. 7.99}$$

$$\phi P_b = 0.7 [0.85 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cms} \cdot 15.98 \text{ cms} - 10 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2]$$

$$\phi P_b = 236826.8 \text{ kg} = 236.8268 \text{ Tn.}$$

### 7.10.7.4 Resistencia a la Flexión Pura

$$a = A_{st} f_y / (0.85 f_c' b) \quad \text{Ec. 7.91}$$

$$a = 10 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 / (0.85 \cdot 280 \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cms})$$

$$a = 1.764 \text{ cms}$$

$$\phi M_n = \phi [A_s f_y (d - a/2)] \quad \text{Ec. 7.89}$$

$$\phi M_n = 0.9 [10 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot (31.71 \text{ cms} - 0.882 \text{ cm})]$$

$$\phi M_n = 1165298.4 \text{ kg-cm} = 11.65298 \text{ Tn-mts}$$

### 7.10.7.5 Puntos Adicionales en zona "ab" del diagrama de Interacción

Los valores que "a" puede tomar, se encuentran en el límite dado por:

$$ab < a < a_{\max}$$

$$a_{\max} = B_1 \cdot C_{\max}, \text{ pero:} \quad \text{Ec. 7.107}$$

$$C_{\max} = h, \text{ Entonces:}$$

$$a_{\max} = 0.85 \cdot 40 \text{ cms} = 34 \text{ cms}$$

Por tanto; el intervalo queda definido así:

$$15.98\text{cms} < a < 34\text{cms}$$

7.10.7.5.1 Punto 1, utilizando  $a = 30\text{cms}$ .

$$\beta P_n = B*[0.85*fc'*b*a - A_s \times f_s] \quad \text{Ec. 7.100}$$

$$f_s = E_s * \epsilon_s = E_s * 0.003 * (d-c) / c \leq f_y \quad \text{Ec. 7.102}$$

$$C = a/B_1 = 30/0.85 = 35.294\text{cms}$$

$$f_s = 2.1 \text{ E}6 * 0.003 * (31.71 - 35.294)\text{cms} / 35.294 \text{ cms}$$

$$f_s = -639.7461 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto el  $f_s$ , a utilizar será  $f_s = -639.746$

$$\beta P_n = 0.7*[0.85*280 \text{ kg/cm}^2*100\text{cms}*30\text{cms} - 10\text{cm}^2*(-639.746 \text{ kg/cm}^2)]$$

$$\beta P_n = 504,278.222 \text{ kg} = 504.278222 \text{ Tn.}$$

$$\beta M_n = B*[0.85*fc'*b*a*(h/2 - a/2) + A_s*f_s*(d - h/2)] \quad \text{Ec. 7.101}$$

$$\beta M_n = 0.7*[0.85*280 \text{ kg/cm}^2*100\text{cms}*30\text{cm}*(20\text{cms} - 15\text{cms}) \\ + 10\text{cm}*(-639.746*(31.71 - 20\text{cm}))]$$

$$\beta M_n = 2446560.02 \text{ kg-cms} = 24.4656 \text{ Tn-mts.}$$

7.10.7.5.2 Punto 2, utilizando  $a = 22 \text{ cms}$ .

$$\beta P_n = B*[0.85*fc'*b*a - A_s*f_s] \quad \text{Ec. 7.100}$$

$$f_s = E_s * \epsilon_s = E_s * 0.003 * (d-c) / c \leq f_y \quad \text{Ec. 7.102}$$

$$C = a/B_1 = 22/0.85 = 25.882 \text{ cms}$$

$$f_s = 2.1 \text{ E6} * 0.003 * (31.71\text{cms} - 25.882\text{cms}) / 25.882\text{cms}$$

$$f_s = 1418.6075 \text{ kg/cm}^2 < f_y \Rightarrow f_s = 1418.6075 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta P_n = 0.7 * [0.85 * 280\text{kg/cm}^2 * 100\text{cm} * 22 \text{ cm} - (10\text{cm}^2 * 1418.6075 \text{ kg/cm}^2)]$$

$$\beta P_n = 356589.7475 \text{ kg} = 356.5897475 \text{ Tn.}$$

$$\beta M_n = B * [0.85 * f_c' * b * a * (h/2 - a/2) + A_s * f_s * c_d - h/2] \quad \text{Ec. 7.101}$$

$$\beta M_n = 0.7 * [0.85 * 280\text{kg/cm}^2 * 100\text{cm} * 22 \text{ cm} * (20\text{cm} - 22\text{cm}/2) + 10\text{cm}^2 * 1418.6075\text{kg/cm}^2 * (31.71\text{cms} - 20\text{cms})]$$

$$\beta M_n = 3.414963.257\text{kg-cms} = 34.1496 \text{ Tn-mts.}$$

#### 7.10.7.6 Puntos Adicionales Zona "BC" del Diagrama de Interacción

Los valores que "a" puede tomar, se encuentran en el límite dado por:

$$a_{\min} < a < a_b$$

$$a_{\min} = a \quad \text{flexión pura} \quad \text{Ec. 7.108}$$

$$a(\text{flexión pura}) = A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b) \quad \text{Ec. 7.91}$$

$$a_{f1} = 10\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2 / (0.85 * 280\text{kg/cm}^2 * 100\text{cm})$$

$$a_{f1} = 1.7647\text{cms}$$

##### 7.10.7.6.1 Punto 3, utilizando a= 10 cms

$$\beta P_n = B * [0.85 * f_c' * b * a - A_s * f_s] \quad \text{Ec. 7.100}$$

Debido a que ya está en una zona de flexión:

$$f_s = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$BP_n = 0.7 * [0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 10 \text{ cm} - 10 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2]$$

$$BP_n = 137200 \text{ kg} = 137.2 \text{ Tn}$$

$$BM_n = B * [0.85 * f_c' * b * a(h/2 - a/2) + A_s * f_y * C_d - h/2] \quad \text{Ec. 7.10i}$$

$$BM_n = 0.7 * [0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 10 \text{ cm} * (20 \text{ cm} - 5 \text{ cm}) + \\ (10 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * (31.71 \text{ cms} - 20 \text{ cms}))]$$

$$BM_n = 2843274 \text{ kg-cms} = 28.43274 \text{ Tn-mts}$$

7.10.7.6.2 Punto 4, utilizando  $a = 5 \text{ cms}$

$$BP_n = 0.7 * [0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cms} * 5 \text{ cms} - (10 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2)]$$

$$BP_n = 53,900 \text{ kg} = 53.9 \text{ Tn.}$$

$$BM_n = 0.7 * [0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cms} * 5 \text{ cm} * (20 \text{ cms} - 2.5 \text{ cms}) + \\ (10 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * (31.71 \text{ cms} - 20 \text{ cms}))]$$

$$BM_n = 1802024 \text{ kg-cms} = 18.02024 \text{ Tn-mts.}$$

A continuación se presenta resumen global de las acciones internas evaluadas.

PUNTO	Mn(Tn-Mts)	Pn Ton.
a	0.0	555.3071*
1	24.47	504.2782
2	34.15	356.5897
b	35.42	236.8268
3	28.43	137.2
4	18.02	53.9
c	11.65**	0.0

Tabla 7.10

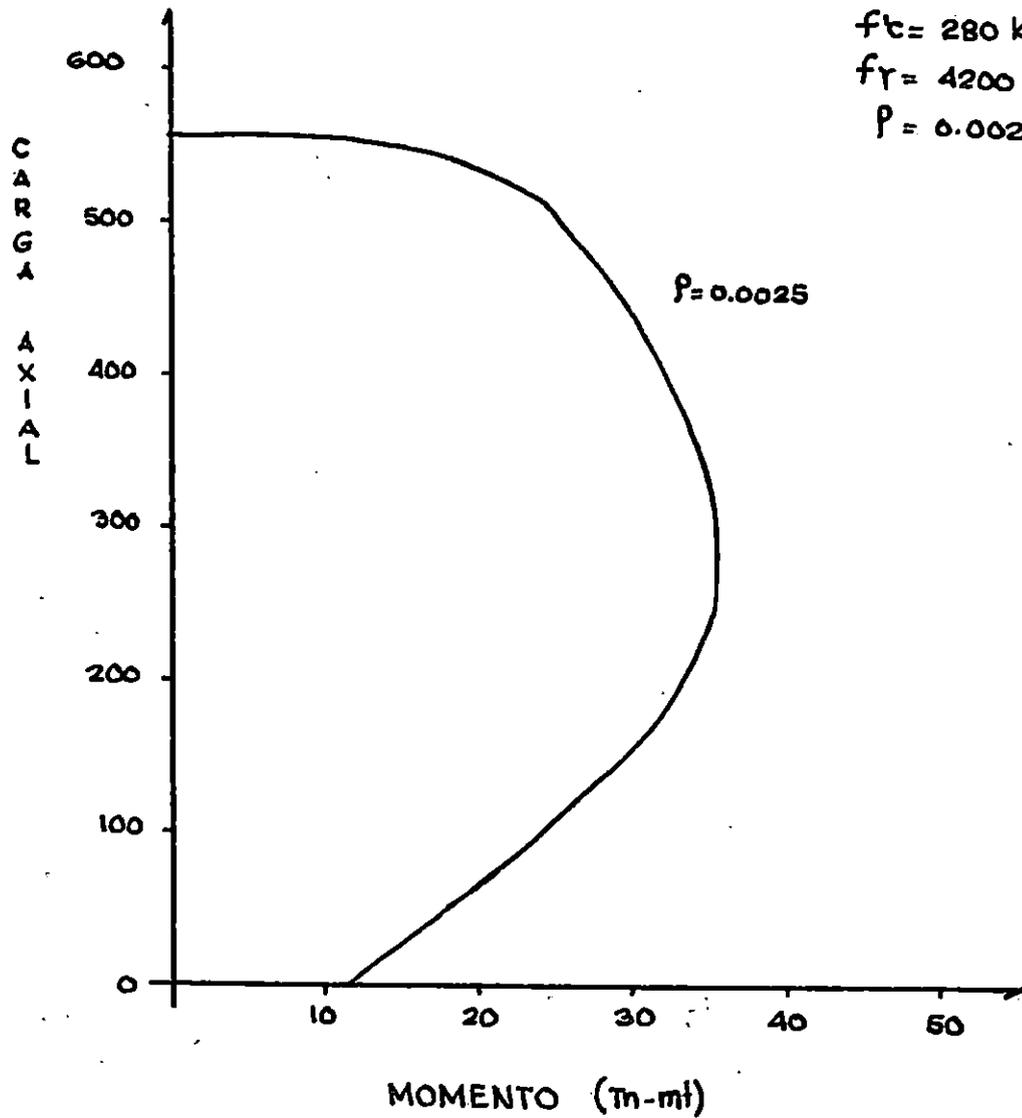
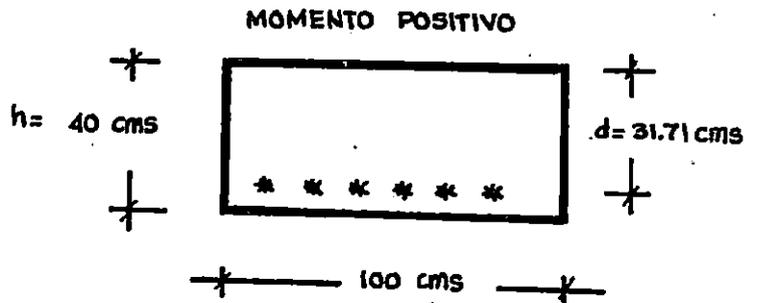
$$*BPn_{\text{máx}} = 0.8 * Pn$$

$$**BMn_{\text{máx}} = 0.9 Mn$$

La figura 7.29 nos muestra el diagrama que se obtiene de plotear los puntos de la tabla 7.10

#### 7.10.8 Cálculo del Acero de Refuerzo por Flexo-Comprensión

Para la obtención de los momentos máximos positivos y negativos con su correspondiente carga axial se hará uso de las Tablas-9, donde:



$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_r = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\rho = 0.0025$

ESC : H : 1:500  
 V : 1:5000

$$M_{\text{máx positivo}} = 7845.301 \text{ kg-mt} \quad P_n = 9809.347 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx negativo}} = 7256.483 \text{ kg-mt} \quad P_n = 15347.867 \text{ kg}$$

Con los valores de momentos y cargas axiales presentados se determinará el área de refuerzo necesaria, para poder determinar el área de refuerzo se hará uso de la Fig. 29, donde se presenta una curva de refuerzo mínimo de acero para bóvedas  $\rho_{\text{min}}=0.0025$ , pero para poder plotear estos puntos, se necesita facturar tanto el momento como la carga axial, el factor para flexo-compresión es 0.7.

$$M_u^+ = 0.7 \times 7845.301 \text{ kg-mt} = 5491.71 \text{ kg-mt}$$

$$P_u = 0.7 \times 9809.347 \text{ kg} = 6866.543 \text{ kg}$$

$$M_u^- = 0.7 \times 7256.483 \text{ kg-mt} = 5079.538 \text{ kg-mt}$$

$$P_u = 0.7 \times 15347.867 \text{ kg} = 10743.507 \text{ kg}$$

Al plotear tanto  $M_u^+$  y su correspondiente  $P_u(5491.711, 6866.543)$  y  $M_u^-$  y  $P_u(5079.538, 10743.507)$  se observa en la Figura 29, que ninguno de los dos puntos sobrepasa la curva de refuerzo mínimo para bóvedas, por tanto.

$$\rho_{\text{mínimo}} = 0.0025 \text{ (rige el diseño)}$$

Debido que la estructura se le proporciona refuerzo por momento positivo y negativo; el refuerzo mínimo se dividirá en dos partes iguales, tanto para el lecho superior como inferior.

$$\rho_{\text{lecho de refuerzo}} = 0.00125$$

#### 7.10.8.1 Area de Refuerzo (Momento positivo y negativo)

$$A_s = \rho \times b \times h \quad \text{donde:} \quad \text{Ec. 7.109}$$

$$\rho = 0.00125$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación se obtiene:

$$A_s = 0.00125 \times 100 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_s^- = 5 \text{ cm}^2$$

#### 7.10.8.2 Detallado de Refuerzo

La separación del refuerzo se calcula así:

$$\text{Separación} = \frac{A_v \times b}{A \text{ necesaria}} \quad \text{Ec. 7.110}$$

Donde:

$A_v$  = Area de varilla

$b$  = Ancho de franja de análisis

Para No

$$S = \frac{1.98 \times 100 \text{ cm}}{5 \text{ cm}^2} = 39.6 \text{ cms} \approx 35 \text{ cms} \quad \text{Ec.7.110}$$

Entonces el refuerzo se colocará en el lecho inferior como superior así: No 5 @ 35 cms

#### 7.10.8.2 Longitud de Desarrollo

Según el Art. 12.5 (longitud de desarrollo de Gancho) ACT-318-89. La longitud de desarrollo se calcula así:  
Art. 12-3-2

Longitud de desarrollo básico por una varilla con gancho con  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  es igual a:

$$L_{hb} = \frac{318 \text{ db}}{\sqrt{F_c}} \quad \text{Ec. 7.111}$$

$$L_{hb} = 318 \times 1.59 \text{ cm} \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 30.16 \text{ cms}$$

$L_{hb}$  es afectada por un factor definido en el Art. 12-5-3-2 (para varillas #11 y menores, el recubrimiento lateral no será menor 6.3 cms y para el gancho a  $90^\circ$  el recubrimiento en la extensión de la varilla mas allá del gancho, no debe ser menos de 5 cm.

$$L_{hb} = 0.7 \times 30.16 \text{ cm} = 21.11 \text{ cm}$$

Pero  $L_{hb}$  no debe ser menor de 8 db ni menor 15 cm

$$8 \text{ db} = 1.98 \text{ cm} \times 8 = 15.84 \text{ cms}$$

$$Lhb = 21.11 \text{ cm} > 8 \text{ db y } 15 \text{ cms Ok}$$

### 7.10.9 Refuerzo por temperatura

El porcentaje de refuerzo mínimo para bóvedas es de 2.64 cm<sup>2</sup>/mt. Por tanto:

El area de refuerzo por temperatura para una sección de ancho igual a 1 mt es:

$$Ast = 2.64 \text{ cm}^2/\text{mt} \times 1 \text{ mt} = 2.64 \text{ cm}^2$$

Debido a la existencia de dos lechos de refuerzo por flexo-compresión se distribuirá la mitad del refuerzo por temperatura para cada lecho, lo cual queda así:

$$Ast = 1.32 \text{ cm}^2$$

#### 7.10.9.1 Detallado de Refuerzo

Espaciamiento máximos para  $Ast = 18''$  (3h) ó Sección 8-5

Espaciamiento mínimo para  $Ast = 2.5 \text{ cm}$

No. 3

$$S = 0.71 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} / 1.32 \text{ cm}^2$$

$$S = 53.98 \text{ cm} > 45 \text{ cm} \text{ entonces } S = 40 \text{ cms}$$

El refuerzo por temperatura se colocará de la siguiente manera en ambos lechos: No. 3 @ 40 cm.

Nota: El utilizar varillas #5, utilizar doble parrilla de refuerzo y que el hierro de la parrilla superior no este en línea con el refuerzo de la parrilla superior es una recomendación del Art. 5-4-1 y Art. 5-4-2 de Art. 506-2-77

#### 7.10.10 Revisión por cortante

A continuación se procederá a revisar la sección para el máximo cortante obtenido en el arco, que es:

$$V_{\text{máx}} = 6363.316 \text{ kg (Tabla-a)}$$

El esfuerzo cortante será:

$$V_u = 6363.316 \text{ kg}/(100 \times 31.71) \text{ cm}^2$$

Ec. 7.99

$$V_u = 2.0067 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante permisible según la ecuación 7.100

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u \leq 0.5 \times \beta \times V_c$$

$$2.0067 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.5 \times 0.85 \times 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.0067 \text{ kg/cm}^2 \leq 3.26 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, la sección de concreto es capaz de resistir el cortante.

## 7.11 Diseño de subestructura.

### 7.11.1 Introducción

La presente sección está referida particularmente a aquella parte de la bóveda que se encuentra debajo de la superestructura (arco), la cual se encarga de transmitir las cargas de la misma al suelo soportante, generalmente a esta estructura se le conoce con el nombre de subestructura .

Dentro del contexto se presentará en una primera parte, las cargas que se deben considerar actuando sobre dichas estructuras, a la vez se mostrará la forma, teoría y aplicación, en que se consideran tales cargas para el presente trabajo.

Se presentan algunos requerimientos para el diseño de la subestructura que propone las normas AASHTO, así también se menciona el tipo de subestructura a analizar, que será una especie de Zapata Combinada de concreto reforzado.

Debe tenerse en cuenta, que se pretende proporcionar en este capítulo, un modelo estructural y arquitectónico para resistir las sollicitaciones a que estará sometida la estructura. El análisis de la subestructura siempre se hará considerando un ancho de diseño de un metro de longitud.

### 7.11.2 Cargas

Para el caso particular de subestructuras se considera que la zapata debe soportar la presión que ejerce la tierra que sostiene, su propio peso y las reacciones provenientes del arco.

#### 7.11.2.1 Carga Viva

Esta no se tomará en cuenta en la evaluación de cargas tomando en cuenta las mismas consideraciones que para el arco.

#### 7.11.2.2 Carga Muerta

Esta carga se tomará como el peso propio de la zapata

$$W_{pz} = \gamma_c * h * b \quad \text{Ec. 7.112}$$

donde

$\gamma_c$  = peso volumétrico del concreto

h = Altura o peralte de la zapata

b = Franja de análisis (casi siempre igual a un metro)

#### 7.11.2.3 Presión del Suelo

La presión del suelo se tomará como una fuerza uniformemente distribuida sobre los extremos de la zapata.

$$W_s = \gamma_{s...} * H * b \quad \text{Ec. 7-113}$$

Donde:

$W_s$  = presión del suelo por metro lineal

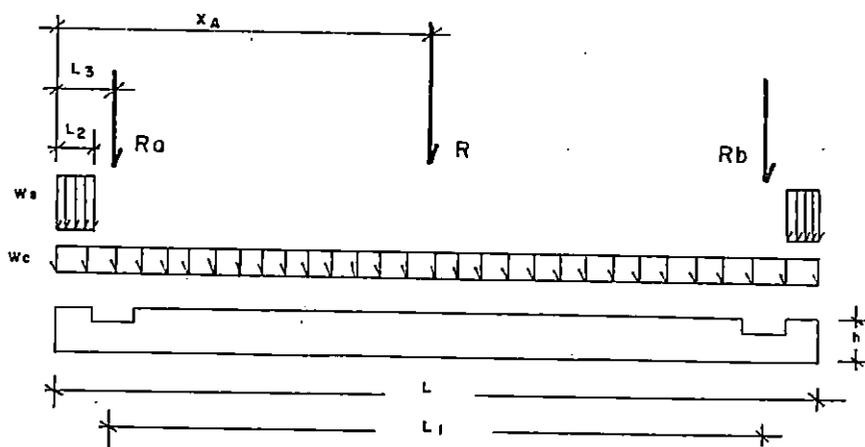
$\gamma_s$  = peso volumétrico del suelo

H = Altura total de relleno.

#### 7.11.2.4 Sismo

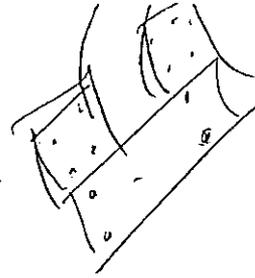
Esta fuerza no se considerará debido a que en el análisis de la sobreestructura se tomó en cuenta, por tanto las reacciones que esta transmitirá a la subestructura ya esta incluida en la fuerza sísmica que provocará en la zapata una distribución asimétrica de fuerzas, generando así, excentricidades de carga que trae como consecuencia una distribución no uniformes de esfuerzos en el suelo.

En la figura 7.30, se muestra las fuerzas que actúan sobre la sobreestructura y la posición de la resultante.



donde :  $R_a \neq R_b$

Fig. 7.30



#### 7.11.2.5 Combinación de Cargas

En el diseño de subestructura o cuando se revise estabilidad, los factores  $\tau$  y  $\beta$  de la tabla 3-22-1A de la AASHTO que se utilizan para incrementar cargas no se aplican (AASHTO 3-22-3), pero si deberá tenerse en cuenta los grupos de combinación de carga presentados en dicha tabla.

Para efectuar nuestro estudio solo existe una combinación de carga que es carga muerta más presión de tierra. Además las reacciones que el arco le transmite.

Carga Total = D+E+ reacciones actuantes.

#### 7.11.2.6 Esfuerzos en el Suelo

Las cimentaciones se consideran bajo la acción de fuerzas descendentes, debidas a cargas superimpuestas, que serán resistidas por la presión ascendente ejercida por el material de fundación.

Esta presión se distribuye a través del área de la base de la cimentación y su forma de distribución dependerá de la excentricidad resultante de las fuerzas descendentes con respecto al eje que pasa por la mitad de la base (AASHTO 4-4-5-1). Por tanto, para encontrar la distribución de presiones sobre la base de la zapata, es importante conocer donde actúa la resultante. Su ubicación dependerá de la distribución geométrica y cuantitativa de las cargas.

En la Fig. 7.31 se muestra la excentricidad posible de carga con respecto al eje ubicado en la mitad de la zapata.

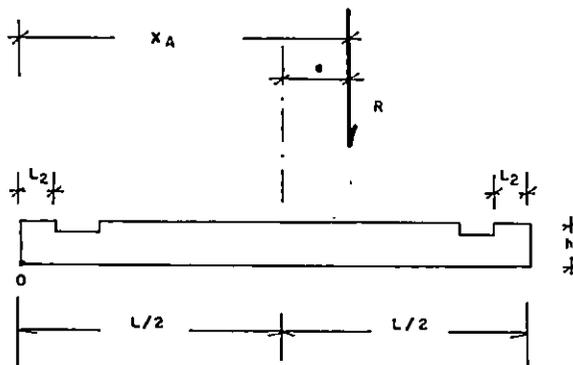


Fig. 7.31

La posición donde actuará la resultante de presiones en la base se encontrará por medio de:

Para el análisis se recomienda ver fig. 7.30 de este capítulo.

sumatoria de momento igual a cero en "0".

$$+\sum M_o = 0$$

$$+Ru \cdot X_A - Ws \cdot H \cdot b \cdot L_2 \cdot (L/2) - Wc \cdot L \cdot H \cdot b \cdot L/2 - Ra \cdot L_3 - Rb \cdot (L - L_3) - Ws \cdot h \cdot b \cdot L_2 \cdot (L - L_2/2) = 0$$

Donde:

Ec. 7.114

$$X_A = \frac{-Ws \cdot H \cdot b \cdot L_2^2 / 2 - wc \cdot h \cdot b \cdot L^2 / 2 - R_A \cdot L_3 - R_b(L - L_3) - Ws \cdot h \cdot b \cdot L_2 \cdot (L - L_2/2)}{R_o}$$

El valor negativo de " $X_A$ " nos indica que la resultante

tiene que colocarse en el otro sentido al supuesto, para que se cumpla que:

$$X_A = (M.R - M_A) / \Sigma F_V \quad \text{Ec. 7.115}$$

Donde:

$X_A$  - posición de la resultante de fuerzas verticales

$M_R$  - momento resistente  $M_R=0$  en nuestro caso

$M_A$  - Momento actuantes.

Entonces la excentricidad se calcula así

$$e = (L/2) - X_A \quad \text{Ec. 7.116}$$

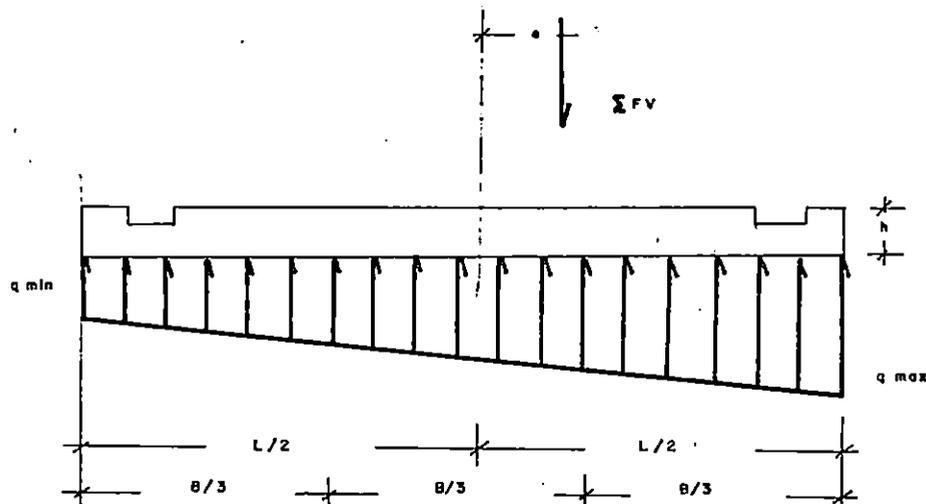
Esto significa que si  $e > B/6$ , la resultante estará fuera del tercio medio

Una manera de encontrar la distribución de presiones en la base de la zapata es dividiéndola en tres partes iguales, la posición puede caer dentro de cualquiera de las terceras partes en que se seccionó la base de la zapata.

#### 7.11.2.6.1. Formas de Distribución de Esfuerzos en el Suelo

La distribución de esfuerzos en el suelo sustentante se clasifica en cuatro formas.

7.11.2.6.1.1. Resultante Ubicada dentro del Tercio Medio de la Base de la Zapata ( $e < B/6$ )



Las fórmulas matemáticas para evaluar los esfuerzos son los siguientes:

$$q_{min} = (\Sigma FV/B \cdot L) * (1 - (6 \cdot e)/L) \quad \text{Ec. 7.114}$$

$$q_{max} = (\Sigma FV/B \cdot L) * (1 + (6 \cdot e)/L) \quad \text{Ec. 7.115}$$

7.11.2.6.1.2. Resultante Ubicada Fuera del Tercio Medio de la Base de la Zapata ( $e > B/6$ )

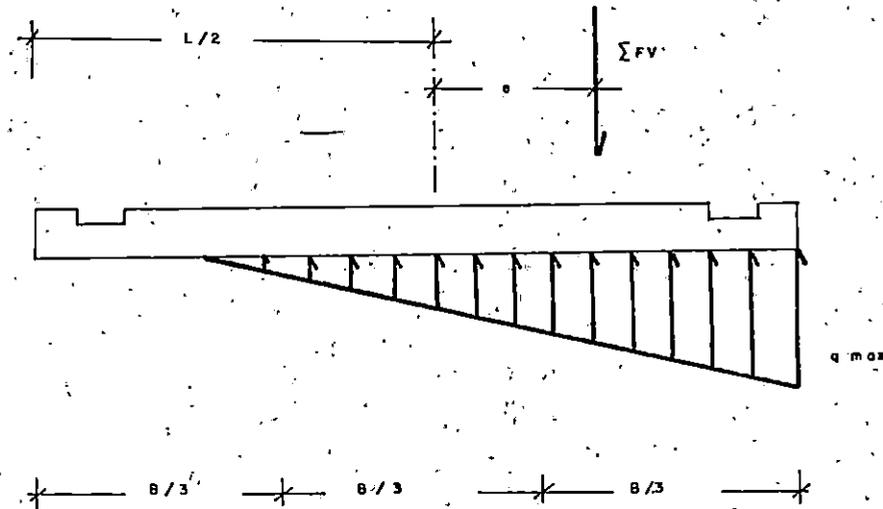


Fig. 7.33

$$F1 = 0$$

$$F2 = 2 * \Sigma FV / 3a$$

Ec. 7.116

Donde

$$a = q_{max} * B / 3(q_{max} + |q_{min}|)$$

Ec. 7.117

7.11.2.6.1.3. Resultante Ubicada dentro del Tercio Medio de la Base de la Zapata  $e=0$

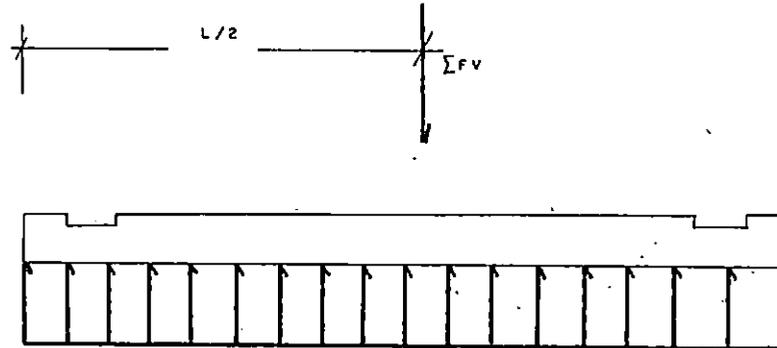


Fig. 34

$$q = \Sigma FV / B * L$$

Ec. 7.121

7.11.2.6.1.4 Resultante Ubicada en el Límite del Tercio Medio de la Base ( $e=B/6$ )

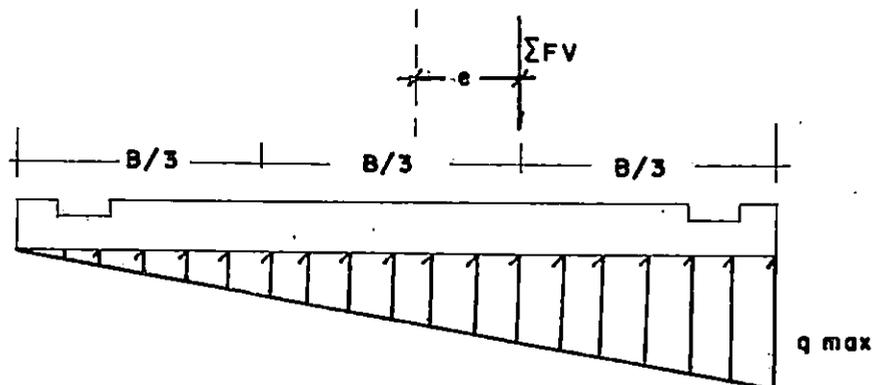


Fig. 7.35

$$q_{\min} = 0 \quad \text{Ec. 7.122}$$

$$q_{\max} = 2 \Sigma F_v / L * B \quad \text{Ec. 7.123}$$

### 7.11.3 Diseño de la Zapata Combinada

A continuación se presentan requerimientos generales correspondientes al diseño de fundaciones.

En cuanto a las cimentaciones, la profundidad a desplantar dependerá del material de fundación y de la posibilidad de excavación. Excepto en los casos en que se encuentre roca sólida y otros casos especiales, la cimentación deberá ubicarse a una profundidad no menor que 1.219 mts (4'), debajo de la cama permeable del río o quebrada (AASHTO 4-4-2)

El diseño debe resistir con un margen de seguridad el efecto de la flexión, el cortante y hundimiento del material de fundación en el punto de máxima presión.

De acuerdo con las especificaciones para zapatas combinadas se diseña para que se trabaje con una distribución uniforme de esfuerzos del suelo, esto no es posible en una zapata combinada para una bóveda, debido a que la distancia desde el rostro externo del arco al extremo de la zapata es en la mayoría de los casos bastante pequeña, para que el relleno

no transmita mucha flexión y así resulte más económico. También cabe mencionar que las fuerzas en el arco se pueden invertir, por lo que el desplante de la zapata fuera del arco tiene que ser igual en los dos lados, generando esto siempre una excentricidad diferente de cero, por lo que la distribución de presiones en el suelo no es uniformemente distribuida.

Debe proveerse refuerzo por temperatura, un área no menor de  $2.64\text{cm}^2$  de refuerzo por un metro de longitud. Este requerimiento se hace con el objeto de la zapata resista la formación de grietas (AASHTO 7-4-2).

Se deben de proveer juntas de contracción y expansión distribuidas a intervalos no mayores de 9.84 mts (30') y de 29.53 mts(90') respectivamente (AASHTO 5.6)

#### 7.11.4 Consideraciones para el Diseño

A continuación se describirán las consideraciones a tener en cuenta en el procedimiento de diseño de una zapata.

Para el diseño se deben obtener los parámetros del suelo de los materiales constitutivos de la zapata que sean necesarios.

Las dimensiones definitivas deberán ser aquellas que le

permitan a la estructura resistir las solicitaciones a las que estará sometida. El procedimiento para determinar estas dimensiones es iterativo lo que implica seleccionar unas dimensiones preliminares con las que se inicia la revisión por asentamiento, flexión y cortante.

Debe revisarse además, que las presiones existentes en la base de la zapata, no superen la capacidad soportante del suelo, al dimensionar el estribo, es recomendable seleccionarlo para que la resultante del suelo se ubique dentro del tercio medio de la base.

Siempre se revisará el estribo para que ninguna sección soporte esfuerzos superiores a los permisibles en cada material para diferentes tipos de acciones.

Con respecto a la estabilidad lateral de la zapata no se tomará en cuenta debido a que tiene un peralte bien pequeño en comparación a su largo y además tiene arriostramiento lateral por parte del suelo adyacente.

#### **7.11.5 Concreto Reforzado**

##### **7.11.5.1 Flexión**

Para determinar el momento máximo externo se hará uso de diagramas de momento flector, elaborado en base a las condiciones o condición de carga(s) establecida.

La relación del área de refuerzo con el área de concreto mínima ( $\rho_{min}$ ) será:

$$\rho_{min} = 14/f_y \quad \text{ASSHTO 4-4-9-4} \quad \text{Ec. 7.124}$$

$$A_s = \rho * b * d \quad \text{Ec. 7.125}$$

Las ecuaciones a utilizar en el diseño de elementos por flexión son:

$$A_s = \frac{M}{F_s * (d - a/2)} \quad \text{Ec. 7.126}$$

Donde:

$$a = \frac{A_s * F_s}{0.4 * F_s * b} \quad \text{Ec. 7.127}$$

El proceso a seguir en el diseño es iterativo debido a que solo se conoce el momento máximo en la sección ( $M$ ) se desea conocer el área de refuerzo ( $A_s$ )

Para iniciar la iteración se asume un valor de  $(d-a/2)$ , como una fracción de  $d$ , así:

$$(d-a/2) = J * d$$

Donde  $J$  es un factor de reducción.

Con " $Jd$ " asumido, se encuentra  $A_s$  y luego se comprueba con la expresión 7.127 que la expresión no se cumpla

### 7.11.5.2 Cortante

El diseño de secciones transversales a cortante estará basado en que:

$$V_{\text{máx}} \leq V_c$$

Cuando la fuerza cortante  $V_{\text{máx}}$  exceda a la resistencia al cortante del concreto  $V_{\text{máx}} > BV_c$ , deberá de proveerse refuerzo transversal.

Para miembros sometidos solamente a cortante y flexión, el esfuerzo cortante soportado por el concreto ( $V_c$ ), no excederá a:

$$V_c = 0.29\sqrt{f_c'} \quad \text{ACI-318-89 Art 7.44} \quad \text{Ec. 7.128}$$

Valor que puede ocuparse cuando no se utilice la fórmula 8-48 de la sección 8-16-6-2-1 de las normas AASHTO, cuya expresión es:

$$V_c = (1.58\sqrt{(f_c')} + 17.2 * P * (V_u * d) / \mu) * b * d \quad \text{Ec. 7.129}$$

El esfuerzo cortante último vendrá dado por:

$$V = \frac{V_{\text{máx}}}{\text{ancho de diseño} * \text{peralte}} = \frac{V_{\text{máx}}}{100 * d} \quad \text{Ec. 7.130}$$

### 7.11.6 Características de los Materiales a Utilizar en la Subestructura

- a) Peso volumétrico del concreto =  $2400 \text{ kg/m}^3$
- b) Peso volumétrico del suelo =  $1600 \text{ kg/m}^3$
- c) Capacidad admisible del suelo =  $15 \text{ Tn/mt}^2$
- d) Resistencia a la compresión del concreto =  $280 \text{ kg/cm}^2 (0.4f_c') = 112 \text{ kg/cm}^2$
- e) Resistencia a la fluencia del acero =  $4200 \text{ kg/cm}^2$   
( $f_s = 1700 \text{ kg/cm}^2$ )
- f) Angulo de fricción interna en el suelo =  $30^\circ$
- g) Cohesión del suelo = 0

### 7.11.7 Características Físicas de la Subestructura

- a) Peralte asumido de la zapata = 75 cms
- b) Longitud neta de la zapata = 10.2
- c) Relleno sobre los costados exteriores en la zapata = 24.6 mts
- d) Distancia desde el rostro externo del arco hasta el extremo de la zapata = 50 cms.
- e) Distancia rostro a rostro de los apoyos = 880 cms.

