



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**PROPUESTA DE CÁLCULO Y DISEÑO PARA PUENTES DE ARCO CON
LOSA PREFABRICADA DE HASTA DIEZ METROS DE LONGITUD**

Crisanto Araiz López

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, septiembre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROPUESTA DE CÁLCULO Y DISEÑO PARA PUENTES DE ARCO CON
LOSA PREFABRICADA DE HASTA DIEZ METROS DE LONGITUD**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CRISANTO ARAIZ LÓPEZ

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

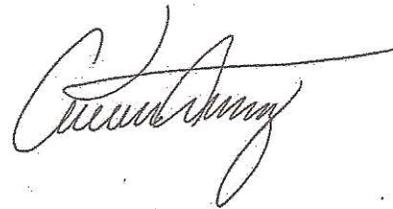
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADORA	Inga. Carmen María Mérida Ávila
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
EXAMINADOR	Ing. Pablo Christian De León Rodríguez
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

PROPUESTA DE CÁLCULO Y DISEÑO PARA PUENTES DE ARCO CON LOSA PREFABRICADA DE HASTA DIEZ METROS DE LONGITUD

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,
con fecha mayo de 2011,



Crisanto Araiz López



Ingeniero

Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Coordinador de Área de estructuras

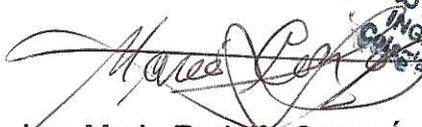
Escuela de Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Ingeniero Galindo

Por medio de la presente, le informo que he asesorado y revisado el trabajo de graduación con título: **PROPUESTA DE CALCULO Y DISEÑO PARA PUENTES DE ARCO CON LOSA PREFABRICADA DE HASTA DIEZ METROS DE LONGITUD**, desarrollado por el estudiante Crisanto Araiz López, con carne numero: 2006-11341. El cual satisface los objetivos del mismo.

Agradeciendo su amable atención y colaboración, me suscribo atentamente.



Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

No. De colegiado: 2089

Jefe de Sección de Estructuras

Centro de Investigaciones de Ingeniería





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Crisanto Araiz López, titulado **PROPUESTA DE CÁLCULO Y DISEÑO PARA PUENTES DE ARCO CON LOSA PREFABRICADA DE HASTA DIEZ METROS DE LONGITUD**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, agosto de 2013.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 613 .2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **PROPUESTA DE CÁLCULO Y DISEÑO PARA PUENTES DE ARCO CON LOSA PREFABRICADA DE HASTA DIEZ METROS DE LONGITUD**, presentado por el estudiante universitario **Crisanto Araiz López**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 2 de septiembre de 2013

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser fuente de inspiración e iluminación en cada camino que recorro en mi vida.
Mis padres	Crisanto Araiz y Alicia López. Por confiar y creer en mí en cada aspecto de mi vida, ser ejemplo de lucha, sacrificio, voluntad, perseverancia, amabilidad y buenos valores. Soy la persona que soy gracias a ustedes.
Mi hermano	José Pablo Araiz. Por la amistad, el cariño y el apoyo, espero que esta meta que hoy cumplo te motive a alcanzar todas las metas que te propongas.
Facultad de Ingeniería Universidad de San Carlos de Guatemala	Por brindarme los conocimientos científicos y técnicos para realizarme como un profesional de éxito.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por darme la sabiduría e inteligencia para poder finalizar esta carrera con éxito.
- Facultad de Ingeniería,
Universidad de San Carlos de
Guatemala** Por ser la casa de estudio que permitió mi formación académica para obtener el título de ingeniero civil.
- Mi asesor** Ingeniero Mario Rodolfo Corzo Ávila. Por brindarme sus conocimientos consejos y valiosa amistad a lo largo de mi formación académica, despertando en mí la búsqueda de la superación académica y profesional.
- Empresa PRECINSA** Especialmente al Ingeniero Manuel Velázquez, por su valioso apoyo y colaboración en la elaboración de este proyecto.
- Señor Fabio Sánchez** Por compartir su experiencia de vida y conocimientos y siempre ser una mano amiga para muchos estudiantes en búsqueda de consejo y apoyo.

Mis amigos

Por todos los momentos compartidos por su amistad y apoyo a lo largo de este camino.

Practicantes del segundo semestre 2011 Sección de Estructuras del Centro de Investigaciones de Ingeniería

Roció Palacios, Guadalupe Vásquez, Luis Miguel Bracamonte, Manuel Cabrera y a mis amigos Franz Us, Silen Hernández e Isaías Guerra por su valioso apoyo y trabajar a mi lado durante la realización de este proyecto.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. CONCEPTOS BÁSICOS	1
1.1. Conceptos fundamentales sobre arcos	1
1.1.1. Diferentes tipos de arcos	4
1.1.2. Utilización de arcos en diferentes tipos de estructuras	6
1.2. Definición de cascarones de concreto	8
1.2.1. Tipos de cascarones utilizados en losas	9
1.2.2. Conceptos sobre cascarones cilíndricos o cascarones de medio punto	10
1.3. Parámetros de diseño de puentes	15
1.3.1. Normas de diseño utilizadas en Guatemala para el diseño de puentes	16
1.3.2. Datos y especificaciones técnicas para la construcción de puentes	16
1.3.3. Cargas de diseño a utilizar	17
1.4. Análisis estructural para puentes	19
1.4.1. Método de líneas de influencia	19
1.4.2. Trazo de una línea de influencia	20

1.4.3.	Uso de las líneas de influencia	23
1.4.4.	Cargas vivas para puentes vehiculares	27
2.	COMPARACIÓN DE DISEÑOS TEÓRICOS PARA PUENTE DE DIEZ METROS	29
2.1.	Puente utilizando bóveda tradicional	29
2.2.	Diseño de la superestructura.....	29
2.2.1.	Carpeta de rodadura	30
2.2.2.	Material de relleno	30
2.2.3.	Diseño del tímpano.....	30
2.2.3.1.	Diseño a corte	33
2.2.4.	Diseño de bóveda de concreto	34
2.2.4.1.	Cálculo de reacciones y fuerza normal en riñones	45
2.2.4.2.	Diseño a corte	51
2.3.	Diseño de la subestructura.....	53
2.3.1.	Diseño de apoyos de bóveda	53
2.3.1.1.	Diseño de zapata.....	66
2.4.	Puente utilizando bóveda prefabricada	74
2.5.	Diseño de la superestructura.....	74
2.5.1.	Diseño de bóveda de concreto	75
2.5.1.1.	Cálculo de reacciones y fuerza normal en riñones	86
2.6.	Diseño de la subestructura.....	94
3.	COMPARACIÓN DE COSTOS.....	95
3.1.	Creación de tablas de precios unitarios.....	97
3.2.	Comparación de costos de construcción de cada uno de los sistemas constructivos.....	101

4.	ANÁLISIS DE ENSAYO DE COMPRESIÓN A BÓVEDA PREFABRICADA DE 7 METROS DE LUZ	103
4.1.	Descripción de proceso de fabricación de viguetas	104
4.2.	Descripción de ensamblado de bóveda y ensayo de compresión	112
4.3.	Diseño de bóveda prefabricada de 7 metros de luz para ensayo de compresión.....	120
	CONCLUSIONES	135
	RECOMENDACIONES.....	137
	BIBLIOGRAFIA.....	139
	APÉNDICES.....	141

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Nomenclatura de arco.....	3
2.	Tipos de arcos	4
3.	Clasificación estructural de arcos.....	5
4.	Tipos comunes de cascarones de concreto	9
5.	Extremos atiesadores en techos de arco de cascaron delgado.....	11
6.	Refuerzo en un arco de cascarón delgado.....	14
7.	Arco con costillas en sentido longitudinal y transversal	15
8.	Características del camión de diseño.....	18
9.	Carga distribuida en carril, equivalente a camión de diseño.....	18
10.	Ejemplo de trazo de línea de influencia.....	21
11.	Demostración de carga infinitesimal dP	25
12.	Perfil de tímpano de puente	31
13.	Determinación del ángulo Φ	35
14.	Dimensiones de bóveda.....	36
15.	Distribución de cargas.....	39
16.	Diferentes casos de aplicación de carga en arcos	40
17.	Aplicación de carga para los diferentes momentos a calcular	41
18.	Sección de bóveda.....	48
19.	Diagrama de interacción para columnas rectangulares	49
20.	Detalle de apoyos y alerones	53
21.	Detalle de perfil de apoyo de bóveda	54
22.	Detalle de apoyo de bóveda en planta	55
23.	Detalle de presiones sobre el suelo ejercidas por la zapata	60

24.	Coeficientes de diseño a flexión, método de esfuerzos trabajo.....	61
25.	Detalle de armado a flexión en apoyo de bóveda	66
26.	Diagrama de presiones para diseño de zapata.....	75
27.	Determinación del ángulo Φ	76
28.	Dimensiones de bóveda	78
29.	Dimensiones de sección de bóveda	80
30.	Distribución de cargas	81
31.	Diferentes casos de aplicación de carga en arcos	83
32.	Aplicación de carga para los diferentes momentos a calcular.....	89
33.	Sección de bóveda prefabricada	90
34.	Diagrama de interacción para columnas rectangulares	104
35.	Gráfica de parábola de 7 m de luz y 2,10 m de altura.....	105
36.	Levantado y tallado de block para molde de vigueta y asemejar geometría de plantilla	¡Error! Marcador no definido.
37.	Molde relleno con material compactable.....	106
38.	Molde terminado con toping de concreto de 10 cm.....	106
39.	Doblez y marcaje de acero longitudinal	107
40.	Fabricación de estribo triangular para refuerzo transversal	107
41.	Estribos triangulares	108
42.	Proceso de armado de viguetas	108
43.	Viguetas armadas.....	109
44.	Armaduras sobre molde	110
45.	Viguetas, previo a fundición, respectivamente acomodadas y separadas.....	110
46.	Viguetas debidamente aseguradas en proceso de fraguado	111
47.	Viguetas desmoldadas después de 3 días de fraguado.....	111
48.	Viguetas prefabricadas colocadas bajo marco de carga	112
49.	Detalle de bóveda con rigidizante a L/3	113
50.	Colocación de bovedilla y armado de rigidizante	113

51.	Detalle de rigidizante debidamente armado, confinado y rodeado por bovedilla de relleno	114
52.	Detalle de solera corona con su bastón de amarre debidamente armada y confinada.....	114
53.	Encofrado lateral de bóveda	115
54.	Encofrado inferior de rigidizante de bóveda	116
55.	Electromalla debidamente colocada.....	116
56.	Bóveda de concreto fundida y desencofrada.....	117
57.	Tope de bóveda y detalle de tensor	117
58.	Deformómetros colocados al centro y a L/6 bajo bóveda	118
59.	Deformómetro colocado en apoyo de bóveda	118
60.	Detalle de viga y mecanismo de aplicación de carga	119
61.	Diseño de bóveda prefabricada.....	120
62.	Gráfica carga versus deformación deformómetro 1	124
63.	Gráfica Carga versus. Deformación deformómetro 5	125
64.	Gráfica carga versus deformación deformómetro 2.....	127
65.	Gráfica carga versus deformación deformómetro 4.....	127
66.	Primeras grietas en superficie de bóveda sobre riñón izquierdo aparecidas al aplicar 11 796 kg de carga	129
67.	Primeras grietas en superficie de bóveda sobre riñón derecho aparecidas al aplicar 11 796 kg de carga	129
68.	Gráfica carga versus deformación deformómetro 3.....	130
69.	Grietas en superficie de clave de bóveda a 11 796 kg de carga	130
70.	Comportamiento de grietas a 15 422 kg de carga.....	131

TABLAS

I.	Tabla de momentos y reacciones para diseño de arcos	41
II.	Máximos esfuerzos permisibles para mampostería reforzada.....	65

III.	Momentos y reacciones para diseño de arcos.....	82
IV.	Listado de precios unitarios de materiales	96
V.	Listado de precios de mano de obra.....	97
VI.	Precios unitarios entarimado de bóveda.....	98
VII.	Armado de bóveda	98
VIII.	Fundición de bóveda tradicional	99
IX.	Construcción de molde para viguetas.....	99
X.	Armado y fundición de viguetas.....	100
XI.	Entarimado y armado de losa prefabricada	100
XII.	Fundición de bóveda prefabricada.....	101
XIII.	Cantidad de días de trabajo por sistema constructivo.....	102
XIV.	Lecturas obtenidas de ensayo de compresión.....	121
XV.	Lecturas obtenidas de ensayo de compresión ajustadas a cero, deformación inicial.....	122
XVI.	Carga (kg) versus deformación (mm)	123

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Hm	Altura de muro
B	Ancho de ala de viga T de concreto
b	Ancho de base de secciones de elementos de concreto
θF	Ángulo de fricción interno de cualquier tipo de suelo
Φ	Ángulo entre la tangente al riñón de la bóveda y la horizontal de apoyo
As	Área de acero de refuerzo
As min	Área de acero mínima de refuerzo
As total	Área de acero total de refuerzo
Av	Área de varilla de refuerzo
df	Cambio de variación de magnitud de función f
dp	Cambio de variación de magnitud de función p
dx	Cambio de variación de magnitud de función x
Cm	Carga muerta
W	Carga uniformemente distribuida
Wboveda	Carga uniformemente distribuida de peso de bóveda de concreto
Wcarpeta	Carga uniformemente distribuida de peso de carpeta de rodadura
Wc	Carga uniformemente distribuida de peso de concreto
Ws	Carga uniformemente distribuida de peso de suelo
g	Carga uniformemente distribuida por metro de luz
g'	Carga uniformemente distribuida por metro de luz, factorizada

Cv	Carga viva
p	Carga viva mayorada
ρ	Cuantía de acero de refuerzo
ρμ	Cuantía de acero de refuerzo para elementos sometidos a compresión
d	Distancia de cama inferior de refuerzo a fibra de compresión
Ea	Empuje activo
fb	Esfuerzo de compresión de la mampostería
fv	Esfuerzo de corte actuante
fs	Esfuerzo permisible de tensión del acero
σPuntal	Esfuerzo sobre puntal de zapata
σTalon	Esfuerzo sobre talón de zapata
S	Espaciamiento entre centros de varillas de refuerzo de corte de elementos de concreto
e	Excentricidad
ex	Excentricidad del punto de aplicación de resultante x,
α	Factor de aplicación de carga en diferentes puntos de un arco de concreto
Fd	Factor de deslizamiento
k'	Factor de interpolación de diagrama de interacción de columnas para determinar cuantía de acero
k'(e/t)	Factor de interpolación de diagrama de interacción de columnas por relación excentricidad-peralte de sección para determinar cuantía de acero
k	Factor de longitud efectiva para elementos a compresión
ø	Factor de reducción de carga
Fv	Factor de volteo
v	Fuerza de corte actuante
vc	Fuerza de corte actuante

Fh	Fuerza horizontal
Fvr	Fuerza horizontal
N	Fuerza normal a la sección transversal de la bóveda
lb	Libra
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos
Em	Módulo de elasticidad de la mampostería
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
M	Momento actuante en talón o puntal de zapata
Mv	Momento de volteo
Mc	Momento en clave de bóveda
Mcortina	Momento en cortina de muro de contención
M_{1/4}	Momento en riñones de bóveda
Me	Momento estabilizante en muro de contención
Msuelo	Momento ocasionado por carga de suelo
Mzapata	Momento ocasionado por carga de zapata
M₁	Momento ocasionado por carga W ₁
Mfh	Momento ocasionado por fuerzas horizontales
Mfv	Momento ocasionado por fuerzas verticales
M₂	Momento ocasionado por reacción R ₁
Mu	Momento último ocasionado por esfuerzos de flexión
t	Peralte de sección de elementos de concreto
t'	Peralte de toping de concreto en viga T
δc	Peso específico del concreto
δs	Peso específico del suelo utilizado
W₁	Peso uniformemente distribuido sobre talón o puntal de zapata
X₀	Presión de carga distribuida triangularmente sobre zapata

X_1	Presión de carga distribuida triangularmente sobre zapata
X_r	Punto de aplicación de resultante
S_1	Punto de aplicación de resultante R_1
j	Radio de distancia entre el centroide de las fuerzas de flexocompresión y el centroide de las fuerzas de tensión
H	Reacción horizontal en apoyo de bóveda
V	Reacción vertical en apoyo de bóveda
R_1	Reacción vertical en talón o puntal de zapata
n	Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el concreto o el módulo de elasticidad del acero y la mampostería
α	Relación entre peralte nominal y peralte efectivo en elementos de concreto sometidos a compresión
f'_m	Resistencia a la compresión de la mampostería
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto
f_c	Resistencia a la compresión del concreto en la fibra extrema
f_y	Resistencia a la fluencia del acero
V_s	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo de cortante
V_c	Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto
@	Separación entre centros de varillas de refuerzo

GLOSARIO

Acueducto	Sistema o conjunto de sistemas que permite transportar agua en forma de flujo continuo desde un lugar en el que esta accesible en la naturaleza, hasta un punto de consumo distante.
Arriostramiento	Es la acción de rigidizar o estabilizar una estructura mediante el uso de elementos que impidan el desplazamiento o deformación de la misma.
Atiesador	Sinónimo de riostra, elemento utilizado para restringir el desplazamiento y deformación en una estructura.
Biarticulado	Elemento (arco) apoyado en sus extremos, apoyos que permiten reacciones a fuerzas horizontales y verticales.
Bóveda	Elemento de concreto con forma semicilíndrica o parabólica utilizada para cubrir luces relativamente grandes, se utiliza en elementos de techo, puentes peatonales, vehiculares, etc.
Carga	Aplicación de fuerza sobre un elemento estructural.
Carga muerta	También llamada carga gravitacional, es ejercida por el propio peso y mobiliario fijo dentro de una estructura o elemento de la misma.

Carga viva	Es la carga ejercida a una estructura o elementos de la misma por el mobiliario móvil y los usuarios (personas) de la estructura.
Cascaron de concreto	Elemento de concreto formado por placas planas generalmente utilizado en losas, dichas placas se unen en sus bordes dándole forma irregular a la estructura.
Cauce	Es la parte del fondo de un valle por donde circula agua en su curso, es el confín físico normal de un flujo de agua.
Claro	Longitud a cubrir con un elemento estructural, en este caso una bóveda de concreto.
Clave	Punto más alto de un arco o bóveda.
Concreto armado	Concreto estructural reforzado con cierta cantidad mínima de acero de refuerzo.
Contrafuerte	Es un engrosamiento puntual en el lienzo de un muro, normalmente hacia el exterior, usado para transmitir las cargas transversales a la cimentación.
Cortina	Elemento de mampostería o concreto utilizado como muro de contención del relleno estructural.
Deflexión	Curvatura transitoria que experimenta un sólido elástico por la acción de una fuerza que lo deforma.

Deformometro	Aparato que mide las deformaciones de un o elemento estructural.
Diafragma	Nombre dado también al atiesador, es un elemento utilizado para restringir el desplazamiento y deformaciones en una estructura.
Dimensionamiento	Asignar dimensiones preliminares a un elemento estructural previo a su respectivo análisis y diseño estructural para determinar que estas satisfacen las posibles solicitaciones de cargas de servicio.
Doblemente empotrado	Elemento (bóveda) restringido en ambos de sus apoyos de cualquier movimiento, susceptible a reacciones horizontales y verticales y momentos de torsión.
Empuje horizontal	Fuerza horizontal ejercida por cierta cantidad de suelo sobre una estructura vertical.
Esbeltez	Es la relación existente entre la sección transversal y longitud de un elemento estructural.
Esfuerzo	Fuerza por unidad de área o intensidad de las fuerzas distribuidas sobre una sección dada.
Excentricidad	Distancia entre el centro geométrico y su centro de rigidez o centro de giro de un elemento estructural.

Flecha	Distancia medida desde el centro de la luz de un arco o bóveda hasta su clave (altura de arco o bóveda).
Fluencia	También llamada cedencia, es la deformación brusca que presenta un material sin existir incremento de carga aplicada, esto se produce en ensayos de tensión.
Fuerza normal	Fuerza aplicada perpendicularmente a la cara de la sección de un elemento estructural.
Línea de arranque	Punto de transición entre los apoyos y el arco.
Luz	Distancia entre apoyos de bóveda o arco.
Peralte	Espesor o altura de elementos estructurales horizontales.
Pilar	Elemento vertical destinado a recibir cargas verticales para transmitir las a los cimientos, puede ser de sección rectangular, circular o poligonal, generalmente llamado columna.
Puntal	Elemento estructural de una zapata, sometido a cargas de suelo que generan empuje pasivo.
Rendimiento	Cantidad de trabajo generado por día, de un obrero de la construcción.
Riñón	Elemento estructural de una bóveda o arco de concreto ubicado justo entre la clave y los apoyos.

Talón	Elemento estructural de una zapata, sometido a cargas de suelo que generan empuje activo.
Tímpano	Elemento de mampostería o concreto utilizado en la parte superior de una bóveda de concreto como muro de contención del relleno estructural sobre esta.
Triarticulado	Elemento estructural apoyado en dos puntos, pero que permite reacciones verticales y horizontales en tres puntos, apoyos y centro.
Vigueta prefabricada	Elemento de concreto utilizado en la construcción de losas, se fabrica en plantas de producción y luego se transporta a obra para su colocación.

RESUMEN

El documento Propuesta de cálculo y diseño para puentes de arco con losa prefabricada de hasta diez metros de longitud, presenta un método de diseño de viguetas prefabricadas tipo arco para su utilización en puentes tipo bóveda. El documento se divide en 4 capítulos.

En el primer capítulo se presentan conceptos fundamentales sobre arcos, su clasificación geométrica y estructural y sus diferentes usos en la construcción, definiciones sobre cascarones cilíndricos o bóvedas, su utilización en losas y parámetros básicos de diseño.

Este capítulo también abarca parámetros de diseño de puentes vehiculares, códigos de diseño utilizados en Guatemala, datos sobre cargas y especificaciones técnicas así como conceptos básicos de análisis estructural.

El segundo capítulo presenta una comparación teórica entre dos sistemas constructivos, el de bóvedas tradicionales de losa armada y el de viguetas prefabricadas, se diseñan ambas bóvedas para obtener valores de carga y momento y calcular el área de acero de refuerzo, adicionalmente se diseñan los elementos de un puente tipo bóveda, la carpeta de rodadura, el tímpano o cabezal del puente y los muros de contención que sirven de apoyo a la bóveda.

El tercer capítulo presenta una comparación de costos de construcción de ambos sistemas tabulando precios de materiales a utilizar y creando tablas de precios unitarios incluyendo precios de mano de obra y rendimientos diarios de trabajo, con esto se pretende establecer un parámetro de comparación más alto

al no solo conocer el precio de construcción de un sistema u otro sino también sus tiempos de ejecución.

En cuarto y último capítulo presenta los datos del ensayo de compresión realizado a una bóveda prefabricada de tamaño real, dicho ensayo se realizó con el propósito de conocer los valores de carga soportados por un elemento de escala real y su comportamiento hacia los mismos determinando así su funcionalidad bajo cargas de servicio y tener la certeza que el método de diseño utilizado se empleó correctamente.

OBJETIVOS

General

Implementar el uso del sistema de losas prefabricadas tipo bóveda en la construcción de puentes de hasta diez metros de longitud, ya que presentan una estructura efectivamente resistente a cargas de compresión.

Específicos

1. Realizar diseños teóricos de ambos sistemas de construcción, el tradicional de losa armada y el sistema propuesto de viguetas prefabricadas para obtener el área de acero de refuerzo necesaria para ambos sistemas.
2. Realizar el ensayo y análisis correspondiente a un elemento de escala real del sistema propuesto para verificar su funcionalidad y resistencia.
3. Corroborar mediante el ensayo y el análisis realizado que el sistema realmente cumple con las expectativas deseadas y sea seguro para su utilización.
4. Corroborar mediante una comparación de costos y rendimientos de construcción que el sistema propuesto sea viable económicamente para su ejecución en campo.

INTRODUCCIÓN

El documento Propuesta de cálculo y diseño para puentes de arco con losa prefabricada de hasta diez metros de longitud, pretende realizar una comparación teórica entre el sistema propuesto y un sistema construido con métodos tradicionales de losa armada en el cual se espera obtener resultados favorables al sistema de losas prefabricadas tipo bóveda.

Para obtener los datos que determinaran la funcionalidad del sistema propuesto no solo basándose en diseños teóricos se ensayó un elemento prefabricado de menor escala que el sistema propuesto, realizando un ensayo de compresión para obtener gráficas carga vs deformación en diferentes puntos del elemento, dichas gráficas determinaran si el sistema de losas prefabricadas tipo bóveda cumple con las características deseadas de manera eficiente para su segura utilización.

También se realizó una comparación de costo y rendimientos de construcción para verificar que el sistema propuesto realmente sea viable en su ejecución, no solo por su eficacia y su funcionalidad sino también por su economía de construcción.

1. CONCEPTOS BÁSICOS

Arco, es el elemento constructivo de forma curva, que salva el espacio entre dos pilares o muros. Puede adoptar formas curvas diversas. Es muy útil para salvar luces relativamente grandes con elementos estructurales de menor peralte que los usados en estructuras planas, adicionalmente su utilización en puentes permite aumentar el área hidráulica del cauce.

1.1. Conceptos fundamentales sobre arcos

Es el elemento constructivo de directriz en forma curvada o poligonal, que salva el espacio abierto entre 2 pilares o muros. Depositando toda la carga que soporta el arco en los apoyos, mediante una fuerza oblicua que se denomina empuje.

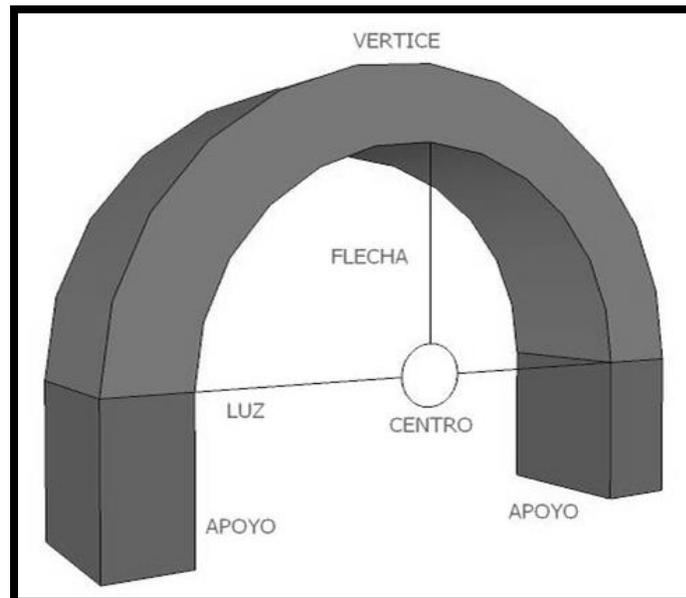
Historia: el arco apareció en Mesopotamia, y en la cultura del valle del Indo. Se utilizó en el antiguo Egipto, Asiria, Etruria y más adelante en la Roma antigua. El arco se utilizaba en edificaciones auxiliares, estructuras subterráneas y de drenaje; fueron los romanos los primeros en usarlos en edificios monumentales, aunque se pensaba que los romanos aprendieron su uso de los etruscos. El arco ha sido usado en algunos puentes en China desde las dinastía Sui y en tumbas desde la dinastía Han.

El denominado arco romano, el cual optimizó los conocimientos de hidráulica e ingeniería estructural, es de forma semicircular. Los romanos usaron este tipo de arco semicircular en muchas de sus estructuras tradicionales, como acueductos, palacios y anfiteatros.

En la Edad Media, el uso del arco de piedra alcanzó un elevado desarrollo técnico en la construcción de catedrales; todavía se usa hoy en día en algunas estructuras como en los puentes, aunque con variados materiales.

- Nomenclatura de arcos: en los arcos de piedra, mampostería y concreto se utiliza la siguiente nomenclatura.
- Centro: puede estar por encima o por debajo de los apoyos. Puede haber más de un centro.
- Flecha: altura del arco que se mide desde la línea en que arranca hasta el vértice.
- Luz: anchura de un arco.
- Semiluz: mitad de la anchura de un arco.
- Esbeltez: relación entre la flecha y la luz. Se expresa generalmente como fracción (1/2, 1/4, etc.)
- Vértice: punto más alto del arco, también llamado clave.
- Línea de arranque: punto de transición entre los apoyos y el arco.

Figura 1. **Nomenclatura de arco**



Fuente: elaboración propia, realizada con programa Google SketchUp.

Estructuralmente, un arco funciona como un conjunto que transmite las cargas, ya sean propias o provenientes de otros elementos, hasta los muros o pilares que lo soportan. Por su propia morfología los arcos están sometidos a esfuerzos de compresión, fundamentalmente, pero transmiten empujes horizontales en los puntos de apoyo, hacia el exterior, de forma que tiende a provocar la separación de éstos. Para contrarrestar estas acciones se suelen adosar otros arcos, para equilibrarlos, muros de suficiente masa en los extremos, o un sistema de arriostramiento mediante contrafuertes.

1.1.1. Diferentes tipos de arcos

Es el elemento constructivo de directriz en forma curvada o poligonal, que salva el espacio abierto entre 2 pilares o muros. Depositando toda la carga que soporta el arco en los apoyos, mediante una fuerza oblicua que se denomina empuje.

- Arco de medio punto o redondo: el centro de la circunferencia está a la altura de los apoyos, por lo tanto su flecha es igual a la mitad de su luz.
- Arco rebajado: cuando la flecha es menor que la semiluz.
- Arco peraltado: cuando la altura de su flecha es mayor que su semiluz.
- Arco de herradura o arco árabe: cuando el peralte no es rectilíneo sino curvilíneo. La curva del arco pasa del semicírculo y el centro se halla por encima de la línea de los apoyos.
- Arco rampante: es el que tiene sus apoyos a distinta altura.