Para tener una apreciación mas precisa de estas dimensiones se muestra la Figura 7.3.6

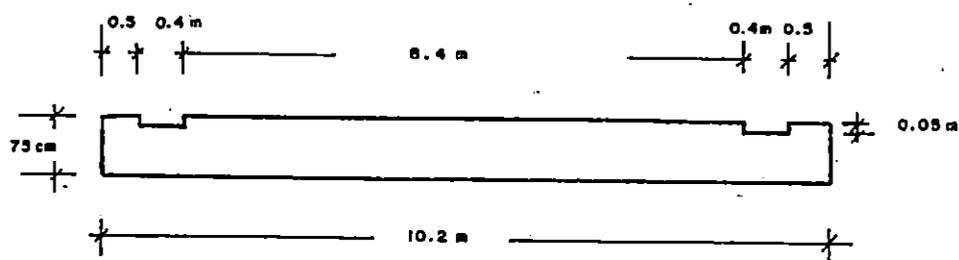


Figura 7.3.6

### 7.11.8 Cálculo Numérico

#### 7.11.8.1 Datos Adicionales (Reacciones que induce el Arco sobre La Zapata)

$$R_{av} = 10.66 \text{ tn}$$

$$R_{bv} = 15.9 \text{ tn.}$$

#### 1.11.8.2 Cálculo de Fuerzas Actuantes

##### 7.11.8.2.1 Carga Muerta Debido al Peso Propio

$$W_c = \gamma_c \cdot h \cdot b$$

Ec. 7.113

$$W_c = 2.4 \text{ Tn/m}^3 \cdot 0.75 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}$$

$$W_c = 1.8 \text{ Tn/m}$$

7.11.8.2.2 Carga Debida a la Presión del suelo

$$W_s = \gamma_B \cdot H \cdot b \quad \text{Ec. 7.113}$$

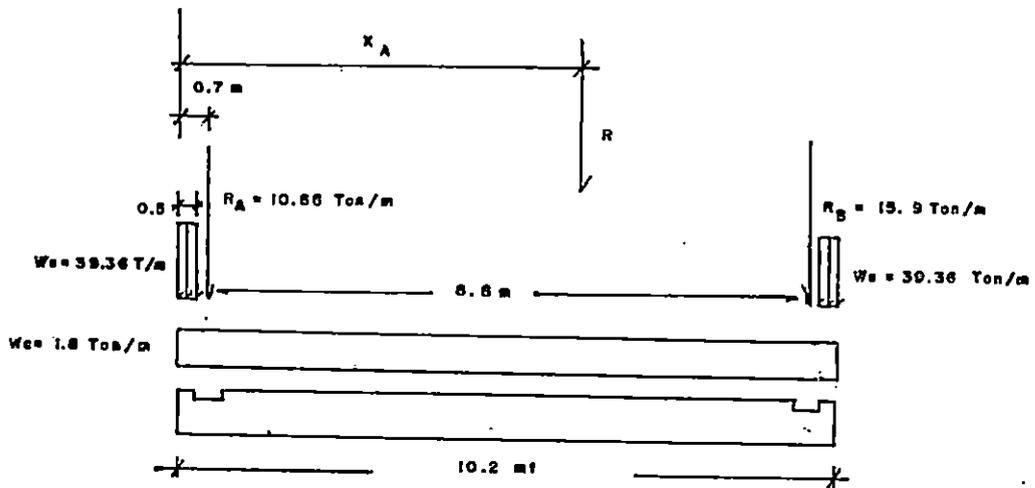
$$W_s = 1.6 \text{ tn/m}^3 \cdot 24.6 \cdot 1.0 \text{ m}$$

$$W_s = 39.36 \text{ Tn/m}$$

7.11.8.2.3 Esfuerzos Requeridos en el Suelo Soportante

7.11.8.2.3.1 Posición de la Resultante en la Zapata

Para encontrar el "X<sub>A</sub>" nos auxiliaremos del siguiente esquema.



Ec. 7.114

$$X_A = \frac{-W_s \cdot H \cdot b \cdot L_2^2 / 2 - W_c \cdot h \cdot b \cdot L^2 / 2 - R_A \cdot V \cdot L_3 - R_B \cdot v \cdot (L - L_3) - W_s \cdot H \cdot b \cdot L_2 \cdot (L - L_2 / 2)}{R}$$

$$X_A = \frac{-1.6 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} \cdot 24.6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot \left( \frac{0.5 \text{ m}^2}{2} \right) - 2.4 \frac{\text{Tn}}{\text{mt}} \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{(10.2)^2}{2} \text{ m} - 10.60 \text{ Tn} \cdot 0.7 \text{ m}}{84.28 \text{ Tn}}$$

$$\frac{-15.9 \text{ Tn} \cdot (9.5) - 1.6 \frac{\text{Tn}}{\text{m}} \cdot 24.6 \text{ m} \cdot 1 \cdot 0.5 \cdot (9.951)}{84.28 \text{ Tn}}$$

$$X_A = \frac{452.8832 \text{ Tn-m}}{84.28 \text{ Tn-m}}$$

$$X_A = 5.374 \text{ mts.}$$

#### 7.11.8.2.3.2 Cálculo de Excentricidad de Carga

La excentricidad de la resultante con respecto al eje que pasa por la mitad de la base de la zapata de determina así:

$$e = L/2 - X_A \quad \text{Ec. 7.115}$$

$$e = \frac{10.2 \text{ mt}}{2} - 5.37 \text{ m}$$

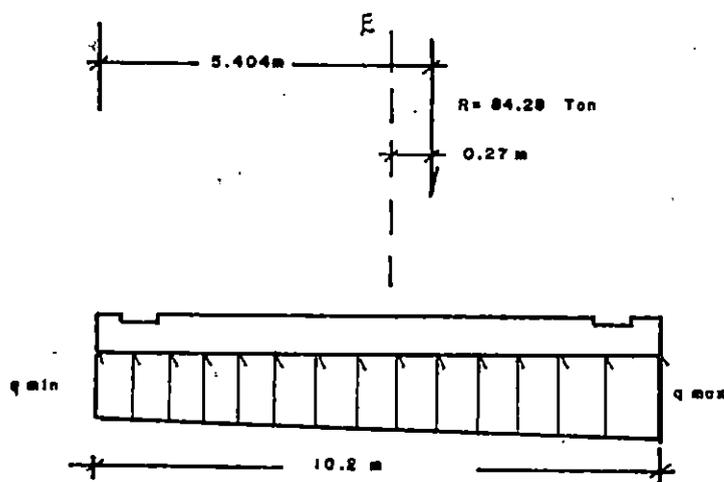
$$e = 5.1 \text{ mts} - 5.374 \text{ mts}$$

$$e = -0.274 \text{ mts}$$

El signo negativo nos indica que la resultante de fuerzas verticales se encuentra en la mitad derecha de la base de la zapata.

Como "L/6" (1.7mts) es mayor que "e" (0.274 mts) entonces la resultante cae dentro del tercio medio de la base de la zapata.

Por tanto la zapata presentará una distribución de esfuerzos del suelo, similar a la Figura 7.38



### 7.11.8.2.3.3 Cálculo de Esfuerzos en el Suelo

El esfuerzo mínimo en el suelo se obtiene de evaluar la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum F_v}{B \cdot L} \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right] \quad \text{Ec. 7.116}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{84.78 \text{ Tn}}{1 \text{ mt} \cdot 10.2 \text{ mt}} \left[ 1 - \frac{6 \cdot 0.274 \text{ mt}}{10.2 \text{ mt}} \right]$$

$$q_{\min} = 6.931 \text{ tn/mts}^2 < q_{\text{admisible}} (15 \text{ tn/mts}^2)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_v}{B \cdot L} \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right] \quad \text{Ec. 7.117}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{84.78 \text{ Tn}}{1 \text{ mt} \cdot 10.2 \text{ mt}} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 0.274 \text{ mt}}{10.2 \text{ mt}} \right]$$

$$q_{\max} = 9.595 \text{ tn/mts}^2 < q_{\text{admisible}} (15 \text{ cm/mts}^2)$$

En resumen la condición real en que se encuentra la zapata es:

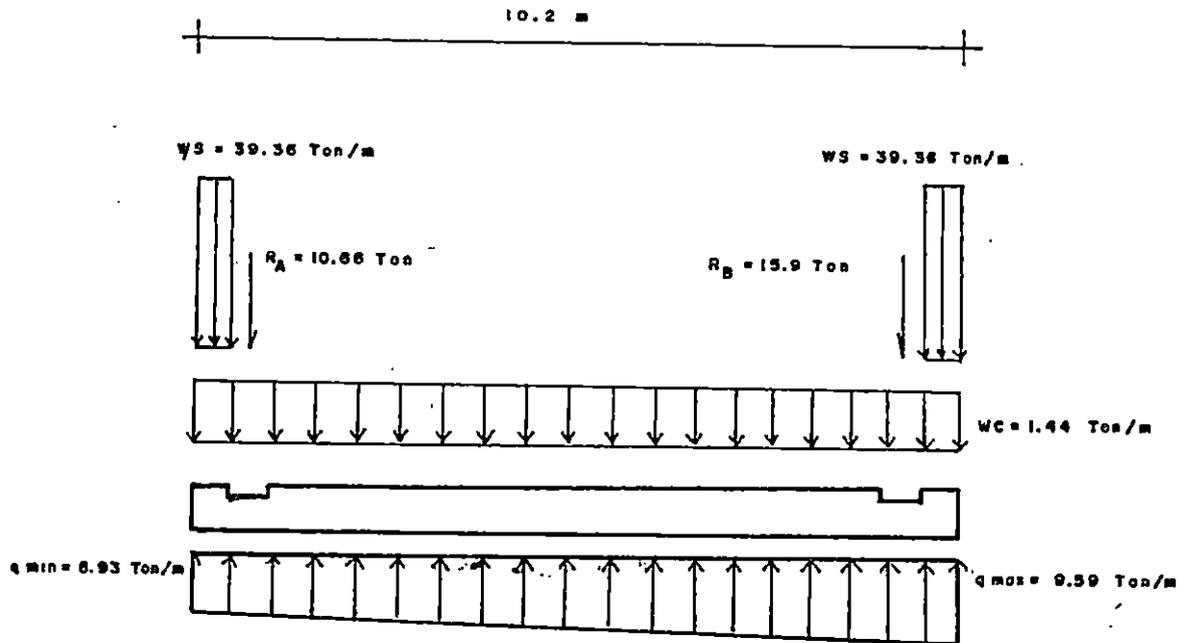


Fig. 7.39

### 7.11.8.3 Cálculo de Secciones Internas

La elaboración de las ecuaciones matemáticas que nos definirán el valor de momento flector y cortante en cualquier sección de la zapata se hará por el método de funciones singulares: Tomando como apoyo la fig.7.39 se describirá la ecuación de carga correspondiente (sentido positivo hacia arriba)

$$\begin{aligned}
 i q \langle x \rangle = & -39.36 \langle x-0 \rangle^0 + 39.36 \langle x-0.5 \rangle^0 - 1.8 \langle x-0 \rangle^0 + 1.8 \langle x-10.2 \rangle^0 \\
 & - 10.66 \langle x-0.7 \rangle^{-1} - 15.9 \langle x-9.5 \rangle^{-1} - 34.36 \langle x-9.7 \rangle^0 + \\
 & 39.36 \langle x-10.2 \rangle^0 + 6.931 \langle x-0 \rangle^0 - 6.931 \langle x-10.2 \rangle^0 + \\
 & 0.262 \langle x-0 \rangle^1 - 0.262 \langle x-10.2 \rangle^0 - 2.664 \langle x-10.2 \rangle^0
 \end{aligned}$$

Cortante

$$\begin{aligned}
 V \langle x \rangle = & -39.36 \langle x-0 \rangle^1 + 39.36 \langle x-0.5 \rangle^1 - 1.8 \langle x-0 \rangle^1 + 1.8 \langle x-10.2 \rangle^1 \\
 & - 10.66 \langle x-0.7 \rangle^0 - 15.9 \langle x-9.5 \rangle^0 - 39.36 \langle x-9.7 \rangle^1 + 39.36 \\
 & \langle x-10.2 \rangle^1 + 6.931 \langle x-0 \rangle^1 - 6.931 \langle x-10.2 \rangle^1 + 0.1306 \langle x-0 \rangle^2 \\
 & - 0.1306 \langle x-10.2 \rangle^2 - 2.664 \langle x-10.2 \rangle^1
 \end{aligned}$$

Momento flector

$$\begin{aligned}
 M \langle x \rangle = & -19.68 \langle x-0 \rangle^2 + 19.68 \langle x-0.5 \rangle^2 - 0.9 \langle x-0 \rangle^2 + 0.9 \langle x-10.2 \rangle^2 \\
 & - 10.66 \langle x-0.7 \rangle^1 - 15.9 \langle x-9.5 \rangle^1 - 19.68 \langle x-9.7 \rangle^2 \\
 & + 19.68 \langle x-10.2 \rangle^2 + 3.4655 \langle x-0 \rangle^2 - 3.4655 \langle x-10.2 \rangle^2 \\
 & + 0.0435 \langle x-0 \rangle^3 - 0.0435 \langle x-10.2 \rangle^3 - 1.332 \langle x-10.2 \rangle^2
 \end{aligned}$$

A continuacion se presenta las ecuaciones de cortante y momento flector para diferentes intervalos.

7.11.8.3.1.  $0 \leq X < 0.5$

$$V(x) = -34.229x + 0.1306x^2 \quad \text{Ec. 7.131}$$

$$M(x) = -17.1145x^2 + 0.0435x^3 \quad \text{Ec. 7.132}$$

7.11.8.3.2  $0.5 \leq X < 0.7$ 

$$V(x) = -19.68 + 5.131x + 0.1306x^2 \quad \text{Ec. 7.133}$$

$$M(x) = 492 - 19.68x + 2.5655x^2 + 0.0435x^3 \quad \text{Ec. 7.134}$$

7.11.8.3.3  $0.7 \leq X < 9.5$ 

$$V(x) = -30.34 + 5.131x + 0.1306x^2 \quad \text{Ec. 7.135}$$

$$M(x) = +12.382 - 30.34x + 2.5655x^2 + 0.0435x^3 \quad \text{Ec. 7.136}$$

7.11.8.3.4  $9.5 \leq X \leq 9.7$ 

$$V(x) = -46.24 + 5.131x + 0.1306x^2 \quad \text{Ec. 7.137}$$

$$m(x) = 163.432 - 46.24x + 2.5655x^2 + 0.0435x^3 \quad \text{Ec. 7.138}$$

7.11.8.3.5  $9.7 \leq x \leq 10.2$ 

$$V(x) = 335.552 - 34.229x + 0.1306x^2$$

$$M(x) = -1688.2592 + 335.552x - 17.1145x^2 + 0.04358x^3$$

X	Constante (Tn)	Momento (Tn-m)
0	0	0
0.25	-8.54	-1.068
0.5	-17.081	-4.273
0.6	-16.58	-5.955
0.7	-26.684	-7.583
1.0	-25.078	-15.349
2.0	-19.556	-37.688
3.0	-13.771	-54.374
4.0	-7.726	-65.146
5.0	-1.42	-69.743
6.0	5.147	-67.904
7.0	11.975	-59.37
8.0	19.07	-43.874

X	Constante (Tn)	Momento(Tn-m)
9.0	26.42	-21.161
9.5	14.29	-7.016
9.6	15.054	-5.55
9.7	15.82	-4.01
9.95	7.903	-1.044
10.20	0	0

Tabla 7.11

## 7.11.8.4 REVISION POR CORTANTE

$$V_{\text{máx}} = 26.684 \text{tn} \quad (26684.0 \text{ kg})(\text{tabla-1})$$

$$V_c = 0.29 * (f_c')^{\frac{1}{2}}$$

$$V_c = 0.29 * (280 \text{Kg/cm}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$V_c = 4.852 \text{kg/cm}^2$$

$$v_{\text{máx}} = V_{\text{máx}} / 100 * d$$

Donde:

$$e = H - \text{recubrimiento} - (\text{diámetro de refuerzo} / 2) - 5 \text{ cm (junta)}$$

$$d = 75 \text{cms} - 7.5 \text{cms} - 0.79 \text{cm} - 5 \text{cms}$$

$$e = 61.75 \text{cms}$$

$$v_{\text{máx}} = 26.684 \text{ kg} / 100 \text{cms} * 61.71 \text{cms}$$

$$v_{\text{máx}} = 4.324 \text{kg/cm}^2 < V_c$$

Como  $v_{\text{máx}} < V_c$ , la zapata no requiere de refuerzo por cortante, solamente el concreto es capaz de asimilar los esfuerzos inducidos.

# MOMENTO FLECTOR Y CORTANTE EN CUALQUIER PUNTO DE LA ZAPATA

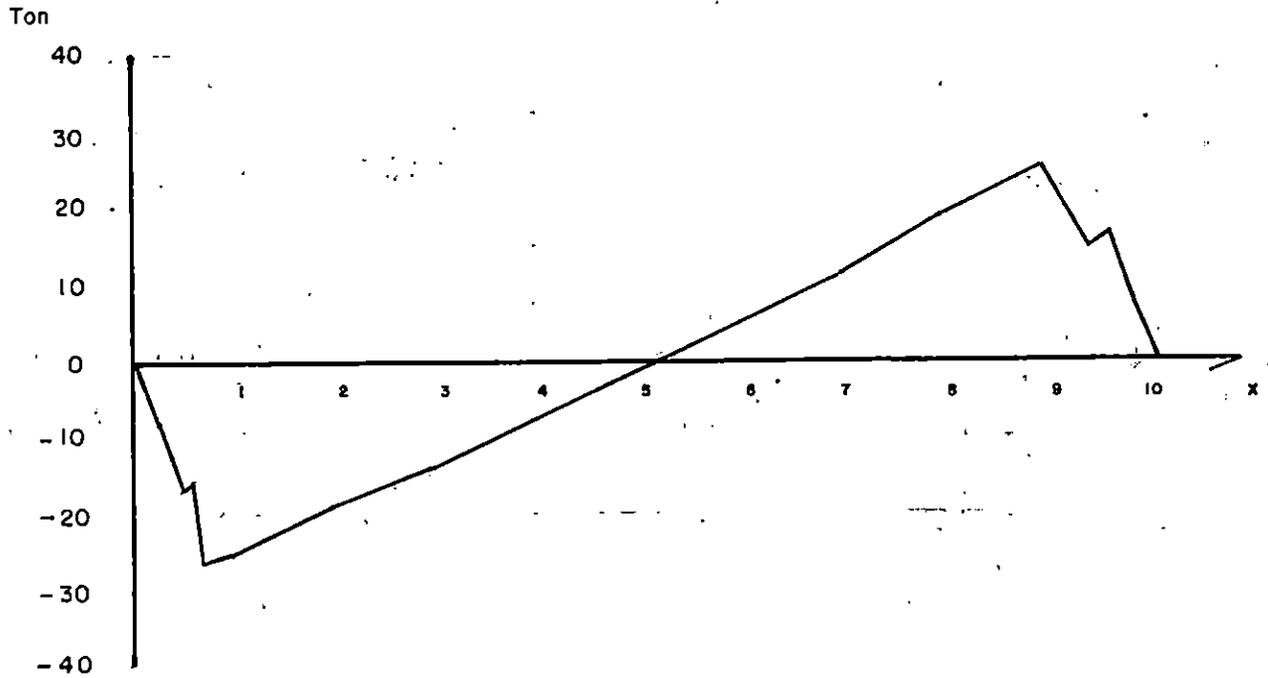


DIAGRAMA DE CORTANTE

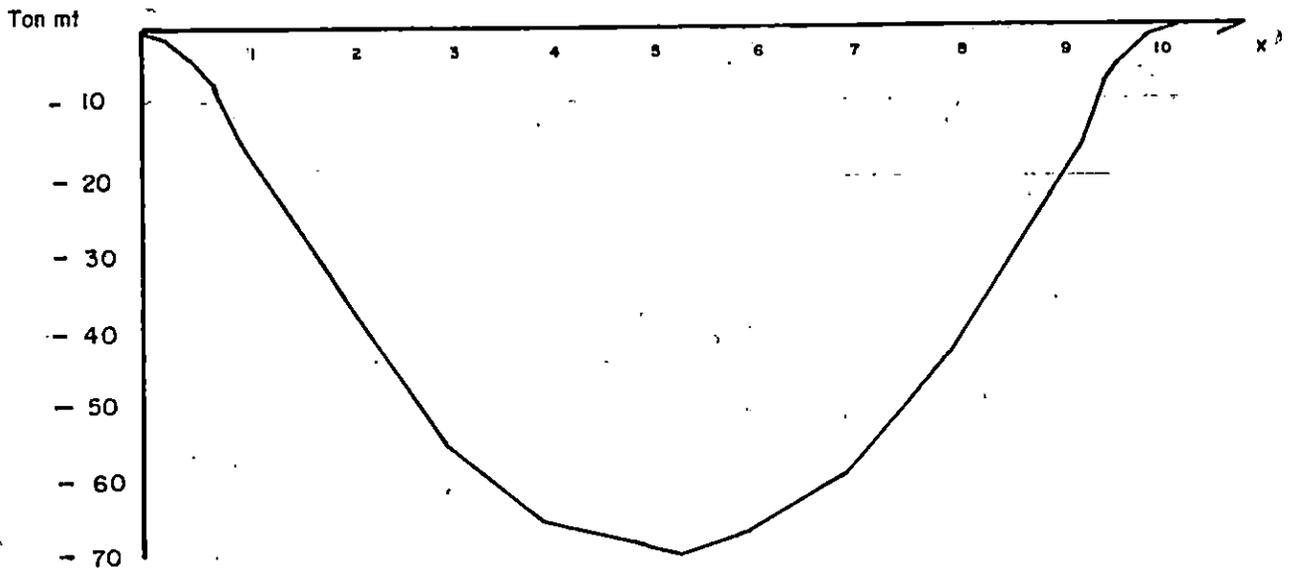


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR

### 7.11.8.5 Revisión por Flexión

Para el diseño del refuerzo a tensión de la zapata se tomará de la tabla 7.11 dos valores de momento flector, en los siguientes puntos

$$a) x=0.6\text{mts} \rightarrow M=-4.273\text{tn-mts}$$

$$b) x=5\text{ mts} \rightarrow M=-69,743\text{tn-mts.}$$

#### 7.11.8.5.1. Area de Acero Necesaria Para ( $M=4.273\text{tn-m}$ )

Para efectuar el cálculo haremos uso de las ecuaciones

$$A_s = \frac{M}{f_s * (d - a/2)} \quad \text{Ec. 7.126}$$

$$a = \frac{A_s * f_s}{0.4 * f_c' * b} \quad \text{Ec. 7.127}$$

Asumiendo "Jd" igual a 61.53cms ( $Jd=d-(a/2)$ )

Evaluando en la ecuación 7.123 tenemos en área igual a:

$$A_s = \frac{4.273\text{tn-m} * 100,000}{1700\text{kg/cm}^2 * 61.53\text{cms}}$$

$$A_s = 4.0053\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = b * d * f_{\text{min}}$$

$$A_{s\text{min}} = 100\text{cm} * 61.71\text{cms} * (14/4200) = 20.57\text{cms}^2$$

Entonces como  $A_{s\text{necesaria}} < A_{s\text{min}}$  rige el área mínima. (Se colocará corrido en la longitud total de la zapata)

### 7.11.8.5.1.1 Detallado de Refuerzo Mínimo

$$S = \frac{A_v * b}{A \text{ necesaria}}$$

S=separación

$A_v$ =área de la varilla

$b$ =Ancho de franja de analisis

$A_{nec}$ =area necesaria

Utilizando varillas NØ8 se tiene: (area nØ8=5.07cms<sup>2</sup>)

$$S = 5.07 \text{cms}^2 * 100 \text{cm} / 20.57 \text{cms}^2$$

$$S = 24.65 \text{cms} = 25 \text{cms} < S_{\text{max}} = 45 \text{cms}$$

Entonces la distribución del refuerzo mínimo sera NØ8@25 cms.

### 7.11.8.5.1.2 Longitud de Desarrollo

Sección 12-10 (ACI-318-89)

### 7.11.8.5.2 Area de Acero Necesaria (M=-69. 781TN-MTS)

a)  $J=0.95$

$$A_s = \frac{69.743 \text{tn-m} * 100,000}{1700 \text{kg/cm}^2 * 0.95 * 61.71 \text{cms}}$$

$$A_s = 69.979 \text{cms}^2$$

$$a = \frac{69.979 \text{ cm}^2 * 1700 \text{ kg/cm}^2}{0.4 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}}$$

$$a = 10.62 \text{ cms}$$

$$d - a/2 = 61.71 \text{ cms} - (10.62/2) \text{ cms}$$

$$d - a/2 = 56.4 \text{ cms} \quad Jd = 0.45 * 61.71 = 58.624 \text{ cms} \quad d - a/2 \neq jd$$

$$A_s = \frac{69.743 \text{ tn-m} * 100,000}{170.00 \text{ kg/cm}^2 * 0.91 * 61.71 \text{ cms}}$$

$$A_s = 73.06 \text{ cms}^2$$

$$a = \frac{73.06 \text{ cms}^2 * 1700 \text{ kg/cm}^2}{0.4 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cms}}$$

$$a = 11.09 \text{ cms} \quad d - a/2 = 56.16 \text{ cms} \quad Jd = 0.91 * 61.71 = 56.15$$

$$Jd = d - a/2$$

$$A_{neta} = 73.06 \text{ cms}^2 - 20.57 \text{ cm}^2 (A_{nec} - A_{min})$$

$$\text{Area necesaria} = 52.49 \text{ cm}^2$$

A continuación se presenta una tabla que relaciona momentos contra áreas necesarias para soportar las sollicitaciones de carga presentadas.

momento (tn-mts)	Area nec (cms <sup>2</sup> )
21.32	20.57
40.97	41.14
69.743	73.06

Tabla 7-12

Como el Area que se ha cubierto es la mínima, entonces se agregará  $20.57 \text{ cms}^2$  mas de área de refuerzo para resistir un momento de  $40.97 \text{ tn-m}$

#### 7.11.8.5.2.1 Detallado de Acero

Nº8

$$S = 5.067 \text{ cms}^2 * 100 \text{ cm} / 20.57 \text{ cms} = 24.63 \text{ cms} = 25 \text{ cms}$$

Nº8@25cms

Hasta el momento solo se ha cubierto un area de refuerzo de  $41.14' \text{ cms}^2$  faltando un área de  $32.5 \text{ cms}$  para cubrir un momento a  $69.734 \text{ tn-m}$ .

Nº 10 @25 cms.

#### 7.11.8.5.2.2 Longitud y Desarrollo

Según la sección 12-10 de ACI-318-89 (longitud de desarrollo para elementos sujetos a flexión) dice:

Art. 12-10-1. El acero de tensión se puede desarrollar doblándolo en el alma para anclarlo o hacerlo continuo con el acero de refuerzo de la cara opuesta del elemento.

Art. 12-10-3 El acero de refuerzo se debe extender mas allá del punto en el que ya no se necesita resistir la flexión a una distancia igual al peralte efectivo del elemento o  $12 \text{ db}$ . la que sea mayor, excepto en los apoyos de claros simples.

Art. 12-10-4 El refuerzo continuo debe tener una longitud de anclaje no menor que la longitud de desarrollo, mas allá del punto donde no se requiere refuerzo por tensión doblado o terminado para resistir la flexión.

#### 7.11.8.6 Refuerzo por Temperatura

Refuerzo por temperatura =  $2.64 \text{ cm}^2/\text{mts}$

Nº3

Separación =  $1.97 \text{ cm}^2 * 100\text{cm} / 2.64 \text{ cm}^2$

Separación =  $26.99\text{cms} = 25 \text{ cms} < 45\text{cms}$

#### 7.11.8.6.1 Detallado

Nº3 @25cms. o si hay dos lechos

Nº3 @ 40cms

## **7.12      Diseño del Encofrado para el Arco**

### **7.12.1      Diseño de Viga Metálica**

#### **7.12.2      Introducción**

El diseño del encofrado para la construcción del arco, estará basado en un sistema mixto, parte metálica y parte de madera. El encofrado se basa en una viga metálica la cual será la base de la estructura, la parte de madera que dará la forma del arco y la parte que soportará el concreto estará conformado por láminas de Ho.

#### **7.12.3      Cargas Actuantes**

A continuación se describen las cargas que actúan en la viga metálica, la cual es la base del encofrado.

##### **7.12.3.1      Carga Muerta**

Estas son aquellas que producen los diferentes elementos del encofrado y el peso del concreto (madera, concreto y el peso de viga metálica).

##### **7.12.3.2      Carga Viva**

Esta es producida en el momento de la construcción del arco y es originada por el peso de los hombre y equip utilizado para su construcción.

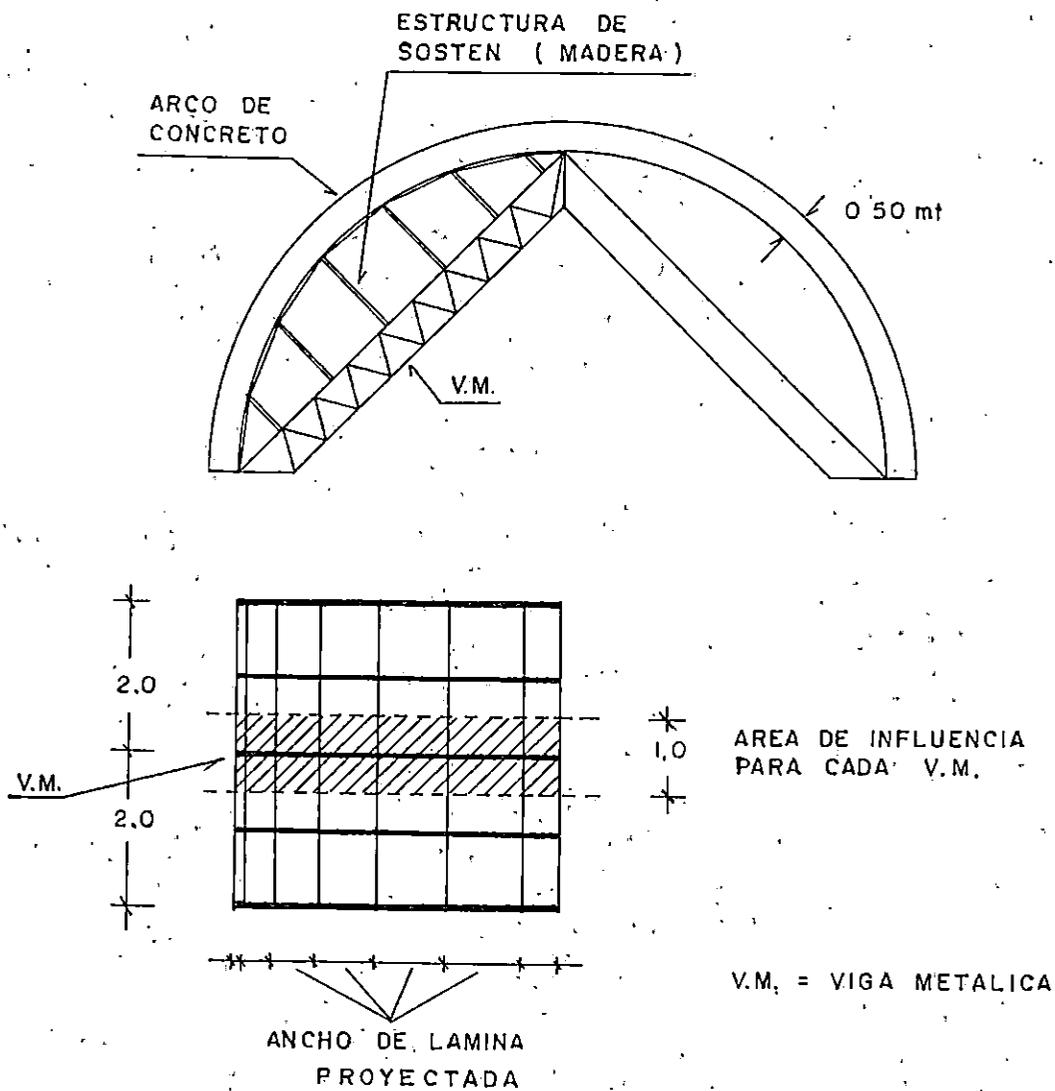
Existe una clasificación de efectos dinámicos según M. J. Ricoubard, esta se presenta a continuación. La cual da un peso de carga viva según el espesor de la estructura a construir:

	Espesores (cm)	Carga (Kg/m <sup>2</sup> )
De	0.00 --- 20.00	100
De	20.00 --- 30.0	150
De	30.00 --- 6.0	200
	Para los espesores superiores a los anteriores	250

#### 7.12.3.3 Propiedades Física de Acero A36

Resistencia a la fluencia . . . . .	36 Kip/plg <sup>2</sup>
Resistencia a la tracción . . . . .	(58-80) Kip/plg <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad . . . . .	2.04 x 10 <sup>6</sup> Kg/cm <sup>2</sup>

## 7.1.2.3.4 Diseño de Viga Metálica



- Cargas actuantes:

$$W_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.50 \text{ m} \times 1.20$$

$$W_{\text{concreto}} = 1440 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{concreto}} = 1.44 \text{ tn}$$

$$W_{\text{madera}} = (671.70 \text{ kg/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 1.68 \text{ m}) / 5.46 \text{ m}$$

$$W_{\text{madera}} = 50.53 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{madera}} = 0.051 \text{ tn/m}$$

- Carga muerta

$$CM = W_{\text{concreto}} + W_{\text{madera}} \quad \text{Ec. 7.139}$$

$$CM = 1200 + 50.53$$

$$CMT = 1250.53 \text{ kg/m}$$

Para tomar un peso (W) estimado de la viga se considerará el 10% de la CM obtenida.

$$W_{\text{vm}} = 1225.05 \times 0.10$$

$$W_{\text{vm}} = 149.10 \text{ kg/m}$$

$$CMT = CM + W_{\text{vm}} \quad \text{Ec. 7.140}$$

$$CMT = 1250.53 + 125.05$$

$$CMT = 1375 \text{ Kg/m}$$

$$CMT \approx 1.3 \text{ T/m}$$

Del reglamento de Diseño Sísmico de El Salvador

- Carga viva

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viga} = \frac{200 \text{ kg/m}^2}{5.96 \text{ m}}$$

$$CV = 33.56 \text{ kg/m}$$

$$Wt = CMt + CV$$

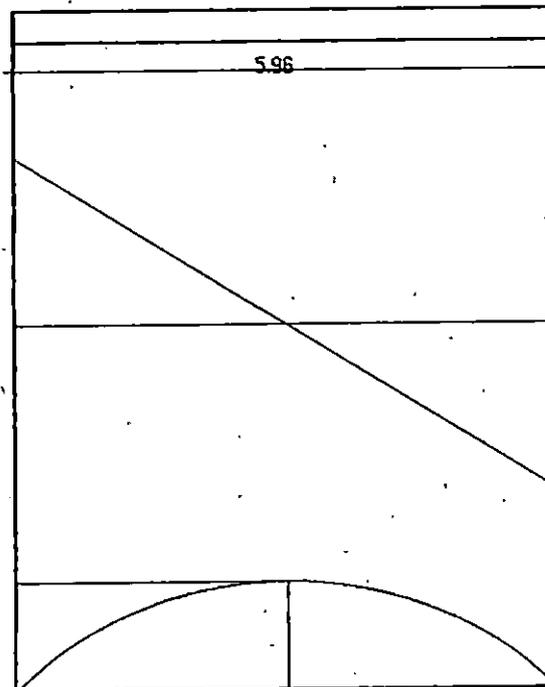
$$Wt = 1640 \text{ Kg/m} + 33.56 \text{ Kg/m}$$

$$Wt = 1673.19 \text{ Kg/m}$$

$$Wt = 1.70 \text{ Tn/m}$$

$$V = \frac{WL}{2} = 5.01$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = 7.55$$



$$V_{\text{máx}} = \frac{WL}{2}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1.70(5.96)}{2}$$

Ec. 7.141

$$V_{\text{máx}} = 5.01 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{máx}} = 5.01 \text{ Ton} \times \frac{2200 \text{ lb}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{1 \text{ Kip}}{1000 \text{ lb}}$$

$$V_{\text{máx}} = 11.02 \text{ KIP}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{WL^2}{8} \quad \text{Ec. 7.142}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{170 (5.96)^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = 7.55 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{máx}} = 7.55 \text{ T-m} \times \frac{1 \text{ Pie}}{0.3048 \text{ m}} \times \frac{200 \text{ lb}}{1 \text{ Ton}} \times \frac{1 \text{ Kip}}{1000 \text{ lb}}$$

$$M_{\text{máx}} = 54.49 \text{ Kip-Pie}$$

$$V_{\text{máx}} = 11.02 \text{ Kip}$$

$$M_{\text{máx}} = 54.49 \text{ Kip/Pie}$$

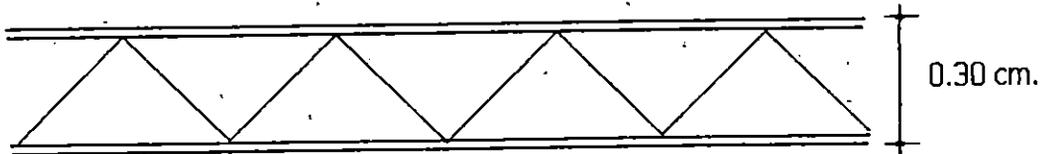
- Para calcular el peralte estimado (h) se considerará los siguientes parámetros.

$$(L/25), \quad (L/20), \quad (L/16)$$

$$h = \frac{5.96}{20} = 0.298$$

$$h \approx 0.30 \approx 11.81 \text{ pulg}$$

- El peralte efectivo (d) está dado por  
 $d = 11.81 - 1.0 = 10.81 \text{ plg.}$



- Cálculo del esfuerzo a tensión y compresión

$$T = C = \frac{M_{\text{máx}}}{d} \quad \text{Ec. 7.143}$$

$$T = \frac{54.49 (12)}{10.81}$$

$$T = 60.49 \text{ Kip}$$

- Cuerda inferior a tensión

Cálculo de la cuantilla de refuerzo

$$A_s = \frac{T}{F_b} \quad \text{Ec. 7.144}$$

Donde:

$$F_b = 0.60 F_y$$

$$F_b = 0.60 (36 \text{ Ksi})$$

$$F_b = 21.6 \text{ Ksi}$$

$$A_s = \frac{60.5}{21.6}$$

$$A_s = 2.80 \text{ plg}^2$$

Con el valor anterior se obtiene de los datos del catálogo del fabricante el tipo de ángulo a utilizar.

Se procede a dividir el valor anterior entre dos para obtener el área del ángulo a utilizar.

$$A_s = \frac{2.80}{2} \text{ Plg}^2$$

$$A_s = 1.40 \text{ Plg}^2$$

Usar: 2  $\sphericalangle$  3" x 3" x 1/4 "

$$A_1 \sphericalangle = 1.399 \text{ plg}^2 \quad A_2 \sphericalangle = 2.798 \text{ plg}^2$$

- Cuerda superior a compresión

Probando con el ángulo obtenido anteriormente.

2  $\sphericalangle$  3" x 3" x 1/4" y el No. 4 @ 60°. El esfuerzo actuante

en la viga será:

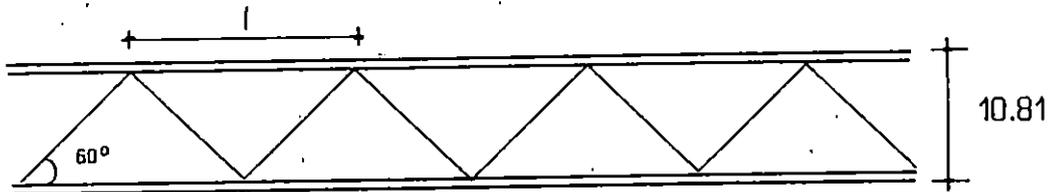
$$F_a = \frac{C}{A}$$

Ec. 7.145

$$F_a = \frac{60.50}{2.50}$$

$$F_a = 21.61 \text{ KSI}$$

- Pándeo Local



Obtener la relación de esbeltez ( $Kl/r$ )

Donde:

$$K = 1.0 \text{ (por simplemente apoyada)}$$

$$l = \frac{d}{\text{sen}\theta} \quad \text{Ec. 7.146}$$

$r =$  (de tablas proporcionadas por el fabricante)

$$l = \frac{10.81}{\text{Sen } 60^\circ}$$

$$l = 12.49 \text{ plg}$$

$$r = 0.933 \text{ plg}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0 (12.48)}{0.933}$$

$$\frac{Kl}{r} = 20.95 \text{ KSI}$$

De la Tabla 1-36 del AISC con un  $F_y = 36 \text{ Ksi}$  y un  $Kl/r \approx 21$  se obtiene el esfuerzo requerido en la estructura ( $f_a$ ) el cual debe ser mayor que el esfuerzo actuante ( $f_a$ ). De no cum-

plirse esto se procederá a probar con otro angular de mayores propiedades geométricas o una viga de mayor peralte.

Entonces:

$$f_a = 20.95 \text{ KSI}$$

Donde:

$$F_a < f_a \text{ No rige}$$

Por lo tanto:

Se propone utilizar una viga de mayor peralte.

El proceso se comienza entonces en calcular el peralte estimado.

- Peralte estimado

$$\frac{1}{16} = \frac{5.96}{16}$$

$$\frac{1}{16} = 0.3725$$

$$\frac{1}{16} \approx 0.40 \text{ m}$$

$$0.40 \text{ m} \times \frac{1 \text{ pie}}{0.3048 \text{ m}} \times \frac{12 \text{ plg}}{1 \text{ pie}} = 15.74 \text{ plg}$$

- Peralte efectivo

$$d = 15.74 - 1.0$$

$$d = 14.74 \text{ plg}$$

- Cálculo de esfuerzo a tensión y compresión

$$T = C = \frac{M_{\text{máx.}}}{d} \quad \text{Ec. 7.143}$$

$$T = \frac{54.49 (2)}{14.74}$$

$$T = 44.36 \text{ Kip}$$

- Cuerda inferior a tensión

Cálculo de la cuantilla de refuerzo

$$A_s = \frac{T}{F_b} \quad \text{Ec. 7.144}$$

Donde:

$$F_b = 0.60 F_p \quad \text{Ec. 7.147}$$

$$F_b = 0.60 (36 \text{ Ksi})$$

$$F_b = 21.6 \text{ Ksi}$$

$$A_s = \frac{44.36}{21.60}$$

$$A_s = 2.05 \text{ plg}^2$$

Con el valor anterior se obtiene de los datos del catálogo del fabricante el tipo de angular a utilizar.

Se procede a dividir el valor anterior entre dos para obtener el área del ángulo a utilizar.

$$As = \frac{2.05}{2} Plg^2$$

$$As = 1.03 Plg^2$$

Usar: 2  $\sphericalangle$  3" x 3" x 3/16 "

$$A1 \sphericalangle = 1.064 plg^2 \quad A2 \sphericalangle = 2.128 plg^2$$

- Cuerda superior a compresión

Probando con el ángulo obtenido anteriormente.

2  $\sphericalangle$  3" x 3" x 3/16" y el No. 4 @ 60°. El esfuerzo

actuante en la viga será:

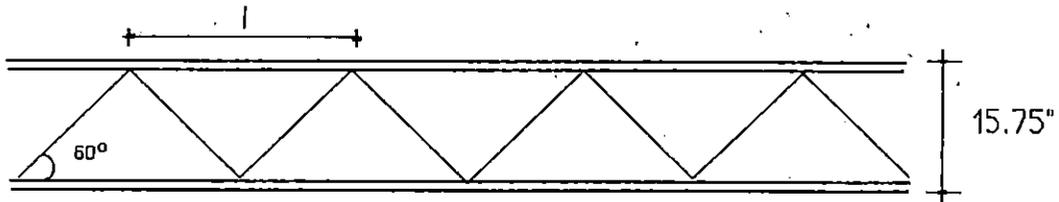
$$Fa = \frac{C}{A}$$

Ec. 7.145

$$Fa = \frac{44.36}{2.128}$$

$$Fa = 2.85 \text{ KSI}$$

- Pandeo Local



Obtener la relación de esbeltez ( $Kl/r$ )

Donde:

$K = 1$  (por simplemente apoyada)

$$l = \frac{d}{\text{sen}\theta}$$

Ec. 7.146

$r =$  (de tablas proporcionadas por el fabricante)

$$l = \frac{14.75}{\text{Sen } 60^\circ}$$

$$l = 17.03 \text{ plg}$$

$$r = 0.958 \text{ plg}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0 (17.03)}{0.958}$$

$$\frac{Kl}{r} = 17.78 \text{ KSI}$$

De la Tabla 1-36 del AISC con un  $F_y = 36 \text{ Ksi}$  y un  $Kl/r \approx 18$  se obtiene el esfuerzo requerido en la estructura ( $F_a$ ) el cual debe ser mayor que el esfuerzo actuante ( $f_a$ ). De no cum-

plirse esto se procederá a probar con otro angular de mayores propiedades geométricas o una viga de peralte.

Entonces:

$$F_a = 20.78 \text{ KSI}$$

Donde:

$$F_a \approx f_a \text{ Rige}$$

- Pandeo total

En esta parte se pretende comprobar si la viga en conjunto está en la capacidad de soportar la carga actuante.

Nota:

De la Fig. 72. se considera que la viga está arriostrada en los puntos donde llegan los cuarterones perpendiculares a ella. La longitud mayor entre cuarterones es de 1.20 m.

$$1.20 \text{ m} \times \frac{1 \text{ pie}}{0.3048 \text{ m}} \times \frac{12 \text{ plg}}{1 \text{ pie}} = 47.24 \text{ plg}$$

El esfuerzo actuante en la viga es:

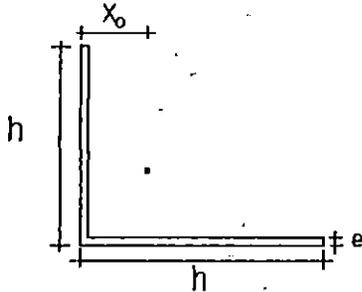
$$F_a = \frac{T}{A}$$

$$F_a = \frac{44.33}{2.13}$$

$$F_a = 20.81 \text{ Ksi}$$

### Cálculo de la relación de esbeltez (Kl/r)

Donde:



$$K = 1.0 \text{ (Por ser simplemente apoyada)}$$

$$L = 1.20 \text{ m} = 47.24 \text{ plg}$$

$$R = \sqrt{\frac{I_{yy}}{2A}} \quad \text{Ec. 7.149}$$

$I_{yy}$  = (Puede ser calculada para una viga "I" o una viga "Cajón")

$I_{yy}$  para viga "I"

$$I_{yy} = I_{yyc} + Ad^2 \quad (d = x_0) \quad \text{Ec. 7.150}$$

$I_{yy}$  para viga "Cajón"

$$I_{yy} = I_{yyc} + Ad^2 \quad (d = h - x_0) \quad \text{Ec. 7.151}$$

Viga "I"

$$I_{yy} = A_{yyc} + Ad^2$$

$$I_{yy} = 2 (0.976 + 1.064(0.819)^2)$$

$$I_{yy} = 3.38 \text{ plg}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{3.38}{2.13}}$$

$$r = 1.26 \text{ plg}$$

$$\frac{KL}{r} = 37.94$$

De la tabla 1-36 del AISC con un  $f_y = 36$  Ksi y un  $KL/r = 37$  se obtiene el esfuerzo requerido de la estructura ( $F_a$ ), el cual debe cumplir la condición de que  $F_a > f_a$ . De no cumplirse esta condición se recomienda utilizar un angular de mayores dimensiones geométricas o una viga de mayor peralte.

$$F_a = 19.40 \text{ KSI}$$

Por lo tanto  $F_a < f_a$  No rige

Para viga "Cajón"

$$I_{yy} = I_{yyc} + Ad^2 \quad d = (h - x_o) \quad \text{Ec. 7.151}$$

$$I_{yy} = 2 (0.976 + 1.064(3-0.819)^2)$$

$$F_{yy} = 12.07 \text{ plg}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{12.07}{2.13}}$$

$$r = 2.38 \text{ plg}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0(47.24)}{2.38}$$

$$\frac{KL}{r} = 19.85$$

De la tabla 1-36

$$F_a = 20.60 \text{ Ksi}$$

Por lo tanto

$$F_a < f_a \text{ No rige}$$

Probar con una viga con peralte mayor

Probando con  $h = 0.50\text{m}$

$$0.50 \text{ m} \times \frac{1 \text{ pie}}{0.3048} \times \frac{12 \text{ plg}}{1 \text{ pie}} = 19.69 \text{ plg}$$

- Peralte efectivo

$$d = 19.69 - 1.0 = 18.69$$

- Esfuerzo a tensión y compresión

$$T = C = \frac{\text{Máx}}{d}$$

Ec. 7.143

$$T = \frac{54.49 (12)}{18.69}$$

$$T = 34.99$$

$$T \approx 35 \text{ Kip}$$

- Cuerda inferior a tensión

$$A_s = \frac{T}{F_b}$$

Ec. 7.144

$$A_s = \frac{35.0}{21.6} \text{ Plg}^2$$

$$A_s = 1.62 \text{ Plg}^2$$

Usar: 2  $\sphericalangle$  2½" x 2½" x 3/16 "

$$A1 \sphericalangle = 0.877$$

$$A2 \sphericalangle = 1.754$$

- Cuerda superior a compresión

Probando con 2  $\sphericalangle$  2½" x 2½" x 3/16 "

$$f_a = \frac{C}{a}$$

Ec. 7.145

$$f_a = \frac{35}{1.75}$$

$$f_a = 19.95 \text{ Ksi}$$

- Pandeo Local

$$\frac{Kl}{r}$$

$$\text{Donde: } K = 1.0$$

$$l = \frac{18.69}{\text{Sen } 60^\circ} = 21.58$$

$$r = 0.827 \text{ plg}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0(21.58)}{0.827}$$

$$F_a = 20.22 \text{ KSI}$$

$$F_a > f_a \text{ Rige}$$

- Pandeo total

$$\frac{Kl}{r}$$

Donde:

$$K = 1.0$$

$$l = 1.20$$

$$r = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}}$$

Ec. 7.149

- Para viga I

$$I_{yy} = (0.599 + 0.877*(0.695)^2) \quad \text{Ec. 7.150}$$

$$I_{yy} = 2.05 \text{ plg}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{2.05}{1.754}}$$

$$r = 1.08 \text{ plg}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0(47-24)}{1.08}$$

$$\frac{Kl}{r} = 43.74$$

$$F_a = 16.86 \text{ Ksi}$$

Por tanto

$$F_a < f_a \text{ No rige}$$

Para viga "Cajón"

$$I_{yy} = 2 (0.599 + 0.877(2.5-0.695)^2) \quad \text{Ec. 7.151}$$

$$I_{yy} = 6.91 \text{ plg}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{6.91}{1.754}}$$

$$r = 1.98 \text{ plg}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0(47.24)}{1.98}$$

$$\frac{KL}{r} = 23.86$$

$$F_a = 20.35 \text{ Ksi}$$

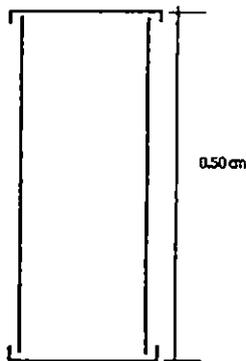
Por lo tanto

$$F_a > f_a \text{ Rige}$$

### Cálculo de Celosía

El valor de cortante que esta actuando es  $V = 11.02 \text{ Kip}$

Viga propuesta:



$$4 \angle 2\frac{1}{2}'' \times 2\frac{1}{2}'' \times 3/16''$$

Celosía 2 # 4 @ 60°

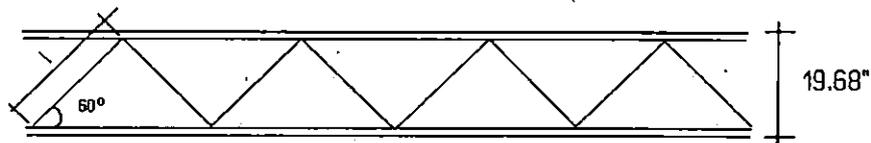
El esfuerzo actuante en la celosía esta dado por la expresión siguiente:

$$f_a = \frac{V}{\frac{\text{sen}\theta}{A_{cel}}}$$

Ec. 7.152

$$f_a = \frac{11.20 / \text{sen } 60^\circ}{2(0.196)}$$

$$f_a = 32.40 \text{ Ksi}$$



$K_1$

$r$

Donde :  $K = 1.0$

$$l = \frac{d}{\text{sen}\theta} \quad \text{Ec. 7.146}$$

$$r = \frac{\phi v}{4} \quad \text{Ec. 7.153}$$

$$l = \frac{18.69}{\text{Sen } 60^\circ}$$

$$l = 21.58 \text{ plg}$$

$$r = \frac{\frac{1}{2}}{4} = 1/8 \text{ plg}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 (21.58)}{1/8}$$

$$\frac{KL}{r} = 172.65$$

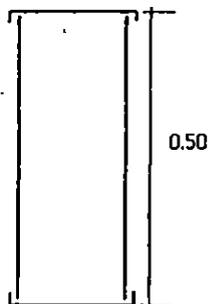
$$F_a = 4.99 \text{ KSI}$$

Por tanto:

$$F_a < f_a \text{ No rige}$$

Se recomienda usar una varilla de diámetro mayor

Del resultado anterior se sugiere utilizar una varilla de diámetro mayor por lo que se propone probar con una de  $\phi = 3/4"$



$$4 \triangleleft 2\frac{1}{2}" \times 2\frac{1}{2}" \times 3/16"$$

Celosía 2 # 4 @ 60°

$$f_a = \frac{11.02 / \text{sen } 60^\circ}{2 (0.442)}$$

$$f_a = 14.39 \text{ Ksi}$$

$$\frac{KL}{r}$$

$$k = 1.0$$

$$l = \frac{18.69}{\text{Sen } 60^\circ} = 21.58$$

$$r = \frac{3/4}{4} = 3/16$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0(21.58)}{3/16}$$

$$\frac{KL}{r} = 115.09$$

$$F_a = 10.99 \text{ KSI}$$

Por tanto

$$F_a < f_a$$

El cálculo anterior refleja que el cortante que esta actuando es bastante grande por lo que se sugiere utilizar celosía de angular

#### Diseño de Celosía con Angular

Proponiendo 2  $\angle$  1½" x 1½" x 1/8" @ 60°

$$A1 \angle = 0.344 \quad A2 \angle = 0.688$$

$$f_a = \frac{11.02/\text{sen } 60^\circ}{2(0.344)}$$

$$f_a = 18.50 \text{ Ksi}$$

$$\frac{KL}{r}$$

Donde

$$K = 1.0$$

$$L = 21.58$$

$$r = 0.465 \text{ (propuesto por el fabricante)}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0(21.58)}{0.465}$$

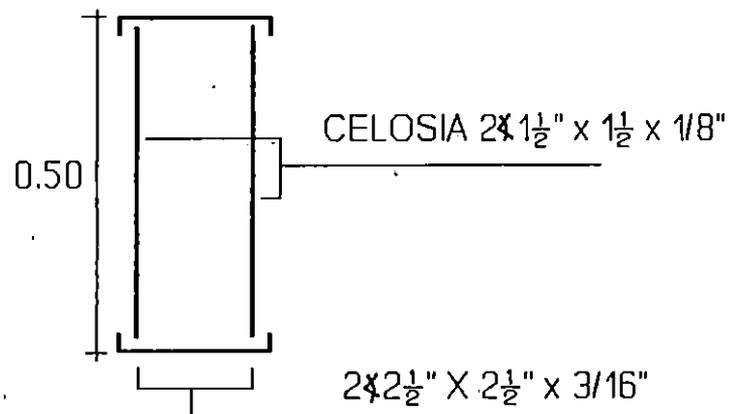
$$\frac{KL}{r} = 46.41$$

$$F_a = 18.70 \text{ KSI}$$

$$F_a > f_a \text{ Rige}$$

**Solución:**

**La viga a utilizar es:**



## 7.13. Diseño de Obra Falsa (Obra Provisional)

### 7.13.1 Introducción

Generalmente las estructuras de sostén, incluyendo los encofrados son construidas con madera, puesto que facilita tanto el armado como el desarmado.

A diferencia de otros materiales utilizados en la construcción, la madera no es un material trabajado, sino orgánico, que generalmente se usa en estado natural.

A continuación se presenta el análisis y el diseño de una estructura de sostén para el montaje de piezas de lámina de hierro, para conformar un arco de concreto armado, tal estructura consta principalmente de elementos tales como: cuarterones y costaneras sometidas a esfuerzos flexionantes y a carga axial respectivamente.

### 7.13.2 Objetivos

Para la obra falsa mostrada en la Fig 7, se analizará, diseñará y detallará lo siguiente:

- a) Elementos de madera que conforman las cuerdas superiores
- b) Elementos de madera soportando cargas axiales (puntales)
- c) Uniones entre elementos

### 7.13.3 Consideraciones de Cargas

Las cargas que soportará la estructura de madera, son aquellas cargas típicas más comunes en problemas de ingeniería, siendo las cargas concentradas  $P$  (kg) y cargas uniformemente distribuidas  $W$  (kg/mt).

Se aplica el término de carga muerta al peso mismo de los materiales de construcción: peso del concreto reforzado, peso de la madera. La carga viva está compuesta específicamente por el peso debido al proceso de montaje. Concluyendo que la carga total a soportar la obra, es igual, a la suma de las cargas muertas y vivas.

$$C_{TOTAL} = CV + CM \quad \text{Ec. 7.154}$$

Donde:

$CV =$  Carga Viva (Ton/m)

$CM =$  Carga Muerta (Ton/m)

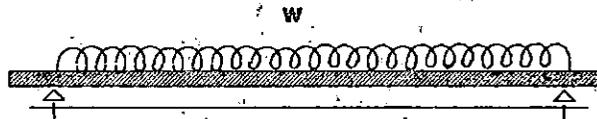
### 7.13.4 Diseño de Cuerda Superior

Para diseñar este tipo de miembro; se aplicará la teoría de las vigas de madera.

Una viga es un miembro estructural que está sujeto a cargas transversales. Por lo general, las cargas actúan en

ángulo recto al eje longitudinal de la viga. Al compararlas con otros miembros estructurales, las cargas sobre una viga, así como el peso de la viga, tiende a flexionar en vez de alargar o acortar el miembro.

La consideración a tomar para el diseño, es de tomar el elemento como una viga simple, la cual descansa en un apoyo en cada extremo.



Donde:

$W$  = Carga uniformemente distribuida

$l$  = Claro libre entre apoyos

### Procedimiento para el Diseño

1. El primer paso en el diseño de una viga es el cálculo de las cargas a soportar la viga.
2. Hacer el diagrama en el que aparezcan las magnitudes de las cargas y sus posiciones en la viga.
3. Determinar por cálculos las dimensiones de una sección

transversal en la que no exceda el esfuerzo permisible en la fibra extrema (Diseño por resistencia a la flexión).

4. Investigar, si el esfuerzo cortante permisible no se ha excedido.
5. Si los esfuerzos cortantes son excesivos, será necesario emplear una sección mayor.
6. Verificar, si la flecha no excede el límite prescrito.

**Formulas empleadas:**

- Momento Máximo ( $M_{máx}$ )

$$M_{máx} = \frac{Wl^2}{8} \quad \text{Ec. 7.155}$$

Donde  $W$  = Carga uniformemente distribuida  
 $l$  = Claro

- Módulo de Sección ( $S$ )

$$S = \frac{M_{máx}}{f_m} \quad \text{Ec. 7.156}$$

Donde  $f_m$  = Esfuerzo a la flexión de la madera

- Peralte del Miembro ( $h$ )

$$h = \sqrt{\frac{6S}{b}}$$

Ec. 7.157

Donde  $b$  = Ancho de la sección transversal de la viga

- Esfuerzo cortante máximo ( $\Gamma$  máx)

$$V_{\text{máx}} = \frac{Wl}{2}$$

Ec. 7.158

$$\Gamma_{\text{máx}} = \frac{3 V_{\text{máx}}}{2bh}$$

Ec. 7.159

Donde:  $V_{\text{máx}}$  = Fuerza cortante máxima

- Flecha ( $\delta$  máx)

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{5Wl^4}{384EI}$$

Ec. 7.160

Donde:  $E$  = módulo de elasticidad de la madera

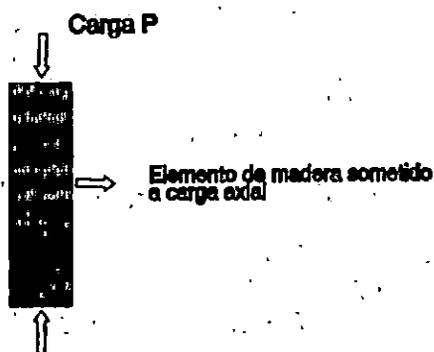
$I$  = Momento de Inercia

### 7.13.5 Diseño de Puntales o Columnas de Madera

El tipo de columnas de madera que se usa con frecuencia es la columna sólida sencilla, consiste en una sola pieza de madera, de sección transversal rectangular.

### Carga Permisibles en Columnas

Las cargas en las columnas de madera son paralelas a la dirección de la veta o hilo.



### Procedimiento para el Diseño de un Miembro a Compresión

1. Determinar la carga  $P$ , a la que estará sometida la columna de madera.
2. Definir la longitud libre del miembro.
3. Asumir las dimensiones de una sección transversal del miembro de madera, y determinar su área  $A$ .
4. A partir del conocimiento de la geometría de la sección transversal, se determinará el momento de inercia  $I$  y el radio de giro  $r$ .

5. Evaluar el esfuerzo de trabajo  $f_a$ .
6. Evaluar el esfuerzo crítico a compresión  $F_{cr}$ .
7. Mediante el esfuerzo de compresión crítico  $F_{cr}$ , se logra chequear que no sea excedido por el esfuerzo de trabajo  $f_a$ .
8. Si es excedido, se inicia el procedimiento a partir del numeral 3.

**Formulas Empleadas:**

- Esfuerzo de trabajo ( $f_a$ )

$$f_a = \frac{P}{A} \quad \text{Donde } P = \text{Carga axial} \quad \text{Ec. 7.161}$$

$A =$  Area transversal del miembro

- Esfuerzo crítico a compresión ( $F_{cr}$ )

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2} \quad \text{Ec. 7.162}$$

Donde:  $\pi$  = Constante 3.1416

$E$  = Módulo de elasticidad de la madera

$l$  = Longitud libre de elemento

$r$  = radio de giro  $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

- Radio de giro ( $r$ )

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

Ec. 7.163

Donde  $I$  = Momento de inercia

$A$  = Area transversal del miembro

- Momento de Inercia ( $I$ )

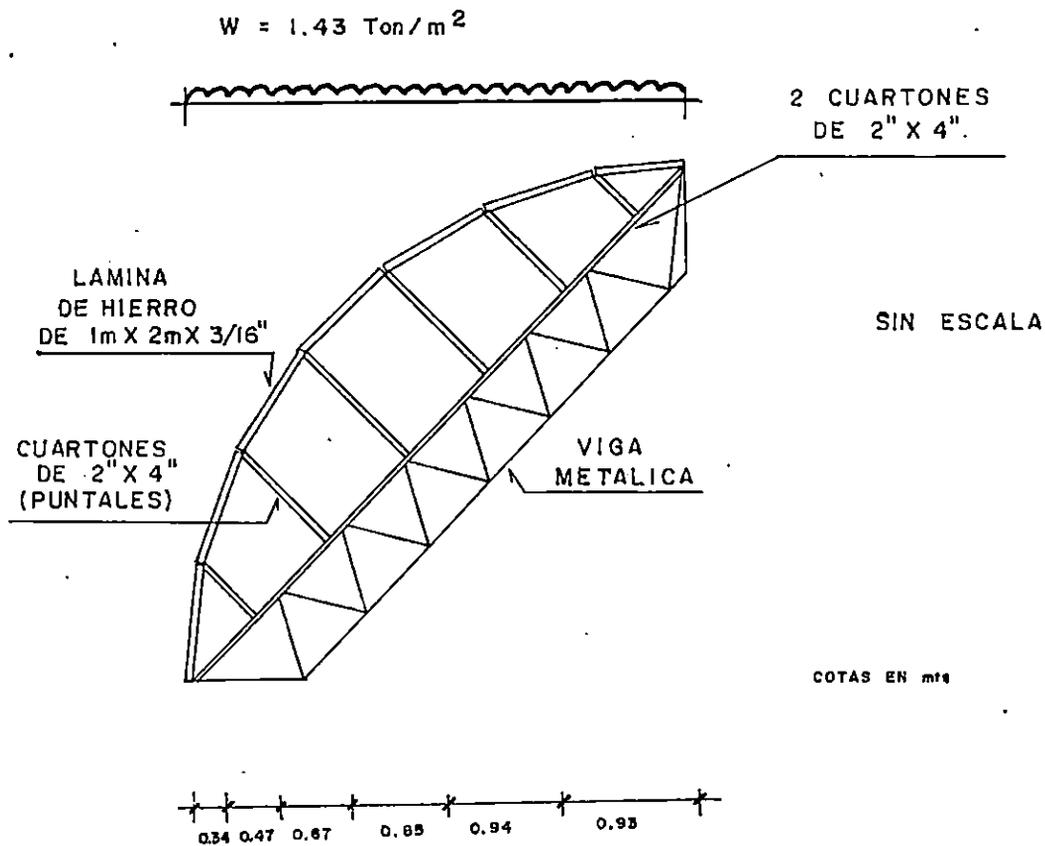
$$I = \frac{1}{12} bh^3$$

Donde  $b$  = ancho del miembro

$h$  = Peralte del miembro

Ec. 7.164

## 7.13.6 Características de la Obra Falsa



## - Características geométricas

- \* Longitud de puntales            Máx: 1.20 mt  
  Min: 0.35 mt
- \* Longitud de cuerdas superiores: 1.00 mt
- \* Longitud de cuerdas inferiores Máx: 1.00 mt  
  Min: 0.40 mt
- \* Longitud total de obra:            5.96 mt

## \* Datos Técnicos

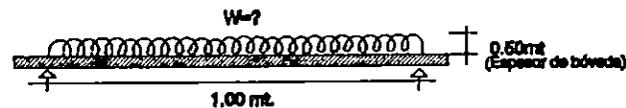
Módulo de elasticidad  $E = 65000 \text{ kg/cm}^2$ Peso del concreto  $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso de la madera  $\gamma_m = 671.7 \text{ kg/m}^3$ 

## 7.13.6.1 Diseño de Viga de Madera

## Análisis de carga

## A) Carga Muerta

Se analizará la cuerda superior que se encuentre en posición más horizontal, tomando el elemento



Peso del concreto =  $\gamma_c \times \text{espesor de bóveda} \times \text{ancho area de influencia de la carga } W$

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.5 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 1,200 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peso de madera} &= \gamma_m \times \text{espesor de cartón} \times \text{ancho area de} \\
 &\quad \text{influencia} \\
 &= 671.7 \text{ kg/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \\
 &= 161.04 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

Peso de lámina de

$$\begin{aligned}
 \text{hierro} &= \gamma_s \times \text{Espesor (3/16")} \times \text{ancho de area de} \\
 &\quad \text{influencia} \\
 &= 241.15 \text{ Kg/m}^3 \times 0.005 \text{ m} \times 1 \text{ m} \\
 &= 1.2 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

Peso de marco de

$$\begin{aligned}
 \text{angulares} &= \text{Longitud} \times (\text{kg/m}) \\
 2" \times 2" \times 3/16" &= 6 \text{ m} \times 3.47 \text{ kg/m} = 20.82 \text{ kg} \\
 1\frac{1}{2}" \times 1\frac{1}{2}" \times 3/16" &= 3 \text{ m} \times 2.44 \text{ Kg/m} = 7.32 \text{ kg} \\
 \text{Peso} &= \frac{28.14 \text{ Kg}}{2 \text{ m}} = 14.07 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Carga muerta total} &= 1200 + 161.04 + 1.2 + 14.07 \\
 &= 1376 \text{ Kg/m} \\
 &= 1.376 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

## B) Carga Viva

Según el espesor de la estructura se da un valor de carga viva:

Espesor de la estructura (bóveda)  $t=0.50$  mt C.V. ( $\text{Kg}/\text{m}^2$ )

$$0.30 \leq t \leq 0.60 \quad 200$$

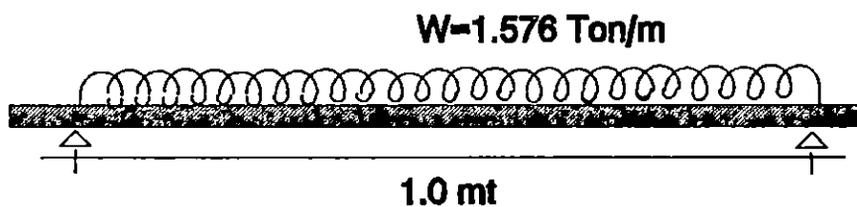
Carga viva a lo largo de elemento:

$$\frac{200 \text{ kg}/\text{m}^2}{1.0 \text{ m}} = 200 \text{ kg}/\text{m} = 0.2 \text{ Ton}/\text{m}$$

Carga Total

$$\begin{aligned} W &= \text{CM} + \text{CV} = 1.376 \text{ Ton}/\text{m} + 0.20 \text{ Ton}/\text{m} \\ &= 1.576 \text{ Ton}/\text{m} \end{aligned}$$

Evaluación



\* Momento máximo

$$M_{\text{máx}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{1430 \text{ kg}/\text{m} \times (1.0)^2 \text{ m}^2}{8}$$

$$M_{\text{máx}} = 178.75 \text{ Kg-m}$$

$$S = 492.5 \text{ cm}^3$$

$$S = 492.5 \text{ cm}^3$$

\* Peralte

Asumiendo  $b = 2" = 5.08 \text{ cm}$

$$h = \sqrt{\frac{6S}{b}} = 24.118 \text{ cm}$$

Ec. 7.157

\* Area Necesaria de Madera

$$A_{nec} = 24.118 \times 5.08 \text{ cm}$$

$$A_{nec} = 9.49" \times 2"$$

Revisión por Cortante ( $\Gamma_{\text{máx}}$ )

$$\text{Fórmula: } V_{\text{máx}} = \frac{Wl}{2}$$

Ec. 7.158

$$\Gamma_{\text{máx}} = \frac{3 V_{\text{máx}}}{2bh}$$

Ec. 7.159

Esfuerzo Cortante Permisible  $\Gamma_{\text{permisible}} = 10 \text{ kg/cm}^2$

$$V_{\text{máx}} = \frac{1576 \text{ kg/m} \times 1.0 \text{ m}}{2} = 788.0 \text{ kg}$$

$$\Gamma_{\text{máx}} = \frac{3(788.0 \text{ kg})}{2(22.97 \times 5.08) \text{ cm}^2} = 9.64 \text{ kg/cm}^2$$

$\Gamma_{\text{máx}} < \Gamma_{\text{permisible}}$  cumple

### Revisión por Deflexión ( $\delta$ máx)

$$\delta_{\text{máx}} \text{ permisible} = 0.3 \text{ cm}$$

$$I = (bh^3)/12 = \frac{10.16(11.485)^3}{12} = 1282.6 \text{ cm}^2$$

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{.5 Wl^4}{384 EI} = \frac{5(1430 \text{ kg/m})(1.0 \text{ m})^4}{384 (65000 \text{ kg/cm}^2)(1282.6 \text{ cm}^4)}$$

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{71.50 \text{ kg m}^3}{3.2 \times 10^{10} \text{ kg cm}^2} = 2.0 \times 10^{-7} \text{ cm}$$

$\delta_{\text{máx}} < \delta$  máx permisible. Cumple

### Resumen

Para los elementos de la obra falsa, sometidos a flexión se propone la siguientes área:

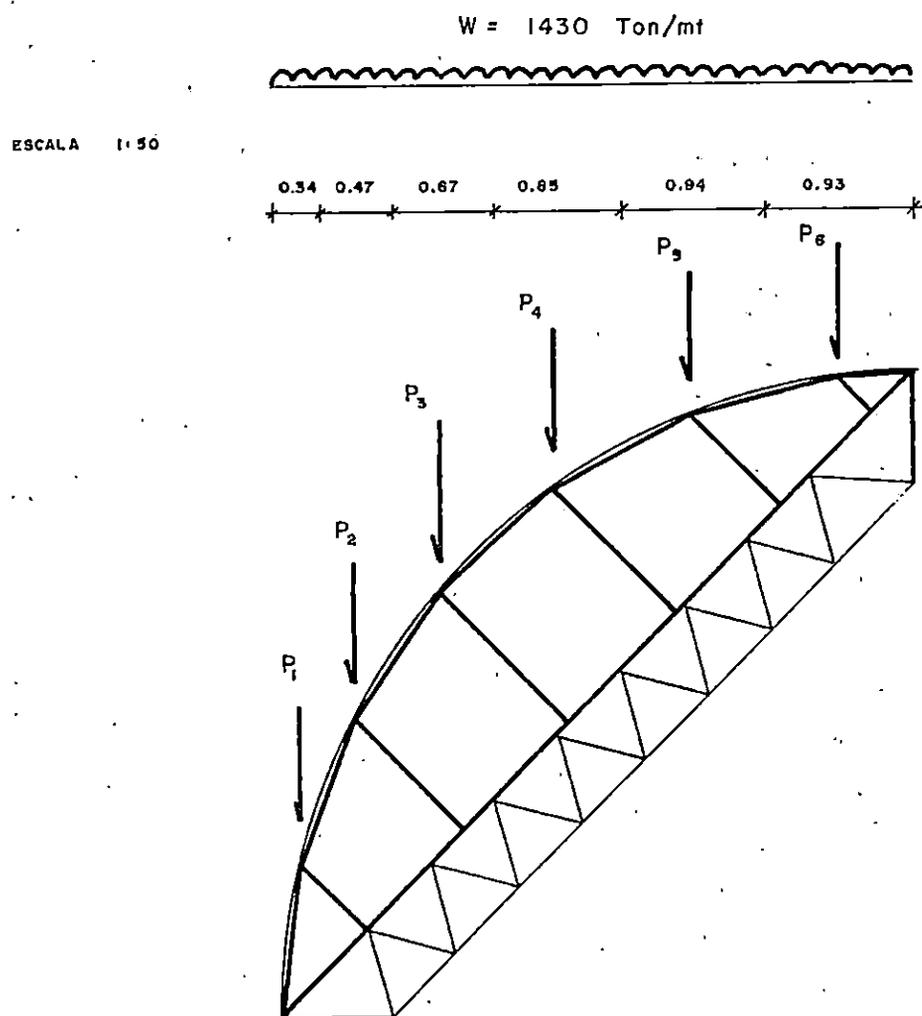
$$A = 22.97 \times 5.08 \text{ cm}^2$$

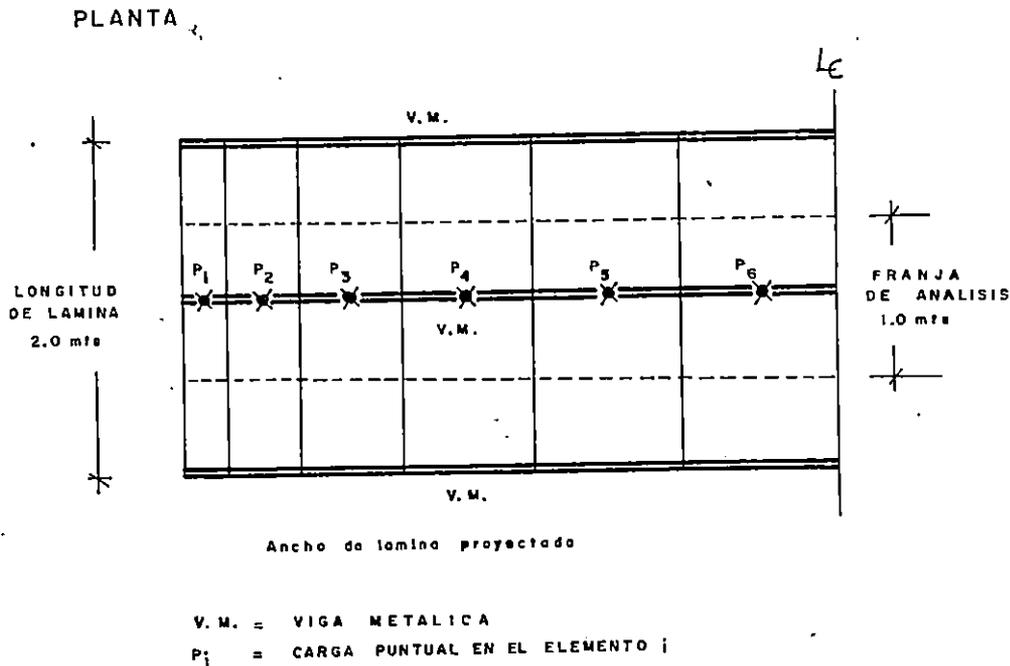
$$A = 9.04'' \times 2''$$

## 7.13.6.2 Diseño de Puntales

## Análisis de Carga

En el esquema mostrado, se presenta las cargas a las que estará sometido cada puntal.





Para evaluar las cargas puntales, se toma inicialmente las cargas uniformemente distribuida limitada por una área de influencia. Utilizando la carga total  $W = 1430 \text{ kg/m}$ , determinada anteriormente y multiplicada por el ancho del área de influencia se logra determinar la carga puntual  $P$ , actuando en cada puntual.

$$W = 1576 \text{ kg/m}$$

$$P_1 = 1576 \text{ kg/m} \times 0.34 \text{ m} = 535.84 \text{ Kg}$$

$$P_2 = 1576 \text{ kg/m} \times 0.47 \text{ m} = 740.72 \text{ Kg}$$

$$P_3 = 1576 \text{ kg/m} \times 0.67 \text{ m} = 1055.92 \text{ Kg}$$

$$P_4 = 1576 \text{ kg/m} \times 0.85 \text{ m} = 1339.60 \text{ Kg}$$

$$P_5 = 1576 \text{ kg/m} \times 0.94 \text{ m} = 1481.44 \text{ Kg}$$

$$P_6 = 1576 \text{ kg/m} \times 0.93 \text{ m} = 1465.68 \text{ Kg}$$

Debe de notarse que la estructura tiene una posición diferente a la horizontal, por estar colocado en la parte superior de la viga macomber, la cual esta inclinada a  $45^\circ$  respecto a la horizontal.

De acuerdo a lo anterior, debemos descomponer la carga puntual  $P_i$  en sus respectivos componentes con asignación  $P_{ia}$  y  $P_{ib}$ .

#### Componente de Carga

Las componentes a evaluar son las que actúan axialmente a los puntales.

$$P_{1a} = P_1 \text{ Sen } \alpha = 535.84 \text{ Sen } 45^\circ = 378.89 \text{ kg}$$

$$P_{2a} = P_2 \text{ Sen } \alpha = 740.72 \text{ Sen } 45^\circ = 523.77 \text{ kg}$$

$$P_{3a} = P_3 \text{ Sen } \alpha = 1055.92 \text{ Sen } 45^\circ = 746.65 \text{ kg}$$

$$P_{4a} = P_4 \text{ Sen } \alpha = 1339.60 \text{ Sen } 45^\circ = 947.94 \text{ kg}$$

$$P_{5a} = P_5 \text{ Sen } \alpha = 1481.44 \text{ Sen } 45^\circ = 1047.54 \text{ kg}$$

$$P_{6a} = P_6 \text{ Sen } \alpha = 1465.68 \text{ Sen } 45^\circ = 1036.39 \text{ kg}$$

#### Longitud de Puntales

$$l_1 = 0.58 \text{ mt}$$

$$l_2 = 1.05 \text{ mt}$$

$$l_3 = 1.25 \text{ mt}$$

$$l_4 = 1.10 \text{ mt}$$

$$l_5 = 0.95 \text{ mt}$$

$$l_6 = 0.40 \text{ mt}$$

### Esfuerzos de Trabajo $f_a$ y Esfuerzo Crítico $F_{cr}$

- Propiedad de la madera :

$$\text{Módulo de elasticidad } E = 65000 \text{ kg/cm}^2$$

- Propiedades geométricas

$$\text{Inercia } I = 1/12 bh^3 \quad \text{Ec. 7.164}$$

$$\text{Radio de giro } r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Ec. 7.163}$$

El primer paso es asumir una area transversal

$$A = b \times h$$

$$b = 2" = 5.08 \text{ cm}$$

$$h = 2" = 5.08 \text{ cm}$$

$$A = 25.8 \text{ cm}^2$$

Momento Inercia

$$I = 1/12 bh^3 = 1/12 (5.08)(5.08)^3 \quad \text{Ec. 7.164}$$

$$I = 55.5 \text{ cm}^4$$

Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{55.5}{25.8}}$$

Ec. 7.163

$$r = 1.47 \text{ cm}$$

Se realizará el chequeo a la comprensión de la madera, en los puntales de la obra falsa, debemos notar, que si al menos un puntal no cumple la condición:  $f_a < F_{cr}$ , se deberá asumir una área transversal del elemento mayor.