Figura 2. Tipos de arcos

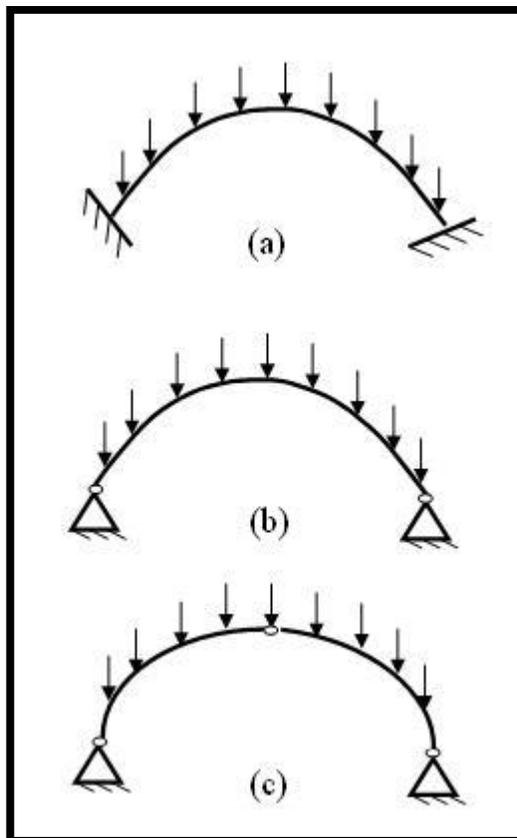


Fuente: elaboración propia, realizada con programa Google SketchUp.

Clasificación estructural: se clasifican a menudo por las articulaciones que tienen o por las características de sus apoyos.

- Doblemente empotrado: arco estáticamente indeterminado.
- Biarticulado: arco estáticamente indeterminado.
- Triarticulado: arco estáticamente determinado.

Figura 3. **Clasificación estructural de arcos**



Fuente: elaboración propia, realizada con programa Autocad.

1.1.2. Utilización de arcos en diferentes tipos de estructuras

Los arcos al ser estructuras eficientes en cuanto a resistencia y al utilizar cantidades mínimas de material, han sido usados en gran cantidad de estructuras como lo son:

- Puentes
- Techos
- Obras hidráulicas

Un arco puede dimensionarse de diferentes maneras y estas dependen del tipo de arco que se quiera utilizar o la necesidad que se quiera cubrir, ya que pueden utilizarse arcos de medio punto los cuales son medias circunferencias y para dimensionar estos lo único que se necesita es la distancia a cubrir con el arco.

Por ejemplo si se quiere cubrir un claro de 10 metros con un arco de medio punto ya se sabe que la altura de este serán 5 metros que es la medida del radio de una circunferencia de diez metros de diámetro.

Otra manera de dimensionar arcos es por medio de parábolas, al utilizar estas, los datos necesarios son, la distancia a cubrir con el arco y la altura del mismo, con lo cual se procede a buscar la ecuación de la parábola que nos llene estos dos requisitos y se podrá graficar una curva que modele el arco requerido.

Si se toma el mismo ejemplo del claro de 10 metros pero ahora con la variante de que se quiere reducir la flecha o altura del arco por motivos de espacio, economizar materiales o eficiencia en la estructura, se utilizara una

flecha que corresponda al 30 por ciento de la luz a cubrir lo cual nos daría una flecha de tres metros.

El procedimiento para dimensionar el arco con este método sería el siguiente:

La ecuación que se necesita es la de una parábola con concavidad hacia abajo lo cual nos dice que el signo que acompaña a la variable X es negativo, lo siguiente es el corrimiento en el eje Y, como ya se conoce la altura del arco la cual es de 3 metros, en el eje Y positivo, ya se cuenta con una ecuación preliminar de la siguiente forma:

$$Y = -bX^2 + 3$$

Lo siguiente que se necesita es el valor que le da la abertura a la parábola, este valor debe ser tal que cuando se tenga un valor de cero en el eje Y el valor en los ejes positivo y negativo de las X sea 5, para lo cual se procede a colocar valores en la ecuación anterior.

$$0 = -b5^2 + 3$$

$$b = \frac{-3}{-25}$$

$$b = \frac{3}{25} \text{ ó } 0,12$$

Ahora que ya se conoce el valor de b ya se puede generar una ecuación que cumpla con las características deseadas para el tipo de arco que se utilizara, la ecuación queda de la siguiente manera:

$$Y = -\frac{3}{25}X^2 + 3$$

Al colocar valores de X en la ecuación verán que los valores obtenidos en Y son los que satisfacen el arco de diez metros de longitud y tres metros de alto del ejemplo:

X	Y
-5	0
0	3
5	0

1.2. Definición de cascarones de concreto

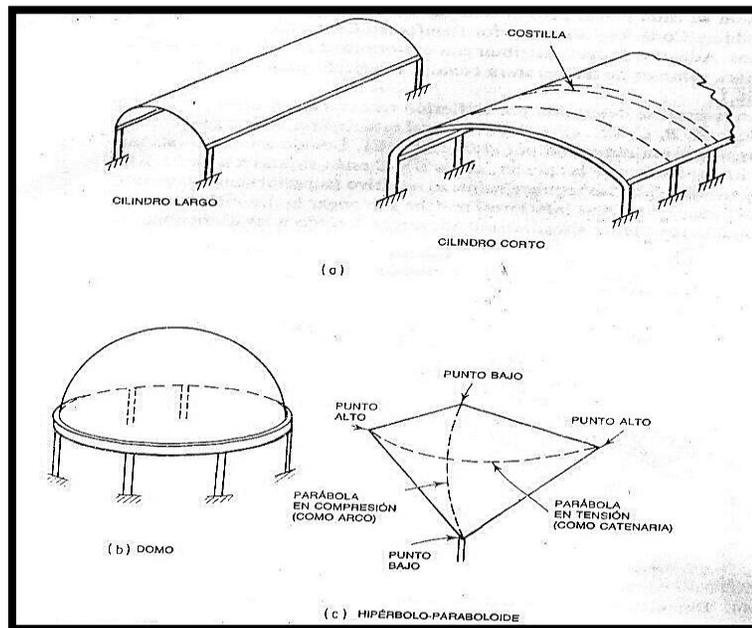
En construcción se utilizan muchas formas de cascarones de concreto. A fin de poder hacer un análisis teórico, estas formas deben tener superficies que puedan expresarse en términos geométricos.

En general se supone el comportamiento elástico para el análisis estructural de los cascarones y se hacen suposiciones adecuadas para lograr la aproximación al comportamiento tridimensional de los cascarones.

Debido a la dificultad para determinar con precisión los esfuerzos actuantes en un arco, solo se utilizan en aplicaciones comerciales las formas de cascarones que se han construido y probado con éxito. Estas formas incluyen

arcos de medio punto o cascarones cilíndricos, domos y paraboloides hiperbólicos.

Figura 4. Tipos comunes de cascarones de concreto



Fuente: Manual del ingeniero civil. p. 8 – 117.

1.2.1. Tipos de cascarones utilizados en losas

El código ACI 318-08 define 3 tipos de cascarones de concreto utilizados en la construcción de losas.

- Cascaras delgadas: estructuras espaciales tridimensionales, hechas de una o más losas curvas o losas plegadas, cuyo espesor es pequeño en comparación con sus otras dimensiones. Las losas delgadas se caracterizan por su comportamiento tridimensional frente a la carga,

determinado por la geometría de sus formas, por la manera en que están apoyadas y por la naturaleza de la carga aplicada.

- Losas plegadas: una clase especial de estructuras de cascaras, formadas por losas planas y delgadas unidas a lo largo de sus bordes para crear estructuras espaciales tridimensionales.
- Cascaras nervadas: estructuras espaciales con el material colocado principalmente a lo largo de ciertas líneas nervadas preferidas, con el área entre nervaduras cubierta por losas delgadas.

1.2.2. Conceptos sobre cascarones cilíndricos o cascarones de medio punto

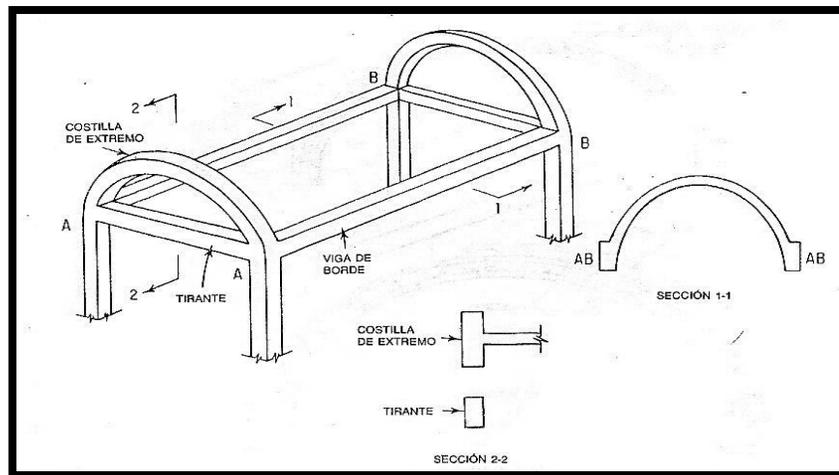
Pueden constar de un solo claro transversal o de claros múltiples. El análisis dará una distribución de esfuerzos diferentes para un cascarón de medio punto individual que para arcos múltiples, pero las consideraciones para el diseño son las mismas.

Por lo general los esfuerzos de diseño de un cascarón son muy pequeños y requieren poco refuerzo. El refuerzo, tanto circunferencial como longitudinal, no debe ser menor que el refuerzo mínimo requerido para las losas establecido por el ACI 318-08.

Los cascarones de medio punto suelen ser delgados. El espesor varía entre 10 y 15 centímetros en la mayoría de los cascarones con claros longitudinales y transversales de hasta 90 metros.

Por lo general, los cascarones están engrosados en los bordes y apoyos y atiesados con vigas de borde. Si se dedica mucho tiempo al análisis, incluso con pruebas de modelos a escala, es posible diseñar cascarones de medio punto con espesor uniforme en su totalidad, sin atiesadores para los bordes. Si se emplea el método más simplificado para el análisis (teoría de la membrana), que es más usual y práctico, se deben proveer atiesadores para los bordes como se muestra en la siguiente figura, los cuales consisten en vigas AB de borde y costillas AA y BB en los extremos del arco.

Figura 5. **Extremos atiesadores en techos de arco de cascaron delgado**



Fuente: Manual del ingeniero civil. Capítulo 8. Diseño y construcción de concreto. p. 8-119.

Los esfuerzos determinados con el análisis pueden combinarse para indicar los esfuerzos principales, o sea, la tensión y compresión en cada punto del cascaron. Si se trazan en una proyección del cascaron, las líneas el esfuerzo constante o trayectorias de esfuerzo, serán curvas.

Las trayectorias de esfuerzo de tensión suelen seguir un patrón en diagonal cerca de los apoyos y son casi horizontales alrededor del punto medio del claro. Por tanto, las varillas para resistir estos esfuerzos pueden tenderse a lo largo de las líneas principales de esfuerzo, aunque esto dificulta el trabajo en la obra, porque las varillas de diámetro grande se deben doblar y se necesita cuidado especial al colocarlas. Por ello, el acero principal, por lo común, se coloca en forma de rejilla, con la máxima concentración a lo largo de los bordes o valles longitudinales.

Para controlar las grietas por cambios de temperatura y contracción, se debe proveer el refuerzo mínimo, el cual no debe ser menor a $0,002bd$, siendo b el ancho de franja unitaria de un metro y d , el ancho de la losa menos el recubrimiento.

El refuerzo puede colocarse en el cascaron en una capa o en dos capas, según lo demanden los esfuerzos, los cuales dependen de la luz a salvar y las cargas de diseño. Los cascarones con una capa de refuerzo son más susceptibles a agrietarse por las deformaciones locales. Aunque esas grietas no sean perjudiciales para la estructura, pueden permitir filtraciones de agua en tiempo de lluvia. Por esa razón, los cascarones con una capa de refuerzo deben tener recubrimiento con una mezcla de cemento y arena o un impermeabilizante en la superficie externa. Para reforzar cascarones con claros pequeños, puede utilizarse malla metálica de dos direcciones en lugar de varillas individuales.

Según el Manual del ingeniero civil, capítulo 8, diseño y construcción de concreto, el área del refuerzo, en centímetros cuadrados por metro de ancho del cascarón, no debe exceder de $152,4 f'c/fy$ ni de $1718 h/fy$, en donde h es el espesor total del cascaron, fy la resistencia de fluencia del acero y $f'c$ la resistencia a la compresión del concreto a los 28 días. El refuerzo no se debe

espaciar más de cinco veces el espesor del cascaron o 45 centímetros. Cuando el esfuerzo principal de tensión excede $4\sqrt{f'_c}$ el refuerzo no se debe espaciar más de tres veces el espesor del cascarón.

La resistencia mínima especificada establecida por el código ACI 318-08 para el concreto no debe ser menor de 210 kilogramos por centímetro cuadrado y la resistencia mínima de fluencia del refuerzo no debe exceder de 4 200 kilogramos por centímetro cuadrado.

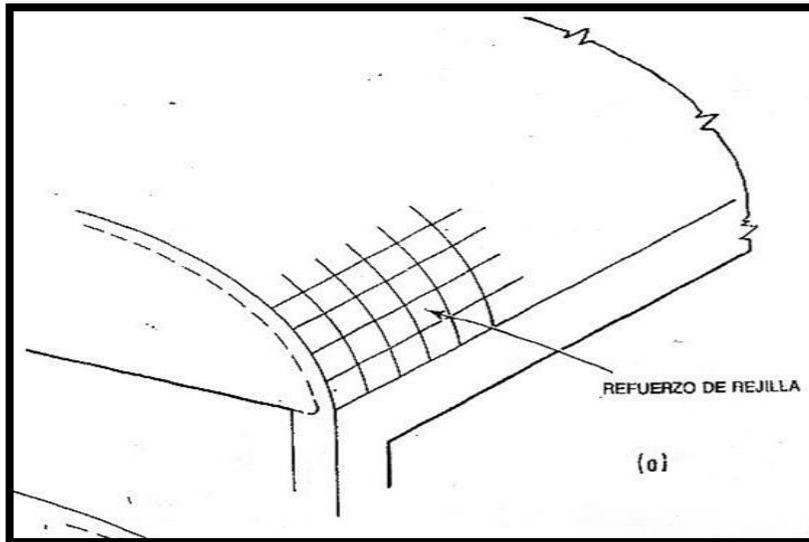
Las vigas de borde de los arcos de medio punto funcionan como vigas normales con cargas verticales, excepto que se aplica un esfuerzo constante adicional en la cara superior, en la junta con el cascaron.

Los esfuerzos calculados en las costillas o diafragmas de extremo de arco suelen ser pequeños. El refuerzo mínimo en una costilla debe ser el mínimo especificado en el Código ACI 318-08 para una viga y, en un diafragma, el mínimo especificado para una losa. El refuerzo longitudinal para el cascaron debe estar bien ahogado en las costillas.

En los arcos de medio punto largos, suelen ocurrir elevados esfuerzos de tensión y distorsiones, cerca de los apoyos.

Si los esfuerzos en esas áreas no se calculan con precisión, el refuerzo en ellas debe aumentarse sustancialmente del requerido según el análisis simplificado. El refuerzo aumentado debe consistir en una rejilla.

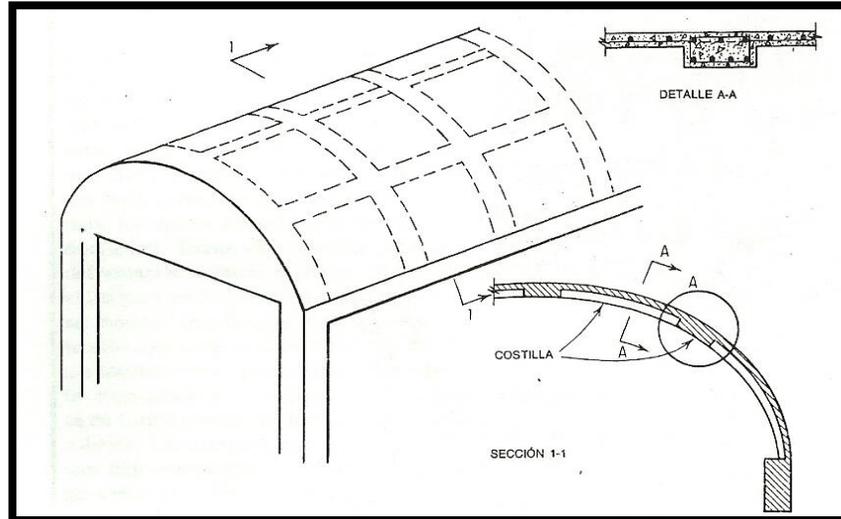
Figura 6. Refuerzo en un arco de cascarón delgado



Fuente: Manual del ingeniero civil. Capítulo 8. Diseño y construcción de concreto. p. 8-122.

Cuando los cascarones de medio punto están sometidos a fuertes cargas concentradas, como en los techos de fábricas o en los puentes, pueden lograrse economías al proveer costillas internas en lugar de aumentar el espesor de la totalidad del cascarón. Estas costillas aumentan tanto la resistencia como la rigidez del cascarón, sin aumentar mucho el peso.

Figura 7. **Arco con costillas en sentido longitudinal y transversal**



Fuente: Manual del ingeniero civil. Capítulo 8. Diseño y construcción de concreto. p. 8-123.

En muchos casos, solo puede utilizarse una parte del cascarón de medio punto; esto podría ocurrir en las naves al final de cascarones múltiples o en cascarones para interiores en los cuales se necesitan aberturas grandes para las ventanas. La distribución de esfuerzos en esas partes de los cascarones es diferente que para los cascarones de medio punto completos; pero las consideraciones al proyectar las vigas de borde y colocación de los refuerzos son las mismas.

1.3. **Parámetros de diseño de puentes**

En la actualidad se cuenta con dos métodos que cumplen con las especificaciones dadas por el American Concrete Institute (ACI 318-08), el más común de ellos es el método de esfuerzos de trabajo, pero a partir de 1963, se cuenta también con el método de esfuerzos últimos.

El método de esfuerzos de trabajo o teoría de la línea recta, fija su atención a las condiciones de los esfuerzos dentro del miembro estructural cuando actúa bajo las cargas de trabajo. Cuando se emplea este método, los esfuerzos permisibles se establecen por medio de un porcentaje de los esfuerzos máximos de los materiales, es decir, el punto de fluencia para el acero y la resistencia última del concreto.

El método de esfuerzos últimos, ha tomado gran importancia ya que se ha popularizado por el empleo de aceros de alta resistencia, lo que generalmente da como resultado el que se usen menores aéreas de acero de refuerzo, o bien secciones más esbeltas, o ambas ya que el empleo de estas ha traído como consecuencia el que se ponga mayor énfasis en la determinación y control de las deflexiones, así como el número y ancho de las grietas que se pueden producir en el miembro estructural.

1.3.1. Normas de diseño utilizadas en Guatemala para el diseño de puentes

En materia de puentes, las normas utilizadas para el diseño son las proporcionadas por la Standard Specifications for Highway Bridges, de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), en la cual se especifican los tipos de cargas que deben usarse para el diseño de puentes así como la longitud de las mismas.

1.3.2. Datos y especificaciones técnicas para la construcción de puentes

Su proyecto y cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia,

influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas.

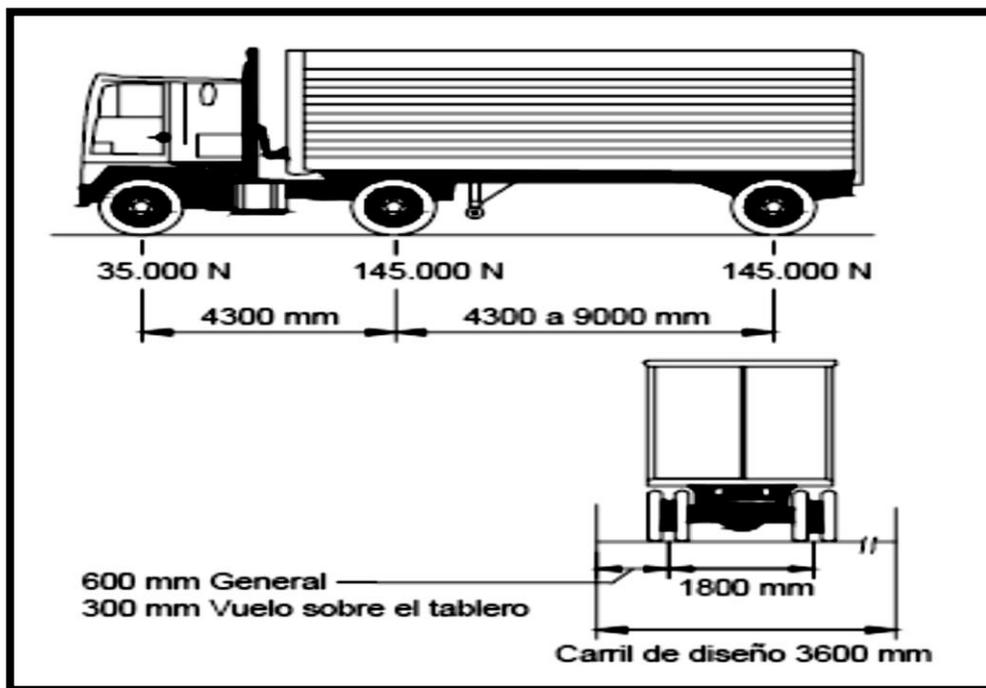
- Recubrimientos: AASHTO 8.22: se utilizara a partir del rostro de la barra hacia la superficie del concreto. Para cimientos y muros 8 centímetros, para losas, cama superior 7 centímetros, cama inferior 5 centímetros, para columnas y vigas 8 centímetros.
- Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2: se proporcionara a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es mayor a la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o $luz/20$.
- Traslapes: AASHTO 8.25, DGC 509.080: se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras desde la # 11 o mayores, de tal modo que desarrollen un 125 por ciento de la resistencia nominal (f_y) de la barra. Para las barras menores se utilizará el empalme sencillo amarrando las dos barras con su debida longitud de desarrollo.
- Ganchos: AASHTO 8.23.2.2, DGC 509: los dobleces deberán hacerse en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

1.3.3. Cargas de diseño a utilizar

Camión de diseño: AASHTO 3.6.1.2.2: los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la

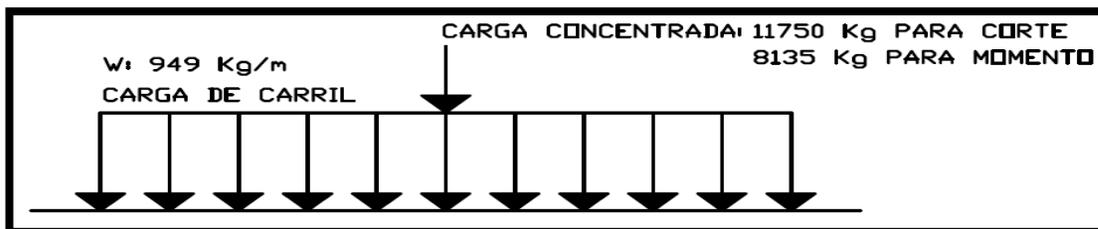
siguiente figura, la separación entre los ejes de 14 786 kilogramos se deberá variar entre 4,3 y 9,0 metros., para producir las solicitaciones externas.

Figura 8. **Características del camión de diseño**



Fuente: AASHTO LRFD 2004, sección 3.6.1.2.2, p. 3-26.

Figura 9. **Carga distribuida en carril, equivalente a camión de diseño**



Fuente: AASHTO LRFD 2004, sección 3.6.1.2.2, p. 3-26.

1.4. Análisis estructural para puentes

En algunas estructuras muchas condiciones de carga pueden desarrollarse y el análisis debe hacerse para determinar las condiciones críticas que pueden suceder al combinarlas.

En puentes el análisis comúnmente utilizado es el de líneas de influencia el cual se detallara en el siguiente párrafo.

1.4.1. Método de líneas de influencia

Cuando una carga móvil se desplaza sobre una estructura, las fuerzas internas varían en cada punto de la misma. Es por eso que es posible darse cuenta que una carga concentrada aplicada en el centro de un claro de una viga genera esfuerzos flexionantes y deflexiones mucho mayores que cuando la misma carga se aplica cerca de un apoyo.

Para diseñar una estructura segura, sus miembros y juntas se deben diseñar de manera tal que la máxima fuerza generada por las cargas muerta y viva en cada sección sean menores o iguales que la capacidad disponible de la sección. Para determinar las fuerzas máximas de diseño en las secciones críticas que generan las cargas movibles, frecuentemente se dibujan las líneas de influencia.

Una línea de influencia es un diagrama cuyas ordenadas, graficadas en función de la distancia a lo largo del claro, dan el valor de una fuerza interna, una reacción o un desplazamiento en un punto específico de la estructura.

Una vez trazada la línea de influencia, se utiliza para:

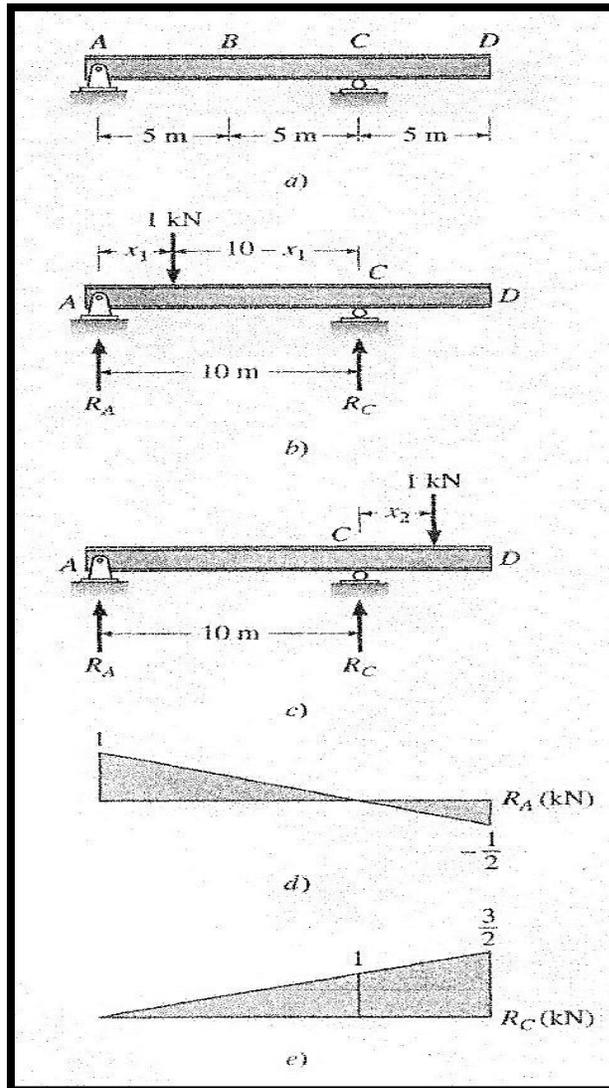
- Determinar la ubicación de la carga viva que maximice la fuerza cortante, momento, y otros para lo cual se dibujó dicha línea en una estructura.
- Calcular la magnitud de la fuerza generada por la carga viva.

Aunque una línea de influencia representa la acción de una carga móvil aislada, se utiliza también para determinar la fuerza en un punto debida a varias cargas concentradas o una carga uniformemente distribuida.

1.4.2. Trazo de una línea de influencia

Para introducir el procedimiento de generación de líneas de influencia se explicaran detalladamente los pasos requeridos para dibujar la línea de influencia para la reacción R_A del apoyo A y la reacción R_C del apoyo C de la viga simplemente apoyada que se muestra en la figura 10.

Figura 10. Ejemplo de trazo de línea de influencia



Fuente: Kenneth M. Leet. Chia-Ming Uang. Fundamentos de análisis estructural. p. 252.

A fin de encontrar una expresión general para los valores de R_A en cualquier posición entre los apoyos A y C de la carga unitaria, se coloca esta carga a una distancia x_1 a la derecha del apoyo A y se suman momentos alrededor del apoyo C. (ver figura 10b).

$$\cup + \sum M_C = 0$$

$$10R_A - (1\text{KN})(10-x_1) = 0$$

$$R_A = 1 - \frac{x}{10} \quad (1)$$

Donde $0 \leq x_1 \leq 10$

Se evalúa R_A para $x = 0, 5$ y 10 metros

x_1	R_A
0	1
5	$\frac{1}{2}$
10	0

Para el diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 10c, es posible escribir una expresión general para R_A , cuando la carga unitaria se encuentra ubicada entre C y D, sumando los momentos alrededor de C.

$$\cup + \sum M_C = 0$$

$$10R_A + (1\text{KN})(x_2) = 0$$

$$R_A = -\frac{x_2}{10} \quad (2)$$

Donde $0 \leq x_2 \leq 5$.

El signo negativo de la ecuación 2 indica que R_A actúa hacia abajo cuando la carga unitaria se encuentra entre los puntos C y D, al valorar la ecuación se obtienen los siguientes valores y se puede dibujar la línea de influencia mostrada en la figura 10d.

x_2	R_A
0	0
5	$-\frac{1}{2}$

Para dibujar la línea de influencia para R_C de la figura 10e, se calculan los valores de la reacción en el apoyo en C sumando momentos alrededor del apoyo A moviendo a carga unitaria a través del claro o también se le pueden restar a la ecuación 1 los valores de la línea de influencia de la figura 10d, ya que la suma de las reacciones para cada posición de la carga unitaria debe ser igual a 1, es decir, el valor de la carga aplicada.

1.4.3. Uso de las líneas de influencia

Las líneas de influencia se dibujan para determinar el valor máximo de las reacciones o de las fuerzas internas generadas por la carga viva.

Una línea de influencia se utiliza con el propósito de calcular el valor máximo de una función cuando la carga viva, que puede actuar en cualquier lugar de la estructura, como una carga concentrada aislada o una carga uniformemente distribuida de longitud variable.