Elemento 1

$$P_1 = 378.89 \text{ Kgs}$$

$$l_1 = 58.0 \text{ cm}$$

$$I = 55.5 \text{ cm}^4$$

$$r = 1.47 \text{ cm}$$

$$A = 25.8 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo de Trabajo

$$f_{a_1} = \frac{P_1}{A} = \frac{378.89}{25.8} \quad \text{Ec. 7.161}$$

$$f_{a_1} = 14.68 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Crítico

$$F_{cr} = \pi^2 E / (l/r)^2 \quad \text{Ec. 7.162}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 (65000 \text{ kg/cm}^2)}{(58 \text{ cm} / 1.47 \text{ cm})^2}$$

$$F_{cr} = 412.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_{a_1} < F_{cr}$  Por lo tanto cumple

**Elemento 2**

$$P_2 = 523.77 \text{ Kgs}$$

$$l_2 = 105 \text{ cm}$$

$$I = 55.5 \text{ cm}^4$$

$$r = 1.47 \text{ cm}$$

$$A = 25.8 \text{ cm}^2$$

**Esfuerzo de Trabajo**

$$fa_2 = \frac{P_2}{A} = \frac{523.77}{25.8} \quad \text{Ec. 7.161}$$

$$fa_2 = 20.30 \text{ Kg/cm}^2$$

**Esfuerzo Crítico**

$$Fcr = \pi^2 E / (l/r)^2 \quad \text{Ec. 7.162}$$

$$Fcr = \frac{\pi^2 (65000 \text{ kg/cm}^2)}{(105 \text{ cm} / 1.47 \text{ cm})^2}$$

$$Fcr = 125.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$fa_2 < Fcr$  Por lo tanto cumple

**Elemento 3**

$$P_3 = 746.65 \text{ Kgs}$$

$$l_3 = 125 \text{ cm}$$

$$I = 55.5 \text{ cm}^4$$

$$r = 1.47 \text{ cm}$$

$$A = 25.8 \text{ cm}^2$$

**Esfuerzo de Trabajo**

$$fa_3 = \frac{P_3}{A} = \frac{746.65 \text{ kg}}{25.8 \text{ cm}^2} \quad \text{Ec. 7.161}$$

$$fa_3 = 28.94 \text{ m}^2$$

**Esfuerzo Crítico**

$$Fcr = \pi^2 E / (l/r)^2 \quad \text{Ec. 7.162}$$

$$Fcr = \frac{\pi^2 (65000 \text{ kg/cm}^2)}{(125 \text{ cm} / 1.47 \text{ cm})^2}$$

$$Fcr = 88.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$fa_3 < Fcr$  Por lo tanto cumple

**Elemento 4**

$$P_4 = 947.24 \text{ Kgs}$$

$$l_4 = 110.0 \text{ cm}$$

$$I = 55.5 \text{ cm}^4$$

$$r = 1.47 \text{ cm}$$

$$A = 25.8 \text{ cm}^2$$

**Esfuerzo de Trabajo**

$$fa_4 = \frac{P_4}{A} = \frac{927.24 \text{ kg}}{25.8 \text{ cm}^2} \quad \text{Ec. 7.161}$$

$$fa_4 = 36.71 \text{ Kg/cm}^2$$

**Esfuerzo Crítico**

$$Fcr = \pi^2 E / (l/r)^2 \quad \text{Ec. 7.162}$$

$$Fcr = \frac{\pi^2 (65000 \text{ kg/cm}^2)}{(110 \text{ cm} / 1.47 \text{ cm})^2}$$

$$Fcr = 114.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$fa_4 < Fcr$  Por lo tanto cumple

**Elemento 5**

$$P_5 = 1047.54 \text{ kg}$$

$$l_5 = 95.0 \text{ cm}$$

$$I = 55.5 \text{ cm}^4$$

$$r = 1.47 \text{ cm}$$

$$A = 25.8 \text{ cm}^2$$

**Esfuerzo de Trabajo**

$$fa_5 = \frac{P_5}{A} = \frac{1047.54}{25.8} \quad \text{Ec. 7.161}$$

$$fa_5 = 40.60 \text{ Kg/cm}^2$$

**Esfuerzo Crítico**

$$Fcr = \pi^2 E / (l/r)^2 \quad \text{Ec. 7.162}$$

$$Fcr = \frac{\pi^2 (6500 \text{ kg/cm}^2)}{(95 \text{ cm} / 1.47 \text{ cm})^2}$$

$$Fcr = 153.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fa_5 < F_{cr} \quad \text{Por lo tanto cumple}$$

### Elemento 6

$$P_6 = 1036.39 \text{ kg}$$

$$l_6 = 40 \text{ cm}$$

$$I = 55.5 \text{ cm}^4$$

$$r = 1.47 \text{ cm}$$

$$A = 25.8 \text{ cm}^2$$

### Esfuerzo de Trabajo

$$fa_6 = \frac{P_6}{A} = \frac{1036.39}{25.8} \quad \text{Ec. 7.161}$$

$$fa_6 = 40.17 \text{ Kg/cm}^2$$

### Esfuerzo Crítico

$$F_{cr} = \pi^2 E / (l/r)^2 \quad \text{Ec. 7.162}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 (6500 \text{ kg/cm}^2)}{(40 \text{ cm} / 1.47 \text{ cm})^2}$$

$$F_{cr} = 866.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fa_6 < F_{cr} \quad \text{Por lo tanto cumple}$$

Luego de revisar por comprensión los puntales se concluye que estos tendrán un dimensionamiento igual a:

Dimensiones necesarias = 2" x 2"

Dimensiones a utilizar 2 x 4", proporcionando mayor resistencia a la armadura

## 7.14 Diseño de Caja de Conexión ó Bóveda Cajón

### Introducción

Se entenderá como bóveda cajón, sólo aquella sección de forma cuadrada o rectangular, ya que también puede analizarse

formas geométricas como las que se asemejan a un elipsoide, o la formada por secciones circulares combinadas con secciones elípticas. Cabe mencionar que en el presente trabajo se estudiarán solamente bóvedas trapezoidales debido a la extensión del tema, y debido a que esta forma es la que se adecua a las necesidades del proyecto presentado.

Este tipo de geometría ofrece la ventaja, ante las bóvedas con superestructura circular o parabólica de poder acomodarse a espesores de relleno bajos (menores de 1 mt), o incluso poder llegar a tener su losa superior expuesta al tráfico, sin embargo, en el presente trabajo se estudiarán un relleno máximo de 2 mts.

Este tipo de estructura, se considerará en el estudio, como una sección biarticulada y discontinua en las uniones de la losa con las paredes laterales (muros de piedra); y así no se le transmitirá momento al muro de mampostería de piedra.

Las partes de la que consta la bóveda cajón son:

- a) Losa superior
- b) Paredes laterales (muro de piedra)
- c) Losa inferior

## 7.14.2 Cargas

### 7.14.2.1 Introducción

Los tipos de carga que pueda estar sometida una estructura, son las presentadas por la norma 3.22 de AASHTO.

El diseño de la bóveda se hace para soportar el peso de la tierra, su peso propio y la carga viva si el relleno es pequeño, para determinar las cargas anteriores, deberán considerarse el espesor del relleno, al tipo de pavimento y las cargas de tráfico que puedan existir.

El análisis que se presenta a continuación, pretende ser una guía general en la consideración de cargas debido a que las características de los tipos de suelos, los métodos de construcción, los tipos estructurales de las bóvedas y las condiciones de carga viva, varían para cada caso en particular.

### 7.14.2.2 Combinación de Cargas

La combinación de cargas a que se vera sometida la bóveda esta definida por el grupo X (correspondiente a bóvedas), presentados en la tabla 3.22-1A de las normas AASHTO, en la cual se establece que la combinación de cargas será:

$$X = 1.0 (\beta_D \times D + \beta_L \times L + \beta_E \times E) \quad \text{Ec. 7.165}$$

Donde los coeficientes correspondiente al método de esfuerzos permisibles, son:

$$\beta_{D_s} = 1.0$$

$$\beta_L = 1.0$$

$$\beta_E = 1.0$$

#### 7.14.2.3 Carga Muerta

La contribución del peso propio "D" de cada una de las partes de la bóveda (losa superior, paredes, losa inferior) es considerada en el método de análisis estructural de forma separada al de las cargas de tierra "E". Esta consideración responde específicamente a la metodología desarrollada por la PCA (Portland Cement Association) para el análisis estructural de bóvedas.

Como un procedimiento, para el cálculo del peso del conducto, se asume un espesor de  $t = L/12$

#### 7.14.2.4 Carga Viva

##### 7.14.2.4.1 Transmisión de Carga Viva a través del Relleno

Para el cálculo de las cargas vivas "L" es necesario primero determinar que tan significativo es el efecto de esta carga sobre la estructura. Para pavimentos rígidos (losas de concreto), la distribución de las cargas de rueda actúa

sobre grandes áreas, consecuentemente la intensidad de presión transmitida a la losa superior, es menor comparada con la transmisión en pavimentos flexibles (carpeta asfáltica).

La transmisión de carga viva a través del relleno sobre la bóveda cajón, estará analizada según la sección 6.4 de las normas AASHTO.

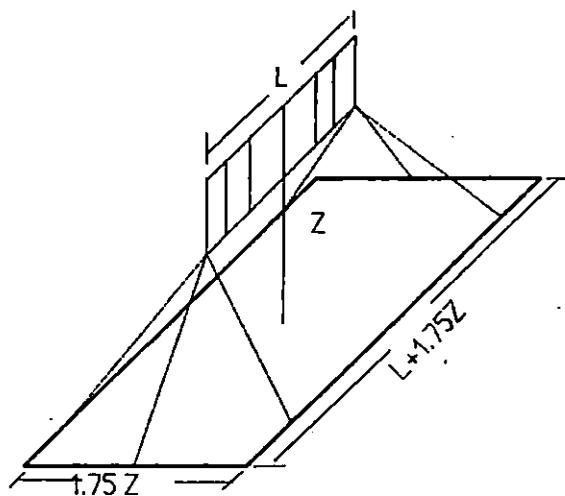
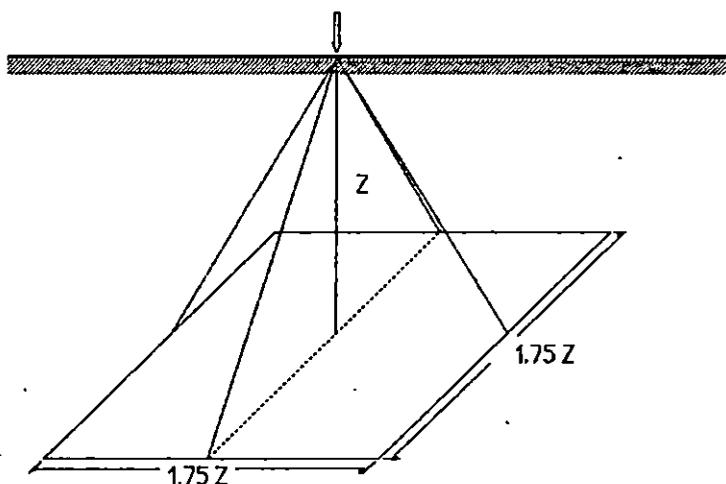
Cuando el espesor del relleno es mayor de 2 pies (0.61 m) las cargas concentradas generan presiones sobre un área cuyos lados son iguales a 1.75 veces la profundidad del relleno (2) (Fig. 2). Cuando se traslapan tales áreas provenientes de varias cargas concentradas, la presión deberá considerarse actuando sobre un área definida por los límites externos de las áreas individuales, como se muestra en la Fig. 3 (AASHTO 6-4-2).

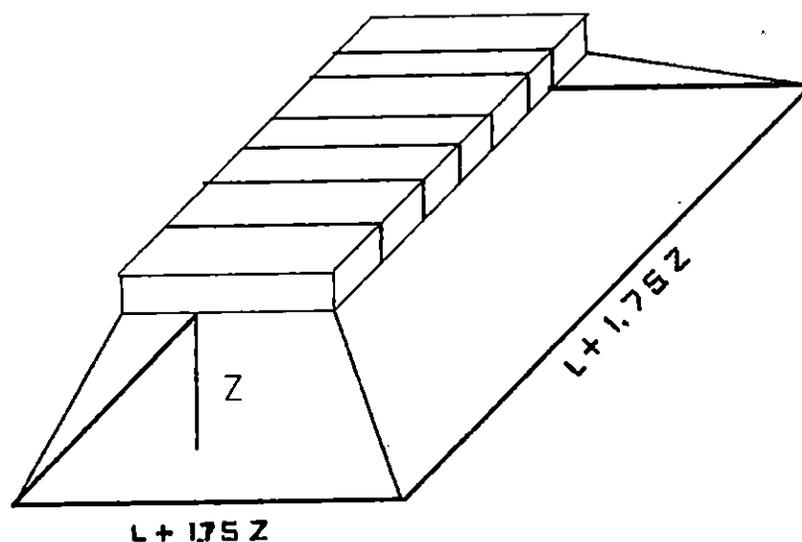
En el caso de cargas distribuidas por unidad de área, la presión se considera actuando sobre una área cuyos lados tendrán una longitud igual a la de la carga más  $1.75xZ$ , en ambas direcciones, Fig. 4

Para claros simples, el efecto de la carga viva puede ser despreciado cuando el espesor del relleno excede 8' (2.5 mt) y mayor que el claro de caja. Para claros múltiples se podrán despreciar cuando el espesor del relleno exceda la distancia

rostro a rostro entre los soportes o paredes (AASHTO 6-4-2).

De lo anterior puede notarse que la intensidad de la presión transmitida disminuye rápidamente en la medida en que el espesor del relleno sobre la bóveda se incrementa.





#### 7.14.2.4.2 Consideraciones para Carga-Viva

Los tipos de camiones estandar y carriles de carga utilizados en el diseño, son los proporcionados por las normas AASHTO. El camión que se utilizará para el cálculo de carga viva será el H-15.

Para encontrar las presiones sobre la losa superior de la caja debidas a carga viva, para el presente estudio se analizará un carril de tráfico, porque la longitud de la caja es de 3.05 mts.

Para el caso de carriles de carga se hará un análisis en el cual el carril de carga linealmente distribuido para un ancho de 3.05 mts (10') (480 lb/pie para H-15-44 es transformado en una carga por unidad de área, al dividir los 480

lb/pie entre el ancho de carril de tráfico (10 pies), el valor de la resultantes será ( 1 ton= 2,000 lbs).

$$\frac{480 \text{ lb/pie}}{10 \text{ pies}} = 48 \text{ lb/pie}^2 \text{ (0.2583 Tn/mt}^2\text{)}$$

De igual manera, la carga concentrada Pc ó Pm se transformará a una carga distribuida por unidad de longitud al dividirla entre 3.05 mts (10') ancho del carril de carga.

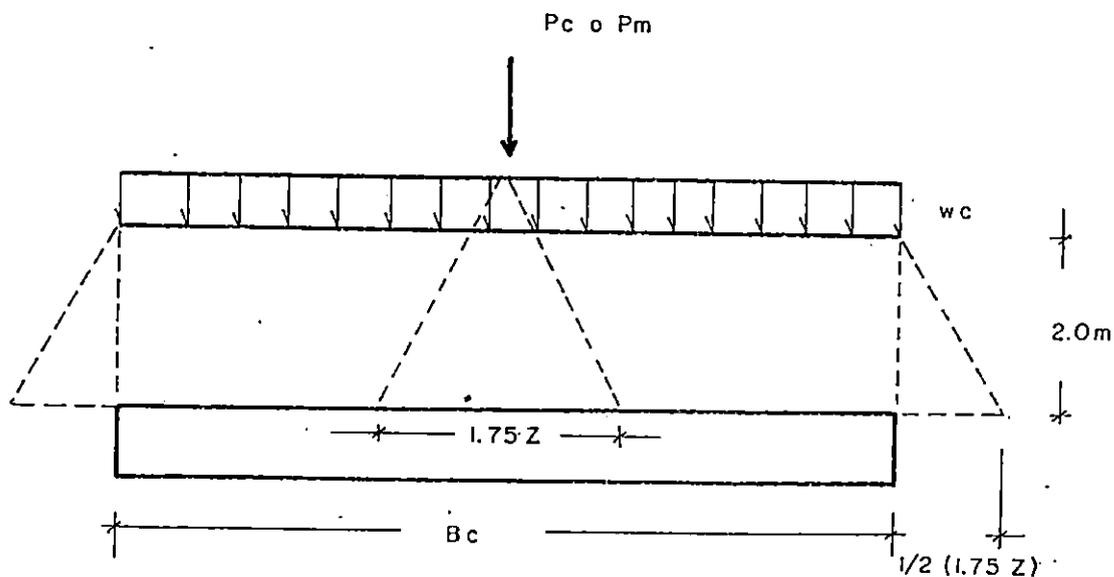
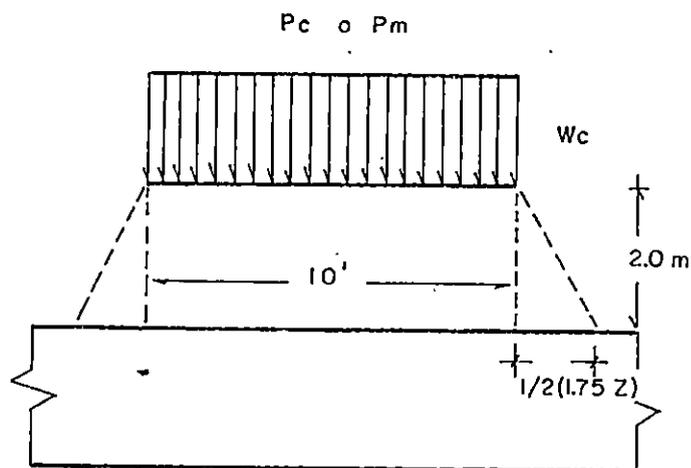
$$P_c = 19,500 \text{ lbs}/10 \text{ pies} = 19.50 \text{ lb/pie de ancho} = (3.2 \text{ Tn/mt})$$

$$P_m = 13,500 \text{ Lbs}/10 \text{ pies} = 1350 \text{ lbs/pie de ancho} = (2.2146 \text{ Tn/mt})$$

Como un carril de carga corresponde a un tren de camiones desplazándose sobre una carretera, su longitud no esta definida, por ello, el criterio de seleccionar que este actúa en un ancho Bc, es porque corresponde a la longitud menor en que pueden considerarse que actúa la carga distribuida para cubrir todo el claro de la bóveda. El área en que actúa esta carga por unidad de superficie, tendrá las dimensiones definidas por el ancho exterior de la bóveda (Bc) y por el ancho de carril del tráfico (10 pies) como puede observarse en la figura.

Cuando se tienen bóvedas de dos o tres celdas, las

consideraciones de carga viva podrían incluir dos o tres ejes del tipo de camión que se considere. Debe recordarse que la distancia entre el eje delantero y el intermedio es de 14'; y la distancia entre el eje intermedio y el trasero es variable, pero se considera a mayor de 14 pies.



Se tomarán los tres ejes sobre la bóveda cuando estos esten separados 14 pies entre ellos. Partiendo de la distribución de carga viva que presenta AASHTO, el ancho de las áreas de transmisión se traslapara cuando  $1.75*Z$  sea igual o mayor que 14 pies. Este valor se alcanza cuando el espesor de relleno (2.44) es igual a 8 pies.

#### 7.14.2.4.3. Distribución de la Carga sobre la Losa Superior

La presión generada por la carga viva según el método de distribución de carga por rueda a través del relleno de tierra, debe distribuirse por pie lineal del eje longitudinal de la bóveda, para ello, en el caso de que el ancho de influencia sea mayor que  $B_c$  ( $1.75*Z > B_c$ ), la presión de influencia multiplicará por el ancho ( $B_c$ ). En caso contrario ( $1.75*Z < B_c$ ), la presión se multiplicará por el ancho de influencia ( $1.75*Z$ ).

La carga viva genera una distribución uniforme lineal de carga que se sitúa en el eje longitudinal de la bóveda.

#### 7.14.2.4.4 Carga de Impacto

Según la norma AASHTO en su sección 3.8 deberá considerarse un factor de impacto para incrementar la carga viva ( $L$ ), en función del espesor de relleno que tenga sobre la bóveda. Cuando este factor es mayor de 3 pies, ya no se considera.

El factor de impacto varía de la siguiente manera:

- a) de 0' a 1'0"            I = 30%
- b) De 1'1" a 2'0"        I = 20%
- c) De 2'1" a 2'11"       I = 10%

#### 7.14.2.5 Presión de Tierra

Para el análisis del efecto producido por la presión de tierra (E), debe considerarse tanto la presión vertical como la presión lateral producida por el material de relleno.

Estas presiones, para el diseño, se calcularán haciendo uso del peso específico de un fluido equivalente, que consiste en considerar la masa de suelo como un líquido con el peso específico recomendado por las normas AASHTO en la sección 6.2.1, que se refiere directamente a bóvedas cajón. Los valores de pesos específicos que presenta la AASHTO son:

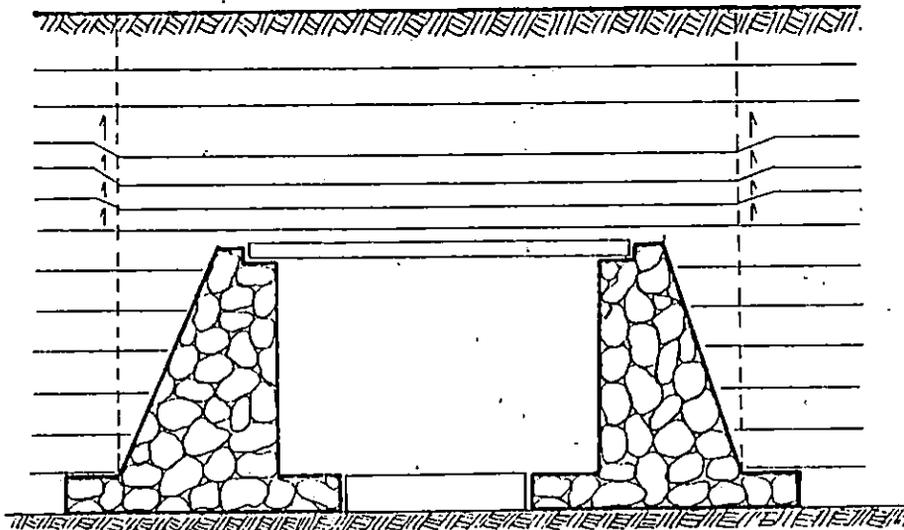
- 1) Para presión vertical de tierra  $W_v = 120 \text{ Lb/pie}^3$   
Para presión lateral de tierra  $W_l = 30 \text{ lb/pie}^3$
- 2) Para presión vertical de tierra  $W_v = 120 \text{ Lb/pie}^3$   
Para presión lateral de tierra  $W_l = 60 \text{ Lb/pie}^3$

Si se utiliza el caso (1), se considera la mitad del peso específico para presión lateral que si se utiliza el caso (2).

Para el caso de la presión vertical, la carga debida al peso del suelo, se distribuye uniformemente sobre un plano horizontal tangente a la losa superior del cajón, para presiones laterales, la distribución es sobre un plano vertical tangente a las paredes de la bóveda.

#### 7.14.2.5.1 Presión Vertical

Si se considera que el estrato soportante en la base de la bóveda es deformable, por el fenómeno de arqueado del suelo, se generan fuerzas de fricción actuando en dirección ascendente en los límites laterales de la columna de relleno (Ver fig. 5); este efecto reducirá la carga sobre la losa superior de la bóveda; ya que las fuerzas de fricción contrarrestan parte del peso de la columna de suelo. Por otra parte, si la bóveda se apoya sobre pilotes o si es mayor la compactación del relleno adyacente a la columna de tierra directamente sobre la bóveda, Las fuerzas de fricción que se generan incrementan la carga vertical  $R$ , en tal caso las fuerzas cortantes llevan dirección contraria a la mostrada en la Fig. 5.



FUERZAS DE FRICCIÓN, ARQUEO DEL SUELO

La teoría Marston, llamada así por su originador, el profesor Anson Marston, expone que la resultante de la carga vertical "R" producida por el relleno de tierra se considera en dos partes: el peso de la columna de relleno directamente por encima de la bóveda y las fuerzas de fricción actuando ya sea hacia arriba o hacia abajo en los lados de la columna.

Cuando no existe diferencia de asentamiento entre la columna y sus lados adyacentes la presión resultante es igual al peso de la columna directamente por encima de la bóveda.

El efecto del arqueado no se considera cuando el espesor del relleno es menor que el ancho externo de la bóveda.

Según esta teoría, para incluir el efecto del arqueado recomienda utilizar el 70% del peso específico del suelo. En el caso de que las fuerzas de fricción incrementen el peso del relleno, se debe utilizar las siguientes expresiones:

$$R = 0.7 \times Bc \times (1.92Z - 0.87 Bc) \text{ para } Z > 1.7 Bc \text{ Ec. 7.166}$$

$$R = 1.81 \times Wv \times Bc^2 \times (e^q - 1) \text{ para } Z < 1.7 Bc \text{ Ec. 7.167}$$

Donde:

$$q = 0.375 * Z / Bc$$

e = Base logaritmo natural

Para efectos de estudio, se considera la bóveda sobre terreno compactado cuidadosamente preparado o un bien compactado material granular; el relleno adyacente colocado en capas uniformes iguales a ambos lados. En este caso para generar la carga vertical "R", sobre la losa superior de la bóveda debida al relleno de tierra, la teoría de Marston propone la Ec-4

$$R = W_v \cdot Z \cdot B_c$$

Ec. 7.168

De la expresión anterior, se observa que se distribuye la carga vertical en dirección al eje longitudinal de la bóveda al multiplicar la expresión generada debida al relleno ( $W_v \times Z$ ) por el ancho  $B_c$  de la bóveda.

#### 7.14.2.5.2 Presión Lateral

La presión lateral ocasionada por el relleno de tierra (E), puede ser de dos tipos: Activa y Pasiva.

La Presión Activa, resulta de la fuerza que ejercería una cuña deslizante de tierra, sobre las paredes laterales de alguna estructura de retención. La presión pasiva es inducida por el movimiento de una estructura contra el relleno adyacente.

La teoría de Rankine establece un coeficiente de presiones activas ( $K_a$ ) que relaciona la presión lateral con la presión vertical, por medio de sus pesos específicos, así:

$$W1 = K_a \times W_v$$

Ec. 7.169

La presión lateral generada sobre la estructura por el relleno de tierra, puede dividirse en dos áreas de distribución, una rectangular uniformemente distribuida de magnitud igual a la presión del suelo en la losa superior que esta determinada por la siguiente expresión.

$$F = W1 \times Z$$

Ec. 7.170

La otra área es de distribución triangular de presión por pie de elevación de la pared y por pie de longitud de la bóveda, que se calcula como el incremento unitario de la presión.

$$TR = W1 \times 1.0$$

Ec. 7.171

### 7.14.3 Método de Diseño

El diseño de la losa superior se hace considerando que esta se encuentra sometida a combinación de cortante y momento flexionante.

El método utilizado para realizar el diseño de las secciones críticas que se presentan en este capítulo. Se basa en los esfuerzos de trabajo, en el cual se somete los materiales de diseño a los máximos esfuerzos permisibles.

Los esfuerzos a los que se verán sometidos los materiales, no deberán ser mayores que los presentados por las normas AASHTO en su sección 8.15 considerando un acero grado 60 y un concreto  $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$  (3000 PSI).

- 1) Esfuerzo de tensión (Grado 60) =  $f_s = 1700 \text{ kg/cm}^2$
- 2) Esfuerzo en fibra extrema del concreto a compresión  
( $0.4 \times f_c'$ )  $f_c' = 112 \text{ kg/cm}^2$
- 3) Esfuerzo cortante unitario no debe exceder  $1.8 \times \sqrt{(f_c')}$   
Para claros de una celda no necesita ser menor que:  
 $1.4 \sqrt{(f_c')} \dots \dots \dots x = 6.22 \text{ lb/plg}^2$
- 4) Relación modular ( $n = E_s/E_c$ )  $\dots \dots \dots n=10$

#### 7.14.4 Diseño de Concreto Reforzado

Las expresiones utilizadas por PCA para el diseño de concreto reforzado, que se presentan.

Para una sección de concreto reforzado sometida a flexión (Fig. 6).

$$C = \frac{1}{2} * K * d * f_c * b \quad \text{Ec. 7.172}$$

$$M = C * j * d \quad \text{Ec. 7.173}$$

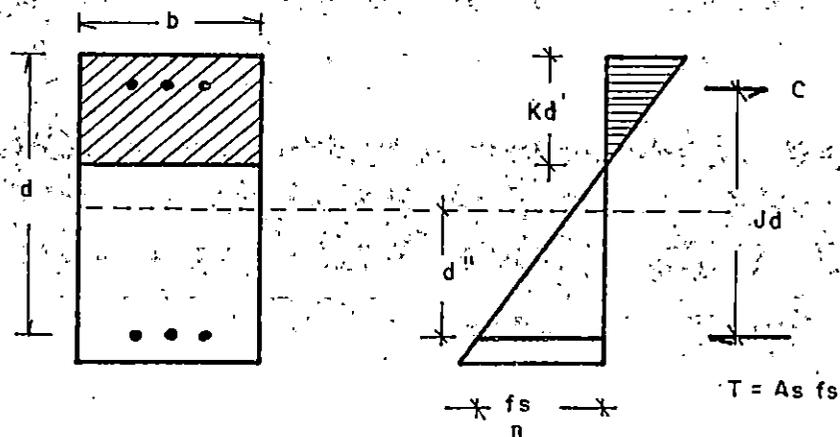
$$G = \frac{1}{2} * k * j * f_c \quad \text{Ec. 7.174}$$

$$M = G * b * d^2 \quad \text{Ec. 7.175}$$

Despejando el valor de del peralte efectivo de la sección analizada, se obtiene:

$$d = \sqrt{\frac{M}{G * b}} \quad \text{Ec. 7.176}$$

Luego, el área de refuerzo se puede calcular si se igualan la fuerza de tensión "T" a la fuerza de compresión C:



$$C = T$$

$$T = A_s * f_s$$

$$C = M / J * d$$

$$A_s * f_s = M / (j * d)$$

$$A_s = M / Cj * d * f_s$$

De la figura 6(a,b) se observa:

$$j * d = d - 1/3 (kd)$$

$$j = 1 - k/3 \quad \text{Ec. 7.178}$$

Un diseño conservador asume tradicionalmente el valor de  $j = 7/8 = 0.875$ ; el valor de "k" resulta de despejar la ecuación Ec. 7.178

$$k = (1-j) * 3$$

$$k = (1-0.875) * 3$$

$$k = 0.375$$

Para el cálculo de "G", se utilizará el  $fc'$  máximo permisible igual a  $0.4 fc'$

$$G = \frac{1}{2} * k * j * fc$$

$$G = \frac{1}{2} * 0.375 * 0.875 * 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 18.375 \text{ kg'/cm}^2$$

A continuación se presentan las expresiones desarrolladas por la PCA para un diseño en el cual, tanto la fibra extrema en compresión como el refuerzo han llegado a los esfuerzos permisibles  $0.4 * fc'$  y  $fs = 0.66 * fy$ , respectivamente.

Diseño balanceado para el caso de flexión simple sin refuerzo en compresión (concreto y acero llevados a límites de esfuerzos de trabajo).

$$d(\text{cm}) = \sqrt{\frac{M}{G * b}} \quad \text{Ec. 7.179}$$

$$As(\text{cm}^2) = \frac{M}{f_s * j * \bar{d}} \quad \text{Ec. 7.180}$$

#### 7.14.5 Detalles de Diseño

Las secciones más críticas para bóvedas enterradas se dan generalmente en el centro del claro de la losa superior.

Como se menciona anteriormente, la bóveda se considera discontinua, lo que origina que los momentos positivos al centro de la losa superior, que son mayores que en una losa empotrada.

Se deberán entonces proveer refuerzo para momento positivo en la cara inferior de la losa. Esta losa estará sometida a grandes fuerzas cortantes originadas por las cargas verticales, despreciándose generalmente la carga axial que pudiere soportar por las cargas laterales. El espesor mínimo de concreto se establecerá como aquel necesario para resistir el momento positivo en el centro del claro, o por requerimientos de cortantes en losas.

Según el ACI-318-89 (10-5-1) el porcentaje de refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión es:

$$\rho_{\min} = 14/f_y \quad \text{Ec. 7.181}$$

$$A_{\min} = \rho_{\min} \times b \times d \quad \text{Ec. 7.182}$$

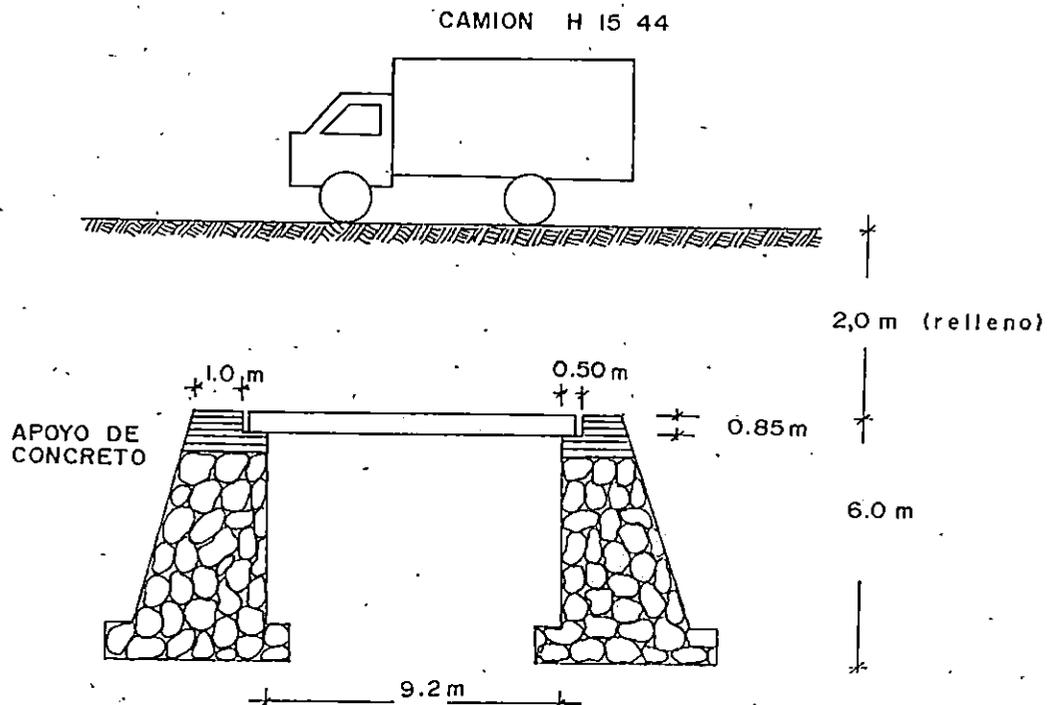
El refuerzo por contracción y temperatura debe ser al menos 1/8" de pulg<sup>2</sup> por pie en cada sección (AASHTO 8.2)

El recubrimiento del acero de refuerzo según AASHTO 8.22 es 3 pulgada para el concreto expuesto directa y permanentemente a la tierra y de 2 pulgadas para el refuerzo primario cuando este expuesto al clima y al paso del agua.

#### 7.14.6 Cálculo Numérico (1o. Extremo)

##### 1.14.6.1 Parámetros Físicos de Diseño

$$\begin{aligned} L(\text{claro libre}) &= 9.2 \text{ mts} \\ H(\text{altura}) &= 6.0 \text{ mts} \\ Z(\text{relleno}) &= 2.0 \text{ mts} \\ t(\text{epesor}) &= L/12 = 0.85 \text{ mts y} \end{aligned}$$



Longitud de claro a emplear para el cálculo de acciones internas es de 9.7 mts.

#### 7.14.6.2 Análisis de Cargas

##### 7.14.6.2.1 Carga de tierra (vertical)

$$R = \gamma_s * Z * 1 \text{ mt}$$

$$R = 1.6 \text{ tn/m}^3 * 2 \text{ mt} * 10.2 \text{ mts}$$

$$R = 36.42 \text{ tn/mt}$$

##### 7.14.6.2.2 La Carga de Impacto se Desprecia por lo Mencionado en el Art. 1.2.4

##### 7.14.6.2.3 Carga Muerta

$$D = 2.4 \text{ tn/mt}^3 * 0.85 \text{ mt} * 10.2 \text{ m} = 20.808 \text{ tn/mts}$$

##### 7.14.6.2.4 Carga Viva

A continuación se procederá a probar las combinaciones mencionadas en AASHTO. Las diferentes combinaciones de carga viva se identificarán así:

Cv1 = Carga debida al eje del camión H-15-44

Cv2 = Carril de carga + Pcortante de camión H 15-44

Cv3 = Carril de carga + Pmomento de camión H 15-44

#### 7.14.6.2.4.1 Camión de Carga H15 - 44 (Cv1)

Según la figura 7-b sobre el ancho de los dos extremos de la caja pueden estar los dos ejes del camión a la vez, ya que la distancia mínima entre los ejes de un mismo camión son 14 pies (4.27 mts) y el ancho exterior de la bóveda es (10.2 mts), por lo tanto se considera que los dos ejes están ubicados sobre la caja. El peso de la caja eje se divide en dos cargas concentradas, como se muestra en la Fig. 7-c (1 ton - 2000 lbs).

Eje delantero = 6,000 lbs (3.0 ton), con 3,000 lbs  
(1.5 ton) cada llanta delantera.  
Eje trasero = 24,000 lbs (12.0 ton) con 12,000 lbs  
(6.0 ton) cada llanta trasera.

La separación de entre llantas de un mismo eje es de 6' (1.8288 mts) y la separación entre los ejes de cada camión 14' (4.27 mts). Deberá calcularse el área en que se distribuirán las presiones generadas por estas cargas.

El ancho del área es igual a 1.75 veces el espesor del relleno (Z), resultando :  $1.75 * 2 \text{ mts} = 3.5 \text{ mts} (11.483')$ .

El largo será la distancia entre las llantas de los camiones es de 6' (1.82288 mts) mas 1.75 veces el espesor de relleno "Z", resultando:

$$\text{Largo} = 6' (1.75 * 6.5562') = 17.483' (5.3280 \text{ mts}) > 10' (3.05 \text{ mts})$$

El área de influencia de la carga de los camiones es:

$$\text{Area} = \text{ancho} * \text{largo} = 5.3288 \text{ mts} * 3.5 \text{ mts} = 18.6508 \text{ mt}^2 \\ (200.755 \text{ pies}^2)$$

La transmisión de carga de los camiones a través del relleno, genera la presión de:

Presión = carga de camión/área de influencia

$$P2 = (3.0 + 12.0) \text{ tn} / (18.6508 * 2) \text{ mt}^2 = 0.4021 \text{ tn/mt}^2$$

Para transformar la presión, y cargar la bóveda, se debe multiplicar por el ancho del área de distribución 22.96' (7 mts), pero, este valor es menor que el ancho exterior de la caja ( $B_c = 10.2 \text{ mts}$ ), por tanto, 11.483' rije.

Carga viva para condición 1

$$Cv1 = Pp * (1.75 * Z) * 2$$

$$Cv1 = 0.4021 \text{ tn/mt}^2 * 7 \text{ mts}$$

$$Cv1 = 2.8148 \text{ tn/mt}$$

#### 7.14.6.2.4.2 Carril de Carga + P cortante (Cv2)

El carril de carga que se utiliza para un camión H 15-44 es de 48 lbs/pie<sup>2</sup> (0.2583 tn/mt<sup>2</sup>) y la carga concentrada que se utiliza es de 1950 lb/pie (3.2 tn/mt) ubicada en el centro del claro  $B_c$  (Ver figura 7 d y e)

#### 7.14.6.2.4.2.1 Carril de Tráfico

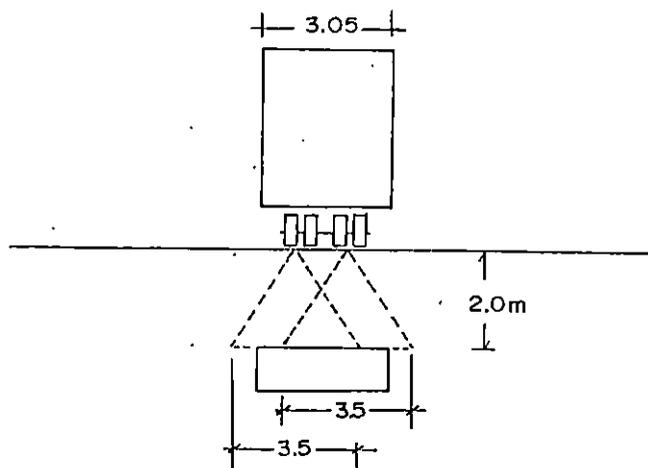
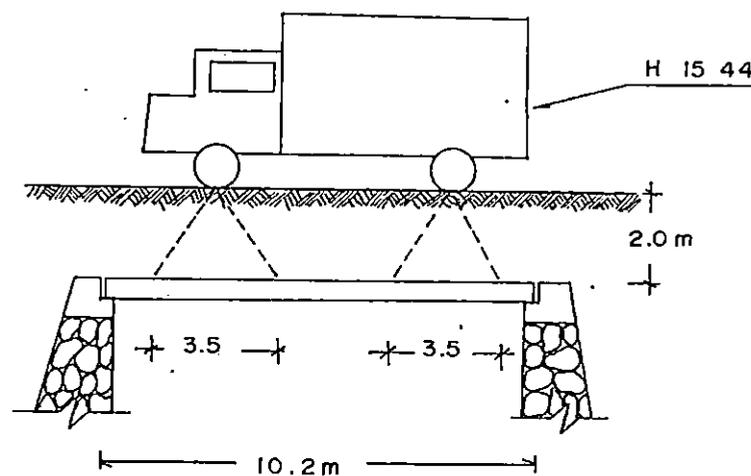
El área de transferencia de cargas del carril tendrá las siguientes dimensiones:

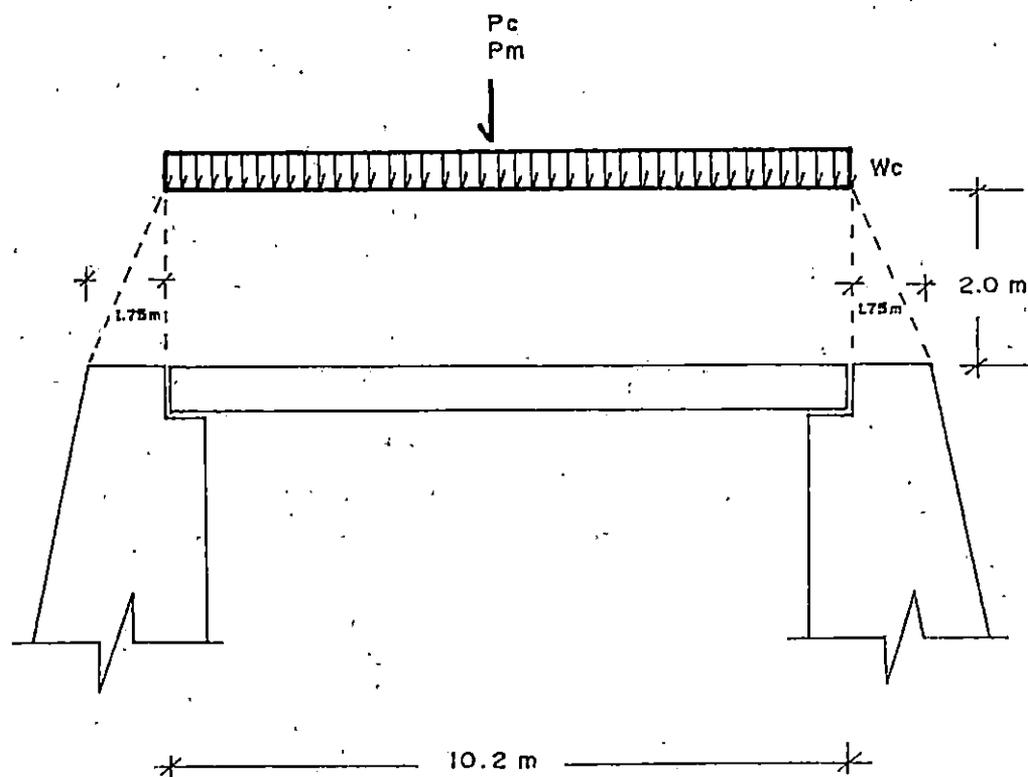
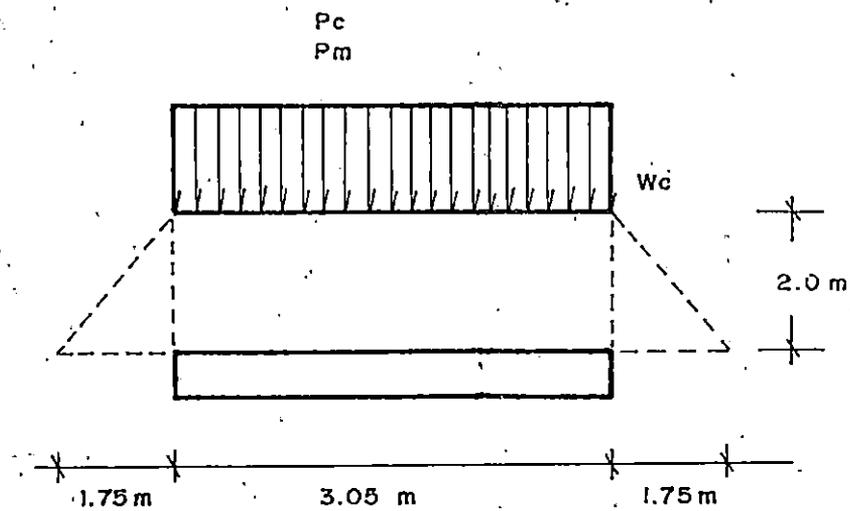
$$\text{Ancho} = B_c + 1.75 Z = (10.2 \text{ mts} + 3.5 \text{ mt}) = 13.7 \text{ mt}$$

$$\text{Largo} = \text{Ancho de carril de tráfico} + 1.75 \text{ el espesor de relleno, resultando}$$

$$\text{Largo} = 3.05 \text{ mts} + 3.5 \text{ mts} = 6.55 \text{ mts}$$

$$\text{Area} = \text{Ancho} * \text{largo} = (6.55 * 13.7) \text{ mts} = 89.735 \text{ mt}^2$$





La presión se genera al concentrar la carga del carril y dividir el valor entre su área de influencia:

$$P3 = \text{Carga concentrada de carril} / \text{área } 2.05$$

$$P3 = (0.2583 \text{ tn/mt}^2 * 10.2 \text{ mt} * 3.05 \text{ mts}) / 89.735 \text{ mt}^2$$

$$P3 = 0.0895 \text{ tn/mt}^2$$

Esta presión deberá distribuirse a lo largo por lo que se multiplicará la presión por el ancho  $B_c$ , ya que  $1.75 \times Z + B_c = 3.5 \text{ mts} + 10.2 \text{ mts} = 13.6 \text{ mts}$  es mayor que  $10.2 \text{ mts}$ .

$$\begin{aligned} (\text{Cv2}) \text{ carril} &= P3 \text{ carril} * B_c \\ &= 0.0895 \text{ tn/mt}^2 * 10.2 \text{ mt} = 0.9134 \text{ tn/mt} \end{aligned}$$

#### 7.14.6.2.4.2.2 Efecto de P cortante

Considerando el efecto de P cortante se procederá a determinar el área de influencia ( $P_c = 3.2 \text{ tn/mt}$ ).

$$\text{Ancho} = 1.75 * Z$$

$$= 1.75 * 2 \text{ mts} = 3.5 \text{ mt}$$

Largo = Ancho de un carril de tráfico + 1.75 veces el espesor del relleno, resultando

$$3.05 \text{ mt} + 1.75 * 2 \text{ mts} = 6.5 \text{ mts}$$

$$\text{Area} = \text{Ancho} * \text{largo}$$

$$= 3.8 \text{ mts} * 6.85 \text{ mt} = 22.928 \text{ mt}^2$$

La presión ocasionada por la carga concentrada en esta área de influencia es:

$$\begin{aligned} P1 &= \text{Carca concentrada/área} \\ &= 3.2 \text{ tn/mt}^2 * 3.05 \text{ mt}/22.92 \text{ mt}^2 \\ &= 0.4257 \text{ tn/mt}^2 \end{aligned}$$

Esta presión deberá distribuirse a lo largo del conducto, por lo que se multiplicará la presión por el ancho,  $1.75 * z$ , ya que este es menor que  $B_c$

$$\begin{aligned} (Cv2)P_{\text{cortante}} &= P4 * 3.5 \text{ mt} \\ &= 0.4257 \text{ tn/mt}^2 * 3.5 \text{ mt} \\ &= 1.4899 \text{ tn/mt} \end{aligned}$$

El efecto total del carril mas la carga concentrada es:

$$\begin{aligned} Cv2 &= Cv2 \text{ carril} + Cv2 P_{\text{cortante}} \\ Cv2 &= 0.9134 \text{ tn/mt} + 1.4899 \text{ tn/mt} \\ Cv2 &= 2.4033 \text{ tn/mt} \end{aligned}$$

#### 7.14.6.2.4.3 Carril de carga + Pmomento Cv3

El carril de carga que se utiliza para un camión H 15-44 es de 48 lb/pie, \* la carga concentrada pares momento se utiliza es de 1350 lb/pie (2.2146 tn/mt) ubicada en el centro del claro  $B_c$ . (Ver Figura 7b y e)

#### 7.14.6.2.4.3.1 Carril de Tráfico

El área de transferencias de cargas del carril, tendrá las siguientes dimensiones:

$$\begin{aligned} \text{Anchos} &= B_c + 1.75 * Z \\ &+ 0.2 \text{ mt} + 1.75 * 2 \text{ mt} = 13.7 \text{ mts} \end{aligned}$$

Largo = Ancho de un carril de tráfico + 1.75 veces el espesor del relleno, resultado:

$$\text{largo} = 3.05 \text{ mt} + 3.5 \text{ mt} = 6.55 \text{ mts}$$

$$\text{Area} = \text{Ancho} * \text{Largo}$$

$$\text{Area} = 13.7 \text{ mt} * 6.55 \text{ mt} = 89.735 \text{ mt}^2$$

La presión sobre el carril al concentrar la carga del carril y dividir su valor entre su área de influencia:

$$P_3 = \text{Carga concentrada de carril} / \text{Area de influencia}$$

$$P_3 = \frac{0.2583 \text{ tn/mt}^2 * 3.05 \text{ mt} * 10.2 \text{ mt}}{89.735 \text{ mt}^2}$$

$$P_3 = 0.0895 \text{ mt}^2$$

Esta presión deberá distribuirse a lo largo del conducto, por lo que se multiplicará la presión por el ancho  $B_c$ , ya que  $1.75 * Z + B_c = 13.7 \text{ mt}$  es mayor que  $10.2 \text{ mts}$  ( $B_c$ ).

$$\begin{aligned} (\text{Cv3})_{\text{carril}} &= P5 * Bc \\ &= 0.0895 \text{ tn/mt}^2 * 10.2 \text{ mt} = 0.9134 \text{ tn/mt} \end{aligned}$$

#### 7.14.6.2.4.3.2 Efecto del Momento

Considerando el efecto del Pmomento se procederá a determinar su área de influencia ( $P_m$ ) = 1350 lbs/pie (2.2146 tn/mt)

$$\text{Ancho} = 1.75 * Z$$

$$1.75 * 2 \text{ mts} = 3.5 \text{ mt}$$

Largo = Ancho de un carril de tráfico + 1.75 veces el espesor del relleno resultante

$$= 3.05 \text{ mt} + 3.5 \text{ mts} = 6.55 \text{ mt}$$

Area = Ancho \* largo

$$= 22.925 \text{ mt}^2$$

La presión ocasionada por la carga concentrada en esta área de influencia es:

$$P6 = \text{Carga concentrada/área}$$

$$= 2.2146 \text{ tn/mt} * 3.05 \text{ mt} / 22.925 \text{ mt}^2$$

$$= 0.2946 \text{ tn/mt}^2$$

Esta presión debe distribuirse a lo largo del conducto, por lo que se multiplicará la presión por el factor  $1.75 * Z$  ya que es menor que  $Bc$

$$\begin{aligned}
 \text{Cv3 Pmomento} &= P6 * 3.8 \text{ mts} \\
 &= 0.2946 \text{ tn/mt}^2 * 3.5 \text{ mt} \\
 &= 1.0311 \text{ tn/mt}
 \end{aligned}$$

El efecto total del carril + la carga concentrada es:

$$\begin{aligned}
 \text{Cv3} &= \text{Cv3 carril} + \text{Cv3 Pmomento} \\
 \text{Cv3} &= 0.9134 \text{ tn/mt} + 1.0311 \text{ tn/mt} \\
 \text{Cv3} &= 1.9445 \text{ tn/mt}
 \end{aligned}$$

#### 7.14.6.2.4.4 Determinación de Tipo de Carga

Como existe tres tipos de carga viva (Cv1, Cv2 y Cv3), se deberá revisar cual de ellas junto con las cargas generadas por las presiones verticales y peso propio de la estructura produce mayores acciones en la estructura.

a) Carga viva (Cv1)

$$W1 = R + D + Cv1 = 32.64 \text{ tn/mt} + 20.808 \text{ tn/mt} + 2.8148 \text{ tn/mt}$$

$$W1 = 56.2628 \text{ tn/mt}$$

b) Carga viva (Cv2)

$$W2 = R + D + Cv2 = 32.64 \text{ tn/mt} + 20.808 \text{ tn/mt} + 2.4033 \text{ tn/mt}$$

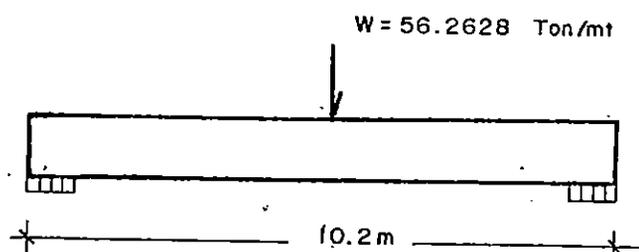
$$W2 = 55.8513 \text{ tn/mt}$$

c) Carga viva (Cv3)

$$W3 = R + D + Cv3 = 32.64 \text{ tn/mt} + 20.808 \text{ tn/mt} + 1.9445 \text{ tn/mt}$$

$$W3 = 55.3925 \text{ tn/mt}$$

W tomará el valor que corresponde a W1, es debido a que supera tanto a W2 y W3.



SISTEMA DE CARGA (LOSA SUPERIOR)

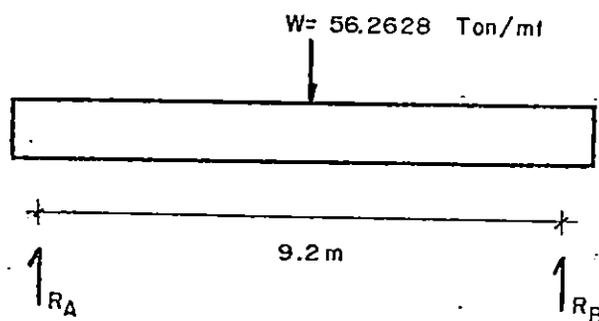


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

Para estructuras simplemente apoyadas el claro se toma como la distancia centro a centro de apoyos ACI-218-89 Art..8-7-1.

### 7.14.6.3 Evaluación de Acciones Internas

Utilizando el método de funciones singulares se plantea la ecuación de carga para la losa superior de la caja, (Ancho de análisis 1 mt)

$$lq(x) = R_A * \langle x-0 \rangle^{-1} - 56.262 * \langle x-0 \rangle^{-1} + R_B * \langle x-9.7 \rangle^{-1} \quad \text{Ec. 7.183}$$

$$V(x) = R_A * \langle x-0 \rangle^0 - 56.2628 * \langle x-4.85 \rangle^0 + R_B * \langle x-9.7 \rangle^0 \quad \text{Ec. 7.184}$$

$$M(x) = R_A * \langle x-0 \rangle^1 - 56.2628 * \langle x-4.85 \rangle^1 + R_B * \langle x-9.7 \rangle \quad \text{Ec. 7.185}$$

#### 7.14.6.3.1 Evaluación de Reacciones

Evaluando cortante y momento en el punto (x=10 mts)

$$V(10) = R_A - 56.2628 + R_B \quad \text{Ec. 7.186}$$

$$M(10) = 10 * R_A - 289.7534 + 0.3 * R_B = 0 \quad \text{Ec. 7.187}$$

Simultaneando las ecuaciones 7.186 y 7.187 se obtiene los valores para  $R_A$  y  $R_B$

$$R_A = R_B = 28.1314 \text{ tn}$$

Sustituyendo  $R_A$ ,  $R_B$  en las ecuaciones 7.184 y 7.185 se obtienen las siguientes expresiones:

$$V(x) = 28.1314 * \langle x-0 \rangle^0 - 56.2628 * \langle x-4.85 \rangle^0$$

$$V(x) = -28.1314 \text{ tn} \quad \text{Ec. 7.188}$$

$$M(x) = 28.1314 * \langle x-0 \rangle^1 - 56.2628 * \langle x-4.85 \rangle^1$$

$$M(x) = 28.1314 \quad X \leq 4.85 \quad \text{Ec. 7.189}$$

$$M(x) = -28.1314 * X + 272.87458 \quad X > 4.85 \quad \text{Ec. 7.190}$$



## 7.14.6.4 Detalle de Refuerzo

$$M^{\text{max}} = 136.44 \text{ tn-m}$$

$$A_{\text{req}} = M \cdot 10^3 / j \cdot d \cdot f_s \quad \text{Ec. 7.180}$$

Para calcular  $A_{\text{req}}$  se requiere conocer antes "d"

$$d = \sqrt{\frac{M}{G \cdot b}} \quad \text{Ec. 7.173}$$

$$d = \sqrt{\frac{136.44 \text{ tn-m} \times 10^5}{18.375 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}}$$

$$d = 86.17 \text{ cm}$$

Aunque este peralte es el necesario para efectos de diseño se probará la sección con un espesor total de 85 cms que es el que se había considerado en la evaluación de cargas.

$$d = (85 - 5 - 2.54) \text{ cms} = 77.46 \text{ cms}$$

$$A_s = \frac{136.44 \text{ n-m} \cdot 10^5}{0.875 \cdot 77.46 \text{ cm} \cdot 1700 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 118.42 \text{ cm}^2$$

Armando las varillas en paquetes de cuatro varillas #8 (que es el número de máximo de varillas que se pueden armar en paquetes ACI-318-89 Art. 7,6,6.1

$$\text{Separación} = \frac{20.28 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{118.42 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Separación} = 17.12 \approx 17 \text{ cm}$$

Separación mínima según ACI 318-89 Art. 7-6-1 y 7-6-6-5 donde menciona que la separación mínima debe ser igual a diámetro de la varilla, pero no menor a 2.5 cm y menciona además que en paquetes de varillas debe considerarse como una varilla sencilla con diámetro equivalente al área total de las varillas.

Diámetro equivalente del paquete es igual 4.4 cm, donde la separación de 14 cms es mayor que 4.4, por tanto cumple con lo especificado por ACI-318-89, respecto a separaciones mínimas.

Según el ACI-318-319 en Art. 7-6-6-4 dice, en elementos sujetos a flexión las varillas de un paquete no se pueden cortar todos en un mismo punto, si no al menos a una distancia igual a 40 db cm.

$$\text{Distancia} = 40 * 2.54 \text{ cm} = 101.6 \text{ cm} \approx 102 \text{ cms}$$

#### 7.14.6.4.1 Longitud de Desarrollo

Según ACI 318-319 en la sección 12-4 (Longitud de desarrollo de refuerzo armado en paquetes) Art. 12-4-1 dice: La longitud de desarrollo de cada varilla individual dentro de un paquete sujeto a tensión o compresión, debe ser aquella varilla individual aumentada en un 33% para un paquete de 4 varillas.

#### 7.14.6.5 Chequeo de Cortante

Revisando el cortante, utilizando la Ec. 7.179 Art. 8-15-5-7 AASHTO

$$\rho = 118.42 \text{ cm}^2 / (77.46 * 100) \text{ cm}^2 = 0.0152$$

$$V_c = \sqrt{(f_c')} + 2200 * \rho * \left( \frac{V * d}{M} \right) \quad \text{donde } V*d/M \leq 1$$

$$\frac{V*d}{M} = 28.1314 \text{ tn} * 0.7746 \text{ mts} / 35.856 \text{ tn-m}$$

$$V_c = \sqrt{(3000)} + 2000 * 0.0152 * 0.6077$$

$$V_c = (54.7722 + 20.3223) \text{ lbs/plg}^2$$

$$V_c = 75.093 \text{ lbs/plg}^2$$

Se observa que el cortante máximo calculado  $V_c=72.64 \text{ lb/plg}^2$  es menor que el máximo cortante permisible  $98.60 \text{ lb/plg}^2$ , por lo consiguiente la sección soporta el cortante.

#### 7.14.6.6 Refuerzo por Temperatura

Según AASHTO (Art. 8-20-1) al refuerzo por temperatura es  $1/8$  plg<sup>2</sup>/pie en cada dirección (2.645 cm<sup>2</sup>/mt).

Area para un metro = 2.645 cm<sup>2</sup>/mt \* 1mt = 2.645 cm<sup>2</sup> (por lechós 1.3225 cm<sup>2</sup>)

Usando varilla # 3

$$\text{Separación} = \frac{0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{1.3225 \text{ cm}^2} = 53.69 \approx 40 \text{ cm}$$

No. 3 @ 40 cm.

#### 7.14.7 Muro de Piedra (Paredes Laterales de la Caja)

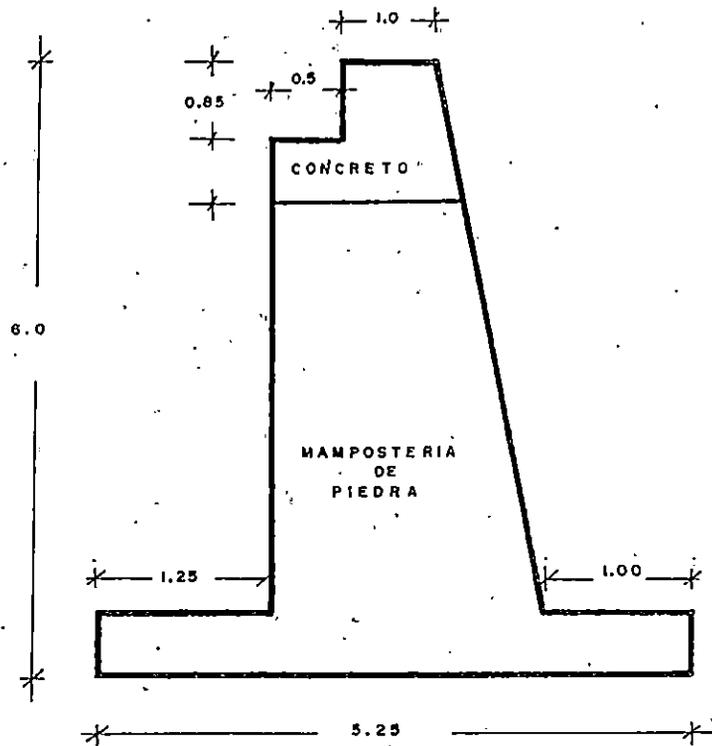
##### 7.14.7.1 Introducción

El muro a diseñar será de mampostería de piedra en su parte superior se colocará un elemento estructural en forma de "L" para asentar la losa superior, la altura del muro será de 6 mt y se diseñará para resistir deslizamiento, volteo y asentamiento.

##### 7.14.7.2 Cargas

Prácticamente las cargas a las cuales va estar sometido el muro se pueden dividir en dos tipos verticales y laterales.

## 7.14.7.3 Predimensionamiento



COTAS EN MTS.

## 7.14.7.4 Propiedades Físicas de los Materiales :

$$\gamma_p = 2.2 \text{ tn/m}^3$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ m/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$q_{adm} = 15 \text{ tn/mt}^2$$

$$H = 6 \text{ mt}$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ Ton/mt}^2$$

#### 7.14.7.5 Cálculo Numérico

El muro se diseñará para una zona sísmica tipo 1, como es el caso de que queda en la capital se proyecta construir el relleno de tierra blanca, el factor de seguridad aplicado para cargas dinámicas será de  $f_{\text{seguridad}} \geq 1.2$  contra volteo y deslizamiento.

##### a) Determinación de Coeficientes de Empuje Activo

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Ec. 7.199}$$

$$K_a = \tan^2(45 - 30/2)$$

$$k_a = 0.333$$

##### b) Cálculo de Empujes Estáticos y Dinámicos

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma_B \times H^2 \times K_a$$

$$E_a = 0.5 \times 1.6 \text{ tn/mt}^3 \times 6^2 \text{ mt}^2 \times 0.333 \quad \text{Ec. 7.191}$$

$$E_a = 9.59 \text{ tn/mt}$$

$$PDH = \frac{3}{8} \gamma_B \times H^2 \times a_{\text{h\acute{a}x}} \quad \text{Ec. 7.193}$$

$$PDH = \frac{3}{8} \times 1.6 \text{ tn/m}^3 \times 0.2 \times 36 \text{ mt}^2$$

$$PDH = 4.32 \text{ tn/mt}$$

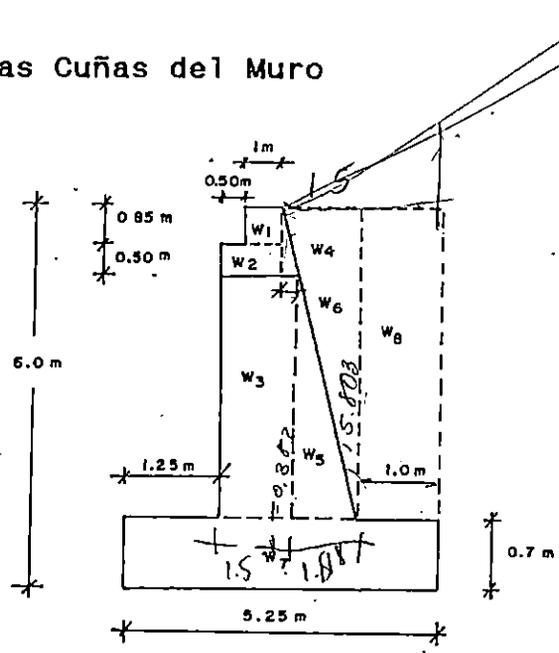
$$PDV = \frac{1}{2} \times \gamma_B \times H^2 \times a_{\text{xm\acute{a}x}} \quad \text{Ec. 7.194}$$

$$PDV = 0.5 * 1.6 \text{ tn/mt}^3 * 36 \text{ mt}^2 * 0.1$$

$$PDV = 2.88 \text{ tn/mt}$$

$$Pdv \text{ transf} = 2.88 \text{ tn/mt} * 0.333 = 0.96 \text{ tn/mt.}$$

c) Peso de las Cuñas del Muro



$$W_1 = 2.04 \text{ tn/mt}$$

$$W_2 = 1.8 \text{ tn/mt}$$

$$W_3 = 16.36 \text{ tn/mt}$$

$$W_4 = 0.62 \text{ tn/mt}$$

$$W_5 = 4.85 \text{ tn/mt}$$

$$W_6 = 6.36 \text{ tn/mt}$$

$$W_7 = 8.09 \text{ tn/mt}$$

$$W_8 = 8.49 \text{ tn/mt}$$

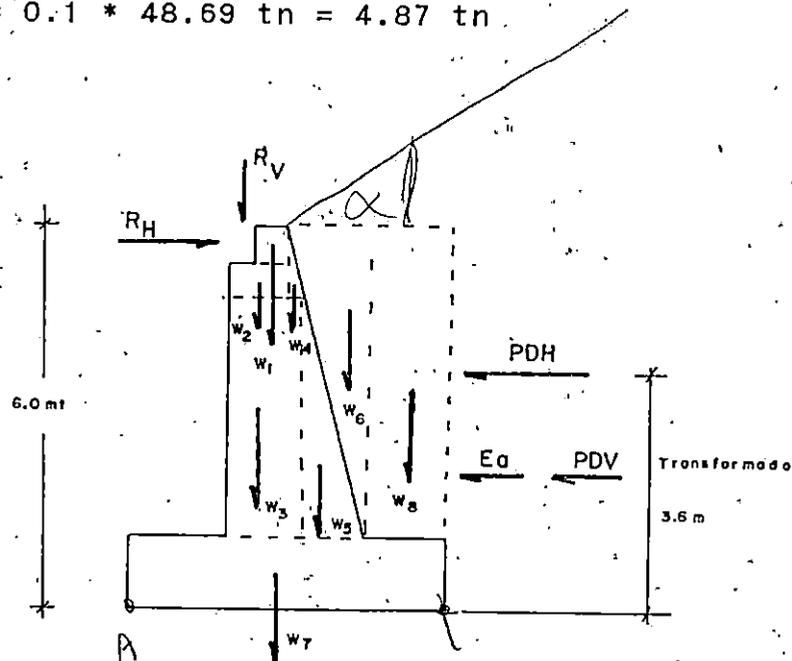
d) Reacción Vertical de la Losa Sobre Muro

$$Rv = 48.694 \text{ tn}$$

e) Reacción Horizontal de la Losa Sobre el Muro

$$R_H = 0.1 R_V$$

$$R_H = 0.1 * 48.69 \text{ tn} = 4.87 \text{ tn}$$



f) Para evaluar la sumatoria de momento actuante y momento resistente se formula la siguiente tabla (momento respecto al punto A)

Elemento	Fuerza (tn)	Brazo (mt)	Momento tn-mt	Σ Momento
$W^1$	2.04	2.25	4.59	
$W^2$	1.8	2.0	3.60	
$W^3$	16.36	2.19	35.83	
$W^4$	0.62	2.877	1.78	
$W^5$	4.85	3.5	16.98	
$W^6$	6.36	3.75	23.85	
$W^7$	8.09	2.625	21.24	
$W^8$	8.48	4.75	40.28	
$R_V$	28.1314	1.5	42.1971	
Σfv	76.7314	-	-	

Elemento	Fuerza (tn)	Brazo (mt)	Momento tn-mt	Σ Momento
R <sub>H</sub>	2.873	15.682	582	:
ΣM <sub>R</sub>	-	-	-	205.9291
Ea	9.59	2	19.18	
Pdvtrans.	0.96	2	1.92	
PDH	4.32	3.6	15.552	36.652
ΣMm	-	-	-	
ΣfH	14.87			

g) Factor de Volteo y Deslizamiento

$$fSV = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma Mm} = 205.9291 \text{ tn-m} / 36.652 \text{ tn-m} \quad \text{Ec. 7.195}$$

$$fSV = 5.62 > 1.2 \text{ Ok}$$

$$fSD = \Sigma FV * \tan \delta / \Sigma FH \quad \delta = \frac{2}{3} \phi$$

$$fSD = 76.7314 \text{ tn} * \tan 20^\circ / 14.87 \text{ tn}$$

$$fSD = 1.88 > 1.2 \text{ Ok}$$

h) Chequeo de Asentamiento

$$X_A = MR - Mm / \Sigma fV$$

$$X_A = 205.929 \text{ tn-m} - 36.652 \text{ tn-m} / 76.73 \text{ tn}$$

$$X_A = 2.206 \text{ mt}$$

$$e = 6.25/2 - X_A = 2.625 - 2.206 \text{ mt}$$

$$e = 0.4189 \text{ mt} < B/6 (0.875 \text{ mt}) \text{ Ok}$$

$$q_{\text{máx}} = (\Sigma FV / B \times L) \left( 1 + \frac{6 * e}{B} \right) \quad \text{Ec. 7.197}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{76.7314 \text{ tn}}{5.25 \text{ m}^2} * \left( 1 + \frac{6 * 0.4189 \text{ mt}}{5.25 \text{ mt}} \right)$$

$$q_{\text{máx}} = 21.61 \text{ tn/mt}^2 > 15 \text{ tn/mt}^2 \text{ (q admisible)}$$

Debido a que el suelo es incapaz de soportar la fuerza a que es sometido, se propone hacer una sobre-excavación de profundidad recomendada por el laboratorio para alcanzar una resistencia del suelo de  $25 \text{ tn/mt}^2$  (la altura en la mayoría de los casos es de 3 mt como mínimo) Con una compactación rejida por el Proctor modificado.

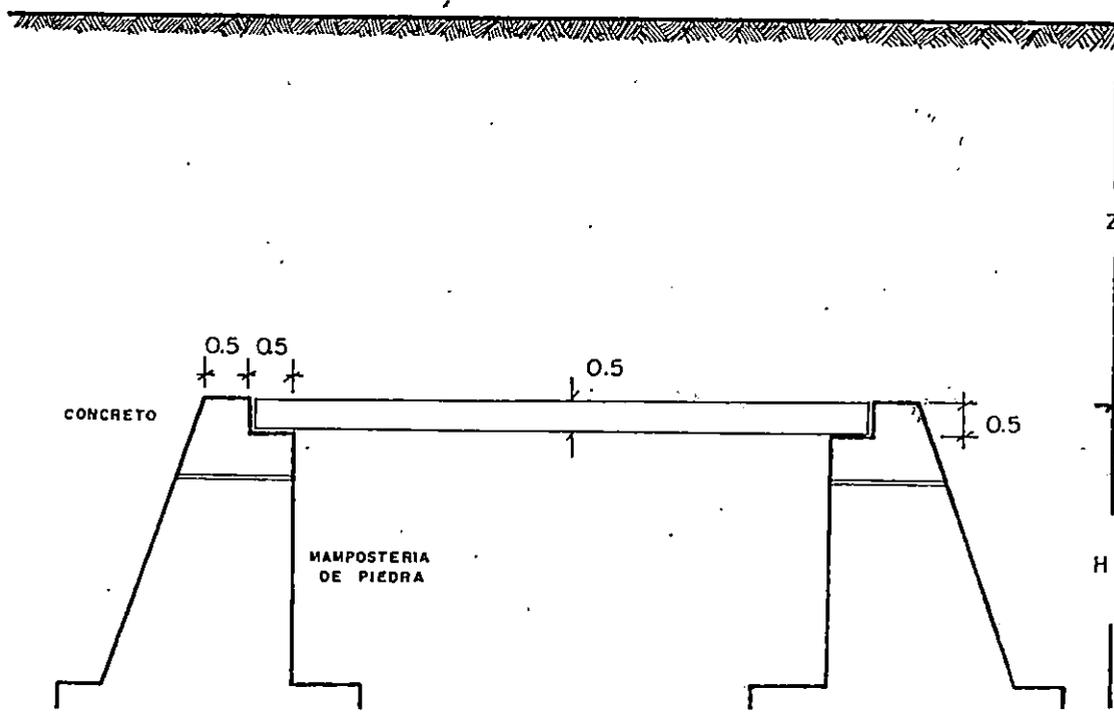
$$q_{\text{min}} = \frac{76.731 \text{ tn}}{5.25 \text{ mt}^2} * \left( 1 - \frac{6 * 0.4589 \text{ m}}{5.25 \text{ mt}} \right)$$

$$q_{\text{min}} = 7.618 \text{ tn/mt}^2 < 15 \text{ tn/mt}$$

#### 7.14.8 Cálculo Numérico (2 extremos)

##### 7.14.8.1 Parámetros Físicos de Diseño

L (claro libre)	= 4mt
H (altura)	= 6 mt
Z (relleno)	= 2 mt
t (espesor)	= 0.5 mt



### 7.14.8.2 Análisis de Carga

- a) Carga de Tierra (vertical)

$$R = \gamma_s * Z * 1 \text{ mt}$$

$$R = 1.6 \text{ tn/mt} * 2 \text{ mt} * 5 \text{ m}$$

$$R = 16 \text{ tn/mt}$$

- b) La Carga de Impacto se desprecian (Art. 1-2-4)

- c) Carga Muerta

$$D = 2.4 \text{ tn/mt}^3 * 0.5 \text{ mt} * 5 \text{ mt}$$

$$D = 6 \text{ tn/mt}$$

- d) Evaluación de la Carga Viva

La evaluación de la carga viva de este extremo de la caja de conexión, se hará de una forma simplificada, debido a que ya se hizo un cálculo similar para el otro extremo.