Puesto que la ordenada de una línea de influencia representa el valor de cierta función generada por una carga unitaria, el valor producido por una carga concentrada se determina multiplicando la ordenada de la línea de influencia por la magnitud de la carga concentrada. Este cálculo se basa en el supuesto de que las fuerzas que aparecen en una estructura elástica son directamente proporcionales a la magnitud de la carga aplicada.

Si la línea de influencia es positiva en algunas regiones y negativa en otras, la función representada por dicha línea cambia el sentido para ciertas posiciones de la carga viva. En el diseño de miembros, donde el sentido de la fuerza interna tiene influencia importante sobre el comportamiento, se debe encontrar el valor de la fuerza más grande en cada sentido, multiplicando las ordenadas máximas tanto positivas como negativas de la línea de influencia por la magnitud de la carga concentrada. Por ejemplo, si la reacción en un apoyo cambia su sentido, el apoyo tiene que detallarse para el valor más grande de la compresión que transmite la cimentación y para el valor más grande de la tensión.

En el diseño de edificios y puentes, la carga viva se representa a menudo mediante una carga uniformemente distribuida. Pero se puede especificar que los pisos de estacionamiento se diseñan para carga viva uniformemente distribuida de cierta magnitud, en lugar de para un conjunto específico de cargas rodantes.

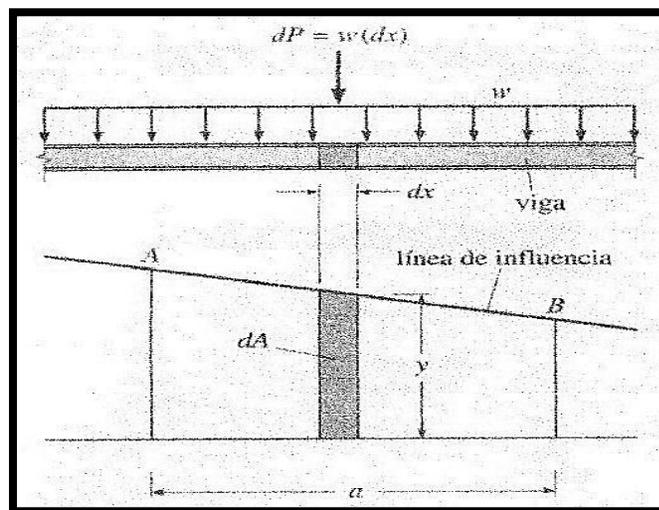
A fin de determinar el valor máximo de una función generado por una carga uniforme w de longitud variable, hay que distribuir la carga sobre el miembro en las regiones donde las ordenadas de la línea de influencia sean positivas o negativas.

A continuación se demuestra que el valor de la función generado por una carga distribuida w sobre cierta región de una línea de influencia es igual al área bajo la línea de influencia en esa región multiplicada por la magnitud de w de la carga distribuida.

Para encontrar el valor de una función F generado por una carga uniformemente w que actúa sobre un tramo de longitud a entre los puntos A y B de la viga de la figura 7, se reemplaza la carga distribuida por una serie de fuerzas infinitesimales dP , y a continuación se suman los incrementos de la función dP generados por las fuerzas infinitesimales. Como lo muestra la figura 7, la fuerza dP generada por la carga uniforme w que actúa sobre un segmento infinitesimal de viga dx es igual al producto de la carga distribuida por la longitud del segmento, esto es:

$$dP = w \, dx$$

Figura 11. Demostración de carga infinitesimal dP



Fuente: Kenneth M. Leet. Chia-Ming Uang. Fundamentos de análisis estructural. p. 277.

A fin de determinar el incremento de la función dF generado por la fuerza dP , se multiplica dP por la ordenada Y de la línea de influencia en el mismo punto, para obtener:

$$dF=(dP)y$$

Sustituyendo dP en la ecuación anterior se tiene:

$$dF=w dx y$$

Para calcular la magnitud de la función F entre dos puntos cualesquiera A y B , se integran ambas partes de la ecuación:

$$F= \int_A^B dF= \int_A^B w dx y$$

Ya que el valor de w es una constante, se puede factorizar fuera de la integral y se obtiene:

$$F= w \int_A^B y dx$$

Como $y dx$ representa un área infinitesimal dA bajo la línea de influencia, la integral del lado derecho de la ecuación anterior se interpreta como el área bajo la línea de influencia entre los puntos A y B , entonces:

$$F=w(\text{área}_{AB})$$

Donde área_{AB} es el área bajo la línea de influencia entre A y B .

1.4.4. Cargas vivas para puentes vehiculares

Cuando se diseñan puentes vehiculares por donde naturalmente deben circular cargas vivas, se debe poner mucha atención a las especificaciones de la American Association of State and Highway Transportation Officials (AASHTO). Actualmente los puentes de carreteras y autopistas deben diseñarse para soportar en cada carril el camión estándar HS 20-44 de seis ruedas y 33 140 kilogramos del cual se habló en el inciso 1.3.3, o un carril de carga de diseño que consiste en una carga de 949 kilogramos por metro, uniformemente distribuida en dirección longitudinal, transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,60 metros.

Si se va a construir un puente en una carretera secundaria y solo se espera que atraviesen vehículos livianos, el camión estándar y las cargas de un carril se reducen en un 25 o 50 por ciento, dependiendo del peso previsto de los vehículos. Estas cargas reducidas de los vehículos se denominan cargas HS 15 Y HS 10, respectivamente. Aunque los ingenieros no lo utilizan frecuentemente, el reglamento AASHTO también especifica un camión más ligero, el HS 20 de cuatro ruedas para puentes de caminos secundarios que no cargan camiones pesados.

Puesto que en general un puente se diseña para una vida útil de 50 a 100 años o incluso más, y como es difícil predecir qué tipo de vehículos utilizarán un puente en particular, puede ser prudente el uso de la carga viva basada en el camión más pesado. Es más, ya que un camión más pesado también genera miembros de concreto o acero, más rígidos y la vida útil será mayor que la de los puentes diseñados para camiones ligeros.

2. COMPARACIÓN DE DISEÑOS TEÓRICOS PARA PUENTE DE DIEZ METROS

Se realizarán dos diseños de puentes de bóveda de diez metros, el primero consistirá en una bóveda tradicional de concreto armado y el segundo utilizando el sistema propuesto con una bóveda hecha con viguetas prefabricadas.

2.1. Puente utilizando bóveda tradicional

Se diseñará un puente de un carril de 3,60 metros, de ancho, el cual cubrirá una luz de 10 metros utilizando una bóveda tradicional de concreto armado, conformada por un arco biarticulado. La carga viva de diseño a utilizar será la del camión HS 20-44 del cual se utilizará la carga del carril equivalente de 949 kilogramos por metro.

2.2. Diseño de la superestructura

Sobre la superestructura se realiza la circulación de los vehículos y peatones, está conformada por: bóveda, tímpanos, material de relleno, carpeta de rodadura y barandales.

2.2.1. Carpeta de rodadura

Por ser un elemento sometido únicamente a compresión y estar soportada por material de relleno debidamente bien compactado esta se propondrá de un espesor de 15 centímetros, con un refuerzo de electromalla de 6 x 6 9/9.

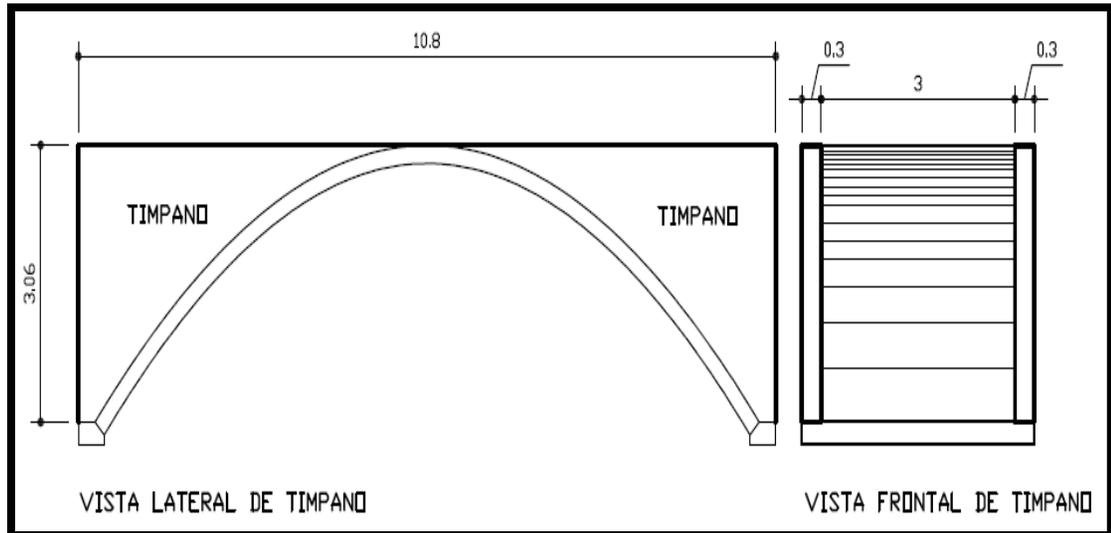
2.2.2. Material de relleno

El material de relleno será una arena arcillosa la cual deberá tener una compactación del 90 por ciento y esta tendrá un peso específico de 1 600 kilogramos por metro cúbico.

2.2.3. Diseño del tímpano

Este consistirá en un muro de concreto el cual llegara hasta el vértice de la bóveda y se diseñara como la pantalla de un muro de contención, a continuación se presenta una imagen que detalla los diferentes elementos a considerar en el diseño del tímpano.

Figura 12. Perfil de tímpano de puente



Fuente: elaboración propia, realizada con programa Autocad.

Datos:

H Tímpano (m)	3,06
Ancho Tímpano (m)	0,3
δ_s (kg/m ³)	1 600
δ_c (kg/m ³)	2 400
θF	35
\emptyset factor de seguridad	0,85
f'_c (Kg/cm ²)	280
f_y (Kg/cm ²)	4 200
f_s (Kg/cm ²)	1 687
j	0,804
d (cm)	22
b (cm) – Franja unitaria de 1 metro	100

El ancho del tímpano se propondrá de 30 centímetros y se realizara el respectivo chequeo, de no funcionar se cambiara por una dimensión que llene los requisitos de funcionamiento.

- Cálculo del empuje activo

$$Ea = \frac{Ws(Hm)^2}{2} + \frac{1-\text{sen}\theta}{1+\text{sen}\theta}$$

$$Ea = \frac{1600(3,06)^2}{2} + \frac{1-\text{sen}(35)}{1+\text{sen}(35)}$$

$$Ea = 2\,029,95 \text{ kg}$$

- Cálculo del momento de volteo

$$Mv = Ea \cdot \frac{Hm}{3}$$

$$Mv = 2\,029,95 \cdot \frac{3,06}{3}$$

$$Mv = 2\,070,55 \text{ kg.m} \cdot 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

$$Mv = 207\,055,00 \text{ kg.cm}$$

- Cálculo del acero de refuerzo

$$As = \frac{Mv}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$As = \frac{207\,055}{1\,687 \cdot 0,804 \cdot 22}$$

$$As = 6,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Cálculo del acero mínimo requerido por el código ACI 318-08:

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14}{4200} \cdot 100 \cdot 22$$

$$A_s \text{ min} = 7,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ total} = 7,33 \times 10,8$$

$$A_s \text{ total} = 79,16 \text{ cm}^2$$

El refuerzo vertical será: 28 # 6 @ 38 centímetros, en todo el tímpano.

2.2.3.1. Diseño a corte

La única fuerza que produce corte en la sección es el empuje activo E_a , el cual tiene una magnitud de: $E_a = 2\,029,95 \text{ kg}$, por lo tanto la fuerza cortante actuante en la sección es: $v_c = 2\,029,95 \text{ kg}$.

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto, según el código ACI 318-08 en el capítulo 11 sección 11.2.1.1 es:

$$V_c = 0,53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 \cdot 0,85 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 22$$

$$V_c = 16\,584,27 \text{ kg}$$

Dado que $V_c > v_c$, no se necesita refuerzo para resistir el cortante, por lo que en el refuerzo horizontal consistirá únicamente en el utilizado para resistir los cambios de temperatura, el cual está dado por la ecuación:

$$\begin{aligned} \text{As temp.} &= 0,002.b.d \\ \text{As temp} &= 0,002 \cdot 100 \cdot 22 \\ \text{As temp} &= 4,4 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{As temp total} &= 4,4 \times 3,06 \\ \text{As temp} &= 13,24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

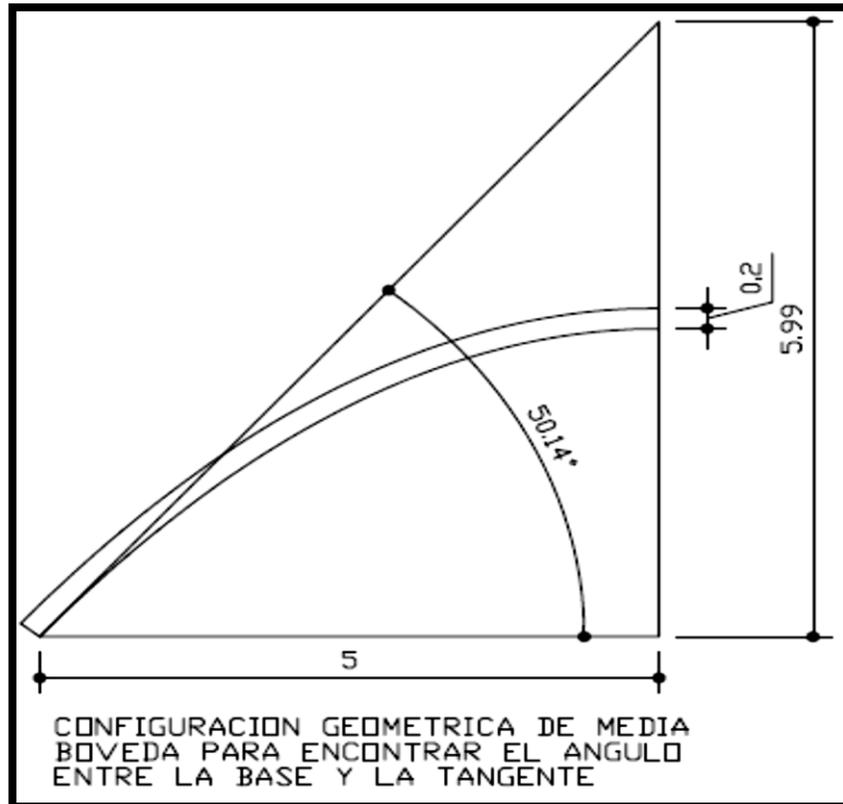
El refuerzo horizontal será: 11 # 4 @ 27 centímetros, en todo el tímpano.

2.2.4. Diseño de bóveda de concreto

Consistirá en una bóveda con un espesor de losa propuesto de 20 centímetros, a la cual se le harán los respectivos chequeos de funcionamiento, de no cumplir se cambiara por un espesor de losa que llene los requisitos.

A continuación se presentan imágenes con los respectivos detalles de los elementos de la bóveda que se consideran útiles para su diseño.

Figura 13. **Determinación del ángulo Φ**



Fuente: elaboración propia, realizada con programa Autocad.

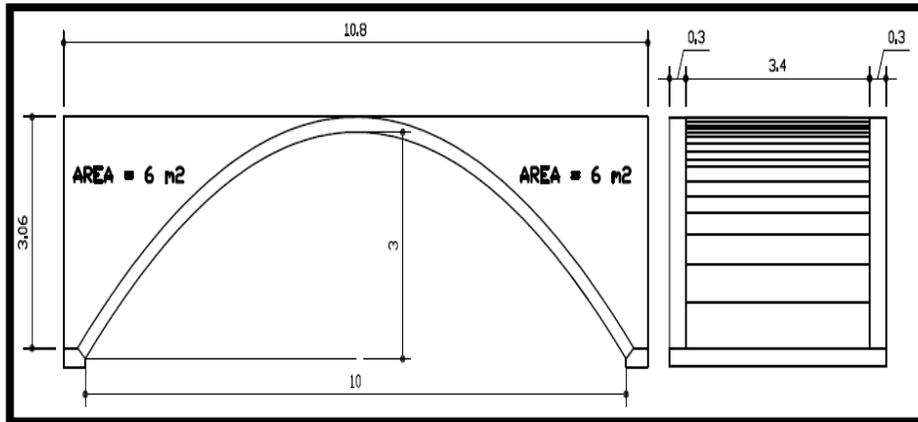
Cálculo del ángulo Φ :

$$\Phi = \text{Tan}^{-1} \frac{5,99}{5}$$

$$\Phi = \text{Tan}^{-1} (1,198)$$

$$\Phi = 50,147^\circ$$

Figura 14. Dimensiones de bóveda



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

El área total de suelo sobre la bóveda es de 12 metros cuadrados, el ancho de bóveda que ocupara es de 3,4 metros, lo que da un volumen total de suelo de:

$$\begin{aligned}\text{Vol} &= \text{Área} \times \text{Ancho} \\ \text{Vol} &= 12 \times 3,4 \\ \text{Vol} &= 40,8 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Para poder utilizar la carga de suelo para agregarla a la carga muerta, dada la geometría de la bóveda, es necesario encontrar la altura h de un rectángulo equivalente.

$$\begin{aligned}\text{Vol} &= \text{Long} \times \text{Ancho} \times h \\ 40,8 &= 10,8 \times 3,4 \times h \\ h &= \frac{40,8}{10,8 \times 3,4} \\ h &= 1,11 \text{ m}\end{aligned}$$

- Cálculo de cargas de diseño

Datos:

f'c (kg/cm ²)	280
f _y (kg/cm ²)	4 200
δ _c (kg/m ³)	2 400
δ _s (kg/m ³)	1 600
b (cm)	100
t Bóveda (cm)	20
t Carpeta (cm)	15
H _s (m)	1,11
d (cm)	15
Luz (m)	10
h bov. (m)	3
ángulo Φ	50,15°

Carga de carpeta de rodadura:

$$W_{\text{carpeta}} = \delta_c \cdot \frac{b}{100} \cdot \frac{t_{\text{Carpeta}}}{100}$$

$$W_{\text{carpeta}} = 2400 \cdot \frac{100}{100} \cdot \frac{15}{100}$$

$$W_{\text{carpeta}} = 360 \text{ kg/m}$$

Carga de bóveda:

$$W_{\text{boveda}} = \delta_c \cdot \frac{b}{100} \cdot \frac{t_{\text{boveda}}}{100}$$

$$W_{\text{boveda}} = 2400 \cdot \frac{100}{100} \cdot \frac{20}{100}$$

$$W_{\text{boveda}} = 480 \text{ kg/m}$$

Carga de suelo:

$$W_{\text{suelo}} = \delta_s \cdot \frac{b}{100} \cdot H_{\text{suelo}}$$

$$W_{\text{suelo}} = 1600 \cdot \frac{100}{100} \cdot 1,11$$

$$W_{\text{suelo}} = 1776 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga muerta:

$$C_m = W_{\text{carpeta}} + W_{\text{boveda}} + W_{\text{suelo}}$$

$$C_m = 360 + 480 + 1776$$

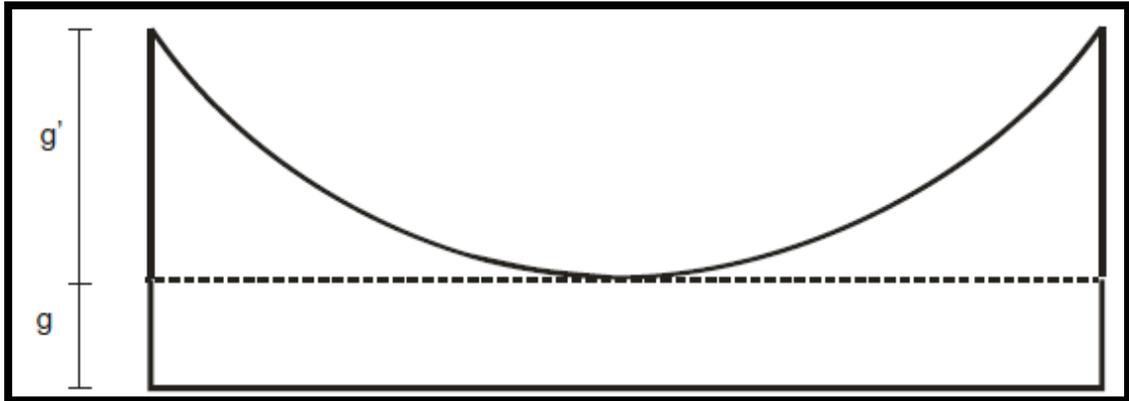
$$C_m = 2616 \text{ kg/M}$$

Carga viva: la carga viva es la dada por el carril de diseño la cual se indicó en la sección 2.1. de este capítulo :

$$C_v = 949 \text{ kg/m}$$

Cuando se diseñan arcos de concreto se debe tener la siguiente distribución de cargas:

Figura 15. Distribución de cargas



Fuente: George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. p. 528.

Donde:

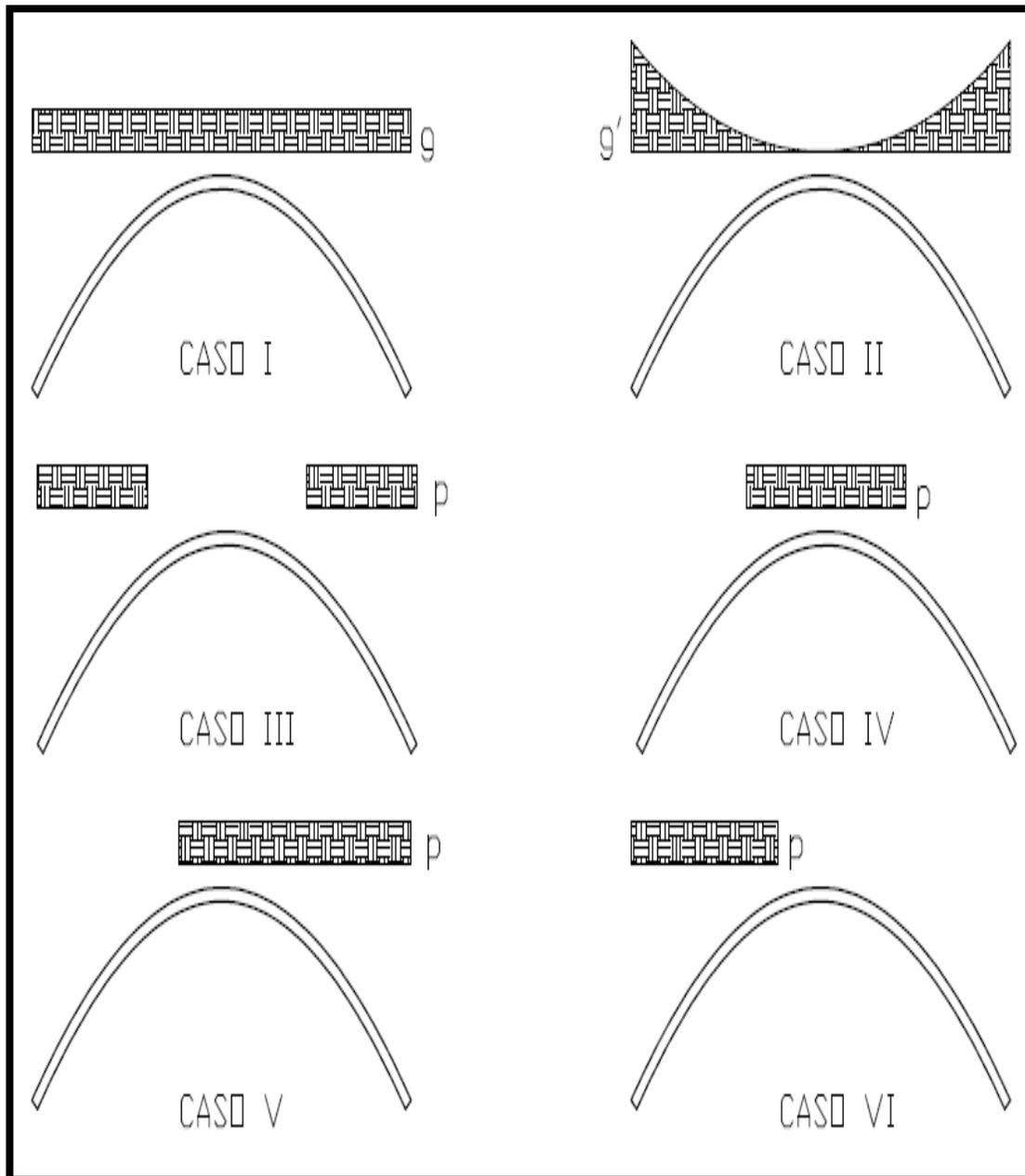
g : Carga uniformemente distribuida por metro de directriz

g' : Carga uniformemente distribuida por metro de luz

$$g' = \frac{g}{\cos(\Phi)} + g$$

Para determinar los valores de diseño del arco biarticulado se utilizarán las magnitudes de carga anteriormente calculadas y la tabla de los diferentes tipos de casos de arcos y la tabla de momentos y reacciones, presentadas a continuación:

Figura 16. **Diferentes casos de aplicación de carga en arcos**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

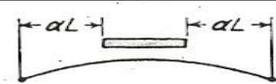
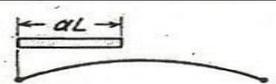
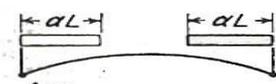
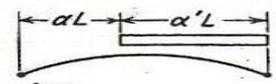
Donde p , es la carga viva mayorada.

Tabla I. **Tabla de momentos y reacciones para diseño de arcos**

	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV	Caso V	Caso VI
R_l	$\frac{gl}{2}$	$\frac{g'l}{6}$	$p\alpha l$	$\frac{pl}{2}(1-2\alpha)$	$\frac{p\alpha l}{2}(2-\alpha)$	$\frac{p\alpha^2 l}{2}$
R_r	$\frac{gl}{2}$	$\frac{g'l}{6}$	$p\alpha l$	$\frac{pl}{2}(1-2\alpha)$	$\frac{p\alpha^2 l}{2}$ [⊖]	$\frac{p\alpha l}{2}(2-\alpha)$
H	$\frac{gl^2}{8h}$	$\frac{g'l^2}{42h}$	$\frac{pl^2}{8h}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 5)$	$\frac{-pl^2}{8h}(2\alpha^5 - 5\alpha^4 + 5\alpha^3 - 1)$	$\frac{pl^2}{16h}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 5)$	$\frac{pl^2}{16h}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 5)$
M_c	No existe	$-\frac{g'l^2}{338}$	$-\frac{pl^2}{8}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 1)$	$\frac{pl^2}{8}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 1)$
$M_{l/4}$	No existe	$\frac{g'l^2}{234}$	[†] $-\frac{pl^2}{64}(6\alpha^5 - 15\alpha^4 + 23\alpha^3 - 16\alpha + 2)$	⁺ $-\frac{pl^2}{64}\alpha^2(6\alpha^3 - 15\alpha^2 + 7)$

Fuente: George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. p. 526.

Figura 17. **Aplicación de carga para los diferentes momentos a calcular**

	Clave	Riñón izquierdo
MOMENTOS POSITIVOS	 <p>Arco biarticulado Empotrado $\alpha = 0,350$ $\alpha = 0,375$</p>	 <p>Arco biarticulado Empotrado $\alpha = 0,425$ $\alpha = 0,400$</p>
MOMENTOS NEGATIVOS	 <p>Arco biarticulado Empotrado $\alpha = 0,350$ $\alpha = 0,375$</p>	 <p>Arco biarticulado Empotrado $\alpha' = 0,575$ $\alpha = 0,400$</p>

Fuente: George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. p. 528.

- Cálculo de reacciones máximas en apoyos

Cargas a utilizar para calcular reacciones máximas en apoyos:

$$g = 1,4C_m + 1,7C_v$$

$$g = 1,4(2\ 616) + 1,7(949)$$

$$g = 5\ 276\ \text{kg/m}$$

$$g' = \frac{g}{\cos(\Phi)} - g$$

$$g' = \frac{5\ 141}{\cos(50,147^\circ)} - 5\ 141$$

$$g' = 2\ 957\ \text{kg/m}$$

Para el cálculo de las reacciones vertical y horizontal se utilizan las ecuaciones de H para los casos 1 y 2 de la tabla de momentos y reacciones.

Cálculo de reacción máxima horizontal en apoyos:

$$H = \frac{gl^2}{8h} + \frac{g'l^2}{42h}$$

$$H = \frac{5\ 276(10)^2}{8(3)} + \frac{2\ 957(10)^2}{42(3)}$$

$$H = 24\ 329\ \text{kg}$$

Cálculo de reacción máxima vertical en apoyos:

$$V = \frac{gl}{2} + g'h$$

$$V = \frac{5\ 276(10)}{2} + 2\ 957(3)$$

$$V = 35\ 250\ \text{kg}$$

- Cálculo de momentos en la clave y riñones

Cargas a utilizar para calcular los momentos en la clave y los riñones:

$$g=1,4 \text{ cm}$$

$$g=1,4(2\ 616)$$

$$g=3\ 662 \text{ kg/m}$$

$$g' = \frac{g}{\cos(\Phi)} - g$$

$$g' = \frac{3\ 662}{\cos(50,147^\circ)} - 3\ 662$$

$$g' = 2\ 053 \text{ kg/m}$$

$$p=1,7Cv$$

$$p=1,7(949)$$

$$p=1\ 613 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de momento positivo y negativo en la clave de la bóveda:

Para el momento positivo se utilizaran las ecuaciones de los casos 2 y 4 de la tabla de momentos y reacciones, $\alpha=0,35$:

$$Mc(+)= -\frac{g'l^2}{338} + \frac{pl^2}{8}\alpha^2(2\alpha^3-5\alpha^2+1)$$

$$Mc(+)= -\frac{g'l^2}{338} + pl^2(0,00725)$$

$$Mc(+)= -\frac{(2\ 053)(10)^2}{338} + 0,00725(1\ 613)(10)^2$$

$$Mc(+)=562 \text{ kg.m}$$

Para el momento negativo se utilizaran las ecuaciones de los casos 2 y 3 de la tabla de momentos y reacciones, $\alpha=0,35$:

$$M_c(-) = -\frac{g'l^2}{338} - \frac{pl^2}{8} \alpha^2 (2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 1)$$

$$M_c(-) = -\frac{g'l^2}{338} - pl^2 (0,00725)$$

$$M_c(-) = -\frac{(2\ 053)(10)^2}{338} - 0,00725(1\ 613)(10)^2$$

$$M_c(-) = -1\ 777\ \text{kg.m}$$

Cálculo de momento positivo y negativo en los riñones de la bóveda:

Para el momento positivo se utilizaran las ecuaciones de los casos 2 y 6 de la tabla de momentos y reacciones, donde $\alpha=0,425$:

$$M_{1/4}(+) = \frac{g'l^2}{234} - \frac{pl^2}{64} \alpha^2 (6\alpha^3 - 15\alpha^2 + 7)$$

$$M_{1/4}(+) = \frac{g'l^2}{234} - pl^2 (0,0134)$$

$$M_{1/4}(+) = \frac{(2\ 053)(10)^2}{234} - 0,0134(1\ 613)(10)^2$$

$$M_{1/4}(+) = -1\ 285\ \text{kg.m}$$

Para el momento negativo se utilizaran las ecuaciones de los casos 2 y 5 de la tabla de momentos y reacciones, donde $\alpha=0,575$:

$$M_{1/4}(-) = \frac{g'l^2}{234} - \frac{pl^2}{64} (6\alpha^5 - 15\alpha^4 + 23\alpha^2 - 16\alpha + 2)$$

$$M_{1/4}(-) = \frac{g'l^2}{234} + pl^2 (0,0134)$$

$$M_{l/4}(-) = \frac{(2\ 053)(10)^2}{234} + 0,0134(1\ 613)(10)^2$$

$$M_{l/4}(-) = 3\ 039\ \text{kg.m}$$

2.2.4.1. Cálculo de reacciones y fuerza normal en riñones

Dado que el momento más crítico actuante en la bóveda es el momento negativo en los riñones, a este se le calcularán sus respectivas reacciones horizontal y vertical y la fuerza normal actuante en la sección transversal ocasionada por las reacciones.

Cargas a utilizar para calcular las reacciones y fuerza normal ocasionadas por el momento negativo:

$$g = 1,4\ \text{cm}$$

$$g = 1,4(2\ 616)$$

$$g = 3\ 662\ \text{kg/m}$$

$$g' = \frac{g}{\cos(\Phi)} - g$$

$$g' = \frac{3\ 662}{\cos(50,147^\circ)} - 3\ 662$$

$$g' = 2\ 053\ \text{kg/m}$$

$$p = 1,7\ \text{Cv}$$

$$p = 1,7(949)$$

$$p = 1\ 613\ \text{kg/m}$$

Cálculo de reacciones, horizontal y verticales l y r:

Para el cálculo de la remarcación horizontal se utilizaran las ecuaciones de los casos 1, 2 y 5 de la tabla de momentos y reacciones, $\alpha=0,575$:

$$H = \frac{gl^2}{8h} + \frac{g'l^2}{42h} + \frac{pl^2}{16h} \alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 5)$$

$$H = \frac{3\,662(10)^2}{8(3)} + \frac{2\,053(10)^2}{42(3)} + \frac{1\,613(10)^2}{16(3)} (0,077)$$

$$H = 21\,030 \text{ kg}$$

$$V_l = \frac{gl}{2} + \frac{g'l}{6} + \frac{pal}{2} (2 - \alpha)$$

$$V_l = \frac{3\,662(10)}{2} + \frac{2\,053(10)}{6} + \frac{1\,613(0,575)(10)}{2} (2 - 0,575)$$

$$V_l = 28\,343 \text{ kg}$$

$$V_r = \frac{gl}{2} + \frac{g'l}{6} + \frac{p\alpha^2 l}{2}$$

$$V_r = \frac{3\,662(10)}{2} + \frac{2\,053(10)}{6} + \frac{1\,613(0,575)^2(10)}{2}$$

$$V_r = 24\,400 \text{ kg}$$

Cálculo e la fuerza normal N a la sección transversal de la bóveda:

Dado que V_l es mayor que V_r , se utilizara V_l para el cálculo de la fuerza normal en la sección transversal de la bóveda, utilizando la siguiente ecuación:

$$N_l = V_l(\sin\Phi) + H(\cos\Phi)$$

$$N_l = 28\,343 (\sin(50,147^\circ)) + 21\,030 (\cos(50,147^\circ))$$

$$N_l = 35\,235 \text{ kg}$$

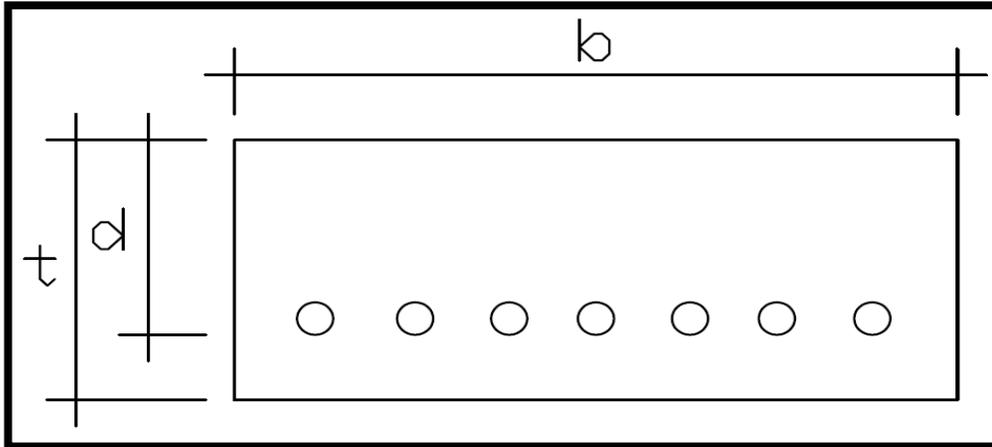
- Cálculo del acero de refuerzo

Resumen de valores máximos calculados y datos a utilizar en el cálculo del acero de refuerzo:

Fuerza máxima horizontal en apoyos	24 329 kg
Fuerza máxima vertical en apoyos	35 250 kg
Momento máximo en la clave	-1 777 kg.m
Momento máximo en los riñones (M_u)	3 039 kg.m
Reacción máxima horizontal en riñones	21 030 kg
Reacción máxima vertical en riñones	28 343 kg
Fuerza normal provocada por reacciones en los riñones (PU)	35 235 kg
Ancho de sección (b)	100 cm
Peralte de losa (t)	20 cm
Distancia de cama inferior a fibra de compresión (d)	15 cm
Resistencia de compresión del concreto (f'_c)	280 kg/cm ²
Factor de reducción de resistencia	(Ø)

Debido a que la reacción de las fuerzas provocadas por el momento máximo en los riñones es normal a la sección transversal del arco, este trabaja a compresión, por lo tanto el diseño del acero de refuerzo se hará por el método gráfico utilizado en columnas, la siguiente imagen será de utilidad para el cálculo del área de acero:

Figura 18. Sección de bóveda



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de relación γ para escoger grafico a utilizar:

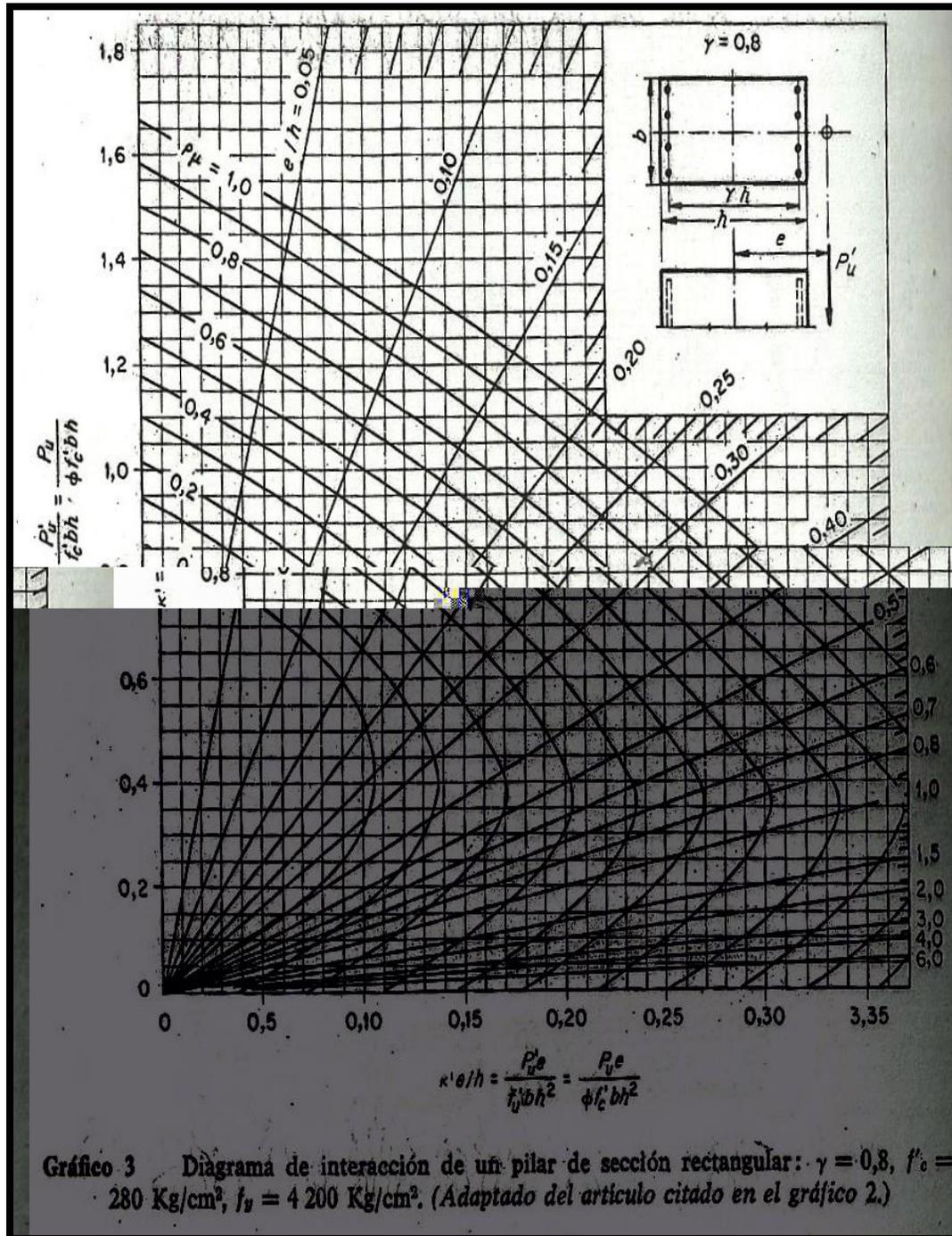
$$\gamma = \frac{d}{t}$$

$$\gamma = \frac{15}{20}$$

$$\gamma = 0,75 \approx 0,8$$

El gráfico a utilizar será el diagrama de interacción para una columna de sección rectangular colocado a continuación:

Figura 19. Diagrama de interacción para columnas rectangulares



Fuente: George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. p. 703.

Cálculo de relación k' :

$$k' = \frac{P_u}{\emptyset \cdot b \cdot t \cdot f_c}$$
$$k' = \frac{35\,235}{0,7 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 280}$$
$$k' = 0,09$$

Cálculo de excentricidad de carga e :

$$e = M_u \cdot \frac{100}{P_u}$$
$$e = 3\,039 \cdot \frac{100}{35\,235}$$
$$e = 8,63 \text{ cm}$$

Cálculo de relación $k'(e/t)$:

$$k' \left(\frac{e}{t} \right) = \frac{P_u}{\emptyset \cdot b \cdot t \cdot f_c} \cdot \frac{e}{t}$$
$$k' \left(\frac{e}{t} \right) = \frac{35\,235}{0,7 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 280} \cdot \frac{8,63}{20}$$
$$k' \left(\frac{e}{t} \right) = 0,04$$

Con los valores de k' y $k'(e/t)$ calculados, se procede a interceptarlos en la gráfica del diagrama de interacción de la figura 18 para así poder interpolar el valor de P_μ .

Al interceptar los valores anteriormente mencionados se ve que el valor de P_μ está por debajo de cero por lo que se utilizara la siguiente cuantía de acero mínima: $P_\mu = 0,005$.

Cálculo del área de acero:

$$A_s = P \mu \cdot b \cdot t \left(\frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = 0,05 \cdot 100 \cdot 20 \left(\frac{0,85 \cdot 280}{4200} \right)$$

$$A_s = 5,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ total} = 5,67 \times 3,60$$

$$A_s = 20,41 \text{ cm}^2$$

El refuerzo de compresión será: 17 # 4 @ 21 centímetros.

2.2.4.2. Diseño a corte

La fuerza encargada de producir corte en la sección transversal de la bóveda, de acuerdo con lo visto en la figura 8 del inciso 1.3.3. del capítulo 1 es la carga concentrada correspondiente para el diseño a corte, la cual tiene una magnitud de:

$$v_c = 11\,750 \text{ kg}$$

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto, según el código ACI 318-08 en el capítulo 11 sección 11.2.1.1 es:

$$V_c = 0,53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,53 \times 0,85 \cdot \sqrt{280} \times 100 \times 15$$

$$V_c = 11\,307,46 \text{ kg}$$

Dado que $V_c < v_c$ se debe reforzar la bóveda transversalmente para resistir corte, según el código ACI 318-08 en el capítulo 11 sección 11.5.7.2 la resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo es:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Donde:

A_v = área de la sección transversal de la varilla propuesta para el refuerzo

f_y = resistencia a la tensión del acero de refuerzo

s = espaciamiento medido de centro a centro entre varillas de refuerzo

d = distancia medida desde la fibra extrema de compresión hasta la parte baja de la varilla de refuerzo

Se propondrá varilla de acero de $\frac{1}{4}$ de pulgada grado 2 800 kilogramos por centímetro cuadrado espaciadas a cuarenta centímetros de centro a centro.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$V_s = \frac{0,32 \cdot 2\,800 \cdot 12,5}{10}$$

$$V_s = 1\,120\text{kg}$$

Luego se chequea que el cortante resistido por el concreto y el refuerzo sean mayores que el cortante actuante.

$$v_c < V_c + V_s$$

$$11\,750 < 11\,307,46 + 1\,120$$

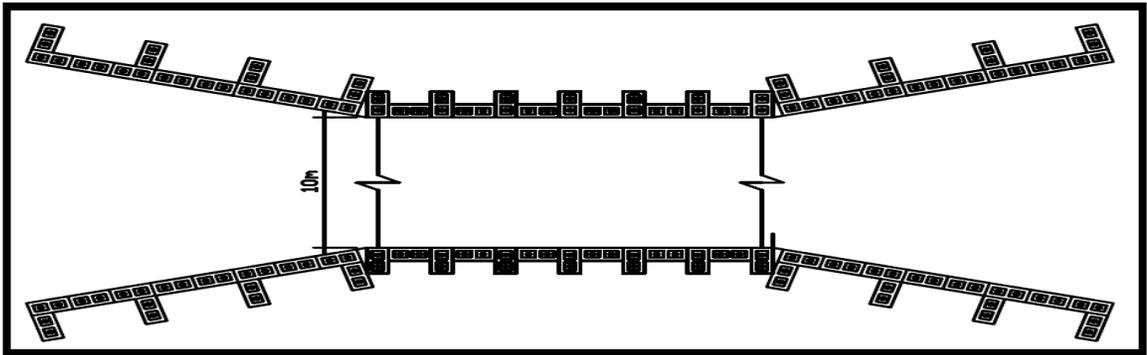
$$11\,750 < 12\,427,46 \quad \text{OK}$$

El refuerzo de cortante será: varillas # 2 @ 10 centímetros

2.3. Diseño de la subestructura

La subestructura del puente está conformada por los muros de contención que sirven de apoyo a la bóveda y los alerones que sirven de protección a las orillas del puente.

Figura 20. **Detalle de apoyos y alerones**

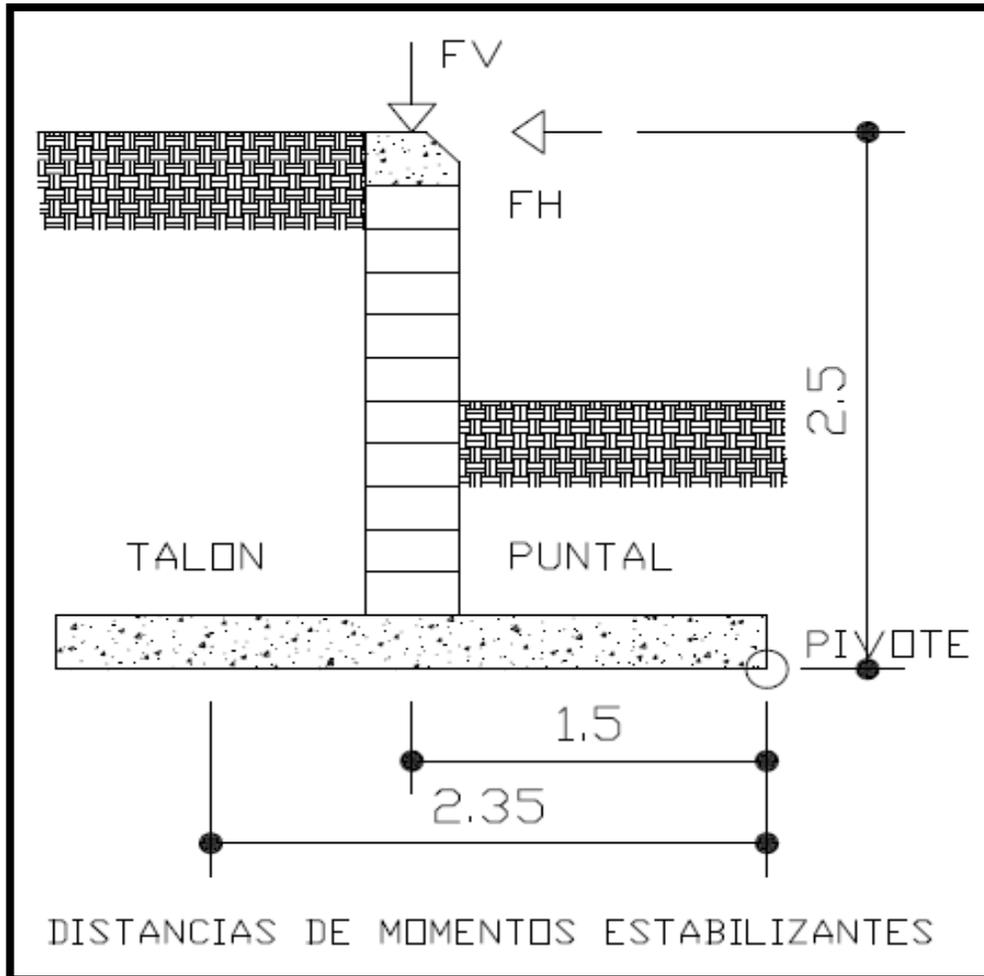


Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

2.3.1. Diseño de apoyos de bóveda

Consistirá en un muro de mampostería reforzada de 2,5 metros de alto y 4,4 metros de longitud, el cual tiene la siguiente geometría:

Figura 21. **Detalle de perfil de apoyo de bóveda**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Figura 22. Detalle de apoyo de bóveda en planta



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Datos a utilizar para chequeo de muro de contención:

H muro (m)	2,5
H suelo (m)	5,5
A. cortina (m)	0,4
H. cortina (m)	2,25
Puntal (m)	1,3
Talón (m).	1,3
T zapata (m)	0,25
B zapata (m)	3
Fv (Kg)	35 250
Fh (Kg)	24 329
Ws (Kg/m ³)	1 600
Wc (Kg/m ³)	2 400
Wm (Kg/m ³)	2 000
Ø F.	35°
COEF. FRIC.	0,55

- Cálculo del empuje activo

$$Ea = \frac{Ws(Hs)^2}{2} + \frac{1 - \text{sen}\theta}{1 + \text{sen}\theta}$$

$$Ea = \frac{1600(5,5)^2}{2} + \frac{1 - \text{sen}(35)}{1 + \text{sen}(35)}$$

$$Ea = 6\ 558 \text{ kg}$$

- Cálculo del momento de volteo

$$Mv = Ea \cdot \frac{Hm}{3}$$

$$Mv = 6\ 558 \cdot \frac{5,5}{3}$$

$$Mv = 12\ 023 \text{ kg.m}$$

- Cálculo de momentos estabilizantes

$$M \text{ zapata} = B \cdot t \cdot 1m \cdot Wc \cdot \text{Brazo}$$

$$M \text{ zapata} = 3(0,25)(1)(2\ 400)(1,5)$$

$$M \text{ zapata} = 2\ 700 \text{ kg.m}$$

$$M \text{ cortina} = A \text{ cortina} \cdot H \text{ cortina} \cdot 1m \cdot Wm \cdot \text{Brazo}$$

$$M \text{ cortina} = 0,4(2,25)(1)(2\ 000)(1,5)$$

$$M \text{ cortina} = 2\ 700 \text{ kg.m}$$

$$M \text{ suelo sobre talon} = A \text{ talon} \cdot H \text{ suelo} \cdot 1m \cdot Ws \cdot \text{Brazo}$$

$$M \text{ suelo sobre talon} = 1,3(5,5)(1)(1\ 600)(2,35)$$

$$M \text{ suelo sobre talon} = 26\ 884 \text{ kg.m}$$

M fuerza vertical=Fuerza vertical . Brazo

$$M \text{ fuerza vertical}=35\,250(1,5)$$

$$M \text{ fuerza vertical}=52\,875 \text{ kg.m}$$

M fuerza horizontal=Fuerza horizontal .Brazo

$$M \text{ fuerza horizontal}=24\,329(2,5)$$

$$M \text{ fuerza horizontal}=60\,823 \text{ kg.m}$$

M Estabilizante total=M zapata+M cortina+M suelo+M f.v. + M f.h.

$$M \text{ Estabilizante total}= 2\,700+ 2\,700+26\,884+52\,875 + 60\,823$$

$$M \text{ Estabilizante total}=145\,982 \text{ kg.m}$$

- Chequeos por deslizamiento y volteo

Factor de deslizamiento:

$$F_d = \frac{(F_v + F_h + W_z + W_c + W_s) \text{Coef fric.}}{E_a}$$

$$F_d = \frac{(35\,250 + 24\,329 + 1\,800 + 1\,800 + 11\,440)0,55}{6\,558}$$

$$F_d = 6,20 \text{ Si chequea}$$

Factor de volteo:

$$F_v = \frac{M \text{ estabilizante total}}{\text{Momento de volteo}}$$

$$F_v = \frac{145\,982}{12\,023}$$

$$F_v = 12,14 \text{ Si chequea}$$

- Punto de aplicación de la resultante

Cálculo de X_r :

$$X_r = \frac{Me - Mv}{\Sigma \text{Fuerzas estabilizantes}}$$

$$X_r = \frac{145\,982 - 12\,023}{35\,250 + 24\,329 + 1\,800 + 1\,800 + 11\,440}$$

$$X_r = 1,80 \text{ m}$$

Donde X_r es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista del puntal del muro.

Cálculo de e_x :

$$e_x = \frac{Bz}{2} - X_r$$

$$e_x = \frac{3}{2} - 1,8$$

$$e_x = -0,30$$

Donde e_x es la excentricidad del punto de aplicación de la resultante medida desde el centro de la zapata. Si $e_x \leq \frac{B}{6}$ el punto de aplicación está dentro del tercio medio y la zapata chequea.

Chequeo de excentricidad de zapata:

$$e_x \leq \frac{B}{6}$$

$$-0,30 \leq \frac{3}{6}$$

$$-0,30 \leq 0,5 \text{ Si chequea}$$

- Presiones sobre el suelo, ejercidas por la zapata

Calculo de esfuerzos máximo y mínimo:

$$\sigma_{\text{puntal}} = \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{b} \right)$$

$$\sigma_{\text{puntal}} = \frac{3\,5250 + 11\,440 + 1\,800 + 1\,800}{100 \cdot 300} \left(1 + \frac{6 \cdot (-0,30)}{300} \right)$$

$$\sigma_{\text{puntal}} = 0,69 \text{ kg/cm}^2$$

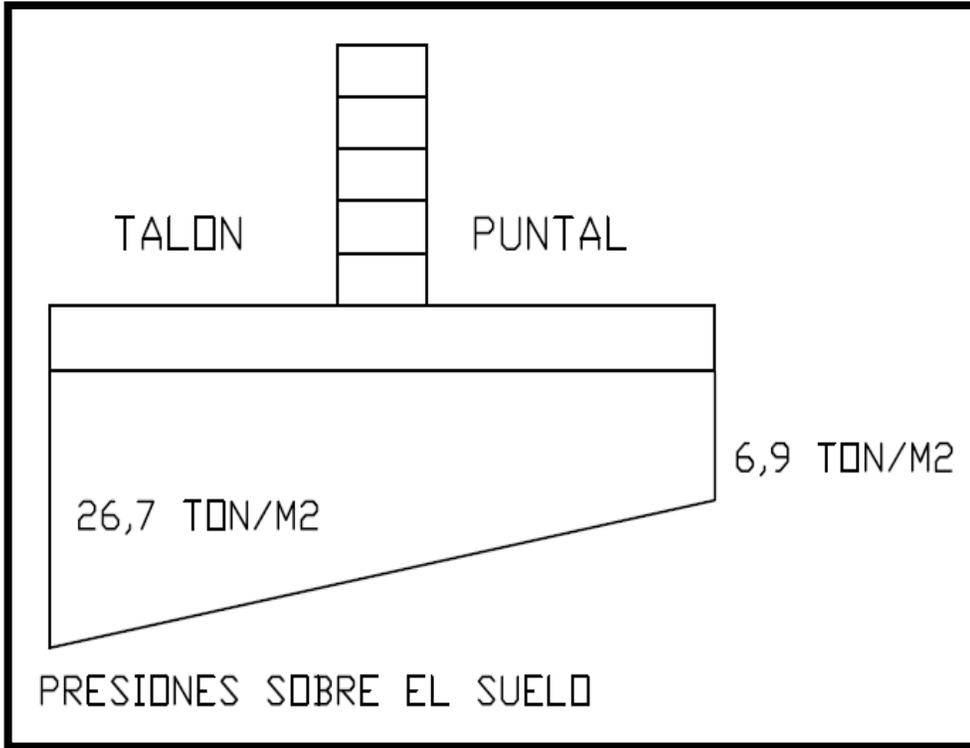
$$\sigma_{\text{talón}} = \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{b} \right)$$

$$\sigma_{\text{talón}} = \frac{3\,5250 + 11\,440 + 1\,800 + 1\,800}{100 \cdot 300} \left(1 - \frac{6 \cdot (-0,30)}{300} \right)$$

$$\sigma_{\text{talón}} = 2,67 \text{ kg/cm}^2$$

En la siguiente figura se detallan las magnitudes de las presiones que la zapata del muro de contención ejerce sobre el suelo, el cual debe tener una capacidad soporte de al menos 27 toneladas por metro cuadrado.