#### 7.14.8.2.1 Camión de Carga H15-44 (Cv1)

$$\text{Ancho} = 1.75 * 2 \text{ mt} = 3.5 \text{ mt}$$

$$\text{Largo} = 1.8228 \text{ mt} + 3.5 \text{ mt} = 5.3228 \text{ mt}$$

$$\text{Area} = 18.6508 \text{ mt}^2$$

Presión Carga de camión/Area de influencia

$$P2 = (3 + 12) \text{ tn} / (18.650 \text{ mt}^2)$$

$$P2 = 0.4021 \text{ tn/mt}^2$$

Para transformar la presión y cargar la bóveda, se debe multiplicar por el ancho del área de influencia 7 mts, pero este valor es mayor que el ancho exterior de la caja, por tanto rige  $B_c = 5$  mts.

$$Cv1 = 0.4021 \text{ tn/mt}^2 * 5 \text{ mt}$$

$$Cv1 = 2.025 \text{ tn/mt}$$

#### 7.14.8.2.2 Carril de Carga + Pcortante (Cv2)

$$\text{Carril de carga} = 0.2583 \text{ tn/mt}^2$$

$$\text{Carga por cortante} = 3.2 \text{ tn/mt}$$

##### 7.14.8.2.2.1 Carril de Tráfico

$$\text{Ancho} = B_c + 1.75 * 2 = 5 + 3.5 \text{ mt} = 8.5 \text{ mt}$$

$$\begin{aligned} \text{Largo} &= \text{Ancho de carril} + 1.75 * 2 \text{ a } (3.05 + 3.5) \text{ mt} \\ &= 6.55 \text{ mt} \end{aligned}$$

$$\text{Area} = 55.67 \text{ mt}^2$$

$$P3 = (0.2583 \text{ tn/mt} * 5 \text{ mt} * 3.05 \text{ mt}) / 55.675 \text{ mt}$$

$$P3 = 0.0707 \text{ tn/mt}^2$$

$$Cv2 = 0.0707 \text{ tn/mt}^2 * 5 \text{ mt} = 0.353335 \text{ tn/mt}$$

##### 7.14.8.2.2.2 Efecto Pcortante $C_{pc} = 3.2 \text{ tn/mt}$

$$\text{Ancho} = 3.5 \text{ mt}$$

$$\text{Largo} = 6.55 \text{ mt}$$

$$\text{Area} = 22.95 \text{ mt}^2$$

$$P4 = 3.2 \text{ tn/mt}^2 * 3.05 \text{ mt}/22.925 \text{ mt}^2$$

$$P4 = 0.4257 \text{ tn/mt}^2$$

$$\text{Cv2 } P_{\text{cortante}} = 0.4257 \text{ tn/mt}^2 * 3.5 \text{ mt}$$

$$\text{Cv2 } P_{\text{cortante}} = 1.4899 \text{ tn/mt}$$

Efecto total

$$\text{Cv2} = \text{Cv2 carril} + \text{Cv2 cortante}$$

$$\text{Cv2} = 0.3535 \text{ tn/mt} + 1.4899 \text{ tn/mt}$$

$$\text{Cv2} = 1.8434 \text{ tn/mt}$$

#### 7.14.3.2.3 Carril de carga + Pmomento Cv3

$$\text{Carril de carga} = 0.2503 \text{ tn/mt}^2$$

$$\text{Carga por momento} = 2.2146 \text{ tn/mt}$$

#### 7.14.8.2.3.1 Carril de tráfico

$$\text{Ancho} = 5 \text{ mt} + 3.5 = 8.5 \text{ mt}$$

$$\text{Largo} = 6.5 \text{ mt}$$

$$\text{Area} = 55.675$$

$$P5 = 0.0707 \text{ tn/mt}^2$$

$$\text{Cv2 carril} = 0.3535 \text{ tn/mt}$$

#### 7.14.8.2.3.2 Efecto Pmomentos

$$\text{Area} = 22.925 \text{ mt}^2$$

$$P6 = 2.2146 \text{ tn/mt}^2 * 3.05 \text{ mt}/22.925 \text{ mt}^2$$

$$P6 = 0.2946 \text{ tn/mt}^2$$

$$\text{Cv3 Pmomento} = 0.2946 \text{ tn/mt}^2 * 3.5 \text{ mt}$$

$$Cv3 \text{ Pmomento} = 1.0311 \text{ tn/mt}$$

Efecto total

$$Cv3 = Cv3 \text{ carril} + Cv3 \text{ Pmomento}$$

$$Cv3 = 0.3535 \text{ tn/mt} + 1.0311 \text{ tn/mt}$$

$$Cv3 = 1.3846 \text{ tn/mt}$$

#### 7.14.8.2.4 Determinación del tipo de carga

a) Carga Viva (Cv1)

$$W1 = R + D + Cv1$$

$$W1 = 16 \text{ tn/mt} + 6 \text{ tn/mt} + 2.055 \text{ tn/mt}^2$$

$$W1 = 24.085 \text{ tn/mt}$$

b) Carga Viva (Cv2)

$$W2 = R + D + Cv2$$

$$W2 = 16 \text{ tn/mt} + 6 \text{ tn/mt} + 1.8434 \text{ tn/mt}$$

$$W2 = 23.8434 \text{ tn/mt}$$

c) Carga Viva Cv3

$$W3 = R + D + Cv3$$

$$W3 = 16 \text{ tn/mt} + 6 \text{ tn/mt} + 1.38 \text{ tn/mt}$$

$$W3 = 23.3846$$

$$W = W1(24.053 \text{ tn/mt}) \quad \text{Se tomó } W1 \text{ por ser el mayor}$$

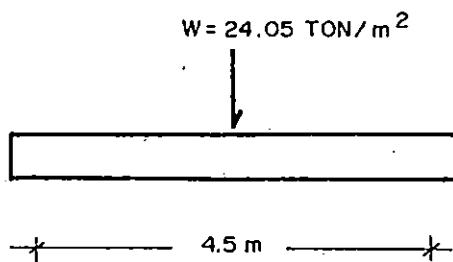


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

### 7.14.8.3 Evaluación de Acciones Internas (1 mt de largo)

$$W = 24.055 \text{ tn/mt} \times 1 \text{ mt} = 24.055 \text{ tn}$$

$$R_A = R_B = 24.055 \text{ tn}/2 = 12.0275 \text{ tn}$$

$$V(x) = 12.0275 * \langle X-0 \rangle^0 - 24.055 * \langle X - 2.25 \rangle^0$$

$$V(x) = -12.0275 \quad \text{Ec. 7.198}$$

$$M(x) = 12.0275 * \langle X-0 \rangle^1 - 24.055 * \langle X-2.25 \rangle^1$$

$$M(x) = 12.0275 * X; \text{ Si } X \leq 2.25 \quad \text{Ec. 7.199}$$

$$M(x) = -12.0275 * X + 54.12375; \text{ Si } X > 2.25 \quad \text{Ec. 7.200}$$

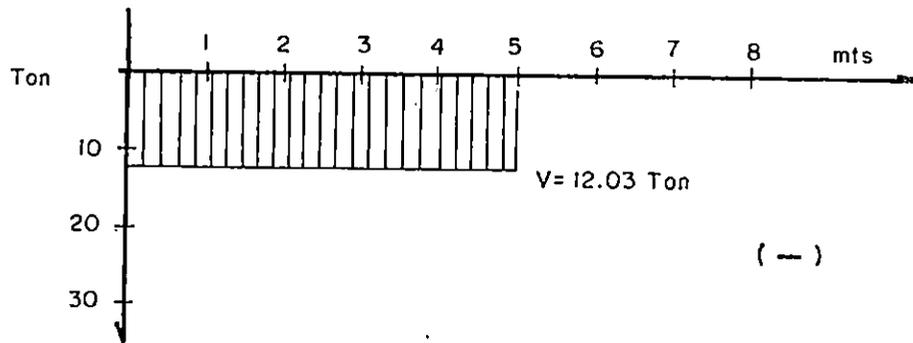


FIG 19 DIAGRAMA DE CORTANTE

ESC : 1:100

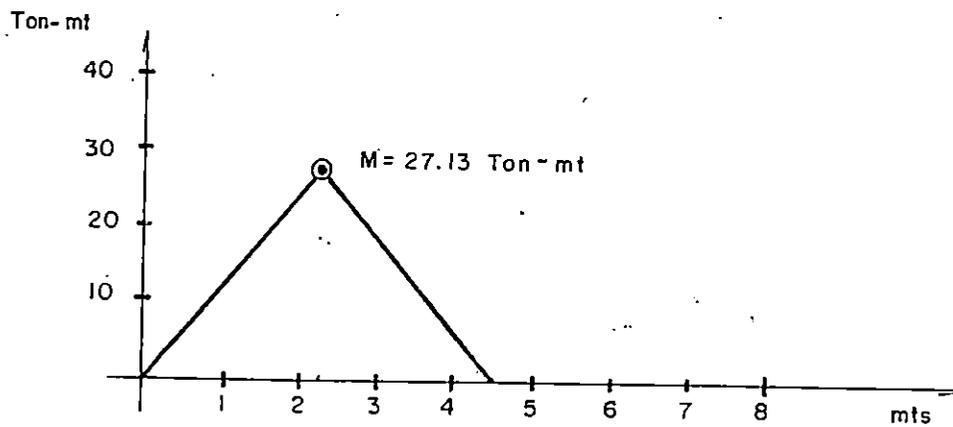


FIG 20 DIAGRAMA DE MOMENTO

## 7.14.8.4 Detalle de Refuerzo

$$M^* \text{ máx} = 27.13 \text{ tn-mt}$$

Cálculo de peralte necesario

$$d = \sqrt{\frac{27.13 \text{ tn-mt} * 10^5}{\frac{18.375 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm}}}$$

$$d = 38.42 \text{ cm}$$

$$d = 47 - 3\text{cm} - 2\text{cm} - 50\text{cms} = 37.5 \text{ cm}$$

El peralte supuesto era 37.5 cm y el peralte necesario es de 38.42, por lo que se tomará para efectos de diseño el primero.

$$A_s = 27.13 \text{ tn-mt} \cdot 10^5 / 0.875 \cdot 37.5 \text{ cm} \cdot 1700 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 48.64 \text{ cm}^2$$

Colocando No. 8 @ 14 cms, se cubre un área de refuerzo necesaria de 36.21 cms<sup>2</sup> (Momento 20.2) (Refuerzo corrido)

Resta por cubrir un área de refuerzo de 12.43 cm<sup>2</sup>

$$S = 5.07 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} / 12.43 = 40.78 \text{ cm}$$

Para tener una distribución uniforme en el refuerzo se colocarán el bastón al centro de la losa cada 14 cms.

#### 7.14.8.5 Chequeo de Cortante

Revisando el cortante, utilizando Ec. 8.14 Art. 8-15-5-7 AASHTO:

$$\rho = 0.0129$$

$$V_c = \sqrt{f_c'} + 2200 \cdot \rho \cdot \left( \frac{V \cdot d}{M} \right) \quad \text{donde} \quad \frac{V \cdot d}{M} \leq 1$$

$$\frac{V*d}{M} = 12.0275 \text{ tn} * 0.3750 \text{ mt} / 10.52 \text{ tn-mt} = 0.428 < \text{Ok}$$

$$V_c = \sqrt{(3000 \text{ PSI}) + 2200 * 0.0129 * 0.482}$$

$$V_c = 54.77 \text{ lbs/pulg}^2 + 13.679 \text{ lb/pulg}^2$$

$$V_c = 68.45 \text{ lbs/pulg}^2$$

Se observa que el cortante máximo  $V_c=68.45 \text{ lbs/pulg}^2$  es menor que el máximo cortante permisible  $98.60 \text{ lbs/pulg}^2$ , por lo consiguiente la sección soporta el cortante.

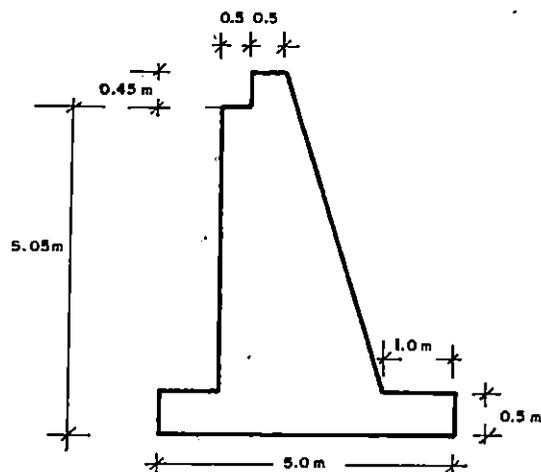
#### 7.14.8.6 Refuerzo por Temperatura

Este se colocará igual que el detallado en el Art. 1-6-6 No. 3 @ 40 cms en dos capas.

#### 7.14.9 Diseño de Muro de Piedra

Para el diseño del presente muro se tomará como base los mismos criterios que para el diseño del muro anterior (Art.1-7)

##### 7.14.9.1 Predimensionamiento



### 7.14.9.2 Propiedades Físicas de los Materiales

$$\gamma_s = 1.6 \text{ tn/mt}^2$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ tn/mt}^2$$

$$\gamma_p = 2.2 \text{ tn/mt}^2$$

$$Q_{adm.} = 15 \text{ tn/mt}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$H = 6 \text{ mt}$$

a) Determinación de Coeficiente (Art. 1-7-5a)

$$K_a = 0.333$$

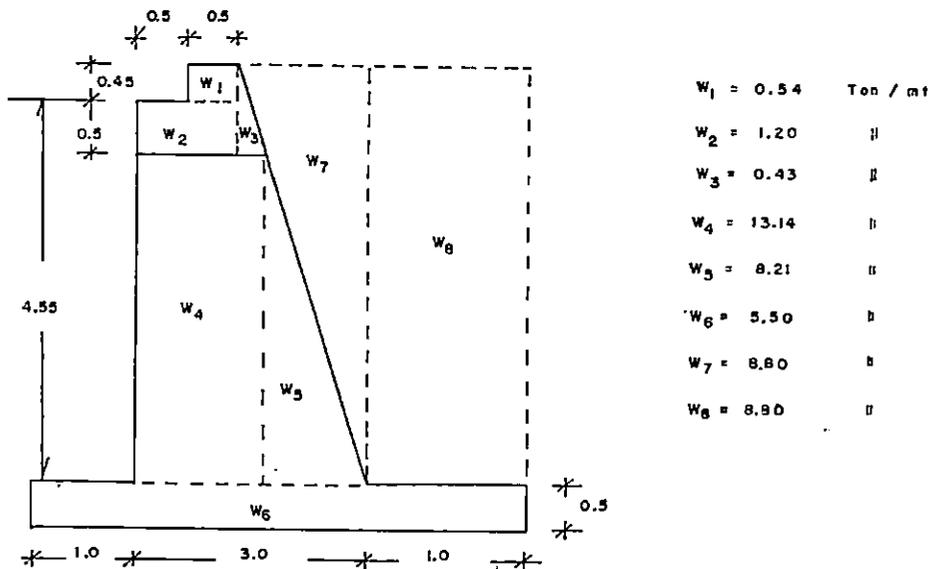
b) Cálculo de Empujes Estáticos y Dinámicos (Art. 1-7-5b)

$$E_a = 9.59 \text{ tn/mt}$$

$$PDH = 4.32 \text{ tn/mt}$$

$$PDV \text{ transf} = 0.96 \text{ tn/mt}$$

c) Pesos del Muro y Cunas de Relleno



d) Reacción Vertical de la Losa Sobre el Muro

$$RV = 24.97 \text{ tn/mt}$$

e). Reacción Horizontal de la Losa Sobre el Muro

$$R_H = 0.1 RV$$

$$R_H = 0.1 \times 24.97 \text{ tn/mt}$$

$$R_H = 2.497 \text{ tn/mt}$$

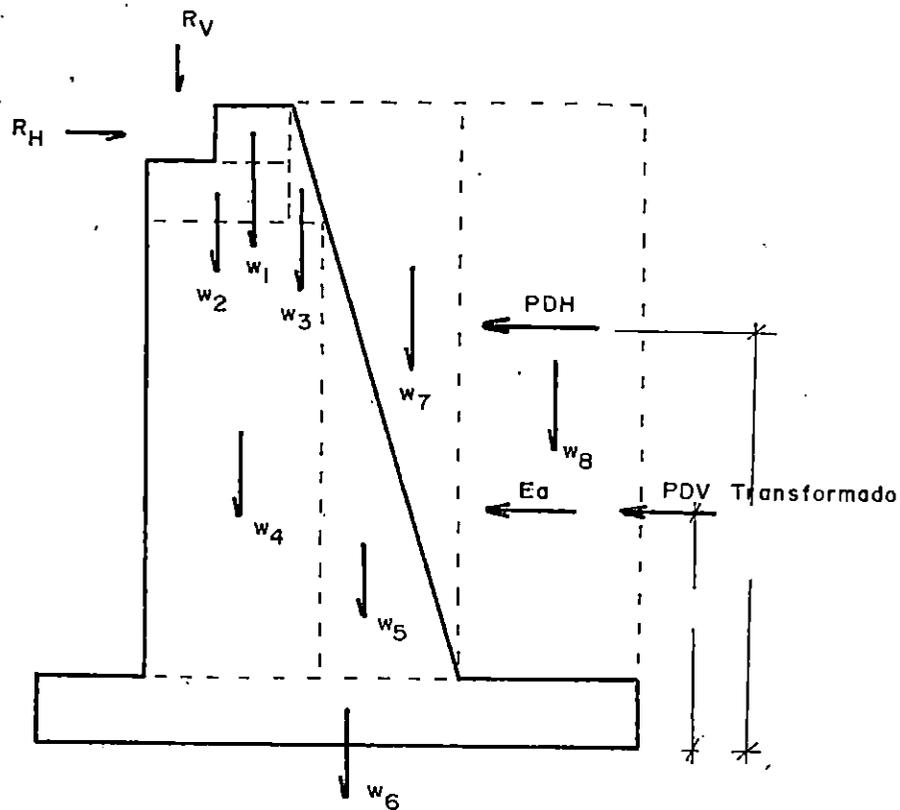


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

f) Evaluación de momento actuante y momento resistente con respecto al punto "A".

Elemento	Fuerza (tn)	Brazo (mt)	Momento tn-mt	Σ Momento
W <sup>1</sup>	0.54	1.75	0.945	
W <sup>2</sup>	1.20	1.5	1.80	
W <sup>3</sup>	0.43	2.12	0.91	
W <sup>4</sup>	13.65	1.5	20.48	
W <sup>5</sup>	8.21	2.55	20.93	
W <sup>6</sup>	5.5	2.5	13.75	
W <sup>7</sup>	8.8	3.33	29.30	
W <sup>8</sup>	8.8	4.50	39.60	
Rv	12.0275	1.25	15.034	
Σfv	59.1575	-	-	
R <sub>H</sub>	1.202	5.775	6.9415	
ΣM <sub>R</sub>	-	-	-	149.6905
Ea	9.59	2	19.18	
Pdvtrans.	0.96	2	1.92	
PDH	4.32	8.6	15.55	
ΣMm	14.87	-	-	
ΣfH	-	-	-	36.65

g) Factor de Volteo y Deslizamiento

$$fsv = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_m} \quad \text{Ec. 201}$$

$$fsv = \frac{149.69 \text{ tn-m}}{36.652 \text{ tn-m}} = 4.08 > 1.2 \text{ Ok}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \phi = \frac{2}{3} * 36^\circ = 20^\circ$$

$$f_{SD} = \frac{\Sigma fv * \tan \delta}{\Sigma fH}$$

$$f_{SD} = \frac{59.15 * \tan 20}{14.87 \text{ tn}} = 1.44 > 1.2 \text{ Ok}$$

h) Chequeo de Asentamiento

$$X_A = \frac{M_R - M_m}{\Sigma FV}$$

$$X_A = \frac{(149.69 - 36.652) \text{ tn-mt}}{59.15}$$

$$X_A = 1.91 \text{ mt}$$

$$e = B/2 - X_A = (2.5 - 1.91) \text{ mts} = 0.59 \text{ mts}$$

$B/6 = 5/6 = 0.83 \text{ mts} \ll B/6 \text{ Ok}$  La resultante cae dentro el tercio medio.

$$q_{\text{máx}} = \frac{\Sigma FV}{B * L} * \left( 1 + \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{59.15 \text{ mt}}{5 \text{ mt} + 1 \text{ mt}} * \left( 1 + \frac{6 * 0.59 \text{ mt}}{5 \text{ mt}} \right)$$

$$q_{\text{máx}} = 20.20 \text{ tn/mt}^2 < 25 \text{ tn/mt}^2$$

$$q_{\text{min}} = \frac{\Sigma fv}{B * L} * \left( 1 - \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{59.15 \text{ tn}}{5 \text{ mt} * 1 \text{ mt}} * \left( 1 - \frac{6 * 0.59 \text{ mt}}{5 \text{ mt}} \right)$$

$$q_{\min} = 3.45 \text{ tn/mt}^2 < 25 \text{ tn/mt}^2$$

## 7.15 Diseño de Encofrado por Losa Densa

### 7.15.1 Introducción

El diseño del encofrado para la losa densa superior de la caja de conexión, consistirá en un sistema mixto (parte metálica y parte de madera). Sosteniendo la estructura metálica (macomber) a los cuarterones que se colocarán uno a la par de otro, para evitar que el concreto escurra entre la separación de los cuarterones.

La macomber se apoyará en las paredes laterales de la caja y con ciertos arriotramientos laterales.

### 7.15.2 Cargas que Actúan

A continuación se describirán las cargas que actúan sobre el encofrado, entendiéndose por encofrado a la estructura que cumpla con las formas, líneas y dimensiones de los elementos, según se requiera en los planos y especificaciones y será sustancial y suficientemente impermeable para prevenir la filtración del concreto.

#### 7.15.2.1 Carga Vertical

Acciones externas que actúan verticalmente y que son debidas a la

acción de la gravedad. Las cargas que actúan sobre el molde se dividen generalmente en dos tipos, estas son:

- a) Cargas muertas
- b) Cargas vivas

#### **7.15.2.1.1 Carga Muerta**

Estas son todas aquellas forjas fijas que actúan sobre la estructura de madera, como son específicamente, el peso del concreto y el peso de la propia estructura de madera y acero.

#### **7.15.2.1.2 Carga Viva**

A diferencia de la carga muerta, que permanece tanto en magnitud como en posición, es normalmente necesario considerar sobre-cargas que puedan variar de emplazamiento.

Las cargas móviles, son las que mueven por su propia energía, tales como los obreros en el elemento estructural o el movimiento del equipo de bombeo durante el proceso de colado.

Hay una clasificación de efectos dinámicos según M. J. Ricoubard la cual se presenta a continuación:

ESPEORES	CARGA (kg/mt <sup>2</sup> )
De 0.00 a 20.0	100
De 20.0 a 30.0	150
De 30.0 a 60.0	200
Para espesores encima de los anteriores	250

#### 7.15.2.2 Carga Laterales

Las cargas estudiadas hasta ahora actúan verticalmente, aunque no es necesario que la sobrecarga y efectos de impacto asociados a ellas actúan en tal dirección. Pero existen otro tipo de carga que deben tomarse en cuenta en el diseño de los moldes como son las cargas horizontales a laterales, las cuales se mencionan a continuación:

- a) Presión del Concreto
- b) Cargas Sísmicas
- c) Fuerzas e Vientos

De las tre fuerzas laterales mencionadas, dos no se toman en cuenta, que son "b" y "c", ya que la presión del concreto es la condición más desfavorable para el diseño del encofrado.

##### 7.15.2.2.1 Presión del Concreto

Al descargar el concreto sobre los moldes, éste produce una presión que se incrementa en forma irregular (no es constante), según sea la altura

de descarga, la cual no sigue ninguna norma para incrementar la presión. En base a estudios realizados por entidades asociadas a las actividades relacionadas con el concreto, los encofrados son diseñados con un buen margen de tolerancia.

Existe una hipótesis de que el concreto "semi-fluido" ejerce una presión hidrostática de dirección horizontal y forma triangular donde la presión sería

$$P=2500 \text{ kg/m}^3 * h \text{ (mts)}$$

Ec. 202

La presión del concreto no sobrepasa nunca los 4500 kg/mt<sup>2</sup> cualesquiera que sea la altura.

- La presión no se transmite más allá de 2.2 mts. de capacidad
- Los retardadores de fraguado incrementan la presión del concreto.

Aunque la presión del concreto existe para nuestro caso no se diseñará ninguna estructura debido a que esta presión será absorbida por las paredes laterales de la caja (Muro y pared de frente de bóveda).

### 7.15.3 Propiedades Físicas de los Elementos a Utilizar

Elemento - Madera de pino

- Peso específico = 0.7174

- Módulo de elasticidad = 68 kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencias de fibras extremas = 70 kg/cm<sup>2</sup>
- Peso por pie<sup>3</sup> = 20.13 kg

#### Elemento - Hierro A36

- Resistencia a la fluencia = 36 Kip/plg<sup>2</sup>
- Resistencia a la tracción = (58-80) Kip/plg<sup>2</sup>
- Módulo de elasticidad =  $2.04 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>

#### 7.15.4 Especificaciones para Diseño Estructural

La base para el diseño de acero estructural es prácticamente el AISC, American Institute of Steel Construction. Estas especificaciones relacionan los esfuerzos de trabajo admisibles con el límite de fluencia del material.

##### a) Tensión

$$F_b = 0.6 * F_y \quad \text{Ec. 203}$$

F<sub>b</sub> = Esfuerzo admisible de tensión

F<sub>y</sub> = Punto de decadencia del acero

##### b) Cortante

$$F_v = 0.4 * F_y \quad \text{Ec. 204}$$

Donde:

F<sub>v</sub> = Esfuerzo admisible por cortante

## c) Compresión

Para poder determinar los esfuerzos de compresión admisible de cada elemento, se ocuparán los valores que se encuentran en la tabla 3-36 de AISC, calculando previamente el valor de la longitud efectiva ( $K*L/r$ )

Donde:

$K$  = Constante, cuyo valor depende de la condición de apoyo

$L$  = Longitud no arriostrada

$r$  = Radio de giro

Para el diseño de la estructura de madera el esfuerzo en la fibra extrema se calcula así:

$$f_b = \frac{M*c}{I} = \frac{M}{S} \quad \text{Ec. 206}$$

Donde:

$f_b$  = Esfuerzo de la fibra más alejada del eje neutro

$M$  = Momento flector debido a cargas que actúan

$I$  = Momento de inercia de la sección

$S$  = Módulo de sección

$c$  = Centroides de sección

Se debe cumplir que :

$$f_b < F_b$$

### 7.15.5 Diseño de Encofrado de Madera

#### 7.15.5.1 Datos de Diseño

Ancho de cuartón	=	5 cm
Largo de cuartón	=	10 cm
Fy	=	70 kg/cm <sup>2</sup>
Area	=	50 cm <sup>2</sup>
Claro	=	100 cm
Espesor de concreto	=	85 cm
Carga viva	=	250 kg/mt <sup>2</sup>
Peso volumétrico de la madera	=	671 kg/mt <sup>3</sup>
Peso volumétrico del concreto	=	2400 kg/mt <sup>3</sup>

#### 7.15.5.2 Evaluación de Cargas

$$\text{Carga del concreto} = 2400 \text{ kg/mt}^3 * 0.85 \text{ mt} * 0.05 \text{ mt} = 102 \text{ kg/mt}$$

$$\text{Carga viva} = 250 \text{ kg/mt}^2 * 0.05 \text{ mt} = 12.5 \text{ kg/mt}$$

$$\text{Carga propia} = 671 \text{ kg/mt}^3 * 0.05 \text{ mt} * 0.10 \text{ mt} = 3.35 \text{ kg/mt}$$

$$\text{Carga Total} = 117.85 \text{ kg/mt}$$

#### 7.15.5.3 Evaluación de Acciones Internas

Considerando el cuartón simplemente apoyado:

$$R_a = R_b = 58.925 \text{ kg}$$

$$M(\text{momento máximo}) = \frac{W * L^2}{8}$$

$$M = 117.85 \text{ kg/mt} * 1\text{mt}^2/8$$

$$M = 14.73 \text{ Kg-mt}$$

$$I = 1/12 * b * h^3$$

$$I = 1/12 * 0.05\text{mt} * (0.10 \text{ mt})^3$$

$$I = 0.0000041 \text{ mt}^4 \text{ (} 4.1 \times 10^{-6} \text{ mt}^4 \text{)}$$

$$c = h/2 = 10 \text{ cm}/2 = 5 \text{ cm (} 0.05 \text{ mt)}$$

$$f_b = \frac{M * c}{I}$$

$$f_b = (1473 \text{ kg-mt} * 0.05 \text{ mt}) / 4.1 \times 10^{-6} \text{ mt}^4$$

$$f_b = 179634.14 \text{ kg/mt}^2 \text{ (} 17.963414 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$f_b = 0.6 * f_y$$

$$f_b = 0.6 * 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$f_b < F_b$  La sección resiste las sollicitaciones de carga

### 7.15.6 Diseño de Estructura Metálica

#### 7.15.6.1 Diseño de Macomber Tipo I

##### 7.15.6.1.1 Datos de Diseño

- Acero

= A36

- Soporte laterales = 0.85 mt
- Espaciamiento entre macomber = 1 mt (100 cms)
- Claro no apoyado = 9.2 mt
- Carga viva = 250 kg/mt<sup>2</sup>

#### 7.15.6.1.2 Evaluación de Cargas

- Carga de concreto =  $2400 \text{ kg/mt}^3 * 0.85 \text{ mt} * 1 \text{ mt} = 2040 \text{ kg/mt}$
- Carga viva =  $250 \text{ kg/mt}^2 * 1 \text{ mt} = 250 \text{ kg/mt}$
- Peso propio =  $2290 \text{ kg/mt} * 0.1 = 229 \text{ kg/mt}$
- Peso de la madera =  $671 \text{ kg/mt}^3 * 0.05 * 1 \text{ mt} = 33.55 \text{ kg/mt}$

Carga Total = 2552.55 kg/mt

#### 7.15.6.1.3 Evaluación de Acciones Internas

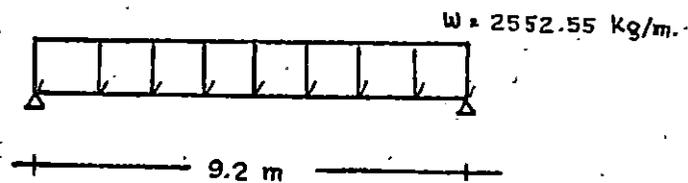


Fig.

$$M = W * L^2 / 8$$

$$M = [2552.55 \text{ kg/mt} * (9.2 \text{ mt})^2] / 8$$

$$M = 27005.978 \text{ kg-mt}$$

$$M = 27005.978 \text{ kg-mt} (2338.437 \text{ Kip-pulg})$$

$$T = C = M/d$$

Donde:

$$d = h - 1"$$

$$h = L/20 = 9.2\text{mt}/20 = 0.46 \text{ mt}$$

Se utilizará un  $h = 0.7 \text{ mt}$

Entonces:

$$d = 27.6" - 1" = 26.6"$$

$$T = c = 2338.437 \text{ Kip-pulg}/26.6 \text{ pulg}$$

$$T = c = 87.91 \text{ Kip}$$

#### 7.15.6.1.4 Diseño por Tensión (Cuerda Inferior)

$$A_s = T/f_b$$

$$A_s = 87.91 \text{ Kip}/22 \text{ Ksi}$$

$$A_s = 3.99 \text{ plg}^2; \text{ usar dos ángulos } 3" \times 3" \times 3/8 (A_s = 4.22 \text{ plg}^2)$$

#### 7.15.6.1.5 Diseño por Compresión (Cuerda Superior)

Dos ángulos (2L  $3\frac{1}{2}" \times 3\frac{1}{2}" \times 3/8"$ )

$$f_a = 87.91 \text{ Kip}/497 \text{ plg}^2$$

$$f_a = 17.69 \text{ Ksi}$$

#### 7.15.6.1.5.1 Chequeo de Pandeo Local

$$L = 27.6"/\text{sen } 60^\circ = 31.87"$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 * 31.87''}{0.913''} = 34.906 \text{ de la Tabla 3.36 AISC}$$

$$F_a = 19.95 \text{ Ksi}$$

$$f_a < F_a \quad \text{Ok}$$

#### 7.15.6.1.5.2 Chequeo de Pandeo Total

$$y-y' = 2 * [2.87 \text{ plg}^4 + (2.48 \text{ plg}^2 * (1.01'' + 0.5'')^2)]$$

$$y-y' = 17.05 \text{ plg}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{(17.05 \text{ pulg}^4)}{2 * 2.47 \text{ plg}^2}}$$

$$r_y = 3.45 \text{ plg}$$

$$\frac{K * L}{r_y} = \frac{1 * 78.74''}{3.45''} = 22.82$$

De la tabla 3.36 de AISC,  $F_a = 20.42 \text{ Ksi}$

Donde  $F_a > f_a$

#### 7.15.6.1.5.3 Diseño de Celosía

2 No. 8 @ 60°

$$V_{\text{máx}} = 11,741.73 \text{ kg} (25.82 \text{ Kip})$$

$$f_a = \frac{25.82 \text{ Kip} / \text{sen } 60^\circ}{2 * 0.7854 \text{ plg}^2} = 18.98 \text{ Ksi}$$

$$I_k = I_c + A_s * d'$$

$$I_k = 2*[0.049081 \text{ plg}^4 + (0.7854 \text{ plg}^2*(0.25" + 0.5")^2)]$$

$$I_k = 0.982 \text{ plg}^2$$

$$r_k = \sqrt{\frac{I}{A_s}}$$

$$= \sqrt{\frac{0.982 \text{ plg}^2}{2*0.785 \text{ plg}^2}} = 0.7906 \text{ plg}$$

$$\frac{K * L}{r_y} = \frac{1*38.87 \text{ plg}}{0.7906 \text{ plg}} = 40.31$$

$$F_a = 19.16 \text{ Ksi}$$

$$F_a > f_a \quad \text{Ok}$$

### 7.15.6.2 Diseño de Macomber Tipo II

#### 7.15.6.2.1 Datos de Diseño

- Acero = A36
- Soportes laterales = 2 mt
- Espesor de concreto = 0.65 mt
- Espaciamiento entre macomber = 1 mt
- Claro no apoyado
- carga viva = 250 kg/mt<sup>2</sup>

### 7.15.6.2.2 Evaluación de Cargas

$$\text{Carga de concreto} = 2400 \text{ kg/mt}^3 * 0.65 \text{ mt} * 1 \text{ mt} = 1560 \text{ kg/mt}$$

$$\text{Carga viva} = 250 \text{ kg/mt}^2 * 1 \text{ mt} = 250 \text{ kg/mt}$$

$$\text{Peso propio} = 1810 \text{ kg/mt} * 0.1 = 181 \text{ kg/mt}$$

$$\text{Peso de madera} = 671 \text{ kg/mt}^3 * 0.05 \text{ m} * 0.1 \text{ mt} = 33.55 \text{ kg/mt}$$

$$\text{Carga total} = 2024.35 \text{ kg/mt}$$

### 7.15.6.2.3 Evaluación de Acciones Internas

$$M = \frac{W * L^2}{8} = 2024.35 \text{ kg} * (4 \text{ mt})^2 / 8$$

$$M = 4048.7 \text{ kg-mt} \quad (350.575 \text{ Kip-pulg})$$

$$V_{\text{máx}} = 4048.7 \text{ kg} \quad (8.903 \text{ Kip})$$

$$T = C = M/d$$

Donde:

$$d = h - 1"$$

$$h = L/20 = 4 \text{ mt} / 20 = 0.2 \text{ mt} \approx 0.3 \text{ mts}$$

$$d = 11.81" - 1" = 10.81"$$

$$T = C = 350.575 \text{ Kip-pulg} / 10.81 \text{ pulg}$$

$$T = C = 32.431 \text{ Kip}$$

### 7.15.6.2.4 Diseño por Tensión

$$A_s = T / f_b = 32.431 \text{ Kip} / 22 \text{ Ksi} = 1.47 \text{ plg}^2$$

Utilizar dos ángulos de 2"x2"x 1/4" (188 plg<sup>2</sup>)

### 7.15.6.2.5 Diseño por Compresión

Utilizar dos ángulos 2"x2"x3/8"

$$f_a = \frac{32.431 \text{ Kip}}{2.72 \text{ plg}^2} = 11.923 \text{ Ksi}$$

#### 7.15.6.2.5.1 Chequeo por Pandeo Local

$$L = 11.81'' / \text{sen } 60^\circ = 13.64''$$

$$\frac{K * L}{r_x} = \frac{1 * 13.64 \text{ plg}}{0.594 \text{ plg}''} = 22.96 \quad \text{del AISC } F_a = 20.41 \text{ Ksi} \\ \text{Tabla 3-3C}$$

$$f_a < F_a \quad \text{Ok}$$

#### 7.15.6.2.5.2 Chequeo de Pandeo Total

$$y-y' = 2 * [0.479 \text{ plg}^4 + (1.36 \text{ plg}^2 * (0.635'' + 0.5'')^2)]$$

$$y-y' = 4.462 \text{ plg}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{(4.462 \text{ plg}^4)^2}{2.72 \text{ plg}^2}}$$

$$r_y = 1.281 \text{ plg}$$

$$\frac{K * L}{r_y} = \frac{1 * 78.74''}{1.281''} = 6146$$

De la tabla 3.36 de AISC,  $F_a = 17.29 \text{ Ksi}$

$$\text{Donde } f_a < F_a \quad \text{Ok}$$

## 7.15.6.2.5.3 Diseño de Celosía

$$V_{\text{máx}} = 8.903 \text{ Kip}$$

$$f_a = \frac{8.903 \text{ Kip} / \text{sen } 60^\circ}{0.7854} = 13.09$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1 * 11.81''}{0.25''} = 47.24 \text{ de AISC}$$

$$F_a = 18.59 \text{ Ksi}$$

$$f_a < F_a \quad \text{Ok}$$

De la tabla 3.36 de AISC,  $F_a = 17.29 \text{ Ksi}$

$$\text{Donde } f_a < F_a \quad \text{Ok}$$



**CAPITULO VIII**  
**PRESUPUESTO**

## 8.0 PRESUPUESTO

### 8.1 Introducción

La presente fase conlleva a realizar la estimación de costos por cada método a utilizar; uno por el método de bolsas inflables y el otro por el método convencional.

Primeramente se detalla el monto global para ejecutar la obra mediante el proceso de bolsas inflables, utilizando el método de costos directos, posteriormente se dará a conocer el costo total que ascenderá la obra utilizando el método convencional.

Las partidas analizadas son: excavaciones y compactaciones, losa de fundación, encofrado, arco y caja de conexiones.

Todos los costos propuestos, para el método constructivo empleando cimbras (convencional) se basó o auxilió de los datos que proporciona el Laudo Arbitral Vigente, tablas de rendimiento básicos y el Manual del Constructor.

LONGITUD DE LA BOVEDA	462.60 metros lineales					
AREA DE LA BOVEDA	27.71	298.27 pies				
Carga vehicular	HS-	0				
Relleno compactado		20 metros				
Ancho interno del arco		27.56 pies				
Alto interno del arco		13.78 pies				
Area Hidraulica		290.10 pies <sup>2</sup>				
Longitud de bandas		43.31 pies				
Resistencia del concreto del arco	4,000.00 psi		<table border="1" data-bbox="1066 338 1361 374"><tr><td>3,002,019.05</td><td>arco</td><td>2,531,716.19</td></tr></table>	3,002,019.05	arco	2,531,716.19
3,002,019.05	arco	2,531,716.19				
Volumen de shotcrete	2.206 yard <sup>3</sup> /pie.		<table border="1" data-bbox="1066 374 1361 411"><tr><td>3,801,199.20</td><td>losa</td><td>3,231,019.32</td></tr></table>	3,801,199.20	losa	3,231,019.32
3,801,199.20	losa	3,231,019.32				
Acero del arco	88.39 lbs/pie.		<table border="1" data-bbox="1066 411 1361 447"><tr><td>1.00</td><td>paredes</td><td>0.85</td></tr></table>	1.00	paredes	0.85
1.00	paredes	0.85				
Resistencia del concreto de la losa	4,000.00 psi		<table border="1" data-bbox="1066 447 1361 483"><tr><td>1,856,070.53</td><td>indirecto</td><td>742,428.21</td></tr></table>	1,856,070.53	indirecto	742,428.21
1,856,070.53	indirecto	742,428.21				
Volumen de concreto	3.053 yard <sup>3</sup> /pie					
Acero de la losa	336.90 lbs/pie.		<table border="1" data-bbox="1066 499 1259 540"><tr><td>8,659,289.78</td><td></td><td>6,525,164.58</td></tr></table>	8,659,289.78		6,525,164.58
8,659,289.78		6,525,164.58				
Ancho de la losa	33.46 pies					
Precio de un dolar	8.80 colones		3164.556662			
Numero de turnos	1					
PRECIO NORMAL	19,719.74 por ml					
TIEMPO DE EJECUCION DEL ARCO	118.00 dias habiles					

**COSTO DIRECTO : 6803219.25**

**TERRACERIA : 5150497.20**

**CONEXIONES : 189052.49**

**¢ 12142768.94**

## PRESUPUESTO

METODO: TRADICIONAL

PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO	SUBTOTAL
1. Terraceria				5150497.2
2. Fundación	462.2	M1	10172.95	4701937.49
3. Arco	462.2	M1	6902.12	3190159.86
4. Encofrado				
4.1 Vigas	3	Módulo	20211.38	60634.14
4.2 Madera	3	Módulo	22071.7	66215.10
4.3 Lámina	3	Módulo	47739.5	143218.50
5. Conexiones				
5.1 Excavación	252	M3	30	7560.00
5.2 Compactación	252	M3	162.95	41063.40
5.3 Muro	246.8	M3	248.16	61245.88
5.4 Viga				
Metálica (H =0.3m)		M1	326.07	7825.68
5.5 Viga				
Metálica (H= 0.7m)		M1	607.82	22732.47
5.6 Madera	41.8	M1	130.58	5458.28
5.7 Losa Densa	30.12	M3	1433.16	<u>43166.78</u>
		TOTAL		13,501714.78

PRECIOS UNITARIOS

Fecha : \_\_\_\_\_

MACOMBER

Proyecto: Bóveda - A. MEJICANOS

Ubicación : Sector Norte de UES

Hoja : 1

**1. COSTO DE MATERIALES**

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Angulo: 2½" x 2½" x 3/16"	Pieza	3.66	138.78	1.1	558.73
1½" x 1½" x 1/8"	Pieza	3.14	77.00	1.1	265.96
Electrodos	Lb	3.63	15.40	1.1	61.49
Sierra	Unidad	6.5	7.70	1.1	55.06
Pintura Anticorrosiva	Gal	0.6	95.00	1.1	62.70
Brocha	Unidad	2.0	13.20	1.1	29.04
Solvente mineral	Gal	0.17	27.02	1.1	5.09
<b>SUB-TOTAL</b>					<b>1,038.07</b>

**2.0 COSTO DE MANO DE OBRA**

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Fabricación y Montaje de Macomber	ml	6.0			
<b>SUB-TOTAL</b>					<b>0.00</b>

**3.0 OTROS**

<b>SUB-TOTAL</b>					
<b>TOTAL</b>					<b>0.00</b>

TOTALES = Material + Mano de Obra + Otros =

4.0 ESQUEMA	5.0 OBSERVACIONES
	Costo para mitad de vigas
	ϕ 1443.67 x 2 = ϕ 2,887.34

PRECIOS UNITARIOS  
ESTRUCTURA DE  
MADERA

Fecha : \_\_\_\_\_

Proyecto: Bóveda - A. MEJICANOS

Ubicación : Sector Norte de UES

Hoja : 2

1. COSTO DE MATERIALES

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Cuartones 2" x 4"	vrs	34.93	8.75	1.1	101.88
Clavos 4"	lb	6.11	3.63	1.1	26.79
Alambre de amarre	qq	0.25	269.50	1.1	74.12
<b>SUB-TOTAL</b>					202.79

2.0 COSTO DE MANO DE OBRA

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Hechura de armadura	SG	1	900.00	1.3	1170.0
<b>SUB-TOTAL</b>					1,170.00

3.0 OTROS

<b>SUB-TOTAL</b>					
<b>TOTAL</b>					1,372.79

TOTALES = Material + Mano de Obra + Otros =

4.0 ESQUEMA	5.0 OBSERVACIONES
	* Mano de obra incluye el factor de prestación = 1.1
	* La madera se utilizará 3 veces
	* Franja de 1.0 mt prof.
	5 mt de encofrado: \$1013.95
	M. de O. : \$ 5,850.00





**PRECIOS UNITARIOS  
LOSA DE FUNDACION**

Fecha : \_\_\_\_\_

Proyecto: Bóveda - A. MEJICANOS

Ubicación : Sector Norte de UES

Hoja : 5

**1. COSTO DE MATERIALES**

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Concreto $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	7.65	584.10	1.1	4,915.20
Acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$					
No. 3	varilla	14.85	14.65	1.1	230.31
No. 8	varilla	12.78	121.00	1.1	1,701.01
No. 10	varilla	5.03	168.00	1.1	929.54
Alambre de amarre	lb	64.68	3.52	1.1	250.44
Tabla de pino 12" x 1"	varas	6.0	11.49	1.1	75.83
				<b>SUB-TOTAL</b>	<b>8,111.33</b>

**2.0 COSTO DE MANO DE OBRA**

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Colocación de concreto	hrs/h	14	4.73	1.3	86.09
Armadura: No. 3	qq	0.91	58.42	1.3	69.11
No. 8	qq	6.1	35.04	1.3	277.87
No. 10	qq	2.70	35.04	1.3	122.99
Curado	SG	1	33.12	1.3	43.06
				<b>SUB-TOTAL</b>	<b>599.12</b>

**3.0 OTROS**

Bomba	h	3.0	300.00	1.3	1,170.00
Vibrador	h	3.0	75.00	1.3	292.50
				<b>SUB-TOTAL</b>	<b>1,462.50</b>
				<b>TOTAL</b>	<b>10,172.95</b>

TOTALES = Material + Mano de Obra + Otros =

4.0 ESQUEMA	5.0 OBSERVACIONES
	* Franja de análisis: 1 m de prof.
	* Todos los precios son dados incluyendo el IVA
	* Las cantidades de material se han incrementado en un 10% debido al desperdicio.