Figura 23. Detalle de presiones sobre el suelo ejercidas por la zapata

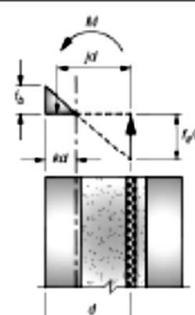


Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

- Diseño de cortina

Figura 24. Coeficientes de diseño a flexión, método de esfuerzos trabajo

Table ASD-24b Flexural Design Coefficients for Allowable Stresses (Concrete Masonry) for $f'_m = 1500$ psi, $f_y = 60,000$ psi and $n = 21.5$



DESIGN DATA
 $f'_m = 1500$ psi
 $F_b = f'_m / 3 = 500$ psi
 $E_m = 900 f'_m = 1,350,000$ psi
 $f_y = 60,000$ psi
 $F_s = 24,000$ psi
 $E_s = 29,000,000$ psi

DESIGN EQUATIONS
 $n = \frac{E_s}{E_m} = 21.5$
 $K_r = \frac{M \text{ (ft.kips)}}{bd^2/12,000}$ or $\frac{M \text{ (in. lbs)}}{bd^2}$
 $K_r = jkf_y/2$
 $k = \frac{1}{1 + f_y/(nf'_m)}$
 $j = 1 - \frac{k}{3}$
 $A_s = \frac{M}{f_y jd}$
 $\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{K_r}{f_y j}$

Increase for wind or earthquake
 $4F_b/3 = 667$ psi
 $4F_s/3 = 32,000$ psi

f_b	f_s	K_r	ρ	np	k	j	$2/jk$	f_b	f_s	K_r
50	24000	1.1	0.00004	0.001	0.043	0.986	47.37	67	32000	1.4
75	24000	2.3	0.00010	0.002	0.063	0.979	32.47	100	32000	3.1
100	24000	4.0	0.00017	0.004	0.082	0.973	25.03	133	32000	5.3
125	24000	6.1	0.00028	0.006	0.101	0.966	20.57	167	32000	8.1
150	24000	8.5	0.00037	0.008	0.118	0.961	17.59	200	32000	11.4
175	24000	11.3	0.00049	0.011	0.135	0.955	15.47	233	32000	15.1
200	24000	14.4	0.00063	0.014	0.152	0.945	13.87	267	32000	19.2
225	24000	17.8	0.00079	0.017	0.168	0.944	12.64	300	32000	23.7
250	24000	21.5	0.00095	0.020	0.183	0.939	11.65	333	32000	28.6
275	24000	25.4	0.00113	0.024	0.198	0.934	10.84	367	32000	33.8
300	24000	29.5	0.00132	0.028	0.212	0.929	10.17	400	32000	39.3
325	24000	33.9	0.00153	0.033	0.225	0.925	9.60	433	32000	45.2
350	24000	38.4	0.00174	0.037	0.239	0.920	9.11	467	32000	51.2
375	24000	43.2	0.00196	0.042	0.251	0.916	8.69	500	32000	57.8
400	24000	48.1	0.00220	0.047	0.264	0.912	8.32	533	32000	64.1
425	24000	53.2	0.00244	0.052	0.276	0.908	7.99	567	32000	70.9
450	24000	58.4	0.00269	0.058	0.287	0.904	7.70	600	32000	77.9
475	24000	63.8	0.00295	0.063	0.298	0.901	7.44	633	32000	85.1
500	24000	69.3	0.00322	0.069	0.309	0.897	7.21	667	32000	92.4
500	23000	71.1	0.00346	0.074	0.318	0.894	7.03	667	30667	94.9
500	22000	73.0	0.00373	0.080	0.328	0.891	6.85	667	29333	97.4
500	21000	75.1	0.00403	0.087	0.338	0.887	6.66	667	28000	100.1
500	20000	77.2	0.00437	0.094	0.349	0.884	6.48	667	26667	102.9
500	19000	79.4	0.00475	0.102	0.361	0.880	6.30	667	25333	105.9
500	18000	81.8	0.00519	0.111	0.374	0.875	6.11	667	24000	109.1
500	17000	84.3	0.00569	0.122	0.387	0.871	5.93	667	22667	112.4
500	16000	87.0	0.00628	0.135	0.402	0.866	5.75	667	21333	116.0
500	15000	89.8	0.00695	0.149	0.417	0.861	5.57	667	20000	119.7
500	14000	92.8	0.00775	0.167	0.434	0.855	5.39	667	18667	123.8
500	13000	96.0	0.00870	0.187	0.452	0.849	5.21	667	17333	128.1
500	12000	99.5	0.00984	0.211	0.472	0.843	5.03	667	16000	132.7
500	11000	103.2	0.01123	0.241	0.494	0.835	4.85	667	14667	137.6
500	10000	107.1	0.01295	0.278	0.518	0.827	4.67	667	13333	142.8
500	9000	111.4	0.01511	0.325	0.544	0.819	4.49	667	12000	148.5
500	8000	115.9	0.01791	0.385	0.573	0.809	4.31	667	10667	154.5
500	7000	120.8	0.02162	0.464	0.605	0.798	4.14	667	9333	161.1

Fuente: James E. Amrhein, Max L. Porte. Reinforced masonry engineerin handbook. p. 422.

En la figura anterior se presentan los valores de diseño a utilizar para muros de mampostería reforzada con un $f'm$ de 105 kilogramos por centímetro cuadrado en área bruta, con un equivalente a 1 500 libras por pulgada cuadrada, el en Guatemala se encuentra comúnmente como un block de 50 kilogramos por centímetro cuadrado en área neta.

La ecuación para encontrar el acero a flexión para el diseño de la cortina es la siguiente:

$$As=pbd$$

Donde ρ es el valor de la cuantía de acero y se encuentra en la tabla de la figura 24, para poder encontrar el valor de ρ se utiliza la siguiente ecuación:

$$fb = \frac{f'm}{3}$$

$$fb = \frac{105}{3}$$

$$fb = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb = 500 \text{ psi}$$

Al buscar los valores en la tabla de la figura 24 se encuentra que para un valor de $fb = 500$ libras por pulgada cuadrada se tiene un valor de $\rho = 0,00322$, por lo tanto el área de acero será:

$$As=pbd$$

Dónde:

b= es el ancho de franja unitaria de un metro

d= es la el valor del ancho de muro menos el recubrimiento de 8 cm

$$As=0,00322(100)(32)$$

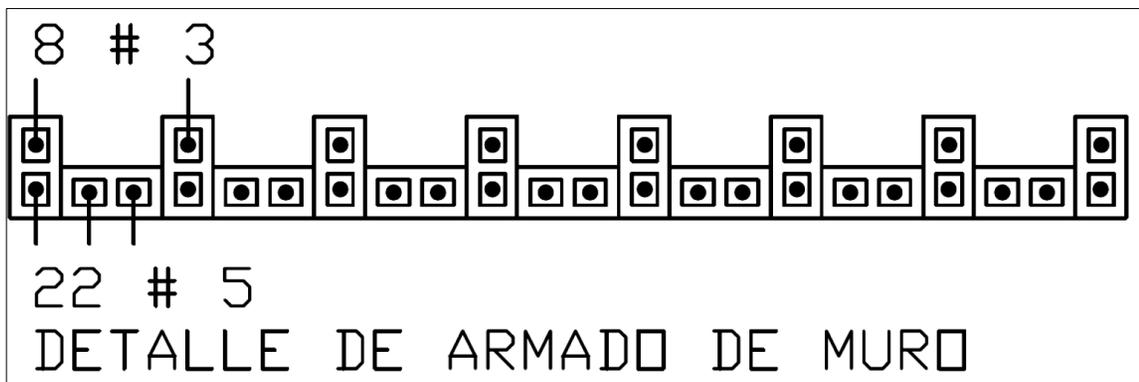
$$As=10,304 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ total}=10,304(4,4)$$

$$As=45,34 \text{ cm}^2$$

El armado a flexión consistirá en 22 varillas # 5 y 8 varillas # 3, colocadas dentro de los agujeros del mamposte, como lo indica la siguiente figura:

Figura 25. **Detalle de armado a flexión en apoyo de bóveda**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Chequeo a corte:

Las fuerzas cortantes actuantes en el muro de contención son el empuje activo y la fuerza horizontal ejercida por la bóveda, estas dos fuerzas son

contrarias por lo tanto la resultante entre la resta de ambas será la fuerza horizontal actuante.

$$\begin{aligned}v &= E_a - F_h \\v &= 24\,329 - 6\,558 \\v &= 17\,771 \text{ kg}\end{aligned}$$

Con la fuerza actuante encontrada se procede a calcular el esfuerzo de corte actuante en el muro:

$$\begin{aligned}f_v &= \frac{v}{bd} \\f_v &= \frac{17\,771}{100(32)} \\f_v &= 5,55 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

La resistencia al cortante proporcionada por el mamposte y el grout están proporcionadas en la tabla de la figura que aparece a continuación, utilizada para el método de esfuerzos de trabajo, en la que $f_v = 38,73$ libras por pulgada cuadrada con su equivalente en sistema internacional a $f_v = 2,72$ kilogramos por centímetro cuadrado. El cual es el esfuerzo proporcionado para muros de corte sin refuerzo de cortante bajo esfuerzos de tensión ocasionados por flexión

Claramente se observa que el esfuerzo resistido por el mamposte y el grout no es suficiente para resistir el esfuerzo actuante, pero se debe observar también que la resultante de las fuerzas horizontales actuantes en el muro está ocasionando empuje hacia adentro del suelo el cual absorbe dicha fuerza por lo que no se tomara en consideración el hecho de que el corte resistido sea menor que el corte actuante.

Tabla II. **Máximos esfuerzos permisibles para mampostería reforzada**

Table ASD-3 Maximum Allowable Working Stresses (psi), for Reinforced Solid and Hollow Unit Masonry^{1,2}

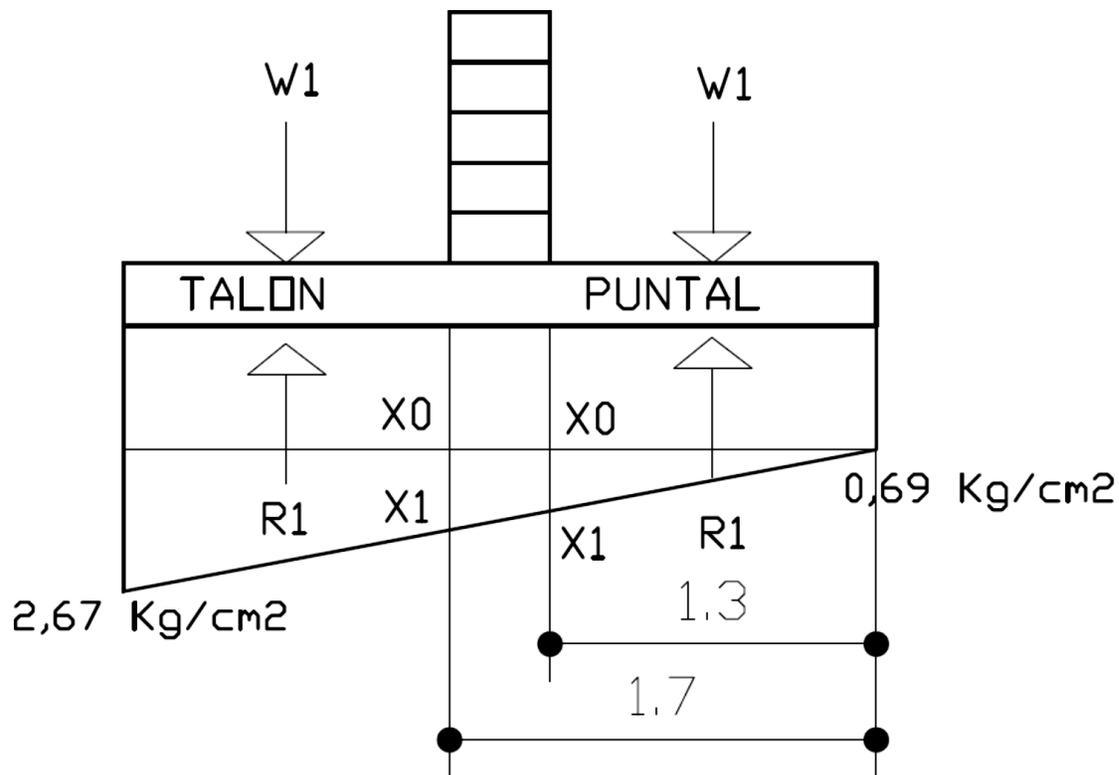
Type of Stress		Specified Strength of Masonry, f'_m (psi)					
Specified Compressive Stress	f_m	1500		2000		2500	
Masonry Type		Clay	CMU ³	Clay	CMU ³	Clay	CMU ³
Masonry Unit Strength	Type M or S mortar	3350	1900	4950	2800	6600	3750
	Type N mortar	4150	2150	6200	3050	8250	4050
		Modulus Values					
Modulus of Elasticity	E_m ($\times 10^6$)	1.05	1.35	1.4	1.8	1.75	2.25
Modular Ratio	n (E_s/E_m)	27.6	21.5	20.7	16.1	16.6	12.9
Modulus of Rigidity	G ($0.4 \cdot E_m$) ($\times 10^6$)	4.2	5.4	5.6	7.2	7.0	9.0
	Allowable Stress of Stress Coefficient	Specified Values for Masonry (psi)					
Compression –		■					
Axial Column ^{12,13}	$F_a = 0.25 f'_m$	375	500	625			
Axial Wall ^{10,12,13}	$F_a = 0.25 f'_m$	375	500	625			
Flexural ^{9,13}	$F_b = \frac{1}{3} f'_m \leq 2000$	500	667	833			
Shear for Unreinforced Masonry –							
Flexural ^{9,10,11,13} $f_v = VQ/I_s b$	$F_v = 1.5 \sqrt{f'_m} \leq 120$	58.09	67.08	75			
Shear Wall ^{11,13}	$F_v = 1.5 \sqrt{f'_m} \leq 120$	58.09	67.08	75			
Shear with No Shear Reinforcement for Reinforced Masonry –							
Flexural (No Flexural Tension) ^{4,5,13} –							
$f_v = VQ/I_s b$	$F_v = 3 \sqrt{f'_m} \leq 150$	116.2	134.2	150			
Flexural (Flexural Tension) ^{4,5,13,14} –							
$f_v = V/bd$	$F_v = \sqrt{f'_m} \leq 50$	38.73	44.72	50			
Shear Wall –							
$M/Vd \geq 1^{4,7,13}$	$F_v = \sqrt{f'_m} \leq 35$	35	35	35			
$M/Vd < 1^{4,7,13}$ (values for $M/Vd = 0$)	$F_v = \frac{1}{3}(4 - M/Vd) \sqrt{f'_m} \leq 80 - 45 M/Vd$	51.64	59.63	66.67			
Shear Reinforcement Taking All Shear for Reinforced Masonry –							
Flexural ^{5,6,13,14} $f_v = V/bd$	$F_v = 3 \sqrt{f'_m} \leq 150$	116.2	134.2	150			
Shear Wall –							
$M/Vd \geq 1^{5,6,7,13}$	$F_v = 1.5 \sqrt{f'_m} \leq 75$	58.09	67.08	75			
$M/Vd < 1^{5,6,7,13}$ (values for $M/Vd = 0$)	$F_v = \frac{1}{2}(4 - M/Vd) \sqrt{f'_m} \leq 120 - 45 M/Vd$	77.46	89.44	100			
Bearing –							
on full area ^{8,13}	$F_a = 0.25 f'_m$	375	500	625			
on less than full area ^{8,13}	$F_a = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f'_m \leq 0.6 f'_m$	≤ 750	≤ 1000	≤ 1250			

Fuente: James E. Amrhein, Max L. Porte. Reinforced masonry engineerin handbook. p. 409.

2.3.1.1. Diseño de zapata

Se diseñaran por separado el talón y el puntal de la zapata ya que se calcularan como una ménsula doblemente empotrada en la cortina. El diagrama de presiones de la figura siguiente se utilizara para calcular los momentos y reacciones a utilizar en el cálculo del área de acero de refuerzo de la zapata.

Figura 26. Diagrama de presiones para diseño de zapata



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

El valor de $x1$ se puede obtener por relación de triángulos utilizando el diagrama de presiones.

Cálculo de talón:

Datos:

H suelo (m)	5,5
A cortina (m)	0,4
B talón (m)	1,3
t zapata (m)	0,25
B zapata (m)	3
Ws (kg/m ³)	1 600
Wc (kg/m ³)	2 400

Presión X_1 :

$$\frac{2,67-0,69}{3} = \frac{X_0}{1,3}$$
$$X_0 = \frac{1,3(2,67-0,69)}{3}$$
$$X_0 = 1,12$$
$$X_1 = 1,12 + 0,69$$
$$X_1 = 1,81$$

Peso sobre talón:

$$W_1 = (W_c \cdot B_{\text{talón}} \cdot t_{\text{zapata}} \cdot 1) + (W_s \cdot B_{\text{talón}} \cdot H_{\text{suelo}} \cdot 1)$$

$$W_1 = (2\,400 \times 1,3 \times 0,25 \times 1) + (1\,600 \times 1,3 \times 5,5 \times 1)$$

$$W_1 = 12\,220 \text{ Kg}$$

Cálculo de reacción vertical:

$$R_1 = \frac{(\sigma_{\text{talón}} - X_1)}{2} \cdot B_{\text{talón}} \cdot \text{franja unitaria}$$

$$R_1 = \frac{(2,67 - 1,81)}{2} \cdot 1,30 \cdot 100$$

$$R_1 = 29\,084 \text{ Kg}$$

Momento ejercido por W_1 :

$$\begin{aligned}M_1 &= W_1 \cdot \text{Brazo} \\M_1 &= 12\,220(65) \\M_1 &= 794\,300 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

Punto de aplicación de la resultante:

$$\begin{aligned}S_1 &= \frac{B_{\text{talón}}}{3} \cdot \frac{\sigma_{\text{talón}} + 2(X_1)}{\sigma_{\text{talón}} + X_1} \\S_1 &= \frac{130}{3} \cdot \frac{2,67 + 2(1,81)}{2,67 + 1,81} \\S_1 &= 60,85 \text{ cm}\end{aligned}$$

Momento ejercido por R_1 :

$$\begin{aligned}M_2 &= R_1(B_{\text{talón}} - S_1) \\M_2 &= 29\,084(130 - 60,85) \\M_2 &= 2\,011\,274 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

Momento actuante:

$$\begin{aligned}M &= M_2 - M_1 \\M &= 2\,011\,274 - 794\,300 \\M &= 1\,216\,974 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

Cálculo de área de acero: el área de acero se calculara por el método de diseño de esfuerzos de trabajo para el cual se utiliza el mismo valor de f_s que se utilizó en el diseño de la cortina y se calcularan los valores de E_c , f_b , n , k y j .

$$E_s = 2\,040\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 252\,671,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 1\,687 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{f_c}{3}$$

$$f_b = \frac{280}{3}$$

$$f_b = 93,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2\,040\,000}{252\,671,33}$$

$$n = 8,07$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_b}}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1\,687}{8,07 \times 93,33}}$$

$$k = 0,309$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,309}{3}$$

$$j = 0,897$$

Cálculo del área de acero:

$$As = \frac{M}{f_s \times j \times d}$$
$$As = \frac{1\,216\,974}{1\,687 \times 0,897 \times 17}$$
$$As = 47,30 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo requerido por el código ACI 318-08:

$$As_{\min} = \frac{14}{f_y} \times b \times d$$
$$As_{\min} = \frac{14}{4\,200} \times 100 \times 17$$
$$As_{\min} = 5,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$
$$As_{\min} = 5,67 \times 3,8$$
$$As_{\min} = 21,54 \text{ cm}^2$$

El área de acero a utilizar será:

$$As = 47,30 \text{ cm}^2$$

El refuerzo para el talón será: 38 varillas # 4 espaciadas @ 0,10 metros en toda la longitud del talón en ambos sentidos.

Diseño del puntal:

Datos:

A cortina (m)	0,4
Puntal (m)	1,3
t zapata (m)	0,25
B zapata (m)	3

Ws (kg/m ³)	1 600
Wc (kg/m ³)	2 400

Presión x₁:

$$\frac{2,67-0,69}{3} = \frac{X_0}{1,3}$$

$$X_0 = \frac{1,3(2,67-0,69)}{3}$$

$$X_0 = 0,86$$

$$X_1 = 0,86 + 0,69$$

$$X_1 = 1,55$$

Peso sobre talón: en el puntal la presión del suelo es despreciable.

$$W_1 = (W_c \times B_{\text{Puntal}} \times t_{\text{zapata}} \times 1)$$

$$W_1 = (2\,400 \times 1,3 \times 0,25 \times 1)$$

$$W_1 = 780 \text{ kg}$$

Cálculo de reacción vertical:

$$R_1 = \frac{(\sigma_{\text{puntal}} + X_1)}{2} \times B_{\text{puntal}} \times \text{franja unitaria}$$

$$R_1 = \frac{(0,69 + 1,55)}{2} \times 130 \times 100$$

$$R_1 = 14\,500 \text{ kg}$$

Momento ejercido por W₁:

$$M_1 = W_1 \times \text{Brazo}$$

$$M_1 = 780 \times 65$$

$$M_1 = 50\,700 \text{ kg.cm}$$

Punto de aplicación de la resultante:

$$S_1 = \frac{BP_{\text{puntal}}}{3} \times \frac{\sigma_{\text{puntal}} + 2X_1}{\sigma_{\text{puntal}} + X_1}$$

$$S_1 = \frac{130}{3} \times \frac{0,69 + 2(1,55)}{0,69 + 1,55}$$

$$S_1 = 73,33 \text{ cm}$$

Momento ejercido por R_1 :

$$M_2 = R_1(BP_{\text{puntal}} - S_1)$$

$$M_2 = 14\ 500(130 - 73,33)$$

$$M_2 = 821\ 729 \text{ kg.cm}$$

Momento actuante:

$$M = M_2 - M_1$$

$$M = 821\ 729 - 50\ 700$$

$$M = 771\ 029 \text{ kg.cm}$$

Cálculo del área de acero: el área de acero se calculara por el método de diseño de esfuerzos de trabajo para el cual se utilizara el mismo valor de f_s que se utilizó en el diseño del timpano y se calcularan los valores de f_b , n , k y j .

$$E_s = 2\ 040\ 000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 252\ 671,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 1\ 687 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{f_c}{3}$$

$$f_b = \frac{280}{3}$$

$$f_b = 93,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2\,040\,000}{252\,671,33}$$

$$n = 8,07$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_b}}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{1\,687}{8,07 \times 93,33}}$$

$$k = 0,309$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0,309}{3}$$

$$j = 0,897$$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d}$$

$$A_s = \frac{771\,029}{1\,687 \times 0,897 \times 17}$$

$$A_s = 29,97 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo requerido por el código ACI 318-08:

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} \times b \times d \times \text{ancho de puntal}$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} \times 100 \times 17 \times 3,8$$

$$As_{min} = (5,67 \text{ cm}^2/\text{m}) (3,8 \text{ m})$$

$$As_{min} = 21,54 \text{ cm}^2$$

El área de acero a utilizar será:

$$As = 47,30 \text{ cm}^2$$

El refuerzo para el puntal será: varillas # 4 espaciadas @ 0,16 metros en toda la longitud del puntal en ambos sentidos.

2.4. Puente utilizando bóveda prefabricada

El objetivo de este diseño es comprobar que al utilizar viguetas prefabricadas para la construcción de la bóveda del puente, la utilización de acero de refuerzo se reduce, reduciendo así los costos del mismo, también el costo de ejecución es menor al contar con elementos prefabricados los cuales esperan solo su colocación en el área reduciendo el uso de formaletas y mano de obra.

2.5. Diseño de la superestructura

La superestructura de este tipo de puentes es idéntica a la del puente tradicional por lo que se omitirán los cálculos referentes a la carpeta de

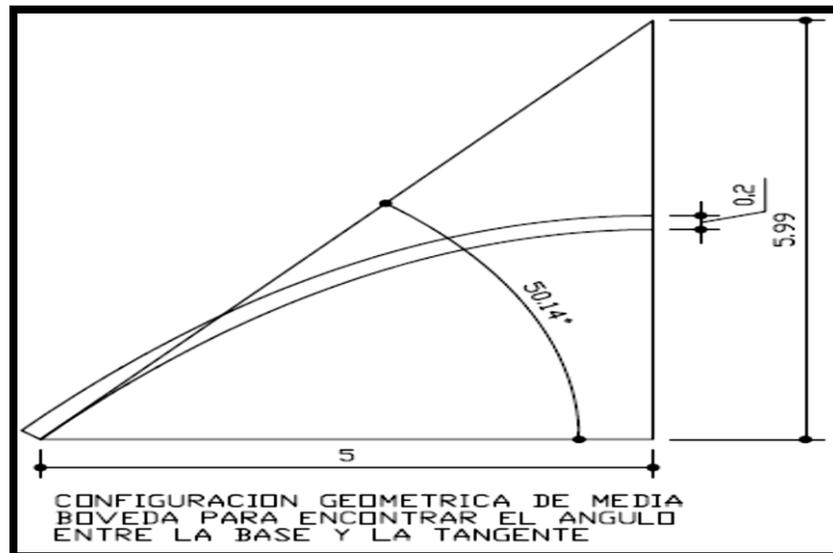
rodadura, el material de relleno y el tímpano, pasando así a la elaboración del diseño y cálculo de área de acero de la bóveda prefabricada.

2.5.1. Diseño de bóveda de concreto

Consistirá en una bóveda con un espesor de losa propuesto de 25 centímetros, los cuales incluyen 5 centímetros de vigueta prefabricada y 20 centímetros de peralte de viga T a la cual se le harán los respectivos chequeos de funcionamiento, de no cumplir se cambiarán por un espesor de losa que llene los requisitos.

A continuación se presentan imágenes con los respectivos detalles de los elementos de la bóveda, que se considerarán útiles para su diseño.

Figura 27. Determinación del ángulo Φ



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad

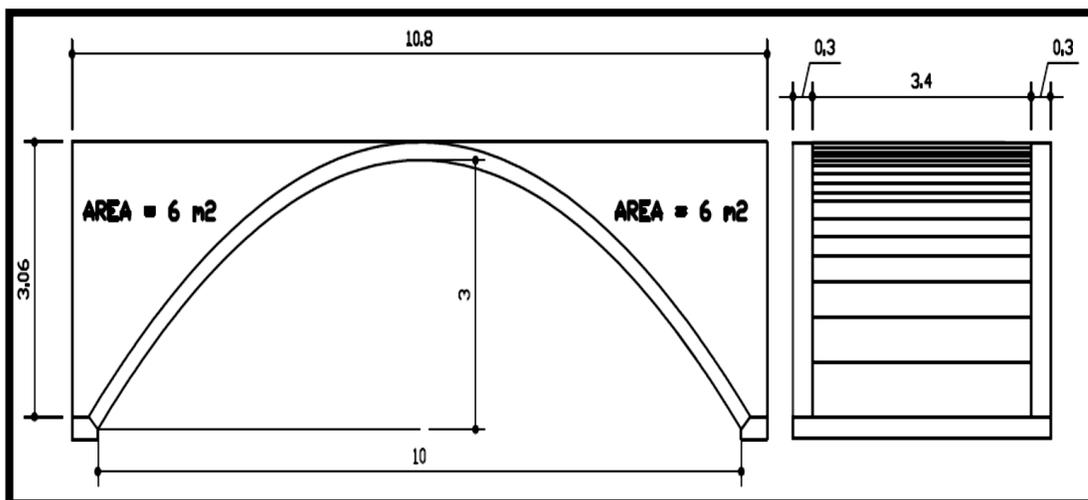
Cálculo del ángulo Φ :

$$\Phi = \text{Tan}^{-1} \frac{5,99}{5}$$

$$\Phi = \text{Tan}^{-1} (1,198)$$

$$\Phi = 50,147^\circ$$

Figura 28. Dimensiones de bóveda



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

El área total de suelo sobre la bóveda es de 12 metros cuadrados, el ancho de bóveda que ocupara es de 3,4 metros, lo que da un volumen total de suelo de:

$$\text{Vol} = \text{Area} \times \text{Ancho}$$

$$\text{Vol} = 12 \times 3,4$$

$$\text{Vol} = 40,8 \text{ m}^3$$

Para poder utilizar la carga de suelo para agregarla a la carga muerta, dada la geometría de la bóveda, es necesario encontrar la altura “h” de un rectángulo equivalente.

$$\text{Vol} = \text{Long} \times \text{Ancho} \times h$$

$$40,8 = 10,8 \times 3,4 \times h$$

$$h = \frac{40,8}{10,8 \times 3,4}$$

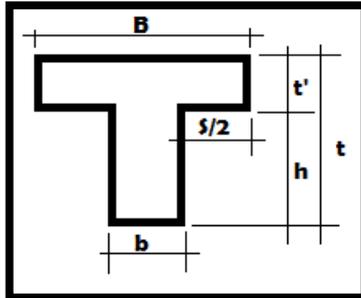
$$h = 1,11 \text{ m}$$

- Cálculo de cargas de diseño

Datos:

f'c (kg/cm ²)	280
f _y (kg/cm ²)	4200
W _c (kg/m ³)	2400
W _s (kg/m ³)	1600
S (cm)	48
B (cm)	68
b (cm)	20
h (cm)	20
t'(cm)	5
t (cm)	25
t Carpeta (cm)	15
H _s (m)	1,11
d (cm)	20
Luz (m)	10
h bov. (m)	3

Figura 29. Dimensiones de sección de bóveda



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Carga de carpeta de rodadura:

$$W_{\text{carpeta}} = \delta_c \cdot \frac{B}{100} \cdot \frac{t_{\text{Carpeta}}}{100}$$

$$W_{\text{carpeta}} = 2400 \cdot \frac{68}{100} \cdot \frac{15}{100}$$

$$W_{\text{carpeta}} = 245 \text{ kg/m}$$

Carga de losa:

$$W_{\text{losa}} = \delta_c \cdot \frac{B}{100} \cdot \frac{t'}{100}$$

$$W_{\text{losa}} = 2400 \cdot \frac{68}{100} \cdot \frac{5}{100}$$

$$W_{\text{losa}} = 82 \text{ kg/m}$$

Carga de nervio:

$$W_{\text{nervio}} = \delta_c \cdot \frac{b}{100} \cdot \frac{h}{100}$$

$$W_{\text{nervio}} = 2400 \cdot \frac{20}{100} \cdot \frac{20}{100}$$

$$W_{\text{nervio}} = 96 \text{ kg/m}$$

Carga de suelo:

$$W_{\text{suelo}} = \delta_s \cdot \frac{b}{100} \cdot H_{\text{suelo}}$$

$$W_{\text{suelo}} = 1600 \cdot \frac{68}{100} \cdot 1,11$$

$$W_{\text{suelo}} = 1\,208 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga muerta:

$$C_m = W_{\text{carpeta}} + W_{\text{losa}} + W_{\text{nervio}} + W_{\text{suelo}}$$

$$C_m = 245 + 82 + 96 + 1\,208$$

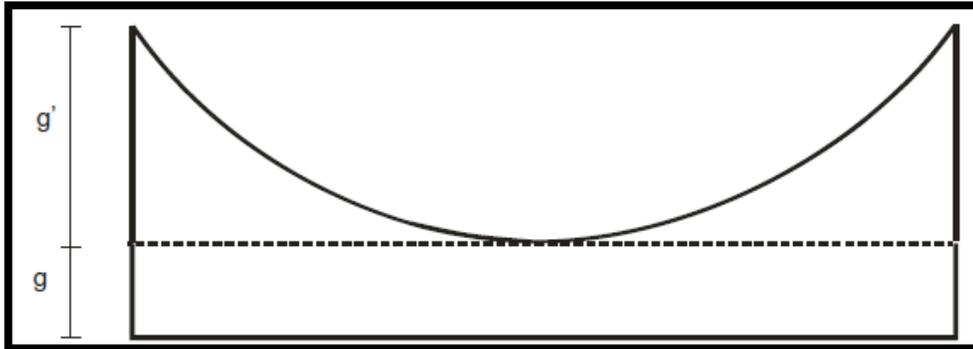
$$C_m = 1630 \text{ kg/m}$$

Carga viva: la carga viva es la dada por el carril de diseño la cual se indicó en la sección 2.1., de este capítulo:

$$C_v = 949 \text{ kg/m}$$

Cuando se diseñan arcos de concreto se debe tener la siguiente distribución de cargas:

Figura 30. **Distribución de cargas**



Fuente: George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. p. 528.

Donde:

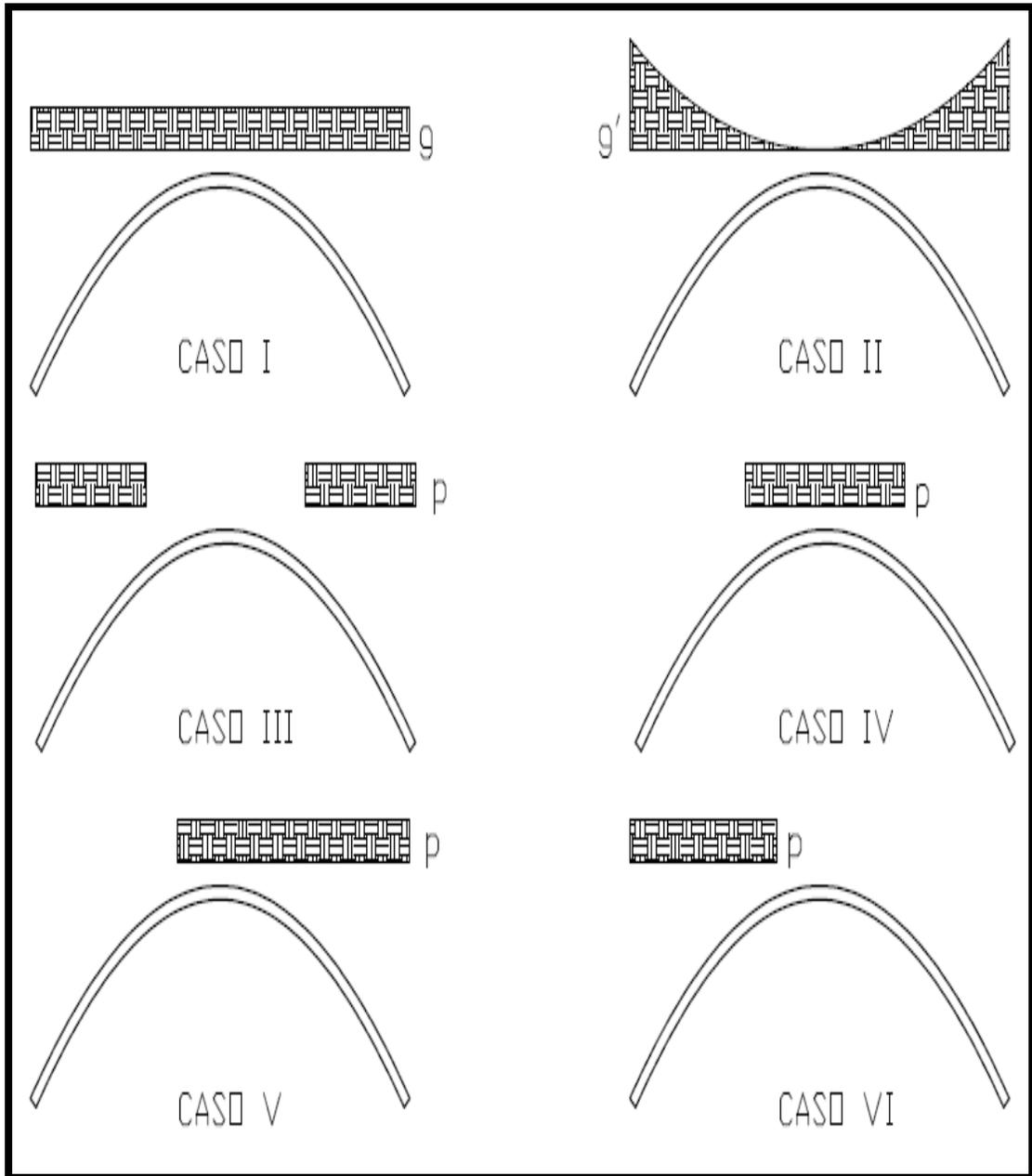
g : Carga uniformemente distribuida por metro de directriz.

g' : Carga uniformemente distribuida por metro de luz.

$$g' = \frac{g}{\cos(\Phi)} + g$$

Para determinar los valores de diseño del arco biarticulado se utilizarán las magnitudes de carga anteriormente calculadas y la tabla de los diferentes tipos de casos de arcos y la tabla de momentos y reacciones, presentadas a continuación:

Figura 31. Diferentes casos de aplicación de carga en arcos



Fuente: elaboración propia, realizada con programa Autocad.

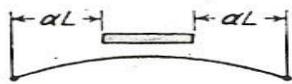
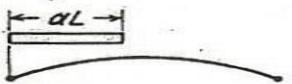
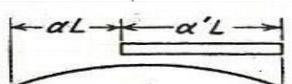
Donde p , es la carga viva mayorada.

Tabla III. Momentos y reacciones para diseño de arcos

	Caso I	Caso II	Caso III	Caso IV	Caso V	Caso VI
R_l	$\frac{gl}{2}$	$\frac{g'l}{6}$	$p\alpha l$	$\frac{pl}{2}(1-2\alpha)$	$\frac{p\alpha l}{2}(2-\alpha)$	$\frac{p\alpha^2 l}{2}$
R_r	$\frac{gl}{2}$	$\frac{g'l}{6}$	$p\alpha l$	$\frac{pl}{2}(1-2\alpha)$	$\frac{p\alpha^2 l}{2}$ *	$\frac{p\alpha l}{2}(2-\alpha)$
H	$\frac{gl^2}{8h}$	$\frac{g'l^2}{42h}$	$\frac{pl^2}{8h}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 5)$	$\frac{-pl^2}{8h}(2\alpha^5 - 5\alpha^4 + 5\alpha^2 - 1)$	$\frac{pl^2}{16h}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 5)$	$\frac{pl^2}{16h}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 5)$
M_c	No existe	$-\frac{g'l^2}{338}$	$-\frac{pl^2}{8}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 1)$	$\frac{pl^2}{8}\alpha^2(2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 1)$
$M_{l/4}$	No existe	$\frac{g'l^2}{234}$	$-\frac{pl^2}{64}(6\alpha^5 - 15\alpha^4 + 23\alpha^2 - 16\alpha + 2)$ †	$-\frac{pl^2}{64}\alpha^2(6\alpha^3 - 15\alpha^2 + 7)$ †

Fuente: George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. p. 526.

Figura 32. Aplicación de carga para los diferentes momentos a calcular

	Clave	Riñón izquierdo
MOMENTOS POSITIVOS	 Arco biarticulado Empotrado $\alpha = 0,350$ $\alpha = 0,375$	 Arco biarticulado Empotrado $\alpha = 0,425$ $\alpha = 0,400$
MOMENTOS NEGATIVOS	 Arco biarticulado Empotrado $\alpha = 0,350$ $\alpha = 0,375$	 Arco biarticulado Empotrado $\alpha' = 0,575$ $\alpha = 0,400$

Fuente: George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. p. 528.

- Cálculo de reacciones máximas en apoyos

Cargas a utilizar para calcular reacciones máximas en apoyos:

$$g = 1,4C_m + 1,7C_v$$

$$g = 1,4(1\ 630) + 1,7(949)$$

$$g = 3\ 895\ \text{kg/m}$$

$$g' = \frac{g}{\cos(\Phi)} - g$$

$$g' = \frac{3\ 895}{\cos(50,147^\circ)} - 3\ 895$$

$$g' = 2\ 183\ \text{kg/m}$$

Para el cálculo de las reacciones vertical y horizontal se utilizan las ecuaciones de H para los casos 1 y 2 de la tabla de momentos y reacciones.

Cálculo de reacción máxima horizontal en apoyos:

$$H = \frac{gl^2}{8h} + \frac{g'l^2}{42h}$$
$$H = \frac{3\,895(10)^2}{8(3)} + \frac{2\,183(10)^2}{42(3)}$$
$$H = 17\,964 \text{ kg}$$

Cálculo de reacción máxima vertical en apoyos:

$$V = \frac{gl}{2} + g'h$$
$$V = \frac{3\,895(10)}{2} + 2\,183(3)$$
$$V = 26\,027 \text{ kg}$$

- Cálculo de momentos en la clave y riñones

Cargas a utilizar para calcular los momentos en la clave y los riñones:

$$g = 1,4 \text{ Cm}$$

$$g = 1,4(1\,630)$$

$$g = 2\,282 \text{ kg/m}$$

$$g' = \frac{g}{\cos(\Phi)} - g$$

$$g' = \frac{2\,282}{\cos(50,147^\circ)} - 2\,282$$

$$g' = 1\,279 \text{ kg/m}$$

$$p = 1,7 \text{ Cv}$$

$$p = 1,7(949)$$

$$p = 1\,613 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momento positivo y negativo en la clave de la bóveda:

Para el momento positivo se utilizarán las ecuaciones de los casos 2 y 4 de la tabla de momentos y reacciones, $\alpha=0,35$:

$$M_c(+)= -\frac{g'l^2}{338} + \frac{pl^2}{8} \alpha^2(2\alpha^3-5\alpha^2+1)$$

$$M_c(+)= -\frac{g'l^2}{338} + pl^2(0,00725)$$

$$M_c(+)= -\frac{(1\ 279)(10)^2}{338} + 0,00725(1\ 613)(10)^2$$

$$M_c(+)= 791 \text{ kg.m}$$

Para el momento negativo se utilizarán las ecuaciones de los casos 2 y 3 de la tabla de momentos y reacciones, $\alpha=0,35$:

$$M_c(-)= -\frac{g'l^2}{338} - \frac{pl^2}{8} \alpha^2(2\alpha^3-5\alpha^2+1)$$

$$M_c(-)= -\frac{g'l^2}{338} - pl^2(0,00725)$$

$$M_c(-)= -\frac{(1\ 279)(10)^2}{338} - 0,00725(1\ 613)(10)^2$$

$$M_c(-)= -1\ 548 \text{ kg.m}$$

Cálculo de momento positivo y negativo en los riñones de la bóveda:

Para el momento positivo se utilizarán las ecuaciones de los casos 2 y 6 de la tabla de momentos y reacciones, donde $\alpha=0,425$:

$$M_{l/4}(+) = \frac{g'l^2}{234} - \frac{pl^2}{64} \alpha^2 (6\alpha^3 - 15\alpha^2 + 7)$$

$$M_{l/4}(+) = \frac{g'l^2}{234} - pl^2(0,0134)$$

$$M_{l/4}(+) = \frac{(1\ 279)(10)^2}{234} - 0,0134(1\ 613)(10)^2$$

$$M_{l/4}(+) = -1\ 615\ \text{kg.m}$$

Para el momento negativo se utilizaran las ecuaciones de los casos 2 y 5 de la tabla de momentos y reacciones, donde $\alpha=0,575$:

$$M_{l/4}(-) = \frac{g'l^2}{234} - \frac{pl^2}{64} (6\alpha^5 - 15\alpha^4 + 23\alpha^2 - 16\alpha + 2)$$

$$M_{l/4}(-) = \frac{g'l^2}{234} + pl^2(0,0134)$$

$$M_{l/4}(-) = \frac{(1\ 279)(10)^2}{234} + 0,0134(1\ 613)(10)^2$$

$$M_{l/4}(-) = 2\ 708\ \text{kg.m}$$

2.5.1.1. Cálculo de reacciones y fuerza normal en riñones

Dado que el momento más crítico actuante en la bóveda es el momento negativo en los riñones, a este se le calcularan sus respectivas reacciones horizontal y vertical y la fuerza normal actuante en la sección transversal ocasionada por las reacciones.

Cargas a utilizar para calcular las reacciones y fuerza normal ocasionadas por el momento negativo:

$$g = 1,4\text{Cm}$$

$$g = 1,4(1\ 630)$$

$$g=2\ 282\ \text{kg/m}$$

$$g' = \frac{g}{\cos(\Phi)} - g$$

$$g' = \frac{2\ 282}{\cos(50,147^\circ)} - 2\ 282$$

$$g' = 1\ 279\ \text{kg/m}$$

$$p = 1,7Cv$$

$$p = 1,7(949)$$

$$p = 1\ 613\ \text{kg/m}$$

Cálculo de reacciones, horizontal y verticales l y r:

Para el cálculo de la remarcación horizontal se utilizaran las ecuaciones de los casos 1, 2 y 5 de la tabla de momentos y reacciones, $\alpha=0,575$:

$$H = \frac{gl^2}{8h} + \frac{g'l^2}{42h} + \frac{pl^2}{16h} \alpha^2 (2\alpha^3 - 5\alpha^2 + 5)$$

$$H = \frac{2\ 282(10)^2}{8(3)} + \frac{1\ 279(10)^2}{42(3)} + \frac{1\ 613(10)^2}{16(3)} (0,077)$$

$$H = 14\ 665\ \text{kg}$$

$$V_l = \frac{gl}{2} + \frac{g'l}{6} + \frac{pal}{2} (2-\alpha)$$

$$V_l = \frac{2\ 282(10)}{2} + \frac{1\ 279(10)}{6} + \frac{1\ 613(0,575)(10)}{2} (2-0,575)$$

$$V_l = 20\ 152\ \text{kg}$$

$$V_r = \frac{gl}{2} + \frac{g'l}{6} + \frac{p\alpha^2 l}{2}$$

$$V_r = \frac{2\,282(10)}{2} + \frac{1\,279(10)}{6} + \frac{1\,613(0,575)^2(10)}{2}$$

$$V_r = 16\,209 \text{ kg}$$

Calculo e la fuerza normal N a la sección transversal de la bóveda:

Dado que VI es mayor que Vr, se utilizará VI para el cálculo de la fuerza normal en la sección transversal de la bóveda, utilizando la siguiente ecuación:

$$N_I = VI(\text{sen}\Phi) + H(\text{cos}\Phi)$$

$$N_I = 20\,152 (\text{sen}(50,147^\circ)) + 14\,665 (\text{cos}(50,147^\circ))$$

$$N_I = 24\,868 \text{ kg}$$

- Cálculo del acero de refuerzo

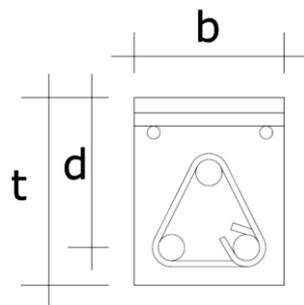
Resumen de valores máximos calculados y datos a utilizar en el cálculo del acero de refuerzo:

Fuerza máxima horizontal en apoyos	17 964 kg
Fuerza máxima vertical en apoyos	26 027 kg
Momento máximo en la clave	-1 548 kg.m
Momento máximo en los riñones (Mu)	2 708 kg.m
Reacción máxima horizontal en riñones	14 665 kg
Reacción máxima vertical en riñones	20 152 kg
Fuerza normal provocada por reacciones en los riñones (PU)	24 868 kg
Ancho de nervio (b)	20 cm
Peralte de losa (t)	25 cm
Distancia de cama inferior a fibra de compresión (d)	20 cm

Resistencia de compresión del concreto ($f'c$)	280 kg/cm ²
Factor de reducción de resistencia	(Ø)

Debido a que la reacción de las fuerzas provocadas por el momento máximo en los riñones es normal a la sección transversal del arco, este trabaja a compresión, por lo tanto el diseño del acero de refuerzo se hará por el método gráfico utilizado en columnas, la siguiente imagen será de utilidad para el cálculo del área de acero:

Figura 33. **Sección de bóveda prefabricada**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Cálculo de relación γ para escoger grafico a utilizar:

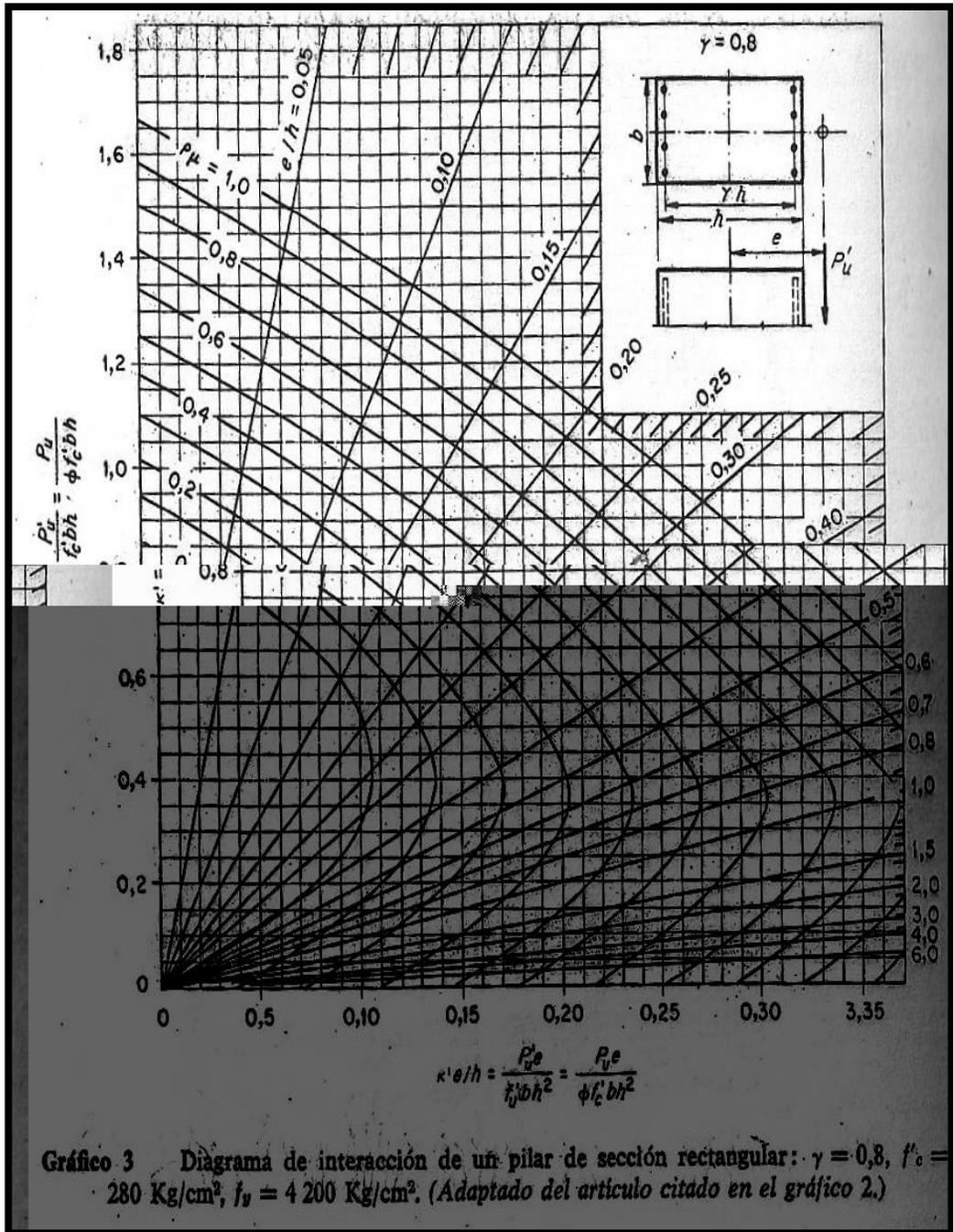
$$\gamma = \frac{d}{t}$$

$$\gamma = \frac{15}{20}$$

$$\gamma = 0,75 \approx 0,8$$

El gráfico a utilizar será el diagrama de interacción para una columna de sección rectangular colocado a continuación:

Figura 34. Diagrama de interacción para columnas rectangulares



Fuente: George Winter, Arthur H. Nilson. Proyecto de estructuras de hormigón. p. 540

Cálculo de relación k

$$k' = \frac{P_u}{\emptyset \cdot b \cdot t \cdot f_c}$$
$$k' = \frac{24\,868}{0,7 \cdot 20 \cdot 25 \cdot 280}$$
$$k' = 0,25$$

Cálculo de excentricidad de carga e:

$$e = M_u \cdot \frac{100}{P_u}$$
$$e = 2\,708 \cdot \frac{100}{24\,868}$$
$$e = 10,89 \text{ cm}$$

Cálculo de relación k'(e/t):

$$k' \left(\frac{e}{t} \right) = \frac{P_u}{\emptyset \cdot b \cdot t \cdot f_c} \cdot \frac{e}{t}$$
$$k' \left(\frac{e}{t} \right) = \frac{24\,868}{0,7 \cdot 20 \cdot 25 \cdot 280} \cdot \frac{10,89}{20}$$
$$k' \left(\frac{e}{t} \right) = 0,11$$

Con los valores de k' y k'(e/t) calculados, se procede a interceptarlos en la gráfica del diagrama de interacción de la figura 37 para así poder interpolar el valor de P_μ.

Al interceptar los valores anteriormente mencionados se ve que el valor de P_μ está próximo del valor 0,1 por lo que se utilizara la siguiente cuantía de acero mínima: $P_\mu = 0,08$.

Calculo del área de acero:

$$A_s = P_\mu \cdot b \cdot t \left(\frac{0,85 f_c}{f_y} \right)$$
$$A_s = 0,08 \cdot 20 \cdot 25 \left(\frac{0,85 \cdot 280}{4200} \right)$$
$$A_s = 2,27 \text{ cm}^2/\text{vigüeta}$$

El refuerzo de compresión será: 3 # 4 para cada vigüeta.

- Diseño a corte

La fuerza encargada de producir corte en la sección transversal de la bóveda, de acuerdo con lo visto en la figura 8 del inciso 1.3.3. del capítulo 1 es la carga concentrada correspondiente para el diseño a corte, la cual tiene una magnitud de:

$$v_c = 11\,750 \text{ kg}$$

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto, según el código ACI 318-08 en el capítulo 11 sección 11.2.1.1 es:

$$V_c = 0,53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$
$$V_c = 0,53 \cdot 0,85 \cdot \sqrt{280} \cdot 20 \cdot 20$$
$$V_c = 3\,015 \text{ kg}$$

Dado que $V_c < v_c$ se debe reforzar la bóveda transversalmente para resistir corte, según el código ACI 318-08 en el capítulo 11 sección 11.5.7.2 la resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo es:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Donde:

A_v = área de la sección transversal de la varilla propuesta para el refuerzo

f_y = resistencia a la tensión del acero de refuerzo

s = espaciamiento medido de centro a centro entre varillas de refuerzo

d = distancia medida desde la fibra extrema de compresión hasta la parte baja de la varilla de refuerzo

Se propondrá varilla de acero de 3/8" grado 4 200 kilogramos por centímetro cuadrado espaciadas a seis centímetros de centro a centro.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$
$$V_s = \frac{0,71 \cdot 4\,200 \cdot 20}{6}$$
$$V_s = 9\,940 \text{ kg}$$

Luego se chequea que el cortante resistido por el concreto y el refuerzo sean mayores que el cortante actuante.

$$v_c < V_c + V_s$$
$$11\,750 < 3\,015 + 9\,940$$
$$11\,750 < 12\,955 \quad \text{OK}$$

El refuerzo de cortante será: varillas # 3 @ 6 centímetros

2.6. Diseño de la subestructura

La subestructura para la bóveda prefabricada es la misma que para la bóveda tradicional, dicho tema fue desarrollado en el inciso 2.3 de este capítulo, por lo que no se calculara nuevamente ya que el objetivo de este trabajo es comprobar la eficiencia del sistema de viguetas prefabricadas en la construcción de puentes tipo bóveda.

3. COMPARACIÓN DE COSTOS

En este capítulo se realizarán tablas de costos unitarios de ambos sistemas constructivos para así determinar la conveniencia de ambos, no solo por su eficiencia estructural sino también por su economía.

Para ambos casos se utilizará la misma tabla de precios unitarios de materiales, así como también los mismos rendimientos y precios de mano de obra para las diferentes etapas del proceso constructivo de ambos sistemas.

Es de gran importancia mencionar que el detalle de costos se realizará únicamente para las bóvedas de ambos sistemas dado que la superestructura y la subestructura están sujetas a los diferentes tipos de casos que se puedan dar en campo y estas no tienen variación en cuanto a utilizar un sistema u otro, adicionalmente este trabajo de graduación está enfocado en la verificación de funcionalidad estructural y conveniencia económica del sistema de losas tipo bóveda prefabricadas de vigueta y bovedilla.

- Tabulación de precios unitarios de materiales y mano de obra

Tabla IV. **Listado de precios unitarios de materiales**

LISTADO DE PRECIOS DE MATERIALES		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO. UNITRIO
Madera rustica	PIE/TABLA	Q4,60
Plywood 1/2"	PLANCHA	Q250,00
Clavo para madera	lb.	Q4,55
Desencofrante	GALON	Q48,91
Acero no. 6 - 6mts	VARILLA	Q96,34
Acero no. 4 - 6mts	VARILLA	Q43,25
Acero no. 4 - 12mts	VARILLA	Q86,50
Acero no. 3 - 12mts	VARILLA	Q51,12
Acero no. 2 - 6mts	VARILLA	Q7,18
ELECTROMALLA 6"x6", 7/7	PLANCHA	Q250,00
Alambre de amarre	lb.	Q3,66
Material selecto	m ³	Q49,10
Block 17 kg. 14x19x39 entero	UNIDAD	Q2,80
Bovedilla de concreto liviano	UNIDAD	Q6,50
Concreto premezclado seco 3003 psi	SACO	Q31,00
Concreto premezclado seco 4001 psi	SACO	Q37,00
Concreto mixto listo 4001	m ³	Q1 158,00
Colocacion y bombeo de concreto	m ³	Q71,50
Curador base agua	GALON	Q31,65
Puntal telescopico	UNIDAD	Q4,46
Andamio metalico	UNIDAD	Q32,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. Listado de precios de mano de obra

LISTADO DE PRECIOS DE MANO DE OBRA		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	P. UNITRIO
PRECIO POR DÍA DE TRABAJO DE ALBAÑIL	DÍA	102,00 Q./DÍA
PRECIO POR DÍA DE TRBAJO DE AYUDANTE	DÍA	72,00 Q./DÍA
PRECIO POR TRABAJO DE ARMADOR	OCTAVO	0,30 Q./OCT
RENDIMIENTO DE ARMADOR POR DÍA	OCT/DIA	300,00 OCT/DÍA

Fuente: elaboración propia.

3.1. Creación de tablas de precios unitarios

En este inciso se trabajaran las tablas de precios unitarios de los diferentes renglones de trabajo que comprenden cada uno de los dos sistemas de bóvedas de concreto.

Las tablas de precios unitarios se realizaron con precios de diferentes proveedores de materiales utilizando el mismo precio en los materiales para ambos sistemas constructivos.

Para el precio y los rendimientos de la mano de obra se tomaron como fuente los datos proporcionados por el directorio 2012 de la Asociación Guatemalteca de Contratistas de la Construcción.

- Precios unitarios bóveda de concreto tradicional

Tabla VI. Precios unitarios entarimado de bóveda

1		ENTARIMADO DE BOVEDA				
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	SUBTOTAL		
MADERA RUSTICA	P. TABLAR	1272	Q 4,60	Q 5 851,20		
PLYWOOD 1/2"	UNIDAD	20	Q 250,00	Q 5 000,00		
CLAVO PARA MADERA	LIBRA	45	Q 4,55	Q 204,75		
DESENCOFRANTE	GALON	1	Q 48,91	Q 48,91		
PUNTAL TELESCOPICO	UNIDAD	111	Q 4,46	Q 495,06		
ANDAMIO METALICO	UNIDAD	18	Q 32,00	Q 576,00		
TOTAL CON IVA				Q 12 175,92		
TOTAL SIN IVA				Q 10 871,36		
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	UNIDAD	REND./DIA	CUANTIFICACION	CANT./DIAS	P. UNITARIO	SUBTOTAL
CARPINTERO FABRICACION FORMALETA	M ²	6,5	45	7	102,00 Q./DIA	Q 706,15
AYUDANTE DE CARPINTERIA	M ²			3	72,00 Q./DIA	Q 249,23
ALBAÑIL ENTARIMADO	M ²	3	45	15	102,00 Q./DIA	Q 1 530,00
AYUDANTE ALB. ENTARIMADO	M ²			8	72,00 Q./DIA	Q 540,00
ALBAÑIL DESENCOFRADO	M ²	6	45	8	102,00 Q./DIA	Q 765,00
AYUDANTE ALB. DESENCOFRADO	M ²			4	72,00 Q./DIA	Q 270,00
PRESTACIONES LABORALES					80%	Q 3 248,31
TOTAL MANO DE OBRA						Q 7 308,69
VALOR TOTAL RENGLON CON IVA						Q 19 484,61
VALOR TOTAL RENGLON SIN IVA						Q 18 180,05

Fuente: elaboración propia.

Tabla VII. Armado de bóveda

2		ARMADO DE BOVEDA				
MATERIALES						
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	SUBTOTAL		
ACERO No. 4 - 12MTS	UNIDAD	23	Q 86,50	Q 1 989,59		
ACERO No. 3 - 12MTS	UNIDAD	27	Q 51,12	Q 1 380,12		
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	26	Q 3,66	Q 95,16		
TOTAL CON IVA				Q 3 464,86		
TOTAL SIN IVA				Q 3 093,63		
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	UNIDAD	REND./DIA	CUANTIFICACION	CANT./DIAS	P. UNITARIO	SUBTOTAL
ARMADOR	OCT		2076		0,30 Q./OCT	Q 622,80
AYUDANTE ARM.			1038		0,30 Q./OCT	Q 311,40
PRESTACIONES LABORALES					80%	Q 747,36
TOTAL MANO DE OBRA						Q 1 681,56
VALOR TOTAL RENGLON CON IVA						Q 5 146,42
VALOR TOTAL RENGLON SIN IVA						Q 4 775,19

Fuente: elaboración propia.