PROYECTO:

ESQUEMA:

Partida: Excavación

Sub Partida: Excavación

Unidad: 126

Referenc. Hoja de Cálculo No.

**MATERIALES**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Excavación	126	m <sup>3</sup>	30.00	1.1	4,158.00	
					4,158.00	

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	No de laudo o precio convencional

**EQUIPO**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones

Materiales  
Mano de Obra  
Equipo

TOTAL COSTO DIRECTO : ϕ4,158.00

TOTAL COSTO POR UNIDAD : 30 m<sup>3</sup>

PROYECTO:

ESQUEMA:

Partida: Compactación

Sub Partida:

Unidad: 126 mt

Referenc. Hoja de Cálculo No. 1

MATERIALES

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Tierra blanca	86.94	m <sup>3</sup>	30.00	1.1	2,869.02	
Cemento	126	bolsa	30.00	1.1	4,158.00	
Agua	31.5	m <sup>3</sup>	2.5	1.1	8,863.00	
					7,113.85	

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	No de laudo o precio convencional
Acarreo	504	h/h	4.73	1.3	3,099.10	
					3,099.10	

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Compresor	17.64	h	300.00	1.3	6,879.60	
Bailannes (3 u)	52.92	h	50.00	1.3	3,439.80	
					10,319.40	

Materiales  
Mano de Obra  
Equipo

TOTAL COSTO DIRECTO :

¢ 20,532.15

TOTAL COSTO POR UNIDAD :

¢ 162.95 m<sup>3</sup>

PROYECTO:

ESQUEMA:

Partida: Muro de Piedra
Sub Partida:

319.5

Unidad: ~~123.4 m<sup>3</sup>~~

Referenc. Hoja de Cálculo No.

**MATERIALES**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Piedra	117.23	m <sup>3</sup>	80.00	1.1	10,316.24	
Cemento	185.1	bolsa	30.00	1.1	6,108.30	
Arena	37.02	m <sup>3</sup>	60.00	1.1	2,443.32	
Agua	61.70	m <sup>3</sup>	2.50	1.1	169.88	
Regla de pino	30	vrs	4.15	1.1	138.95	
Clavo de 2½" c/c	30	lbs	2.90	1.1	95.70	
Clavo de 4" c/c	40	lbs	2.90	1.1	127.60	
Excavación	25	m <sup>3</sup>	30.00	1.1	82.50	
Cuartón de Pino	62	vrs	8.25	1.1	562.85	
					20,785.44	

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	No de laudo o precio convencional
Hechura de muro	123.4	m <sup>3</sup>	48.15	1.3	7,403.39	
Acarreo general	370.2	h/h	4.73	1.3	2,278.36	
Hechura de andamio 1o.	8	mts	8.68	1.3	69.28	
Hechura de andamio 2o.	8	mts	8.52	1.3	88.61	

**EQUIPO**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones

Materiales  
Mano de Obra  
Equipo

TOTAL COSTO DIRECTO :

\$ 30,623.06
--------------

TOTAL COSTO POR UNIDAD :

\$ 248.1609/m <sup>3</sup>
----------------------------

PROYECTO:

ESQUEMA:

Partida: Losa Densa

Sub Partida: VM-H = 0.3 mt

Unidad:

12

Referenc. Hoja de Cálculo No.

**MATERIALES**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Hierro No. 8	4	v	121.00	1.1	533.40	
Angulo 2"x2" x 1/4"	24	mt	34.30	1.1	908.50	
Angulo 2"x2"x 3/8"	24	mt	62.83	1.1	1,658.71	
Electrodo	3	lbs	4.90	1.1	26.95	
Pintura anticorrosiva	4/5	gls	95.00	1.1	89.60	
Sierras	10	u	6.50	1.1	71.50	
Esponjas	8	u	1.10	1.1	9.88	
					3,288.89	

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	No de laudo o precio convencional?
Hechura y colocación	12	mt	40.00	1.3	624.00	
					624.00	

**EQUIPO**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones

Materiales  
Mano de Obra  
Equipo

TOTAL COSTO DIRECTO : \$3,912.89

TOTAL COSTO POR UNIDAD : 326.074

PROYECTO:

Partida: Losa Densa
Sub Partida:
Unidad: 18,7 mts
Referenc. Hoja de Cálculo No.

ESQUEMA:
----------

MATERIALES

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Angulo 3"x3"x3/8"	37.4	mts	91.75	1.1	3,772.74	
Angulo 3½"x3½"x3/8"	37.4	mts	125.87	1.1	5,178.30	
Hierro No. 8	8	va	121.00	1.1	798.80	
Electrodo 1/8"	8	caja	4.90	1.1	32.34	
Pintura anticorrosiva	6/5	gls	95.00	1.1	125.40	
Sierras	15	u	6.50	1.1	107.25	
Espanjas	12	u	1.10	1.1	14.52	
					10,029.15	

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	No de laudo o precio convencional
Hechura y colocación	18.7	mts	65	1.3	1,337.05	
					1,337.05	

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones

Materiales  
Mano de Obra  
Equipo

TOTAL COSTO DIRECTO : ¢ 11,366.20

TOTAL COSTO POR UNIDAD : 607.82

**PROYECTO:**

Partida: Losa Densa
Sub Partida: Encofrado de Madera
Unidad: 20.9 mt
Referenc. Hoja de Cálculo No.

ESQUEMA:
----------

**MATERIALES**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Cuartón de pino	200	v	8.25	1.1	1,815.00	
Clavo de 4"	30	lbs	2.90	1.1	95.70	
					1,910.70	

**MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	No de laudo o precio convencional
Acarreo	3	h/h	4.73	1.3	18.44	
Hecura de tarima	3	sg	-	-	800.00	
					818.44	

**EQUIPO**

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones

Materiales  
Mano de Obra  
Equipo

TOTAL COSTO DIRECTO : ¢ 2,729.14

TOTAL COSTO POR UNIDAD :

PROYECTO:

ESQUEMA:

Partida: Losa Densa
Sub Partida:
Unidad: 15.067
Referenc. Hoja de Cálculo No.

ESQUEMA:
----------

MATERIALES

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Concreto fc'=280 kg/cm <sup>2</sup>	15.067	m <sup>3</sup>	584.10	1.1	9,680.70	
Hierro No. 8 grado 80	59.17	va	121.00	1.1	7,875.53	
Hierro No. 3 grado 80	434	va	14.65	1.1	699.40	
Alambre de amarre	1.5	qq	308.90	1.1	509.69	
Sierras	50	u	6.50	1.1	357.50	
Agua	2	m <sup>3</sup>	2.50	1.1	5.50	
					19,128.38	

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	No de laudo o precio convencional
Acarreo y varios	28	h/h	4.73	1.3	172.17	
Aconodamiento de concreto	8	h/h	5.75	1.3	59.80	
Curado	1	eg	-	1.3	33.12	
Armadurfa No. 8	29.59	qq	27.11	1.3	1,042.84	
Armadurfa No. 3	3.1	qq	45.20	1.3	182.18	
					1,490.09	

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	P.UNITARIO	FACTOR	SUB-TOTAL	Observaciones
Bomba	2	h	300.00	1.3	780.00	
Vibrador	2	h	75.00	1.3	195.00	
					975.00	

Materiales  
 Mano de Obra  
 Equipo

TOTAL COSTO DIRECTO : ¢ 21,593.47

TOTAL COSTO POR UNIDAD : ¢1,433.16

**CAPITULO IX**  
**METODO CONSTRUCTIVO**

## CAPITULO 9

### 9.0 PROCESO CONSTRUCTIVO

#### 9.1 Introducción

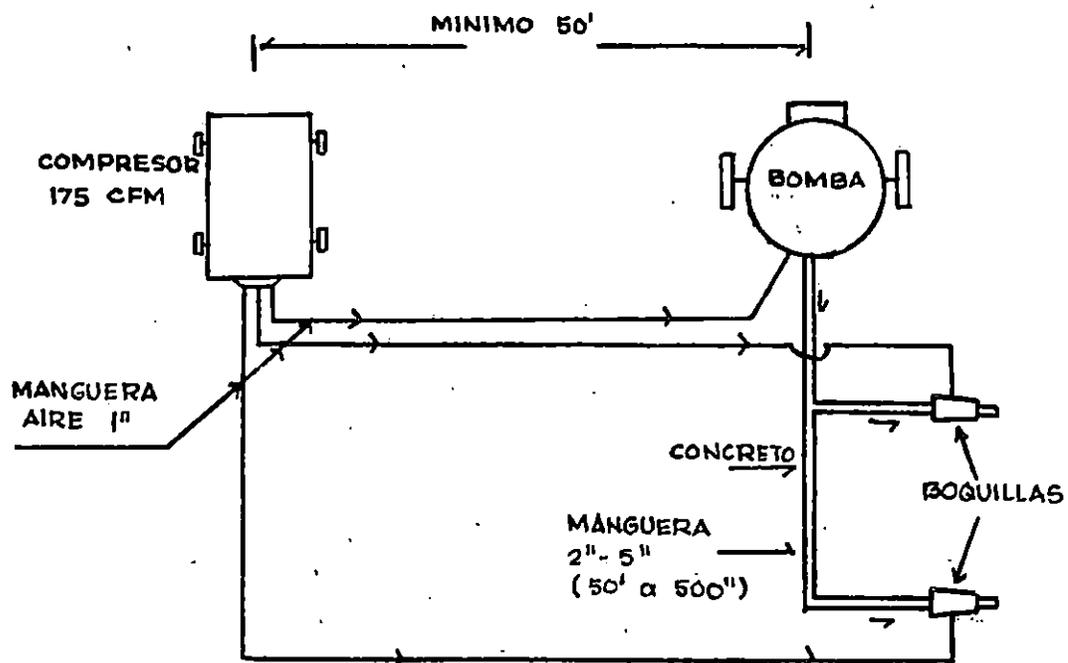
Para ejecutar la bóveda propuesta, se propone en este capítulo dos procesos constructivos; un primer proceso, el cual se basa en un molde o forma hemisférica, inflándose mediante la aplicación de aire a alta presión lo que conformará el molde o encofrado ideal que soportará el concreto vertido; esta tecnología en cuanto a encofrado se refiere. Es un fiel avance del mercado internacional de la construcción, por lo que se considera de gran aporte utilizarlo en el presenta trabajo con el objetivo de familiarizarse con los principios, los componentes y facilidades que este método presenta. Para realizar este proyecto de gran envergadura en el país posee una .

Finalmente se da a conocer el proceso para construir un encofrado con elementos normalmente utilizados en nuestro medio. El cual se compone principalmente de láminas de hierro negro, armadura de madera y piezas metálicas (vigas macombers).

#### 9.2 Preparación del Sitio

- a) Suficiente ancho fuera de la losa, 3 pies a 4 pies en cada lado le deja espacio al operario de la boquilla para poder mover la manguera y la boquilla de Shotcrete. Esto también es necesario si el andamiaje es usado.

- b) El largo del canal y de la losa es importante debido a que la forma es mas larga que cada colada. Los extremos de las formas tienen que ser sujetados por lo menos a la elevación del arco. Esta requiere localizaciones sujetadas afuera de la cara del arco o cabecera, se sugiere que por lo menos seis (6) pies de losa se extienda pasando cada extremo de la estructura si es posible. si esto no es posible otras restricciones como vigas I de acero, tienen que ser proveídas para extender línea de anclaje.
- c) Suficiente espacio para acceso eficiente tiene que ser proveído para equipo de Shotcrete (bombas, compresores, etc) Este equipo debe ser situado como se muestra en la Figura,



- d) No se puede llevar nada dentro de sitio, a menos que sea necesario se dejará las formas, compresores, de aire y reguladores en el taller, hasta que se este listo para usarlos.

### 9.2.1 Construcción de Losa

La fundación para un arco de AIR-O-FORM tiene una función doble. Naturalmente para sostener el arco y cualquier peso, pero también para asegurar la forma y resistir la fuerza desarrollada por la forma durante la inflación. Se hace esto, usando un hierro angular anclado a la losa en sitios predeterminados, la frecuencia de las posiciones de las anclas es calculado por el ingeniero en estructuras, basado en las recomendaciones del fabricante para el sistema de anclaje escogido. Consideraciones importantes durante la construcción de la losa son como sigue:

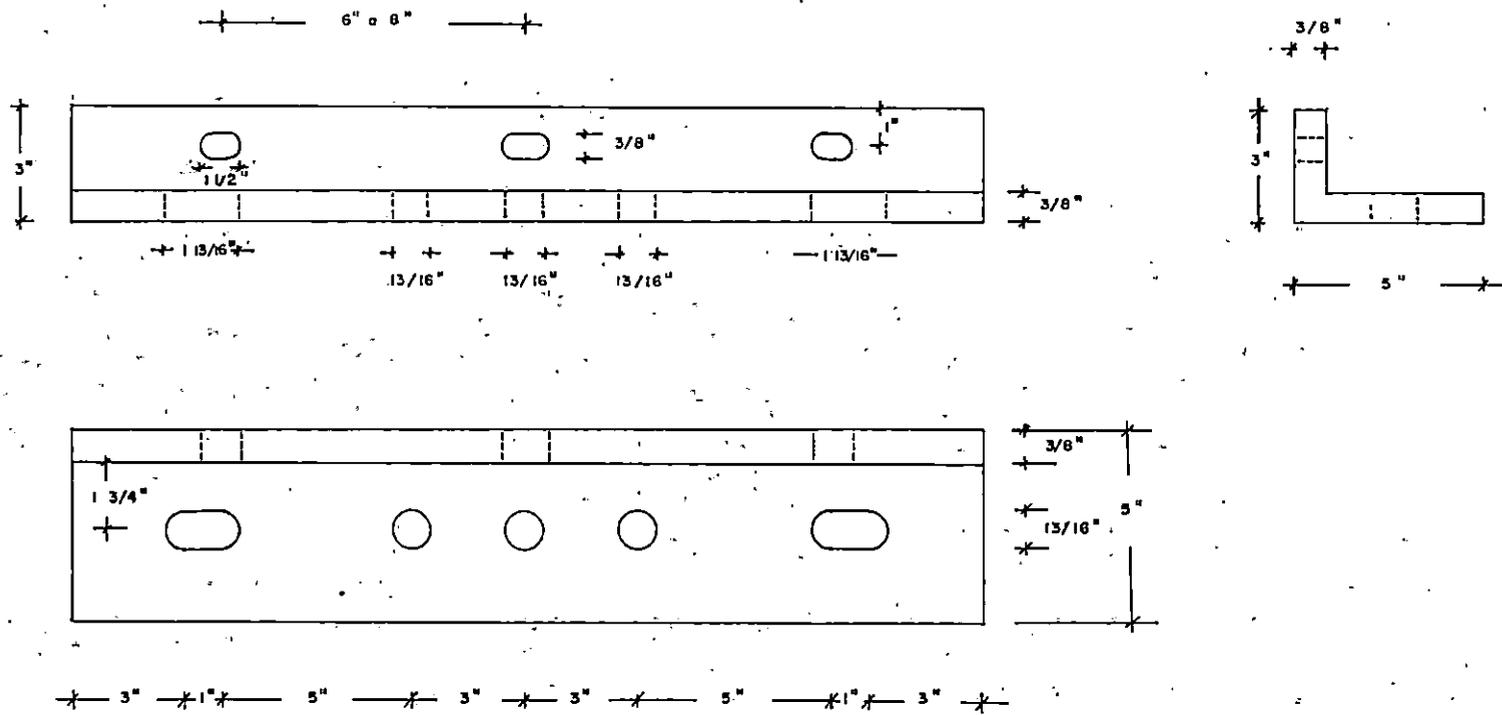
- a) Por lo menos seis (6) pies de losa debe ser extendida pasado cada extremo del arco por cabecera, para poder sujetar los extremos de la forma y así disminuir el esfuerzo en la forma de aire.
- b) Asegurar que las barras longitudinales de la losa no esten alineadas directamente debajo de las posiciones de las anclas cuando se coloque el refuerzo de acero en la losa.

Esto puede causar una experiencia terrible cuando se usa el sistema de anclaje con taladro.

### 9.3 Hierro Angular

El método típico de restricción de la forma es un ángulo de 3"x5"x3/8", asegurado en la losa por un tipo de anclaje, arcos generalmente grandes requerirán ángulos más grandes.

- a) Los ángulos deben ser cortados en largos de 8' x 10', aberturas para recibir bandas estan centradas a cada 8", 1" debajo de la parte superior de la pieza vertical. Huecos de ancla y aberturas son puestos 1 3/4" de la cara de la pieza vertical, para permitir un espacio de ancla de 6" a 8", algunos arcos pueden requerir solamente 12", 18" ó 24" de espacio.
- b) Talones (pequeñas piezas de bandas), deben ser fijados a cada abertura de la pieza vertical, esto debe ser hecho en el taller, para ganar tiempo en la preparación en el sitio. Los talones deben ser cortados aproximadamente 36" de largo. Doble el talón como 10" de un extremo y póngalo por la abertura de la pieza vertical (extremo corto en ángulo de adentro). Sellar las juntas del talón en el lado liso del sello este hacia afuera banda para la forma serán selladas al extremo largo de estos talones.



U E S		
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
CONTENIDO: PROCESO CONSTRUCTIVO		
BOVEDA AIR O FORM : ANGULAR		
PRESENTAN:	S I N ESCALA	FIGURA
LINARES LINARES, MILTON RAFAEL MENJIYAR HERNANDEZ, JOSE DOUGLAS MORENO RIVERA, APOLONIO DANIEL		9.2

#### 9.4 Banda de Acero

El largo de la banda de acero y la posición de los extremos de anclado determinan el tamaño y la forma del arco de AIR-O-FORM. El correcto y uniforme de las bandas es crítico en forma una estructura eficiente y simétrica. Las siguientes especificaciones tienen que ser cumplidas para asegurar suficiente fuerza para la formación.

##### a) Steel Strapping

3/4" x 0.031" de alta resistencia, cuando se éste usando el hierro angular para asegurar las bandas a la losa, se coloca el extremo de la banda a la parte de arriba de la pierna horizontal del ángulo. Por lo tanto el largo de la banda tiene que ser reducida al doble del grueso del ángulo (Ejemplo: 5" x 3"x 3/8" ángulo, reduce el largo de la banda por 3/4").

##### b) Sello o Grapa

Sirve para sujetar las bandas, estos sellos requieren una conexión de estalladura doble para arriba, para suficiente fuerza mientras la forma se esta inflando, se recomienda en sellado neumático.

#### 9.5 Preparación para la Construcción de Arco de Entrenamiento

a) La losa para el arco de entrenamiento debe ser construido por lo menos una semana antes del día del entrenamiento, la losa debe ser 24' de largo.

- b) El equipo de Shotcrete (bomba, boquillas, mangueras, soplete, deben estar limpias y en buenas condiciones), andamio será requerido. El andamio o montacarga tiene que ser situados para que el operario de la boquilla pueda aplicar el Shotcrete en un ángulo de 90° a la forma y tiene que estar a 3' a 4' del arco.

## 9.6 Procedimiento de Inflación de Air-O-Form

### Introducción

Existen muchas configuraciones posibles con el sistema AIR-O-FORM. Estos pueden incluir el uso de formas de aire sencillas o varias formas de aire en combinación, pero son básicos para todos los tamaños unos puntos importantes.

#### a) Principal Restrigente

El sistema restringente es uno de los componentes mayores en usar el sistema de AIR-O-FORM, porque se usa forma de aire inflado que son sobre tamaño cilíndrico y de extremo cerrado, el sistema restringente determina el tamaño y grados en círculos al cual la forma de aire es restringida.

#### b) Requerimientos de presión

El sistema trabaja debido a varios sencillos pero importantes factores, primero se requiere usar formas de aire de un material fuerte pero barato. Segundo, se requiere usar una forma que tenga la presión requerida pero no mucho más.

Esto es porque una forma de más presión no es solamente mas costosa, requiere una mayor fundación y un sistema de fijación mas fuerte para limitar la forma.

c) Teoría del contra-peso

El agua pesa 62.43 lbs por pie<sup>3</sup> y si se asume que el concreto mojado pesa 150 bl por pie<sup>3</sup>, tiene una relación de 2:4:1, por ejemplo si se quiere contrarrestar el peso de 9" de Shot-crete puesta en la forma, se tiene que multiplicar 2.4 x 9" igual 21.6" de columna de agua.

Siempre mantener 1/2" más de la presión requerida. El hierro de refuerzo puede llevar algún peso.

Entre más pequeña es la estructura y mas semicircular será mejor para cargar y soportar el peso puesto en una forma de aire.

Todas las formas pueden soportar un máximo de 22" de columna de agua y más si estan fijados correctamente, se ha puesto hasta 11" de Shot-crete mojado en una sola capa.

Los ingenieros determinan el espacio requerido para la banda de acero, se ha escogido 8" porque resuelve el 99% de los tamaños que se construyen, además es el óptimo para el coeficiente de aspereza.

d) Preparación de la losa

- 1) Asegurarse que la losa este limpia de todo escombros u objetos que pueden tomar la forma.
- 2) Empeinar hierro angular en su posición.
- 3) Colocar los reguladores en una posición que este cerca del extremo de la forma donde serán infladas, los reguladores tienen que estar no mas cerca que 15' del extremo de la forma.
- 4) Poner la caja con las formas de aire lo mas cerca que sea posible a la posición de la colada.
- 5) Remover la forma de aire de las cajas, no arrastrar las formas cuando estan totalmente enrollados, porque el peso excesivo puede causar muchas abrasiones y puede hacer un hueco en la forma rápidamente, arrastrar la forma una distancia corta si está desenrollada.
- 6) Las formas deben ser inspeccionadas para ver si tienen cualquier hueco o daños que podrán suceder durante el embarque, se debe reparar los huecos grandes rápidamente.

e) Inflación de una sola forma

Colocar la forma en la posición deseada. Asegurar el extremo hemisférico, aproximadamente 18"-24" de cilindro se extiende pasado el comienzo de la colada. Debido a que el extremo hemisférico intenta hacerse circular. Esta subpresión crea arrugas que algunas veces son inconvenientes. Entonces se debe planear en paredes aproximadamente 6' del cilindro en cada colada.

Se notará que la hora del día, temperatura, nube cubierta, etc, afectará un cambio de presión en la forma, por ejemplo, cuando se esta inflando desde el compresor de aire, el aire esta caliente y expandido. Como se está trabajando con miles de pie<sup>3</sup> de aire, uno o dos grados de cambio en la temperatura cambiara el volumen. Esto no es tan malo cuando el aire se esta enfriando, pero usted puede tener un levantamiento inmediato y rápido de presión interna, causada por una subida de temperatura durante el día por reducción de nubes cubiertas, el calor y peso del Shot-Crete, entre más formas, más supervisión.

Después que todas las conexiones esten hechas en la forma, manómetro y los reguladores seran inspeccionados, la forma puede ser inflada, usando el paso principal, cuando la forma llega a 2" de columna de agua, se cierra la válvula No. 1 trabajando en grupos de 2-3 hombres (2 ajustando y 1

dirigiendo), ir a cada banda de acero y ponga en posición la banda para que este vertical y paralela a la próxima banda. Quitar todas las arrugas y ponerlas debajo de la forma. Asegurarse de que la forma este tocando la bandas de acero, pero especialmente al lado de hierro angular. Colocar en posición el cable del extremo hemisférico. Continuar la inflación a 12" de columna de agua. A este punto aplique agua a la forma con un rociador y una pequeña cantidad de detergente líquido esto no para limpiar la forma, sino para ver rápidamente cualquier hueco, colocar un parche si hay hueco y esperar unos 30 minutos a 12" de columna de agua después llevar hasta la presión completa.

Confirmar si los reguladores están estabilizados y que mantengan la presión deseada, sostener la presión máxima por lo menos 2 horas, entonces el refuerzo de acero puede ser colocado.

**f) Múltiples formas en combinación**

Formas infladas individuales son más fáciles de usar que los múltiples. Requiere mas esfuerzo en balancear la presión e las formas, también como creando el tamaño del arco óptimo. Con varias se forman arrugas que son causadas por tela excesiva debajo de cada forma también entre los costados. Cuando se inflan varias formas, la tela excesiva frecuentemente se puede

atrapar y causar un contacto incompleto con todas las correas de acero fijando todas las formas, no es necesario que todas las formas sean del tamaño exacto.

Cuando las formas esten infladas, aproximadamente 80%, pero que esten suficientemente suave para permitir hombres entre las formas, 2-3 hombres deben caminar entre las forma y coger la parte de abajo de la tela de la forma y halarla hacia el centro para halar toda la tela excesiva para el centro y para arriba, una vez que toda la tela excesiva esté libre de la losa, la forma puede ser inflada hasta que tenga suficiente presión para soportar 2 hombres encima de las formas (2"-4" columna de agua), entonces se tiene que aguantar la presión y fácilmente se podra extender hacia abajo en la unión de la forma y halar para arriba al tela excessa. Es importante no tener una "V" en las formas más profunda que 3".

**g) Compresores de Aire-Sustituto**

Existe un número de factores que pueden ayudar a restaurar el déficit de aire que genera el compresor principal:

- Primero no existe requerimiento para sustituto de presión hasta que el Shot-Crete es aplicado y hasta que llegue a la fuerza requerida (1,500 PSI).

- Si necesita presión de aire por varias razones durante la operación de Shot-Crete, se puede hacer frente como sustituto.
- Al presentarse fallas en el compresor primario, el secundario está en línea, listo.
- El compresor de aire debe estar suficientemente cerca para reducir cualquier requerimiento de tiempo para reemplazar el aire.

Requerimiento de aire para shot-crete tiene que ser el menos 15 cfm (3 m<sup>3</sup>/min) a 100 PSI.

#### h) Manómetros

Se utiliza el nivel de agua o manómetro para determinar la presión estática adentro de la forma. Un tubo plástico transparente se usa como manómetro donde los extremos se insertan por lo menos 24" adentro del final de la forma de aire, este largo adicional asegura que la presión se está leyendo adecuadamente adentro de la forma.

El tubo está fijado a un respaldo de manera que el tubo es una configuración en "U". Una línea de cero es puesta en la tabla con incremento de ½" y unas marcas arriba de la línea de

cero en el lado de la presión. Incrementos de media pulgada son usados porque lo que se está midiendo es actualmente 1" movimiento total en ese lado de la columna de agua se baja  $\frac{1}{2}$ " y en el lado opuesto sube  $\frac{1}{2}$ " para un total de 1".

Es importante poner el manómetro en una posición a nivel y fijarlo rígidamente a algo para prevenirlo de que se destrabe o sea tumbado.

Usar solamente agua, nunca aceite o cualquier otro líquido, tiene que chequear el nivel de agua todos los días porque el agua se puede evaporar. Para esto se pueden usar unas gotas de colorante de comida para facilitar ver el nivel del agua. Asegurar que el agua este a nivel antes de aplicar presión, una gota muy pequeña de aceite de máquina puede ser puesta arriba del agua en el lado del nivel del tubo para prevenir la evaporación.

#### I) Soplete (Blow Pipes)

Es usado para remover el rebate y para limpiar las superficies próximas a la aplicación del Shot-Crete. El soplete es usualmente fabricado de  $\frac{1}{2}$ " o  $\frac{3}{4}$ " de diámetro y un largo de 4' y equipado con una válvula de control (Fig 9.3)

### J) Boquillas (Nozzles)

La boquilla típica para el Shot-Crete, proceso húmedo consiste en una trompa de hule y un orificio de inyección de aire, válvula de control (Fig 9.3).

### K) Mangueras (Hose)

Los tipos de mangueras que se usan para el Shot-Crete (proceso húmedo) son para:

- a) Conducir aire
- b) Conducir el concreto

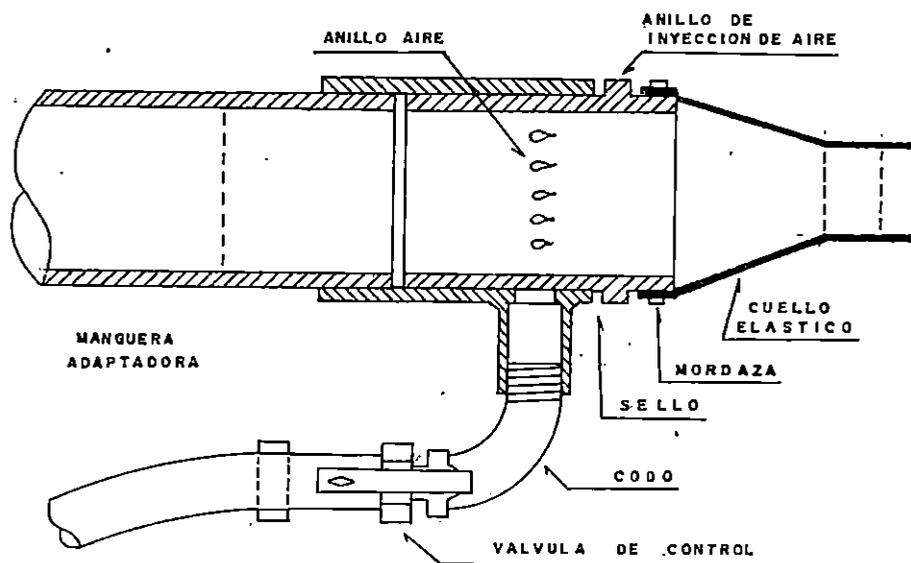
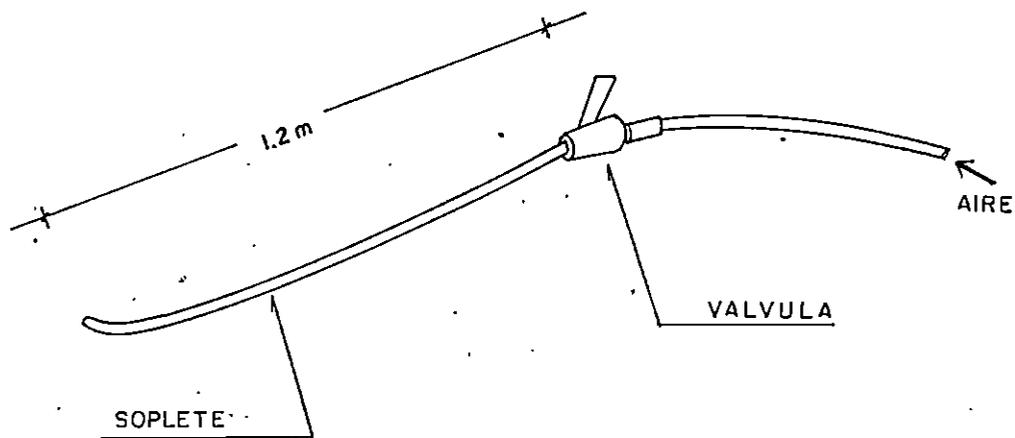
Las mangueras para aire son utilizadas para proporcionar aire a la bomba, a la boquilla y al soplete, estas mangueras tienen que haber sido diseñadas para soportar el doble de la presión especificada. El diámetro de la tubería (1"-3/4")

Las mangueras para bombear concreto son las mismas tanto para el proceso húmedo como el proceso seco. El diámetro interno de la manguera debe ser tres veces el tamaño del agregado mas grande del concreto.

## 9.7 Colocación del Refuerzo

### 9.7.1 Generalidades

Existen muchos códigos que gobiernan el uso de hierro de



<b>U E S</b>		
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
CONTENIDO: PROCESO CONSTRUCTIVO BOVEDA AIR O FORM: BOQUILLA-MEZCLA HUMEDA		
PRESENTAN:		FIGURA
LINARES LINARES, MILTON RAFAEL MENJIVAR HERNANDEZ, JOSE DOUGLAS MORENO RIVERA, APOLONIO DANIEL		9.3
		SIN ESCALA

refuerzo para incluir limpieza, óxido, recubrimiento que sean aplicables. Los siguientes comentarios son dirigidos en particular al sistema AIR-O-FORM.

### 9.7.2 Colocación Geométrica

El más importante elemento en la construcción de un arco de concreto reforzado es la colocación del hierro de refuerzo circunferencial. Específicamente colocando estas barras para que pueda funcionar exactamente como fue diseñado, colocándola a distancia específica de la forma a un radio de curvatura exacto. Típicamente estas barras están dobladas de antemano y nunca son dobladas al radio correcto de curvatura.

### 9.7.3 La forma es la guía

El aire inflará un molde de cilindro en distancia igual en toda dirección, la forma de aire totalmente inflada le determina la configuración óptima del arco, siempre que la correa tenga el largo correcto, los extremos tienen las distancias exactas y las bandas son perpendiculares, cruzando la forma.

### 9.7.4 Colocación de los soportes

Existen varios métodos aprobados y aceptables para espaciar el acero de refuerzo lejos de la forma. Estos frecuentemente pueden incluir (plastic tipped slab bolsters, SB) silla de hierro con piernas recubiertas de plástico ó cubitas

de cemento.

Si se usan sillas con plásticos, éstos tienen que ser seleccionadas con la altura correcta para darle el espacio libre mínimo requerido. Estos son típicamente llamados SB. El alambre de arriba está corrugado. Si se requiere una carpeta doble, separe las carpetas por un Slah Bolster Upper (SBU), El SB será puesto circunferencialmente arriba de la forma de aire a 16" de centro a centro, pero no más lejos que 24" centros. Son puestos en la corona de la forma entre las correas.

Como las sillas vienen en sección de 5', la sección tiene que estar puesta con alambre un tamaño suficientemente largo para pasar arriba de la forma. Las piernas del SB están en 5" centros y las piernas extremas en cada sección deben ser recubiertas y alambradas para que la sección no se pueda dobla y virar.

Antes que los SB sean colocados, una barra horizontal debe ser amarrada a las espigas de la losa, esto dará una posición continua para amarrar los extremos de las bandas. Empezar a colocar el SB encima de la forma de aire entre las bandas. Como las bandas son 8" en centro, el SB encima de la forma de aire entre las bandas. Como las bandas son 8" en centro, el SB para abajo que se pueda amarrar a la barra horizontal amarrada a las

espigas de la losa.

Amarrar los extremos opuestos a la barra horizontal en el lado opuesto, no se debe halar el SB apretado, porque esto le causará depresiones en la forma simplemente deben colocarse en la forma..

#### 9.7.5 Colocación de Acero Horizontal

Cuando todos los SB estén amarrados, esta listo para amarrar el acero horizontal. Debe notar que amarrarse el acero opuesto a lo normal. Hacemos esto porque a la vez el acero horizontal esta amarrado, esto le da un coordinado, a cada punta donde la barra horizontal es requerida. Es importante amarrar la barra apretada al SB y asegurarse que el SB tiene una alambre arriba y corrugado y deformado. Los trabajadores de hierro normalmente usan la barra de hierro como una escalera para amarra las barras altas.

#### 9.7.6 Colocación de Acero Circunferencial (Vertical)

Seleccionar una barra de acero y colocarla abajo en un lado de la losa; Empuje al barra vertical hacia adentro hasta que toque la barra horizontal mas baja. No levantar la barra horizontal para que toque la vertical. Empujar la barra vertical arriba hasta que toque cada barra horizontal. Esto lógicamente deja una pierna afuera de la losa. La próxima barra

vertical al lado opuesto de la forma, usando el mismo criterio. Continuando este procedimiento, se construye una rejilla rígida que no es solamente de sostén propio sino capaz de soportar un poco del peso de Shot-Crete.

Antes que se empiece la colocación del arco, debe planearse para colocar los SB, barras horizontales y por lo menos cada tercera barra vertical, hacer una jaula rígida. Todos los amarres deben estar apretados.

#### 9.7.7 Segunda Colocación de Carpeta de Acero

Si una segunda carpeta es especificada, poner SBO del tamaño apropiado para asegurar el espacio óptimo entre las carpetas y también para total profundidad y mínimo espacio afuera. El SBO puede ser colocado longitudinalmente o circunferencialmente cortando el alambre cada 12"-18" y doblándolo arriba de la primera carpeta.

#### 9.7.8 Muro de Rivera

Si la estructura total requiere coladas múltiples, entonces se necesita un método para terminar la colada. Se puede usar una madera laminada cortada al radio de curvatura correcto, una forma que se llama "STAY-FORM" o un pedazo de tubo plástico corrugado con un diámetro exterior del grueso de la estructura que se construye. Estos aparatos normalmente están alambrados a las formas para evitar que la aplicación del

Shot-Crete los pueda tumbar. Cada tipo de material tiene que ser ranurado o entallado de tal manera, que la barra horizontal se extiende por el muro. Se intenta parar la colada tan cerca de 90° posible.

#### 9.7.9 Calibre de Profundidad de Shot-Crete

Tiene que haber un método o varios métodos inventados para asegurar la mínima aplicación de Shot-Crete. Esto puede ser realizado por el paso superior amarrado a la jaula de la barra de aproximadamente 4 pies en el centro de la altura de alzamiento. Otro método es el uso de alambre de piano estirado y apretado entre los extremos de la colada longitudinalmente.

#### 9.8 Proceso de Shot-Crete

El Shot-Crete es usualmente clasificado de acuerdo al proceso usado, mezcla húmeda o mezcla seca y el tipo de agregado usado, grueso o fino.

##### 9.8.1 Proceso Seco (Dry-mix-Process)

Este proceso consiste en los siguientes pasos:

- a) Cemento y agregados son homogeneamente mezclados
- b) El cemento agregado mezclados es introducida a una máquina especial llamada (delivery equipment).
- c) La mezcla es usualmente introducida en la manguera que

transporte al material (Delivery Hose) por un rotor. Algunos equipos usan aire.

- d) El material es llevado por presión de aire de Delivery Hose a la boquilla (Nuzzle), en la boquilla es inyectada el agua por medio de un orificio (3/4") a presión de (20-30 psi).
- e) El material es lanzado de la boquilla a alta velocidad a la superficie donde se aplicará, la presión en la boquilla debe ser al menos (60 PSI).

#### **9.8.2 Proceso Húmedo (Wet-mix-process)**

Este proceso consiste en los siguientes pasos:

- a) Todos los ingredientes, incluyendo el agua de mezclado, pero usualmente excluyendo el acelerador, son homogéneamente mezclados. Con una relación agua cemento 0.4-0.55 en peso y un revenimiento entre 1½" y 3".
- b) El mortero o concreto es introducido en la tolva de la bomba.
- c) La mezcla es introducida a la manguera (Delivery Hose) y movida por desplazamientos o movida por compresión de aire en la boquilla.

- d) El acelerador es usualmente agregado en la boquilla.
- e) El aire es inyectado en la boquilla que incrementa la velocidad.
- f) El mortero o concreto es lanzado de la boquilla a alta velocidad a la superficie de aplicación.

### 9.8.3 Procesos de Shot-Crete

El Shot-Crete requerido para construcciones normales puede ser producido por otros procesos, diferencias en capital y costo de mantenimiento de equipo y costos operaciones y disponibilidad de materia prima y características de colocación, pueden ser una de las otras más atractivas para una aplicación en particular.

El grosor de los agregados es un factor importante en el Shot-Crete son ambos procesos, cuando se utiliza agregados gruesos se tiene mas rebote y dificulta hacer acabados terminales y no puede ser usado en capas delgadas.

9.8.3.1 Comparación entre proceso seco y húmedo (Dry-wet-mix process)

DRY-MIX-PROCESS	WET-MIX PROCESS
1) Se tiene mejor control en la calidad y cantidad de agua.	1) El agua es controlada en la planta y puede agregársele demasiada.
2) El concreto adquiere resistencia a temprana edad.	2) Mejor homogeneidad en la mezcla, ya que el agua se mezcla antes con los otros ingredientes.
3) Se puede transportar grandes distancias.	3) Se limita en cuanto a la distancia de transporte
4) Alcanza grandes resistencias	4) Alcanza grandes producciones

A continuación se justifica el porque en el AIR-O-FORM solamente se utiliza el wet-mix-process. Existen muchas razones del porque, pero las siguientes son las más comunes.

- a) Mezcla seca es mucho mas costosa para aplicar (personal de obra y material)
- b) El equipo de mezcla seca no puede darle el volumen por dinero invertido.
- c) El operario de la boquilla para mezcla seca requiere varios día de entrenamiento.
- d) La magnitud de un trabajo sub-normal de mezcla seca es mucho más serio que el mezcla mojada.

e) Mezcla mojada puede manipular volúmenes grandes con un personal pequeño, porque la entrega es por mezcla ya preparada.

f) La mezcla seca requiere un compresor mucho más fuerte.

#### 9.8.4 Reglas para la Aplicación de Shot-Crete

La calidad de la aplicación del Shot-Crete depende en gran medida del operador de la bomba y el boquillero, control del agua en la mezcla, velocidad en la boquilla y la técnica de la boquilla, en cada caso de la pericia y experiencia del responsable.

El Shot-Crete puede ser aplicado en capas o en espesores sencillos, dependiendo de la posición de trabajo. Sobre cabezas el espesor es de 1 a 2 pulgadas previniendo el desprendimiento en un tiempo. En superficies verticales puede ser aplicado en espesores único (15 cm) en capas, mientras que en superficies horizontales son usualmente construida en espesores únicos. En cualquier caso, el espesor de la capa es gobernado por el requerimiento del Shot-Crete de producir segregación.

A continuación se presenta algunas de las reglas para la aplicación de Shot-Crete.

- 1) Aplicar en fases de 2 pies verticales completa
- 2) Encapsular el acero de refuerzo
- 3) Remover todo rebote y sobre rocío
- 4) Asegurar un mínimo profundidad de Shot-Crete

#### 9.8.4.1 Procedimiento de Aplicación

- 1) Remover basura por medio del soplete en la unión de la parte de afuera del hierro angular y la losa.
- 2) Empezar en un extremo de la estructura y a aplicar el Shot-Crete en pasos de 2 pies de altura, se debe trabajar en piezas de sección de 4-6 pies lineales. Parar el paso entre varillas horizontales, tratar de limitar el borde del paso tan cerca de 90° que sea posible.
- 3) El operario de la boquilla y el operario del soplete deben ser un grupo inseparable.
- 4) No poner hombres arriba de la jaula de hierro de refuerzo
- 5) Se tiene que cargar el arco simétricamente
- 6) Poner la boquilla perpendicular a la superficie de aplicación (pero no mayor de 45°) moviendo en pequeños círculos a una distancia de 2 a 6 pies de la superficie.

- 7) Cuando se llega a tener frente la boquilla de la varilla de refuerzo, esta se tiene que levantar un poquito.
- 8) Cuando se tiene doble parrillas de refuerzo la primera capa de Shot-Crete tiene cubrir a menos la primera parrilla de refuerzo.

#### **9.8.5 Juntas**

##### **9.8.5.1 Juntas de Contracción**

El espaciamiento de las juntas de contracción depende de la aplicación y del diseño y debe ser designado en los planos, en la práctica el espaciamiento usual varía de 15 a 30 pies (5 a 10 mts).

##### **9.8.5.2 Juntas de Construcción**

Las juntas a escuadra son generalmente requeridas en el Shot-Crete, especialmente en elementos sujetos a compresión, el interior de la junta debe ser limpiado y humedecido antes de la aplicación de la capa adicional de Shot-Crete.

##### **9.8.5.3 Curado**

El Shot-Crete, como el concreto debe ser curado para obtener la resistencia esperada y durabilidad necesaria. El mejor método de curado es mantener el Shot-Crete húmedo continuamente

por 7 días enteros a una temperatura o no mayor de 40 °F (5 °C), el agua debe ser libre de sustancias que puedan causar daño al concreto y acero de refuerzo, el agua para curado de elementos estructurales debe ser libre de elementos que puedan causar oxidación.

El curado con compuestos químicos es satisfactorio si las condiciones de sequedad no son severas y donde no hay cabos adicionales de Shot-Crete y donde la experiencia o textura es aceptable (Superficies finas).

#### 9.8.6 Desencofrado

La presión de la forma tiene que ser mantenida hasta que el concreto haya alcanzado una resistencia a la compresión mínima de 1500 PSI.

Después que la estructura ha llegado a una fuerza suficiente para remover las formas, entonces se puede apagar el compresor de aire, después quitar los acoplamientos de goma de los reguladores y poner la aspiradora de taller para quitar el aire de la forma.

Tan pronto las formas han sido removidas, rápidamente quitar el hierro angular desempeinándolos de las anclas, rociar el interior del arco con un curador de membrana. Colocar dos

piezas de plástico de un tamaño suficiente para cerrar los extremos de la estructura. Esto es muy importante para evitar un impacto térmico. Estas piezas deben ser dejadas en sitio por lo menos 72 horas.

### 9.12 Proceso Constructivo (Método Cimbras)

La construcción de ésta bóveda deberá realizarse en diferentes etapas las cuales se describen en el orden correspondiente:

- 1) Desvío del cauce que circula por la quebrada
- 2) Preparación del terreno donde estará cimentada la estructura
- 3) Construcción de la losa de fundación
- 4) Construcción de uniones con bóvedas antiguas
- 5) Construcción de superestructura (ARCO).

#### 9.12.1 Desvío del cauce que circula por la quebrada

Es la primera etapa a ejecutarse del proyecto ya que para la siguiente es necesario la utilización de maquinaria y equipo, lo cual será imposible trabajar con el cauce pasando por la quebrada.

### 9.12.2 Preparación del terreno donde estará cimentada la estructura

Esta etapa implica el proceso de descapote, terracería, desalojo en caso fuera necesario y compactación del terreno en el lugar donde estará cimentada la estructura.

En época seca estas actividades serán más fáciles, puesto que en invierno el agua en la quebrada aumenta y sería más difícil desviar el cauce y trabajar en ella.

### 9.12.3 Construcción de losa de fundación

Deberá realizarse una buena supervisión con respecto al compactado ya que ésta, es la que se encargará de distribuir todas las cargas actuantes sobre la estructura.

Deberá tenerse mucho cuidado con respecto a la cantidad de refuerzo a utilizar y su respectiva separación según lo indique el diseño estructural de la misma.

El control de calidad del concreto en la losa de fundación tiene mucha importancia ya que de esta depende el buen funcionamiento de la estructura.

En forma simultánea podrá hacerse la compactación del terreno y del colado de la losa de fundación en zonas compactadas.

#### 9.12.4 Construcción de la Superestructura (ARCO)

Esta se hará haciendo uso de un encofrado especial el cual se describe a continuación.

La base de este son dos vigas metálicas (Maccombers); las que se encargan de soportar todo el peso de la estructura en el momento de la construcción. Estas vigas se colocarán en forma de una "V" invertida, las cuales estarán simplemente apoyadas en los extremos y la unión de vigas será por medio de una articulación. Para evitar que las vigas en sus extremos inferiores tiendan a deslizar se fijarán por medio de 2 tensores de varilla de diámetro 1/2". Los cuales se colocarán de la manera siguiente:

Uno en el extremo inferior de las vigas y el otro en la parte intermedia de las mismas. Para facilitar el desmontaje del encofrado las vigas metálicas se colocarán sobre cuartones (Ver detalle en plano constructivo).

Sobres estas vigas se colocará una estructura de madera, la cual se fijará con alambre de amarre a la viga esta estructura será la base para darle la forma circular al arco. Esta estructura de madera servirá para sostener las piezas metálicas (lámina de 2m x 1m x 3/16" reforzada con angulares). Lo que viene siendo el verdadero encofrado de la estructura.

Para una mejor visualización del encofrado propuesto (Ver plano constructivo).

Nota: Para evitar fallas en cada uno de los pasos antes descritos, el constructor deberá ingeniar métodos para la ejecución y ensamblaje de la obra.

#### **9.10.5 Método de Cimbras**

##### **Ventajas:**

##### **a) Encofrado**

- El material para hacer el encofrado es de fácil adquisición
- El diseño de encofrado es de fácil interpretación.

##### **b) Concreto**

El concreto que se utiliza para elaboración de la bóveda es concreto tipo bomba; con un revenimiento de 4" - 6" y tiene que ser acomodado por personas.

##### **c) Personal**

El personal no necesita tener una capacidad técnica.

##### **d) Equipo**

El equipo utilizado es reducido y común en el ambiente nacional

**Desventajas****a) Encofrado**

- Dificultad para hacer cambios de dirección.
- Dificultad para hacer cambios de sección transversal.
- Dificulta un poco el desencofrado.
- El desencofrado puede hacer cuando el concreto alcanza una resistencia de  $0.7 * f_c'$ .

**b) Tiempo de Ejecución**

Es relativamente lento en comparación al otro método en estudio.

**c) Concreto**

- Hay peligro de generación de colmenas, sino, hay un vibrado eficiente.
- El concreto necesita acomodamiento.

**d) Personal**

Se requiere de una cantidad considerable de personal (auxiliares, armadores, albañiles y carpintero).

**e) Demasiado Artesanal.**

#### 9.10.6 Método de AIR-O-FORM

##### a) Encofrado

- Facilidad para hacer cambios bruscos y graduales tanto en dirección como en sección.
- No necesita compuestos descofrante.
- Se permite desencofrar cuando el concreto alcanza una resistencia de 1500 psi.
- Facilidad de instalación del molde

##### b) Tiempo de Ejecución..

- Se realiza en un tiempo corto (15 mts/4 días).

##### c) Concreto

- Se obtienen superficies terminadas.
- Se obtiene un concreto bien consolidado. (Pequeña cantidad de vacíos).
- No se necesita vibrado para llenar los espacios.
- Se obtiene buena adherencia del concreto al hierro y molde, que no permite que deslize.

##### d) Personal

- Personal especializado en el manejo de equipo especial.
- Personal relativamente pequeño (20 personas).

**e) Equipo**

El equipo es sofisticado y costoso.

**Desventajas****a) Encofrado**

- Peligro de fuga de aire.
- Resiste presiones hasta 24" de agua.
- Necesita de una manera rigurosa la construcción de losa de cimentación o cama hidráulica.
- Requiere especial cuidado en el proceso de armado para evitar averiar el molde.

**b) Concreto**

- No se puede aplicar en espesores mayores de 20 cms. de una sola vez.
- El concreto es propenso a la formación de grietas, debido a la alta cantidad de cemento y agregado fino.
- Restringe la posibilidad de curar con compuestos químicos la parte exterior de la bóveda, debido a la textura presentada; aunque en la parte interior si pueden utilizar.
- Debe existir un control estricto del diseño de mezcla tanto en aspecto granulométrico como en el contenido de cemento.

- En cuanto a los agregados especifica que no tienen que ser mayor de 2/3".

c) Personal

Requiere un personal con un nivel intelectual aceptable.

**CAPITULO X**

**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### CONCLUSIONES

- En la investigación realizada, se llegó a determinar que, si el relleno aumenta, la influencia de la carga viva se minimiza, hasta llegar a una altura, en la cual está se desprecia.
- El relleno de tierra sobre la bóveda es de 20 mts., que es una altura bastante considerable para efectos de diseño, para estas sollicitaciones de carga se obtuvo una área de refuerzo pequeña, por lo que se concluye que en bóvedas prácticamente no se necesita refuerzo por flexión.
- En base al estudio elaborado se ha determinado, que la condición de carga más desfavorable para la fundación, se presenta; cuando la bóveda se encuentra sin ningún contenido de agua.
- En base a los valores de Cortantes y Momento Flector generados por las cargas que actúan sobre la bóveda cajón se ha confirmado la teoría que, el relleno de tierra sobre losas debe ser pequeño en comparación al relleno de tierra sobre bóvedas curvas.
- La condición de carga más desfavorable para arcos, se presenta cuando se incluyen cargas laterales.

### RECOMENDACIONES

- Cuando se analicen arcos con eje diferente a los parabólicos, utilizando el texto "Pórticos y Arcos, soluciones condensadas para el diseño de estructuras de Valerian Leontovich"; se debe tomar en cuenta que los valores que se proporcionan en tablas, corresponden a arcos con eje parabólico y por tanto, si se analizan arcos con ejes diferente al parabólico se tienen que calcular.
- Se debe proyectar hasta donde sea posible arcos con espesor constante, ya que esto facilita el cálculo estructural y presenta menos complicaciones en la construcción física de la estructura.
- El arco se debe proyectar, para que trabaje doblemente articulado, para no transmitir momentos a la fundación.
- Según la AASHTO la fuerza sísmica no se toma en cuenta en la evaluación de cargas para bóvedas curvas, pero, como medida de seguridad se puede incluir en el diseño.
- Se recomienda que, para diferentes espesores de relleno se consulte previamente la AASHTO, debido que las condiciones de carga cambian en un gran porcentaje.

- Si se desea utilizar un acero de grado diferente a 60° se debe hacer un rediseño de la estructura, para cubrir las sollicitaciones generadas por las cargas actuantes.
- Se recomienda dejar rellenos de tierra sobre la corona del arco de 1 mt. o mayores, para aprovechar el efecto de arqueo del suelo y para minimizar las cargas vivas y de impacto.
- Se recomienda compactar uniformemente el relleno de tierra sobre la bóveda, para mantener las propiedades de suelo aproximadamente uniformes y lograr una mejor distribución de presiones a través de este.
- Como el arco trabaja esencialmente a flexo-compresión, tanto el momento como la carga axial deben tomarse en un mismo punto para efecto de análisis estructural.
- Para arcos con espesores pequeños (cascarones) se recomienda usar un porcentaje de refuerzo mínimo igual a  $\rho=0.0035$ .
- Se recomienda usar varillas # 5, para el detallado del refuerzo, ya que proporciona espaciamientos aceptables para la colocación del refuerzo.

- Cuando el espesor del arco es mayor de 20 cms. se debe proveer de doble parrilla de refuerzo y el detallado del refuerzo se debe hacer de tal manera, que, la varilla de refuerzo del lecho superior no quede en línea con la varilla del lecho inferior, sino, con cierto desfase entre varillas.
  
- La resultante de fuerzas verticales tiene que estar ubicada dentro del terciomedio de la base de la zapata, para evitar concentraciones de presiones.
  
- La cimentación tiene que ubicarse a una profundidad no menor de 1.29 mts. debajo de la cama permeable del río.

## BIBLIOGRAFIA

## TESIS:

- "Criterios y Parámetros Geodésicos de los Márgenes del Cauce del Río Acelhuate para su Protección y Prevención de Riesgos y Desastres".
- Análisis de Bóvedas Parabólicas y de Diferentes Alternativas para la Sub-Estructura, Análisis de Bóvedas Cajón. Luis Orlando Alegría Escobar, Miguel Angel Lazos Santos. Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas", Septiembre de 1991.

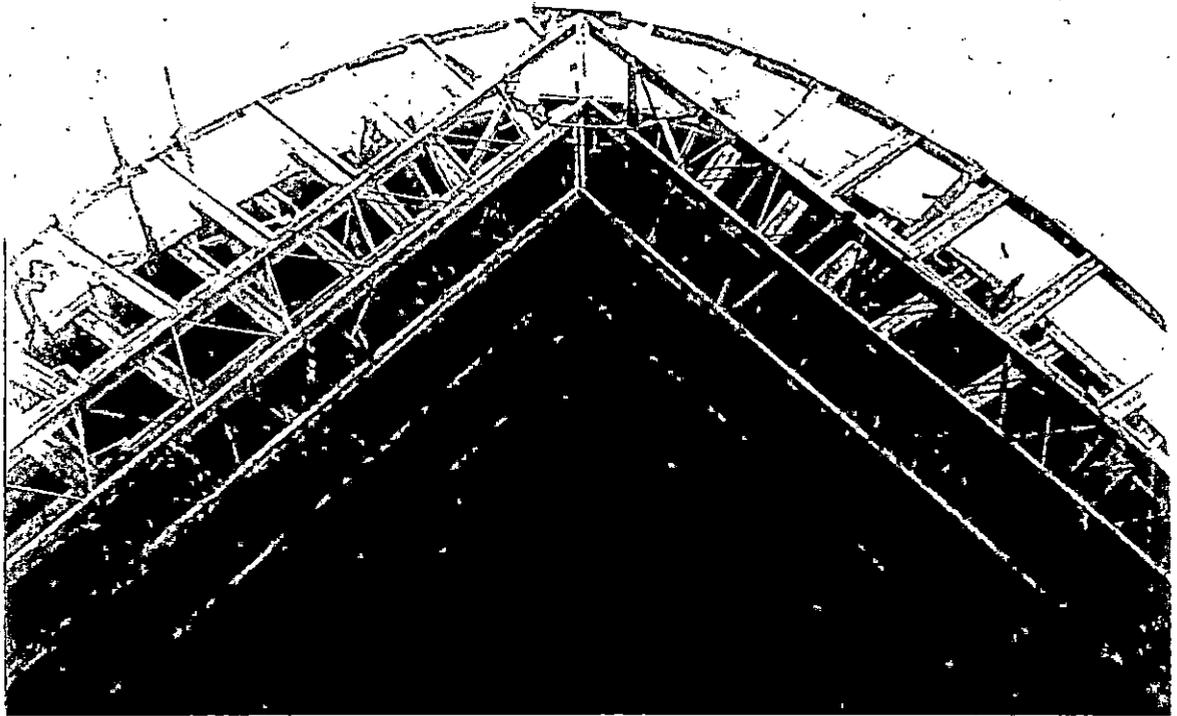
## LIBROS y MANUALES:

- Manual de Mantenimiento de Puentes, Alcantarillas y Carreteras, SIECA, Julio 1974.
- AISC- American Institute of Steel Construction Inc.
- Specification for Materials, Proportioning, and Application of Shotcrete (ACI 506.2-77), Revised 1983.
- Concreto Lanzado T.F. Ryan, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. ACI 318-89.

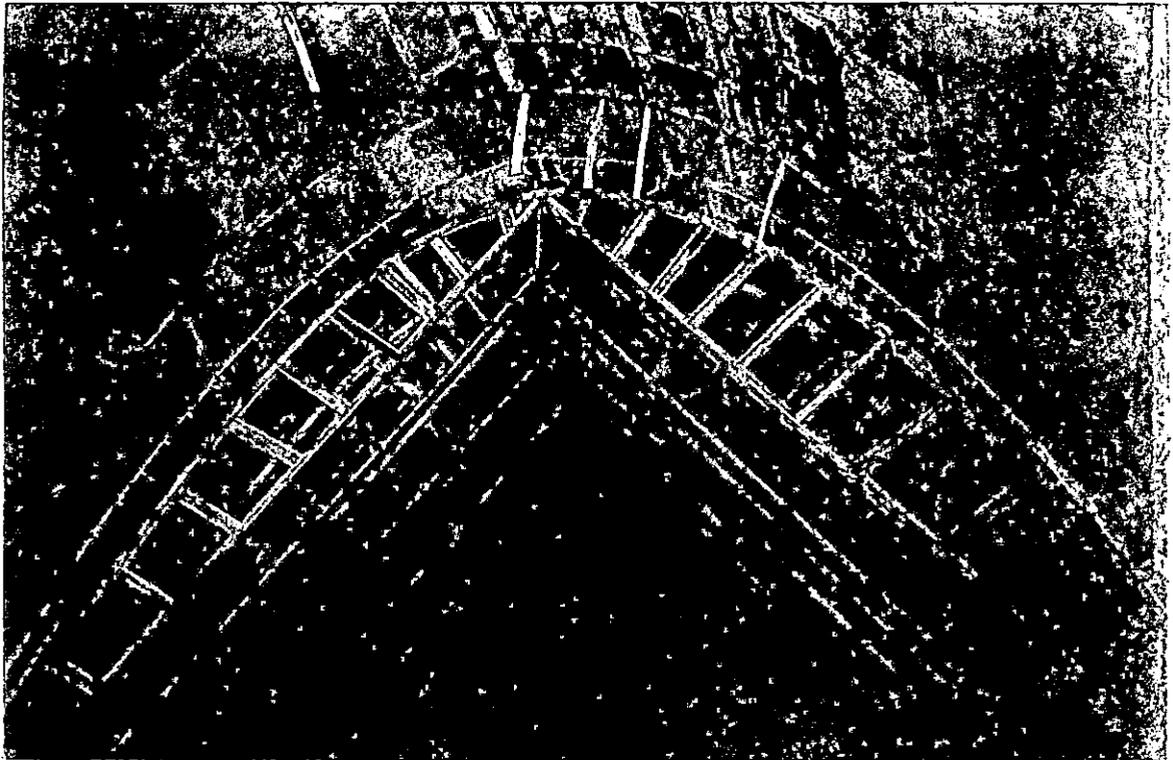
- AASTHO. The American Association of State High Way and Transportation Officials.
- Pórticos y Arcos; Soluciones condensadas para el Análisis Estructural, Valerian Leontovich, M.S.

**ANEXOS**

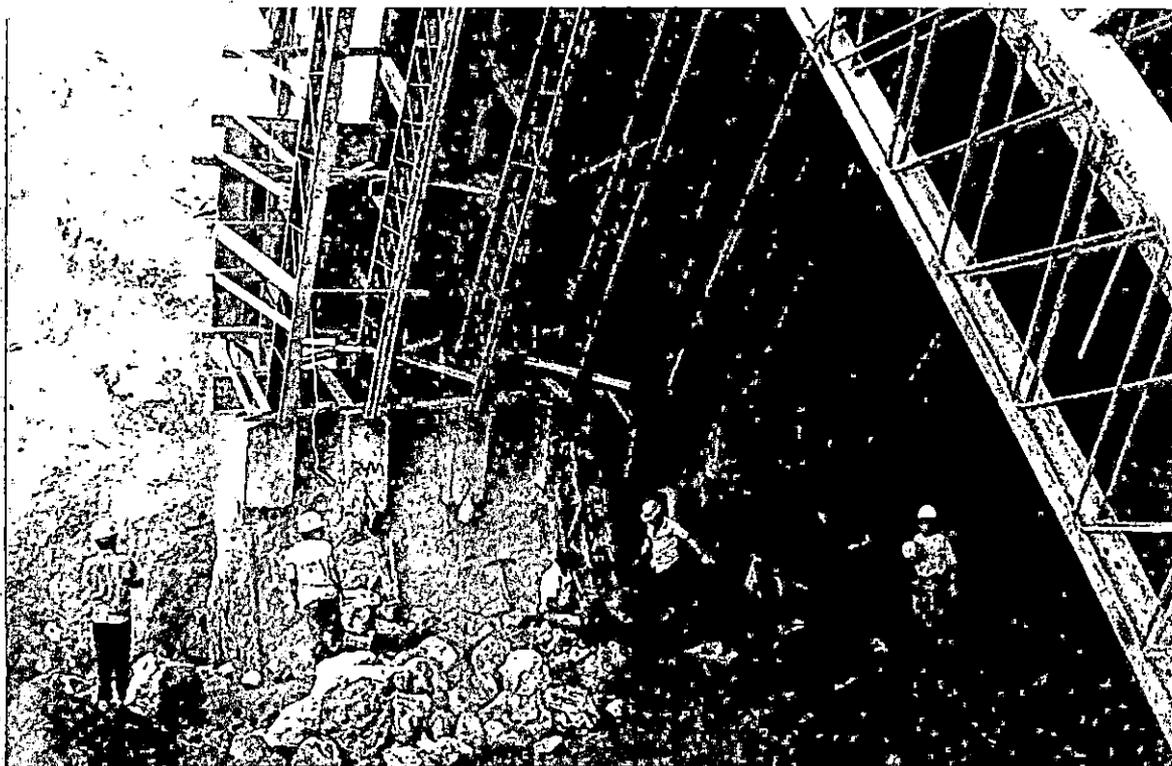
**ANEXO I**  
**Fotografias Método Tradicional**



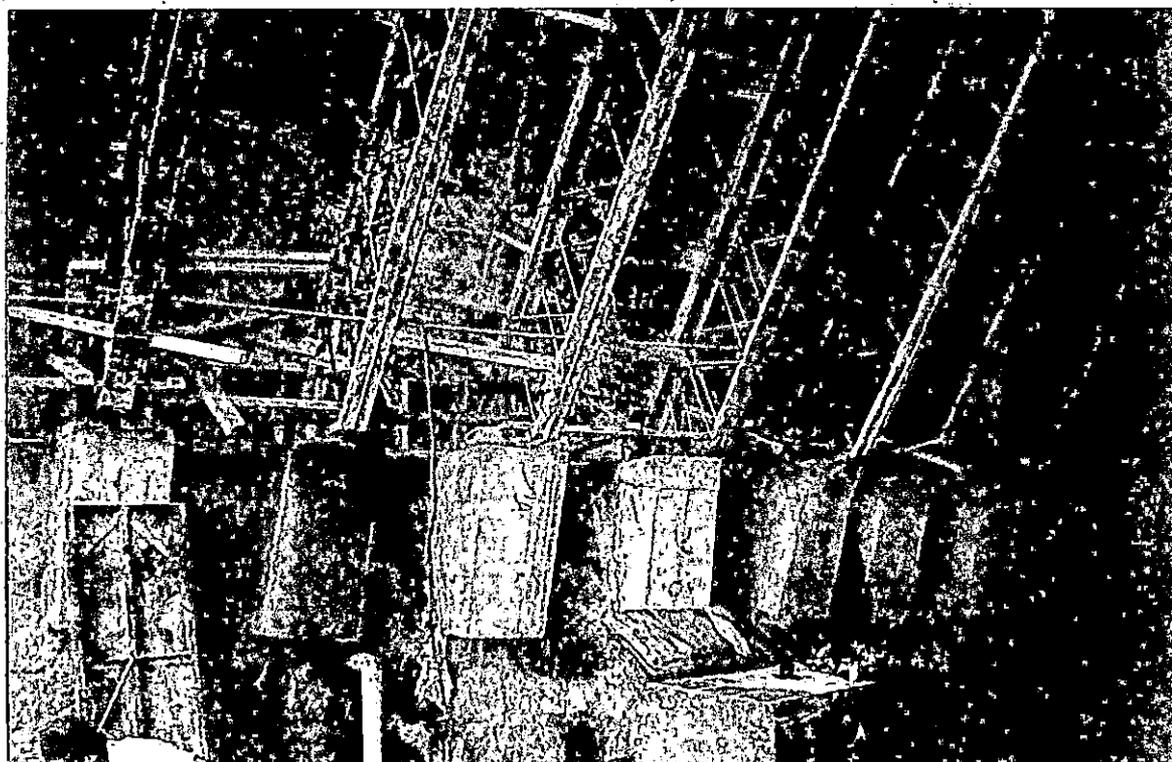
FOTOGRAFIA N° 1. UNION DE VIGAS METALICAS  
Y CONFORMACION DE ESTRUCTURA  
DE SOSTEN.



FOTOGRAFIA N° 2. ESTRUCTURA DE MADERA  
FUNCIONAL



FOTOGRAFIA Nº 3. ENCOFRADO FUNCIONAL, PERMITE MAYOR ESPACIO PARA REALIZAR LOS TRABAJOS CONSTRUCTIVOS.

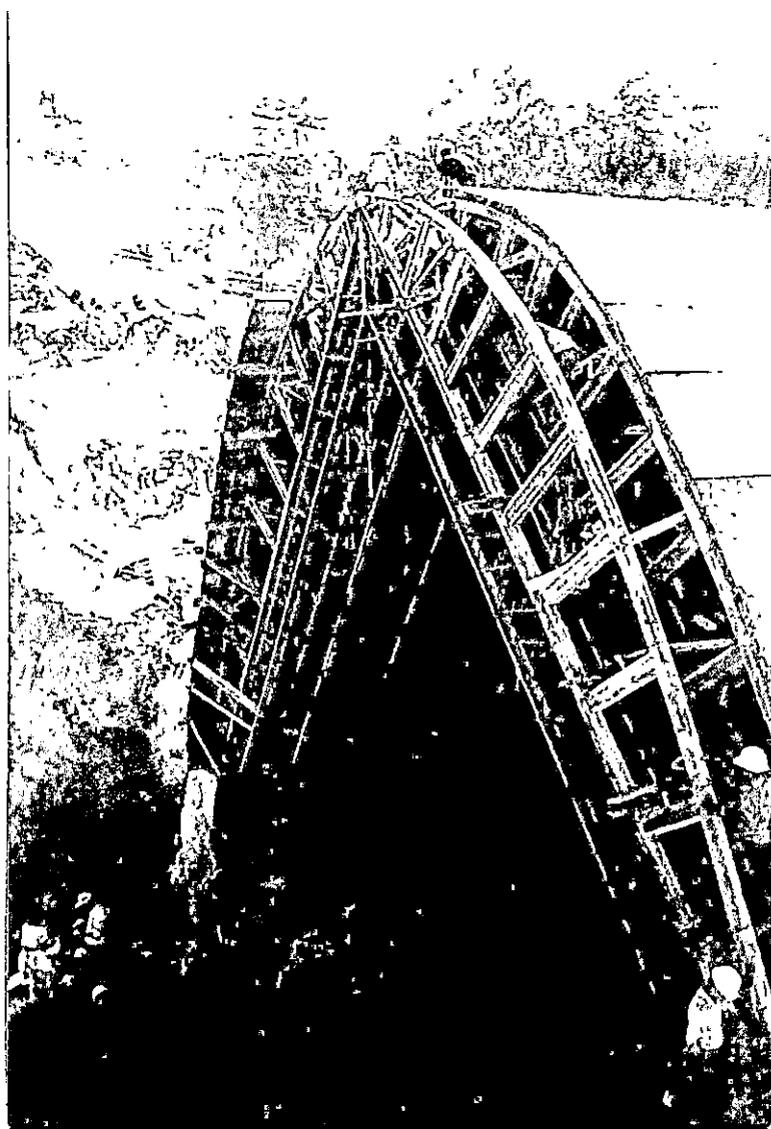


FOTOGRAFIA Nº 4. DETALLE DE UNION DE VIGA METALICA CON UN MUERTO.



FOTOGRAFIA N° 5

COLOCACION  
DE PLYWOOD.



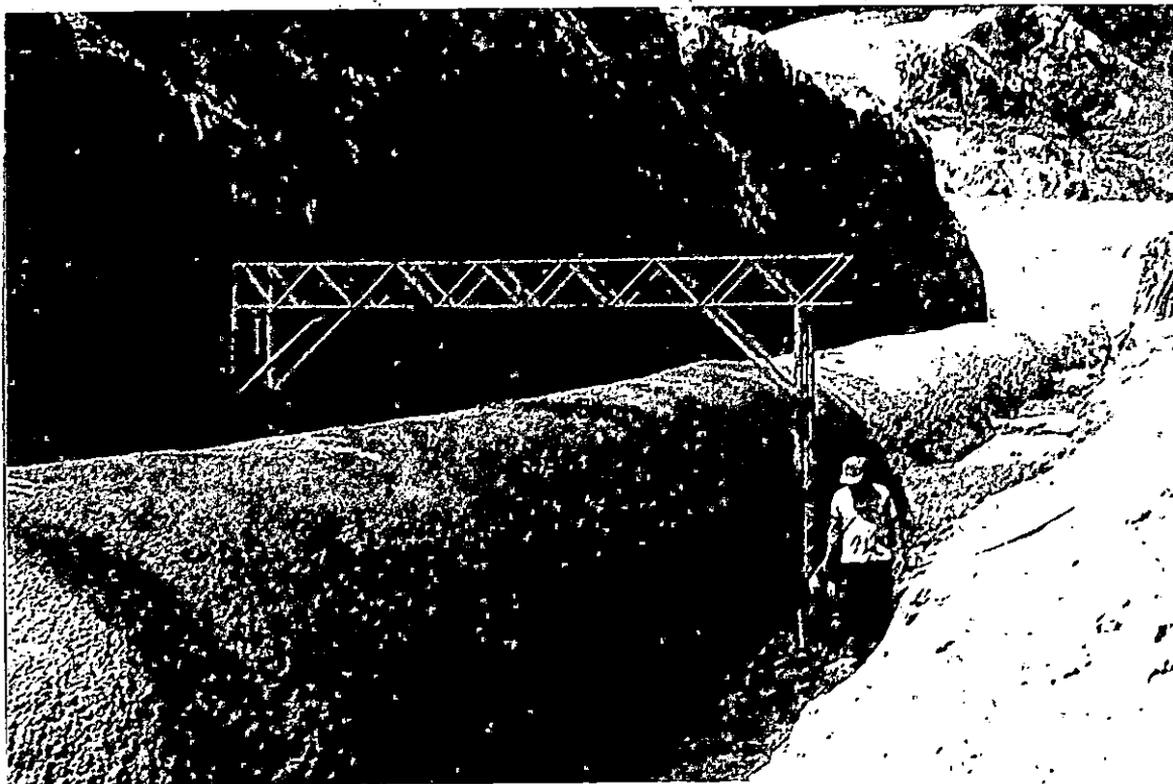
FOTOGRAFIA N° 6

VISTA  
GENERAL  
DEL ENCOFRADO.

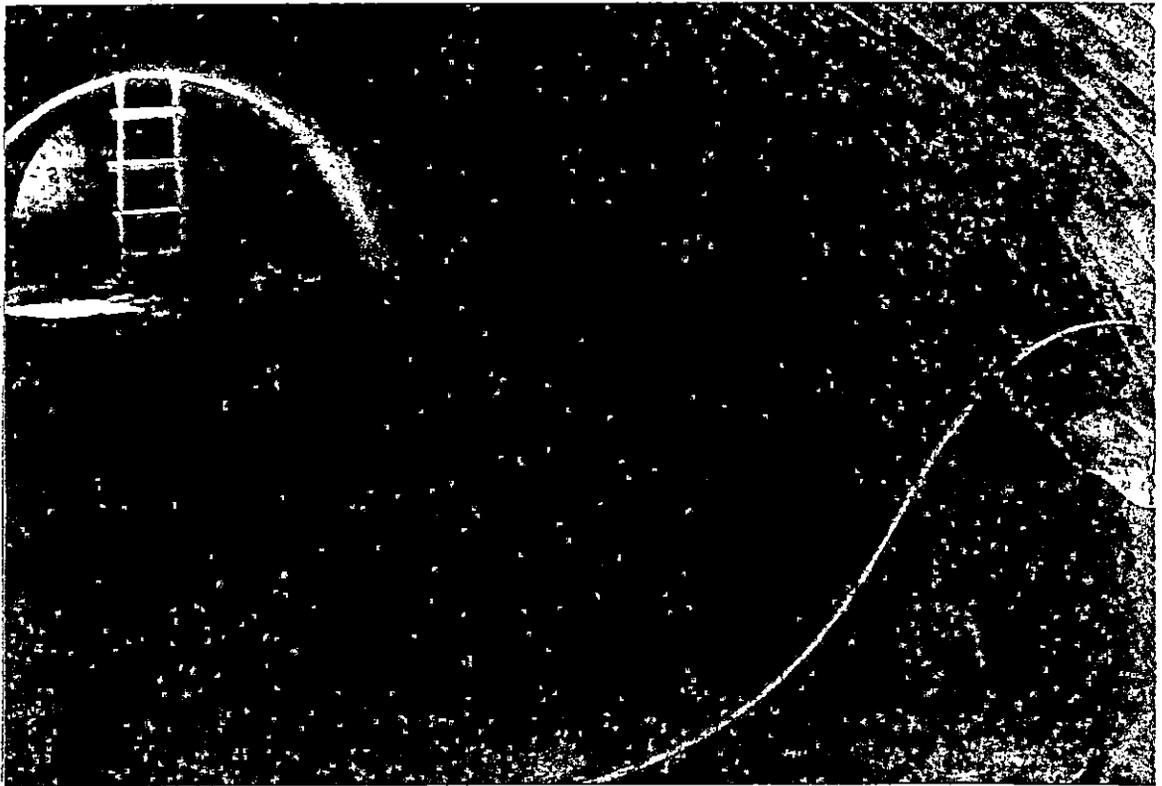
**ANEXO II**  
**Fotografías Método AIR-O-FORM**



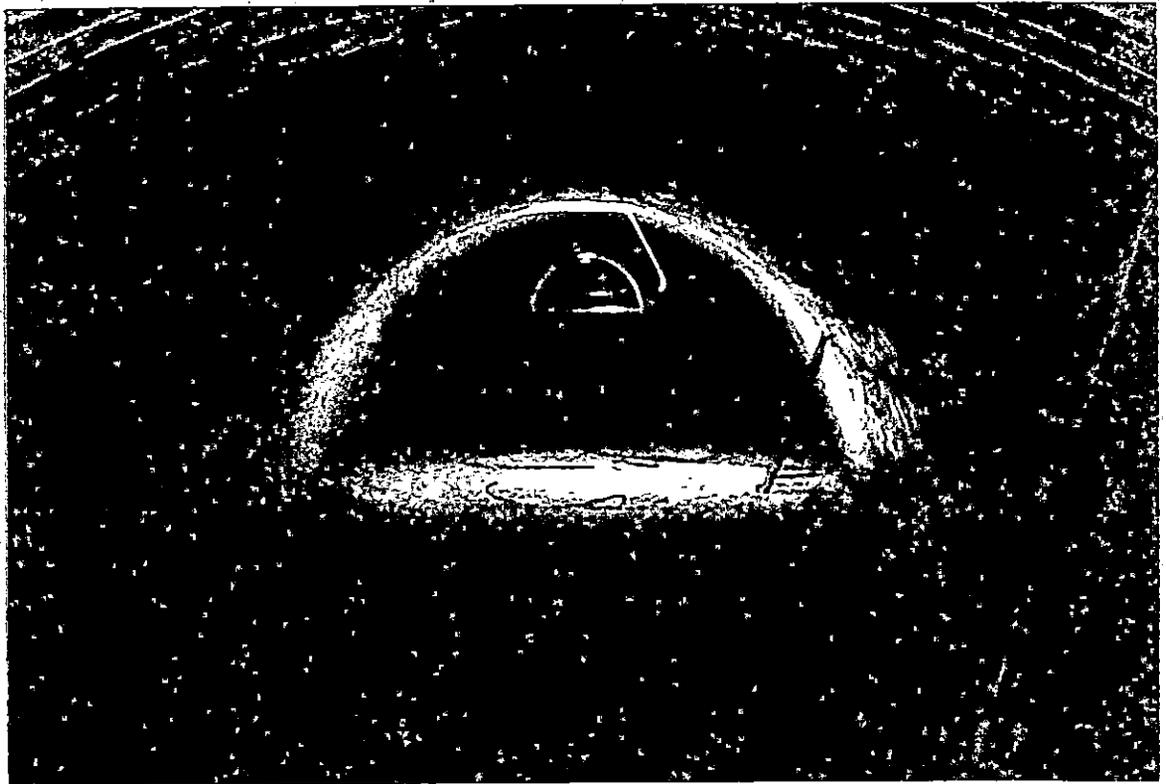
FOTOGRAFIA N°1. CONSIDERABLE ESPESOR DE RELLENO QUE SOPORTARA LA BOVEDA.



FOTOGRAFIA N°2. TEXTURA SUPERFICIAL DE BOVEDA MEDIANTE AIR-O-FORM.



FOTOGRAFIA N°3. DESMONTAJE DEL ENCOFRADO



FOTOGRAFIA N°4. FORMA INTERIOR Y TEXTURA DE LA BOVEDA.



FOTOGRAFIA Nº5.

EL METODO AIR-O-FORM  
FACILITA EJECUTAR  
CAMBIOS DE DIRECCION.

**ANEXO III**  
**PLANOS ESTRUCTURALES**