Tabla VIII. Fundición de bóveda tradicional

3		FUNDICIÓN DE BOVEDA TRADICIONAL				
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	SUBTOTAL		
CONCRETO MIXTO LISTO 4001	m³	9,5	Q 1 158,00	Q 11 001,00		
COLOCACION Y BOMBEO DE CONCRETO	m³	9,5	Q 71,50	Q 679,25		
TOTAL CON IVA				Q 11 680,25		
TOTAL SIN IVA				Q 10 428,79		
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	REND./DIA	CUANTIFICACION	CANT./DIAS	P. UNITARIO	SUBTOTAL
ALBAÑIL SOPORTE COLOCACION	m³	9	9	1	102,00 Q./DIA	Q 102,00
AYDANTE ALB. SOPORTE COLOCACION	m³			1	72,00 Q./DIA	Q 72,00
PRESTACIONES LABORALES					80%	Q 139,20
TOTAL MANO DE OBRA						Q 313,20
VALOR TOTAL RENGLON CON IVA						Q 11 993,45
VALOR TOTAL RENGLON SIN IVA						Q 10 741,99
COSTO TOTAL LOSA TIPO BOVEDA TRADICIONAL DE CONCRETO REFORZADO						Q 36 624,48

Fuente: elaboración propia.

- Precios unitarios bóveda

Tabla IX. Construcción de molde para viguetas

1		CONSTRUCCIÓN DE MOLDE PARA VIGUETAS				
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	SUBTOTAL		
MATERIAL SELECTO	M³	4	Q 49,10	Q 196,40		
BLOCK 17 KG. 14X19X39 ENTERO	UNIDAD	76	Q 2,80	Q 212,80		
PLYWOOD 1/2"	UNIDAD	2	Q 250,00	Q 500,00		
CONCRETO PREMEZCLADO SECO 3003 PSI	SACO	59	Q 31,00	Q 1 829,00		
CURADOR BASE AGUA	GALON	1	Q 31,65	Q 31,65		
TOTAL CON IVA				Q 2 769,85		
TOTAL SIN IVA				Q 2 473,08		
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	REND./DIA	CUANTIFICACION	CANT./DIAS	P. UNITARIO	SUBTOTAL
ALBAÑIL FABRICACION MOLDE	M²	6	11	2	102,00 Q./DIA	Q 187,00
AYUDANTE ALB. FABRICACION MOLDE	M²			1	72,00 Q./DIA	Q 66,00
PRESTACIONES LABORALES					80%	Q 202,40
TOTAL MANO DE OBRA						Q 455,40
VALOR TOTAL RENGLON CON IVA						Q 3 225,25
VALOR TOTAL RENGLON SIN IVA						Q 2 928,48

Fuente: elaboración propia.

Tabla X. Armado y fundición de viguetas

2		ARMADO Y FUNDICIÓN DE VIGUETAS				
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	SUBTOTAL		
ACERO No. 4 - 6MTS	UNIDAD	42	Q 43,25	Q 1 816,58		
ACERO NO. 3 - 12MTS	UNIDAD	101	Q 51,12	Q 5 162,65		
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	59	3,66	Q 215,94		
CONCRETO PREMEZCLADO SECO 4001 PSI	SACO	71	Q 37,00	Q 2 627,00		
DESENCOFRANTE	GALON	1	Q 48,91	Q 48,91		
TOTAL CON IVA				Q 9 871,08		
TOTAL SIN IVA				Q 8 813,47		
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	REND./DIA	CUANTIFICACION	CANT./DIAS	P. UNITARIO	SUBTOTAL
ARMADOR	OCT		4812		0,30 Q./DIA	Q 1 443,60
AYUDANTE ARM.			2406		0,30 Q./DIA	Q 721,80
ALBAÑIL FUNDICION VIGUETAS	UNIDAD	7	14	2	102,00 Q./DIA	Q 204,00
AYUDANTE ALB.				1	72,00 Q./DIA	Q 72,00
PRESTACIONES LABORALES					80%	Q 1 953,12
TOTAL MANO DE OBRA						Q 4 394,52
VALOR TOTAL RENGLON CON IVA						Q 14 265,60
VALOR TOTAL RENGLON SIN IVA						Q 13 207,99

Fuente: elaboración propia.

Tabla XI. Entarimado y armado de losa prefabricada

3		ENTARIMADO Y ARMADO DE LOSA PREFABRICADA				
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	SUBTOTAL		
ACERO NO. 4 - 12MTS	UNIDAD	10	Q 86,50	Q 865,04		
ACERO NO. 3 - 12MTS	UNIDAD	4	Q 51,12	Q 204,46		
ACERO NO. 2 - 6MTS	UNIDAD	6	Q 7,18	Q 43,09		
ALAMBRE DE AMARRE	LIBRA	9	Q 3,66	Q 32,94		
ELECTROMALLA 6"x6", 7/7	PLANCHA	5	Q 250,00	Q 1 250,00		
PUNTAL TELESCOPICO	UNIDAD	38	Q 4,46	Q 169,48		
MADERA RUSTICA	PIE/TABLA	990	Q 4,60	Q 4 554,00		
BOVEDILLA DE CONCRETO LIVIANO	UNIDAD	240	Q 6,50	Q 1 560,00		
ANDAMIO METALICO	UNIDAD	18	Q 32,00	Q 576,00		
TOTAL CON IVA				Q 9 255,01		
TOTAL SIN IVA				Q 8 263,40		
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	REND./DIA	CUANTIFICACION	CANT./DIAS	P. UNITARIO	SUBTOTAL
ARMADOR	OCT		696		0,30 Q./OCT	Q 208,80
AYUDANTE DE ARMADOR			348		0,30 Q./OCT	Q 104,40
ALBAÑIL ENTARIMADO	M ²	10	45	5	102,00 Q./DIA	Q 459,00
AYUDANTE ALB. ENTARIMADO				2	72,00 Q./DIA	Q 162,00
ALBAÑIL DESENCOFRADO	M ²	20	45	2	102,00 Q./DIA	Q 229,50
AYUDANTE ALB. DESENCOFRADO				1	72,00 Q./DIA	Q 81,00
PRESTACIONES LABORALES					80%	Q 995,76
TOTAL MANO DE OBRA						Q 2 240,46
VALOR TOTAL RENGLON CON IVA						Q 11 495,47
VALOR TOTAL RENGLON SIN IVA						Q 10 503,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla XII. **Fundición de bóveda prefabricada**

4		FUNDICIÓN DE BOVEDA PREFABRICADA				
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	SUBTOTAL		
CONCRETO MIXTO LISTO 4001	M³	4,2	Q 1 158,00	Q 4 863,60		
COLOCACION Y BOMBEO DE CONCRETO	M³	4,2	Q 71,50	Q 300,30		
TOTAL CON IVA				Q 5 163,90		
TOTAL SIN IVA				Q 4 610,63		
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	REND./DIA	CUANTIFICACION	CANT./DIAS	P. UNITARIO	SUBTOTAL
ALBAÑIL SOPORTE COLOCACION	M³	9	4,2	0,467	102,00 Q./DIA	Q 47,60
AYDANTE ALB. SOPORTE COLOCACION				0,233	72,00 Q./DIA	Q 16,80
PRESTACIONES LABORALES					80%	Q 51,52
TOTAL MANO DE OBRA				Q 115,92		
VALOR TOTAL RENGLON CON IVA				Q 5 279,82		
VALOR TOTAL RENGLON SIN IVA				Q 4 726,55		
COSTO TOTAL LOSA TIBO BOVEDA PREFABRICADA CON VIGUETA Y BOVEDILLA						Q 34 266,14

Fuente: elaboración propia.

3.2. Comparación de costos de construcción de cada uno de los sistemas constructivos

Al sumar los costos de cada renglón de trabajo en ambos sistemas constructivos se observa que el costo total de cada uno es el siguiente:

- Bóveda tradicional de concreto reforzado: Q. 36 624,48
- Bóveda prefabricada de vigueta y bovedilla: Q. 34 266,14
- Diferencia de precio entre ambos sistemas: Q. 2 358,34

Al ver los costos finales de construcción se observa que el sistema prefabricado de vigueta y bovedilla reduce el costo de construcción en Q. 2 358,34.

Adicionalmente a esto se analizara el tiempo de construcción para cada uno de los sistemas, esto se lograra sumando los días obtenidos en base al

rendimiento y la cantidad de trabajo determinados en las tablas de precios unitarios.

- Análisis de tiempos de construcción entre sistemas constructivos

Tabla XIII. **Cantidad de días de trabajo por sistema constructivo**

CANTIDAD DE DÍAS DE TRABAJO BOVEDA TRADICIONAL	
ACTIVIDAD	Días de trabajo
Entarimado de boveda	29
Armado de boveda	7
Fundición de boveda tradicional	1
Total días de trabajo	37

CANTIDAD DE DÍAS DE TRABAJO BOVEDA TRADICIONAL	
ACTIVIDAD	Días de trabajo
Construcción de moldes para viguetas	2
Armado y fundición de viguetas	18
Entarimado y armado de losa prefabricada	9
Fundición de boveda prefabricada	1,00
Total de días de trabajo	30

Fuente: elaboración propia.

Al realizar el análisis de los tiempos de construcción se observa que el sistema de bóveda prefabricada de vigueta y bovedilla reduce el tiempo de construcción en 7 días.

Con esto se comprueba que el sistema es eficiente tanto en sus costos de ejecución como en los tiempos de entrega del mismo reduciendo así costos de administración, renta de equipo y costos de mano de obra en otras etapas de la construcción del puente.

4. ANÁLISIS DE ENSAYO DE COMPRESIÓN A BÓVEDA PREFABRICADA DE 7 METROS DE LUZ

En este capítulo se analizarán los resultados del ensayo de compresión realizado a una bóveda de concreto prefabricada de vigueta y bovedilla, la bóveda cubre una luz de 7 metros con una flecha de 2,10 metros.

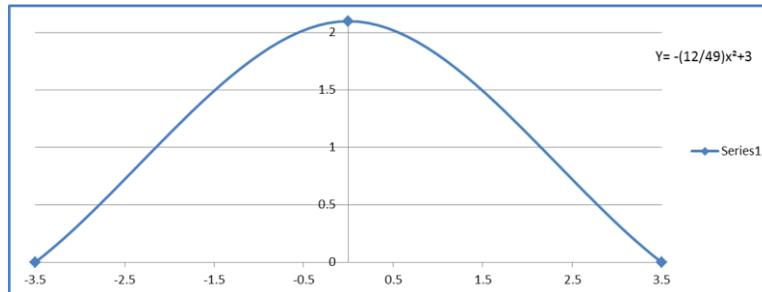
Para obtener la geometría de la bóveda se utilizó la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} Y &= -bX^2 + 3 \\ 0 &= -b(3,5^2) + 3 \\ b &= \frac{-3}{-3,5^2} \\ b &= \frac{12}{49} \\ Y &= -\frac{12}{49}X^2 + 3 \end{aligned}$$

El objetivo de esta ecuación es tener una gráfica para la cual, al tener una altura de 2,10 metros los valores de X sean cero y cuando los valores de X sean -3,5 y 3,5 metros, que sumados dan 7 metros de luz, el valor de Y sea cero.

A continuación se presenta la gráfica de la parábola utilizada para darle forma a la bóveda ensayada.

Figura 35. **Gráfica de parábola de 7 m de luz y 2,10 m de altura**



Fuente: elaboración propia.

4.1. Descripción de proceso de fabricación de viguetas

Se realizó todo el trabajo de albañilería y armadura desde cero, como primer paso se construyó el molde para fabricación de viguetas para el cual se hicieron plantillas de *plywood* para tener en tamaño real la geometría de media bóveda, luego con la plantilla fabricada se procedió a realizar un molde con levantado de block.

Luego de fabricados los costados del molde se procede a rellenar el mismo con material selecto u otro similar para darle forma a la estructura, luego se cubre con una capa de aproximadamente 10 centímetros, de espesor de concreto de baja resistencia ya que esta solo soportara el peso de las viguetas a fabricar.

Figura 36. Levantado y tallado de block para molde de vigueta y asemejar geometría de plantilla



Fuente: planta de producción.

Figura 37. **Molde relleno con material compactable**



Fuente: planta de producción.

Figura 38. **Molde terminado con toping de concreto de 10 cm**



Fuente: planta de producción.

Como segundo paso, con el molde fabricado se procedió realizar el doblé en la varilla longitudinal para darle la curvatura deseada, luego se fabricaron los estribos triangulares y finalmente se procedió a armar la estructura de la vigueta.

Figura 39. **Doblez y marcaje de acero longitudinal**



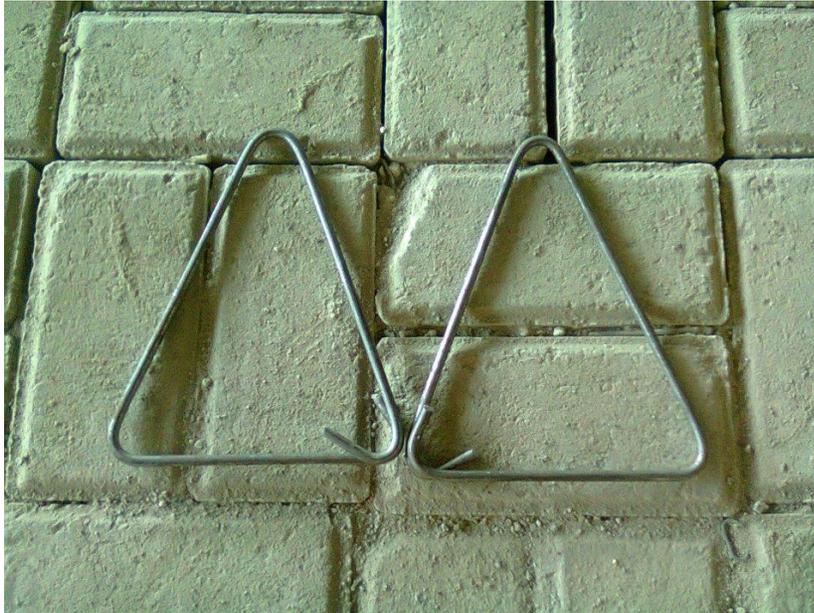
Fuente: planta de producción.

Figura 40. **Fabricación de estribo triangular para refuerzo transversal**



Fuente: planta de producción.

Figura 41. **Estribos triangulares**



Fuente: planta de producción.

Figura 42. **Proceso de armado de viguetas**



Fuente: planta de producción.

Figura 43. **Viguetas armadas**



Fuente: planta de producción.

Como tercer paso se montan las armaduras sobre el molde previamente cubierto con una aplicación de desencofrante, se aseguran para que no tengan movimiento durante la colocación de concreto, se prepara el concreto a utilizar, se vierte sobre el molde y las armaduras y se vibra debidamente para que no exista ningún tipo de segregación de agregados.

Al terminar la fundición de las viguetas, se rocían con una capa de curador anti sol de base agua para protegerlas de la pérdida de agua ocasionada por la reacción química del cemento y el sol.

Se esperan al menos 3 días de fraguado para desmoldarlas y luego se espera que cumplan 28 días de fraguado para armar la bóveda y someter estas a cargas de servicio.

Figura 44. **Armaduras sobre molde**



Fuente: planta de producción.

Figura 45. **Viguetas, previo a fundición, respectivamente acomodadas y separadas**



Fuente: planta de producción.

Figura 46. **Viguetas debidamente aseguradas en proceso de fraguado**



Fuente: planta de producción.

Figura 47. **Viguetas desmoldadas después de 3 días de fraguado**



Fuente: planta de producción.

4.2. Descripción de ensamblado de bóveda y ensayo de compresión

El ensamble de la bóveda y ensayo de compresión se realizaron en el Laboratorio de Prefabricados del Centro de Investigaciones de Ingeniería, al trasladar las viguetas prefabricadas y la bovedilla de relleno se procedió a acomodar el marco de carga de compresión del laboratorio a una altura conveniente para la colocación de las viguetas y la fundición del *toping* de concreto para formar la losa.

Figura 48. Viguetas prefabricadas colocadas bajo marco de carga



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Al tener colocadas las viguetas en su posición se procedió a colocar los rigidizantes a un tercio de la longitud de cada vigueta en ambos extremos de la bóveda, la solera corona, el respectivo bastón de amarre entre viguetas en la parte superior de la bóveda y la bovedilla de relleno.

Figura 49. **Detalle de bóveda con rigidizante a L/3**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 50. **Colocación de bovedilla y armado de rigidizante**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 51. **Detalle de rigidizante debidamente armado, confinado y rodeado por bovedilla de relleno**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 52. **Detalle de solera corona con su bastón de amarre debidamente armada y confinada**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Con la bóveda completamente armada se procedió a fabricar y colocar la formaleta de soporte de concreto en los costados de la bóveda y bajo los rigidizantes y solera corona.

Luego de encofrar la bóveda se mide corta y coloca la electromalla que servirá de refuerzo al topping de concreto sobre la bovedilla.

Con la electromalla debidamente colocada se procedió a realizar la fundición de la bóveda de concreto prefabricada quedando así en proceso de fraguado de 28 días para realizar los ensayos de compresión.

Figura 53. **Encofrado lateral de bóveda**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 54. **Encofrado inferior de rigidizante de bóveda**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 55. **Electromalla debidamente colocada**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 56. **Bóveda de concreto fundida y desencofrada**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Para poder efectuar el ensayo de compresión se colocaron previamente topes en los extremos de la bóveda para que esta no fuera a sufrir aberturas mientras se cargaba puntualmente en la clave, asimismo como refuerzo adicional se colocaron dos tensores de varilla de acero de 6/8" para asegurar la integridad estructural de la bóveda durante el ensayo.

Figura 57. **Topo de bóveda y detalle de tensor**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Para tomar lecturas de deformación durante el ensayo se colocaron deformómetros en 5 puntos críticos de la bóveda, uno en cada apoyo, dos más colocados a $L/6$ de la luz total de la bóveda medida desde los extremos y uno al centro justo debajo del punto de aplicación de carga.

Figura 58. **Deformómetros colocados al centro y a $L/6$ bajo bóveda**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 59. **Deformómetro colocado en apoyo de bóveda**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Para tener una aplicación de carga uniforme a lo largo de la sección de la bóveda se utilizó una varilla tubular de acero de aproximadamente 1 pulgada de diámetro soldada a una sección de hembra de acero de 2 pulgadas de ancho, colocando la hembra hacia la cara inferior de la viga del marco de carga y la sección cilíndrica hacia la parte superior de la losa prefabricada, teniendo así una sección de contacto mínima y una aplicación puntual de carga a lo largo de la sección de losa.

Figura 60. **Detalle de viga y mecanismo de aplicación de carga**



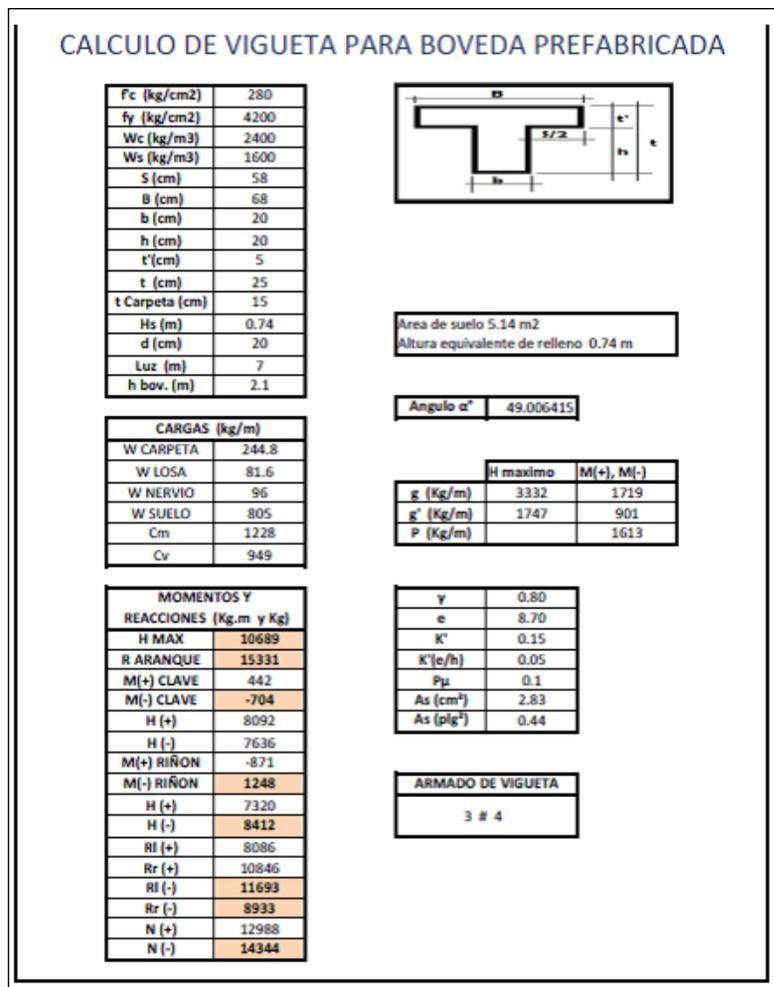
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Finalmente se procedió a la aplicación de carga puntual sobre la clave de la bóveda principiando con intervalos de 1 000 en 1 000 libras hasta llegar a las 15 000 libras de carga de presión, luego de 2 000 en 2 000 libras hasta llegar a la carga de ruptura de 41 500 libras.

4.3. Diseño de bóveda prefabricada de 7 metros de luz para ensayo de compresión

El diseño de la bóveda de concreto ensayada en laboratorio es el mismo que se utilizó en el capítulo 2 para el sistema propuesto, a continuación se presenta una tabla resumen del diseño estructural de la bóveda.

Figura 61. Diseño de bóveda prefabricada



Fuente: elaboración propia, realizada con programa Microsoft Excel.

- Tabulación de datos obtenidos mediante el ensayo de compresión

Tabla XIV. Lecturas obtenidas de ensayo de compresión

CARGA (lb)	LECTURAS OBTENIDAS DE ENSAYO DE COMPRESIÓN AJUSTADAS A CERO DEFORMACIÓN INICIAL									
	DEFORMOMETRO 1		DEFORMOMETRO 2		DEFORMOMETRO 3		DEFORMOMETRO 4		DEFORMOMETRO 5	
	AGUIJA G.	AGUIJA P.	AGUIJA G.	AGUIJA P.	AGUIJA G.	AGUIJA P.	AGUIJA G.	AGUIJA P.	AGUIJA G.	AGUIJA P.
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4000	8	0	13	0	80	1	22	0	23	0
5000	12	0	16.5	0	0	2	27	0	30	1
6000	16	0	19	0	17	2	30	0	34	1
7000	20	0	23	0	40	3	35	1	41	1
8000	25	0	26.5	0	59	3	39	1	47	1
9000	28	0	31	0	83	3	44	1	54	1
10000	38	0	35	0	7	4	48	1	60	1
11000	39	0	39	0	34	4	53	1	66	1
12000	44	0	43	0	65	4	58	1	74	1
13000	49	0	47	0	0	6	62	1	82	2
14000	54	1	52.5	0	39	6	65	1	92	2
15000	64	1	60	0	83	6	69	1	2	3
16000	81	1	77	0	44	7	77	2	10	3
18000	4	2	96	0	49	8	84	2	28	3
20000	29	2	13.5	1	76	9	0	3	49	3
22000	59	2	22	1	22	10	4	3	72	3
24000	89	2	27	1	86	12	4	3	92	3
26000	21	3	49	1	36	14	32	3	1	4
28000	29	3	22	1	73	16	50	4	34	4
30000	96	3	96	0	94	19	19	4	54	4
32000	76	3	78	0	53	22	80	4	78	4
34000	88	3	35	0	57	24	67	3	95	4
41500	RUPTURA									

Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. Lecturas obtenidas de ensayo de compresión ajustadas a cero, deformación inicial

CARGA (Lb)	LECTURAS OBTENIDAS DE ENSAYO DE COMPRESION									
	DEFORNÓMETRO 1		DEFORNÓMETRO 2		DEFORNÓMETRO 3		DEFORNÓMETRO 4		DEFORNÓMETRO 5	
	AGUIA G.	AGUIA P.	AGUIA G.	AGUIA P.	AGUIA G.	AGUIA P.	AGUIA G.	AGUIA P.	AGUIA G.	AGUIA P.
0	1	9-0	0	0	0	2-3	0	2-3	0	18-19
4000	9	9-0	13	0	80	3-4	22	2-3	23	18-19
5000	13	9-0	16.5	0	0	3-4	27	2-3	30	19
6000	17	9-0	19	0	17	3-4	30	2-3	34	19
7000	21	9-0	23	0	40	4	35	3	41	19
8000	26	9-0	26.5	0	59	4-5	39	3	47	19
9000	29	9-0	31	0	83	4-5	44	3	54	19
10000	39	9-0	35	0	7	4-5	48	3	60	19
11000	40	9-0	39	0	34	4-5	53	3	66	19
12000	45	9-0	43	0	65	5-6	58	3	74	19
13000	50	9-0	47	0	0	5-6	62	3	82	19-20
14000	55	0	52.5	0	39	5-6	65	3	92	19-20
15000	65	0	60	0	83	6-7	69	3	2	19-20
16000	82	0	77	0	44	7-8	77	3-4	10	19-20
18000	5	0-1	96	0	49	8-9	84	3-4	28	19-20
20000	30	0-1	13.5	1-2	76	9-10	0	3-4	49	20
22000	60	1	22	1-2	22	10-11	4	3-4	72	20
24000	90	1	27	1-2	86	12-13	4	3-4	92	20-21
26000	22	1-2	49	1-2	36	14-15	32	3-4	1	20-21
28000	30	1-2	22	1-2	73	17-18	50	4	34	21
30000	97	2	96	0	94	19-20	19	3-4	54	21
32000	77	2	78	0	53	22-23	80	3-4	78	21-22
34000	89	2	35	0	57	24-25	67	3	95	21-22
41500	RUPTURA									

Fuente: elaboración propia.

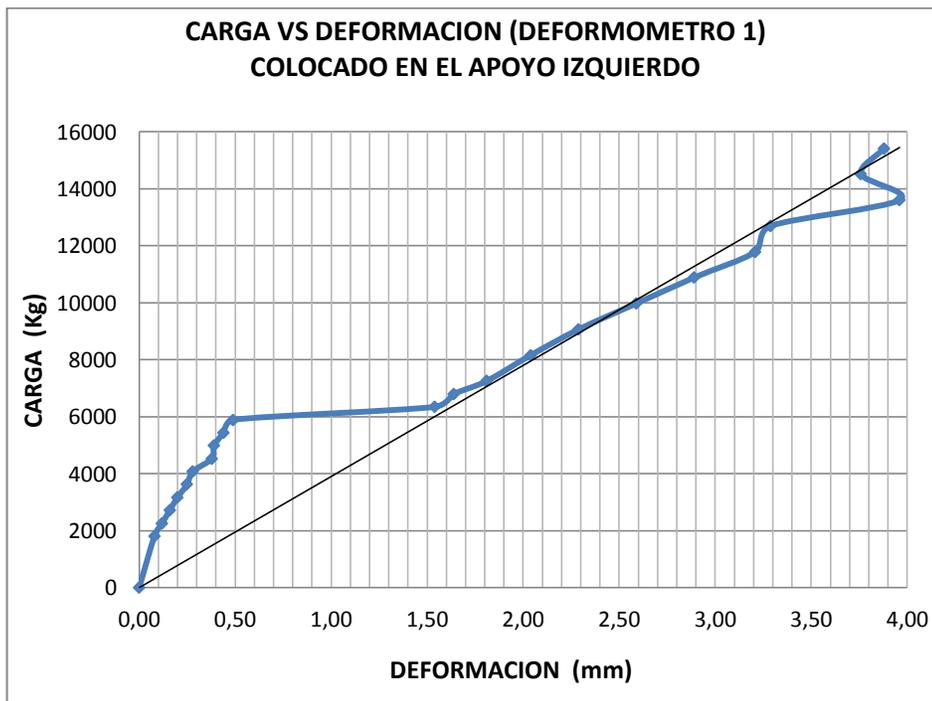
Tabla XVI. **Carga (kg) versus deformación (mm)**

KARGA (Kg)	CARGA (Kg) VS DEFORMACION (mm)				
	DEF. 1	DEF. 2	DEF. 3	DEF. 4	DEF. 5
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1814	0,08	0,0130	2,2860	0,5588	0,2300
2268	0,12	0,0165	4,0640	0,6858	1,3000
2722	0,16	0,0190	4,4958	0,7620	1,3400
3175	0,20	0,0230	5,3340	1,1430	1,4100
3629	0,25	0,0265	5,8166	1,2446	1,4700
4082	0,28	0,0310	6,4262	1,3716	1,5400
4536	0,38	0,0350	8,1026	1,4732	1,6000
4990	0,39	0,0390	8,7884	1,6002	1,6600
5443	0,44	0,0430	9,5758	1,7272	1,7400
5897	0,49	0,0470	10,7188	1,8288	2,8200
6350	1,54	0,0525	11,7094	1,9050	2,9200
6804	1,64	0,0600	12,8270	2,0066	3,0200
7257	1,81	0,0770	13,5636	2,4638	3,1000
8165	2,04	0,0960	13,9446	2,6416	3,2800
9072	2,29	0,2675	14,8844	4,5212	3,4900
9979	2,59	0,2760	16,0020	4,6228	3,7200
10886	2,89	0,2810	18,1356	4,6228	3,9200
11793	3,21	0,3030	18,8976	5,3340	4,0100
12701	3,29	0,3300	20,3454	6,0452	4,3400
13608	3,96	0,5100	21,6408	6,8326	4,5400
14515	3,76	0,5280	21,9202	8,3820	4,7800
15422	3,88	0,5710	22,5298	8,9662	4,9500
18824	RUPTURA				

Fuente: elaboración propia.

- Modelación de gráficos carga-deformación en base a resultados obtenidos en ensayo de compresión e interpretación de resultados.

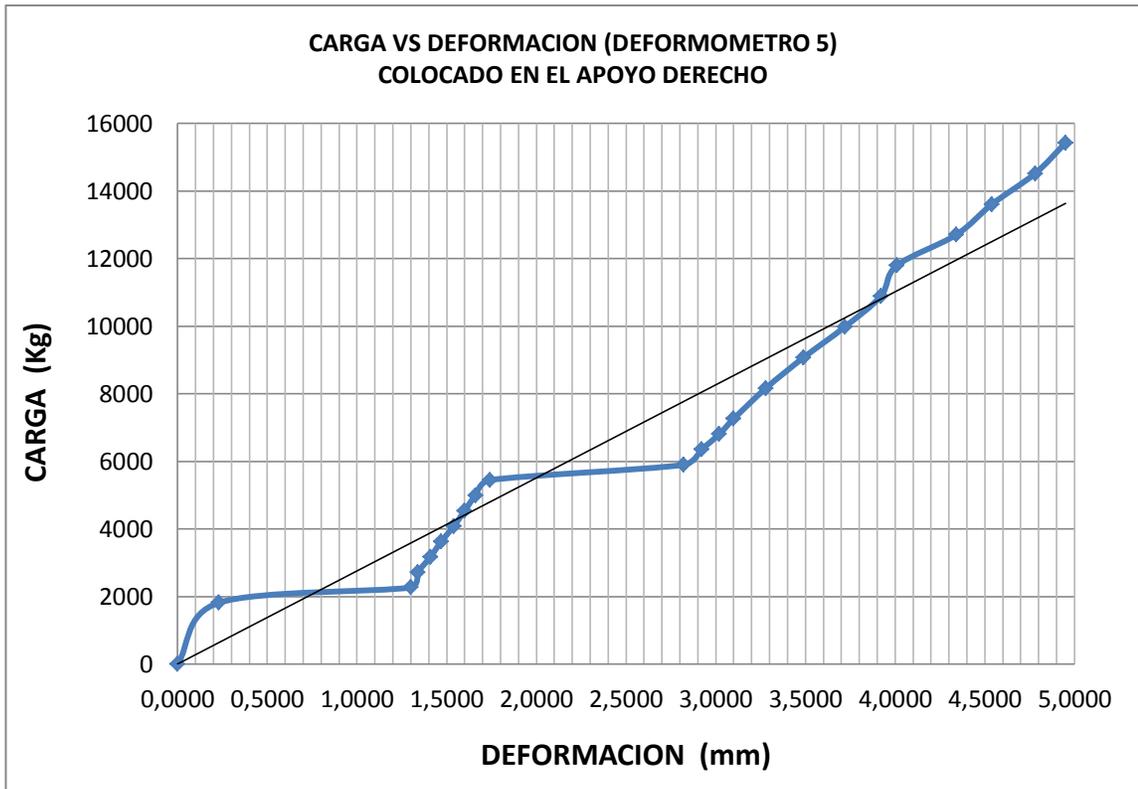
Figura 62. **Gráfica carga versus deformación deformómetro 1**



Fuente: elaboración propia.

Se aprecia que el apoyo izquierdo de la bóveda tuvo un comportamiento lineal hasta alcanzar los 5 897 kilogramos, luego al alcanzar los 6 350 kilogramos, tiene un cambio abrupto en su deformación lo que indica que los apoyos en los extremos cedieron en ese momento. En este punto es el tensor colocado a tensión por la parte interna el que empieza a cumplir su función de soporte ya que luego de los 6 350 kilogramos, hasta los 12 701 kilogramos, esta vuelve a tener un comportamiento lineal, siendo el tensor quien resiste la fuerza horizontal generada por la carga vertical aplicada en la clave de la bóveda.

Figura 63. **Gráfica carga versus deformación deformometro 5**



Fuente: elaboración propia.

En el extremo derecho de la bóveda se aprecia una situación interesante ya que esta sufre un cambio abrupto en su deformación entre los 1 814 kilogramos y los 2 268 kilogramos, para luego tener un comportamiento lineal hasta los 5 443 kilogramos sufriendo nuevamente un considerable aumento de deformación en los 5 897 kilogramos para tener un comportamiento lineal hasta los 15 422 kilogramos.

Estas diferencias entre comportamientos de deformación en ambos apoyos no son más que circunstancias diferentes entre la colocación de los soportes de los apoyos en los extremos, el primer cambio en la deformación del

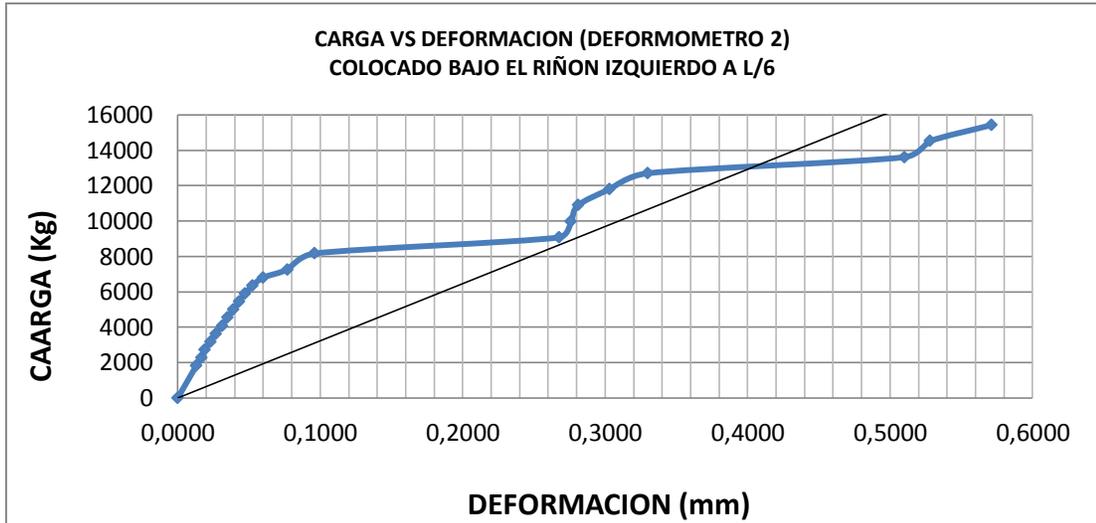
apoyo del lado derecho de la bóveda indica que el apoyo no estaba en completo contacto y sujeción con la bóveda durante los inicios de la aplicación de carga, esto provoco que la bóveda tuviera movimiento y al hacer contacto con el soporte este comenzó a cumplir su funcione y restringir el movimiento.

El segundo cambio en la deformación nuevamente se da en el momento en que el apoyo exterior de la bóveda no es suficiente y permite movimiento hasta el momento en que el tensor colocado por la parte interior de la bóveda es solicitado a resistir la fuerza horizontal ejercida por la carga puntual aplicada verticalmente a la bóveda.

Las deformaciones que ambos apoyos de la bóveda permitieron al final del ensayo fueron 3,88 milímetros para para el apoyo del lado izquierdo y 4,95 milímetros para el apoyo del lado derecho, la diferencia de 1,07 milímetros entre ambos apoyos es debida a los 0,23 milímetros que el apoyo del lado derecho permitió inicialmente al no estar debidamente colocado el soporte de dicho apoyo.

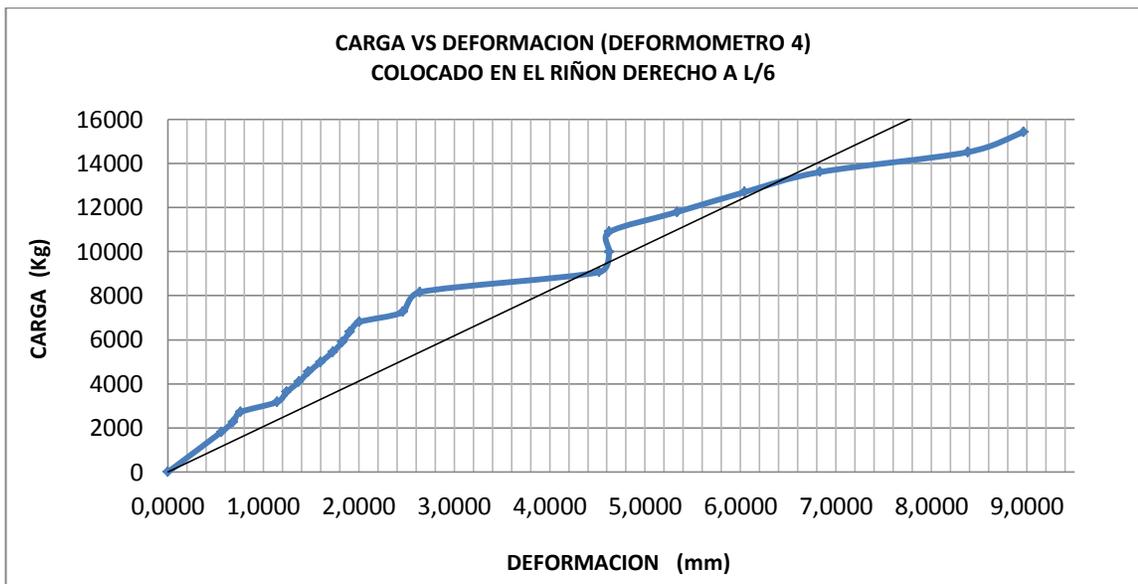
En circunstancia ideales la deformación entre ambos apoyos no debiera ser tan grande, analizando el uso real de aplicación de la bóveda de concreto, esta estará soportada por apoyos formados por muros de contención que tendrán en ambos extremos una gran cantidad de suelo o material selecto compactado, el cual aportara fuerza de igual magnitud que contrarresten la fuerza horizontal generada por la fuerza vertical aplicada por el transito diario, incidiendo así en un mejor soporte para la bóveda el cual no solo brindara condiciones iguales para ambos extremos si no también reducirá o anulara la deformación generada por la fuerza horizontal.

Figura 64. **Gráfica carga versus deformación deformometro 2**



Fuente: elaboración propia.

Figura 65. **Gráfica carga versus deformación deformometro 4**



Fuente: elaboración propia.

Nuevamente se observa un comportamiento lineal durante la primera etapa de carga hasta llegar a los 8 165 kilogramos de carga, en este caso se observa un crecimiento abrupto en la deformación de casi 2 milímetros en ambos casos, teniendo luego un breve período de recuperación en el cual su resistencia a la carga es mayor mostrando muy poca deformación, es justamente después de este período de recuperación cuando empiezan a aparecer las primeras grietas en la superficie de la losa.

En el caso del riñón izquierdo, al pasar de los 11 793 kilogramos hacia los 13 608 kilogramos, es cuando se da un punto en el cual la estructura cede permitiendo deformaciones mayores a las mostradas anteriormente.

En el caso del riñón derecho, este al pasar de 10 886 kilogramos a 11 793 kilogramos, muestra el punto en el cual la estructura cede permitiendo deformaciones mayores, si bien ambos extremos de la bóveda muestran un comportamiento similar se observa que la deformación total permitida por el los riñones izquierdo y derecho fue 0,57 milímetros y 8,96 milímetros respectivamente.

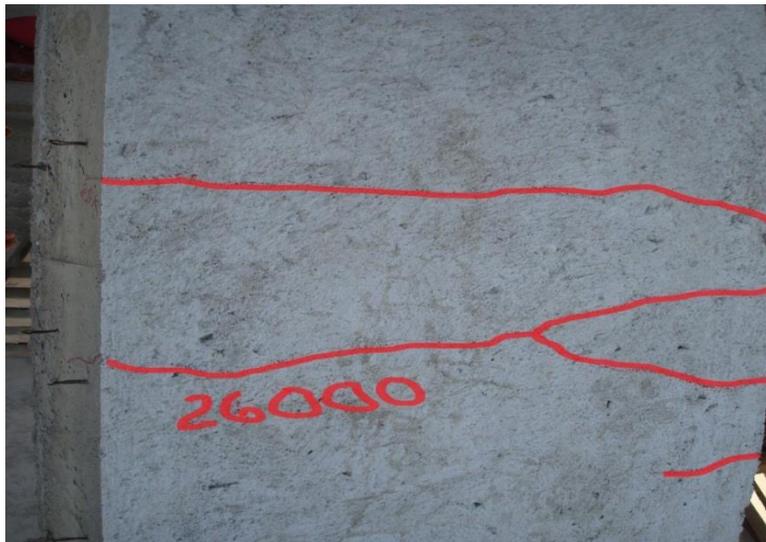
Nuevamente el excedente en la deformación del lado derecho de la estructura se ve influenciado por la deformación inicial permitida en el apoyo por la falta de soporte en el mismo.

Figura 66. **Primeras grietas en superficie de bóveda sobre riñón izquierdo aparecidas al aplicar 11 796 kg de carga**



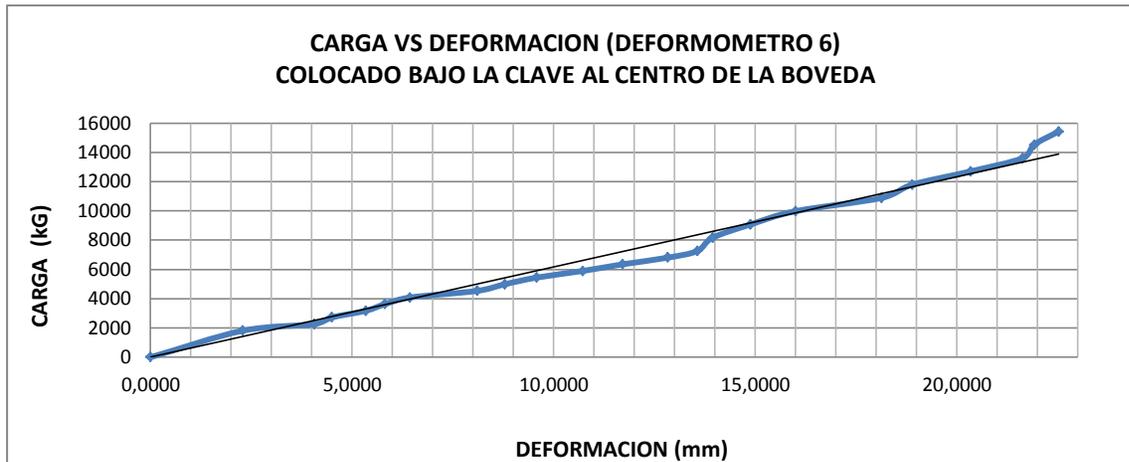
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 67. **Primeras grietas en superficie de bóveda sobre riñón derecho aparecidas al aplicar 11 796 kg de carga**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

Figura 68. **Gráfica carga versus deformación deformometro 3**



Fuente: elaboración propia.

Al observar la gráfica carga versus deformación esta tiene un comportamiento lineal a todo lo largo del ensayo de compresión, las primeras grietas aparecieron al aplicar 11 796 kilogramos de carga, extendiéndose justo desde la parte inferior de la losa formando un cono invertido hacia la superficie superior de la losa.

Figura 69. **Grietas en superficie de clave de bóveda a 11 796 kg de carga**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

A partir de los 11 796 kilogramos en adelante la tendencia de esta grieta fue separar poco a poco los topes de las viguetas ya que estas estaban amarradas mediante una solera corona triangular, dándole longitud de desarrollo al refuerzo longitudinal mediante un bastón colocado en la parte superior como se indica en la figura 47.

Al llegar a 15 422 kilogramos de carga la grieta en la clave de la bóveda se extendió hacia la superficie superior de la bóveda y en la parte inferior justo en la junta entre viguetas se abrió aproximadamente medio centímetro, aunque tubo este tipo de deformación la bóveda siguió soportando carga hasta llegar a una falla permanente al aplicarle 18 824 kilogramos de carga.

Figura 70. **Comportamiento de grietas a 15 422 kg de carga**



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Sección de Estructuras.

En el capítulo 1 inciso 1.3.3 Cargas de diseño a utilizar, se indica que la carga puntual para cálculo de momento es de 8 135 kilogramos, y en el inciso 4.3 Diseño de bóveda prefabricada de 7 metros de luz para ensayo de compresión, de este capítulo en la tabla XI se observa que la fuerza normal a la sección de la bóveda utilizada para el cálculo de área de acero de refuerzo es 14 344 kilogramos, si se observa la tabla XIV de este capítulo, la carga de ruptura de la bóveda fue de 18 824 kilogramos.

Con los resultados obtenidos del ensayo de compresión se puede afirmar la eficiencia del sistema de losas prefabricadas de vigueta y bovedilla para puentes tipo bóveda, ya que al analizar los datos se obtuvo que al aplicar una carga de 15 422 kilogramos se obtuvo un aumento considerable en la abertura y aparición de grietas, sin embargo estos 15 422 kilogramos representan un factor de seguridad 1,075 sobre los 14 344 kilogramos de carga de diseño la cual a su vez es una carga de seguridad ya que se trabajó con el método de esfuerzos de trabajo. Adicionalmente los 15 422 kilogramos representan un factor de seguridad de 1,8 sobre los 8 135 kilogramos de carga de diseño requeridos por la AASHTO.

Las anteriores conclusiones se tomaron basándose en el comportamiento de la estructura en cuanto a deformación y fisuras se refiere, más si se toma en cuenta su capacidad de carga y que aún mostrando grietas a 15 422 kilogramos esta siguió soportando carga hasta llegar a una falla total a 18 824 kilogramos, esto nos permite realizar un análisis aún más favorable al sistema constructivo.

Los 18 824 kilogramos de carga representan un factor de seguridad de 1.3 con respecto a los 14 344 kilogramos de carga de diseño del método de esfuerzos de trabajo y un factor de seguridad de 2.3 con respecto a los 8 135 kilogramos de carga de diseño aportados por AASHTO.

Este último análisis está sujeto a cargas últimas de diseño, sin embargo es un buen parámetro para determinar la eficiencia del sistema ya que este mostro muy buenas características durante el ensayo de compresión.

CONCLUSIONES

1. Reunir en el documento conceptos generales sobre arcos, bóvedas, cascarones y puentes, presentándolos de forma clara y sencilla para el lector.
2. Apreciar la diferencia entre el diseño de un puente de losa plana y un puente tipo bóveda, ya que aun siendo regidos por los mismos parámetros de diseño establecidos por AASHTO ambos sistemas estructurales son completamente diferentes.
3. El conocimiento de diseño de losas tipo bóveda es de gran utilidad no solo en la construcción de puentes sino también en la construcción de techos para bodegas y naves industriales repercutiendo en aligeramiento de cargas muertas.
4. Estudiar el comportamiento estructural de una losa tipo bóveda prefabricada desde su concepción y diseño estructural hasta el ensayo de compresión comprendiendo así la funcionalidad de la misma.
5. Comprobar la eficiencia estructural del sistema propuesto mediante un ensayo destructivo que permitió verificar su funcionalidad ante cargas de servicio.

6. Comprobar la viabilidad de construcción del sistema propuesto mediante un análisis de costos que demostró ser más económico que un sistema tradicional, adicionalmente se realizó un análisis de rendimientos y tiempos de ejecución que demostró que el sistema es más rápido y fácil de construir como elemento individual y mejora la ruta crítica del proyecto en general.

7. Producir un documento que será de gran ayuda para los estudiantes de la facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala ya que en este hay conceptos básicos sobre puentes y métodos de análisis estructural junto con diseños estructurales reales de losas tipo bóveda tradicional y prefabricada, así como también de muros de contención de mampostería y concreto armado.

RECOMENDACIONES

1. Al realizar cualquier tipo de cálculo estructural, costos, rendimientos, cuantificaciones, gráficas, etc., es de gran importancia apoyarse de hojas de cálculo de Microsoft Excel, ya que tiene una gran variedad de funciones que deben ser explotadas para hacer más rápido y eficiente el trabajo.
2. Al diseñar elementos estructurales es necesario regirse siempre por códigos de construcción como lo son en este caso AASHTO y ACI ya que estos brindan los parámetros de diseño a seguir y avalan el trabajo del diseñador estructural al presentarse cualquier tipo de eventualidad futura.
3. Al comparar sistemas constructivos de igual funcionalidad pero diferente proceso constructivo es importante tomar en cuenta todos los aspectos de este último, diseño estructural, cantidades de materiales a utilizar, rendimientos de construcción y dificultades en campo ya que estos serán los parámetros que determinaran los costos y tiempos de ejecución que darán la pauta entre usar un sistema u otro.
4. Verificar que los apoyos de la bóveda estén debidamente construidos y asegurados ya que estos son un factor importante en el comportamiento de la misa al restringir el movimiento horizontal y no permitir deformaciones por desplazamiento.

5. Colocar doble bastón de amarre en la solera corona en la clave de la bóveda ya que según lo observado en el ensayo de compresión, un bastón colocado en la parte inferior de la losa colocado sobre las viguetas hubiera restringido la aparición de grietas y permitido una falla de ruptura a más alto grado de carga vertical.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges. Washington D.C. : s.n., 1996. 412 p.
2. AMRHEIN, James; MAX L PORTER, E. *Reinforced masonry engineering handbook, clay and concrete masonry*. 6a. ed. Iowa State: International Code Council, 2009. 602 p.
3. BRAJA M, Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. México D.F.: Thomson Learning, 2001. 880 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México D.F.: Limusa, 1995. 651 p.
5. ESCOBAR, Jorge. *Introducción a la tipología estructural*. Guatemala, 1997. 180 p.
6. FIGUEROA ALVAREZ, Marta Mónica. *Diseño de puente vehicular, sobre el rio Talchulul parcelamiento El Reposo An3, Genova, Quetzaltenango y diseño de instituto básico, en parcelamiento El Reposo A2, Génova, Quetzaltenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. 2010. 140 p.

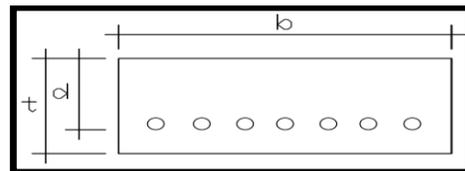
7. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentarios* (ACI 318S-08). Mexico : s.n., 2008. 518 p.
8. LEET, Kenneth M.; UANG, Chia-Ming. *Fundamentos de análisis estructural*. Mexico D.F.: McGraw-Hill Interamericana, 2006. 778 p.
9. MEDINA, Jorge O., *Principios fundamentales sobre arcos de concreto*. Facultad de Arquitectura y diseño, Universidad de Los Andes Venezuela. <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/jorgem/principal/guías/arco.pdf>. [en línea] [Consultado el: 14 de noviembre de 2011.]
10. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. *Manual de diseño de puentes*. Dirección general de caminos y ferrocarriles. 2003. 282 p.
11. TRUJILLO OROZCO, José Eusebio. *Diseño de puentes*. Bucaramanga, Colombia: UIS, 1993. 363 p.
12. WINTER, George. NILSON, Arthur H. *Proyecto de estructuras de hormigon*. México D.F.: Reverte, 1983. 719 p.
13. WHITE Richard N.; GERGELY Peter; SEXSMITH, Robert G. *Introducción a los conceptos de análisis y diseño*. México D.F. : Limusa, 1976. 284 p. Vol. 1.

APÉNDICE

APENDICE 1. CÁLCULO DE LOSA PARA BÓVEDA TRADICIONAL

CÁLCULO DE LOSA PARA BOVEDA TRADICIONAL

f'c (kg/cm ²)	280
fy (kg/cm ²)	4200
Wc (kg/m ³)	2400
Ws (kg/m ³)	1600
b (cm)	100
t (cm)	20
t Carpeta (cm)	15
Hs (m)	1,11
d (cm)	15
Luz (m)	10
h bov. (m)	3



Área de suelo 12 m²
 Altura equivalente de relleno 1.11 m

Angulo α° 50,147419

CARGAS (kg/m)	
W CARPETA	360
W BOVEDA	480
W SUELO	1776
Cm	2616
Cv	949

	H máximo	M(+), M(-)
g (Kg/m)	5276	3662
g' (Kg/m)	2957	2053
P (Kg/m)		1613

MOMENTOS Y REACCIONES (Kg.m y Kg)	
H MAX	24329
R ARANQUE	35250
M(+) CLAVE	562
M(-) CLAVE	-1777
H (+)	20573
H (-)	19922
M(+) RIÑON	-1285
M(-) RIÑON	3039
H (+)	19471
H (-)	21030
RI (+)	23190
Rr (+)	27133
RI (-)	28343
Rr (-)	24400
N (+)	33307
N (-)	35235

CÁLCULO As	
γ	0,75
e	8,63
K'	0,09
K'(e/h)	0,04
P μ	0,05
As (cm ²)	5,67
As (plg ²)	0,88

ARMADO DE VIGUETA
5 # 4

Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

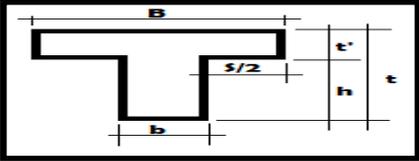
APENDICE 2. CÁLCULO DE VIGUETA PARA BÓVEDA PREFABRICADA

CÁLCULO DE VIGUETA PARA BOVEDA PREFABRICADA

f'c (kg/cm2)	280
fy (kg/cm2)	4200
Wc (kg/m3)	2400
Ws (kg/m3)	1600
S (cm)	48
B (cm)	68
b (cm)	20
h (cm)	20
t' (cm)	5
t (cm)	25
t Carpeta (cm)	15
Hs (m)	1,11
d (cm)	20
Luz (m)	10
h bov. (m)	3

CARGAS (kg/m)	
W CARPETA	244,8
W LOSA	81,6
W NERVIO	96
W SUELO	1208
Cm	1630
Cv	949

MOMENTOS Y REACCIONES (Kg.m y Kg)	
H MAX	17964
R ARANQUE	26027
M(+) CLAVE	791
M(-) CLAVE	-1548
H (+)	14208
H (-)	13557
M(+) RIÑON	-1615
M(-) RIÑON	2708
H (+)	13105
H (-)	14665
Rl (+)	14999
Rr (+)	18942
Rl (-)	20152
Rr (-)	16209
N (+)	22940
N (-)	24868



NOTA: Las medidas de viga T no incluyen la pastilla de la vigueta

Área de suelo 12 m²
Altura equivalente de relleno 1.11 m

Angulo α° 50,147419

	H maximo	M(+), M(-)
g (Kg/m)	3895	2282
g' (Kg/m)	2183	1279
P (Kg/m)		1613

y	0,80
e	10,89
K'	0,25
K'(e/h)	0,11
P μ	0,1
As (cm ²)	2,83
As (plg ²)	0,44

ARMADO DE VIGUETA

3 # 4

Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

APENDICE 3. DISEÑO DE TIMPANO

DISEÑO DE TIMPANO

H MURO (m)	3,06
H SUELO (m)	3,06
A CORTINA (m)	0,3
H CORTINA (m)	3,06
PUNTAL (m)	0
TALON (m)	0
t ZAPATA (m)	0
B ZAPATA (m)	0
Ws (Kg/m³)	1600
Wc (Kg/m³)	2400
Wm (Kg/m³)	0
Ø F.	35
COEF. FRIC.	0,55
Ea	2029,95
Mv	2070,55

FACTORES	CONCRETO
Kf	22,10
k	0,589
j	0,804
ρ	0,0163

f'm (Kg/cm²)	105,46	
fy (Kg/cm²)	4200	
f'c (Kg/cm²)	280	
fs (Kg/cm²)	1687	
Es (psi)	2038908,8	29000000
fbm (Kg/cm²)	35,15	
fbc (Kg/cm²)	93,33	
n	21,5	
nc	25,93	

DISEÑO DE CORTINA	
CHEQUEO POR FLEXION	
MOMENTO	Kg.cm
ACTUANTE	207055,31
As FLEX. (cm²)	6,94
As MIN. (cm²)	7,33

DISEÑO POR CORTE				
Fv (Kg/cm²)	16,7332005	16584,275	1673,3201	8,8685963
fv (Kg/cm²)	0,92			

Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

APENDICE 4. DISEÑO DE TIMPANO

MURO DE CONTENCIÓN (APOYO BOVEDA)

H MURO (m)	2,5
H SUELO (m)	5,5
A CORTINA (m)	0,4
H CORTINA (m)	2,25
PUNTAL (m)	1,3
TALON (m)	1,3
t ZAPATA (m)	0,25
B ZAPATA (m)	3
Fv (Kg)	35250
Fh (Kg)	24329
Ws (Kg/m³)	1600
Wc (Kg/m³)	2400
Wm (Kg/m³)	2000
Ø F.	35
COEF. FRIC.	0,55
Ea	6558
Mv	12023

1202293

PESO DE SECCIONES ESTABILIZANTES

SECCION	VOL. (m³)	PESO VOL.	PESO (Kg)	BRAZO (m)
ZAPATA	0,75	2400	1800	1,5
CORTINA	0,9	2000	1800	1,5
SUELO EN TALON	7,15	1600	11440	2,35
SUMATORIA			15040	

MOMENTOS ESTABILIZANTES

Mv	52875
Mfh	60823
Mz	2700
Mc	2700
Ms	26884
TOTAL	145982

FACTORES DE SEGURIDAD

Fv	12,14	CHEQUEA
Fd	6,26	CHEQUEA

PUNTO DE APLICACIÓN

X	1,80	
ex	-0,30	CHEQUEA

PRESIONES SOBRE EL SUELO

LOCALIZACION	Kg/cm²	T/m²
ρ PUNTAL	0,69	6,9
ρ TALON	2,67	26,7

Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

f'm (Kg/cm²)	105,46		
fy (Kg/cm²)	4200		
f'c (Kg/cm²)	280		
fs (Kg/cm²)	1687		
Es (psi)	2038909	29000000	
fbm (Kg/cm²)	35,15	500	
fbc (Kg/cm²)	93,33	1328	
nm	21,5		
nc	8,07		

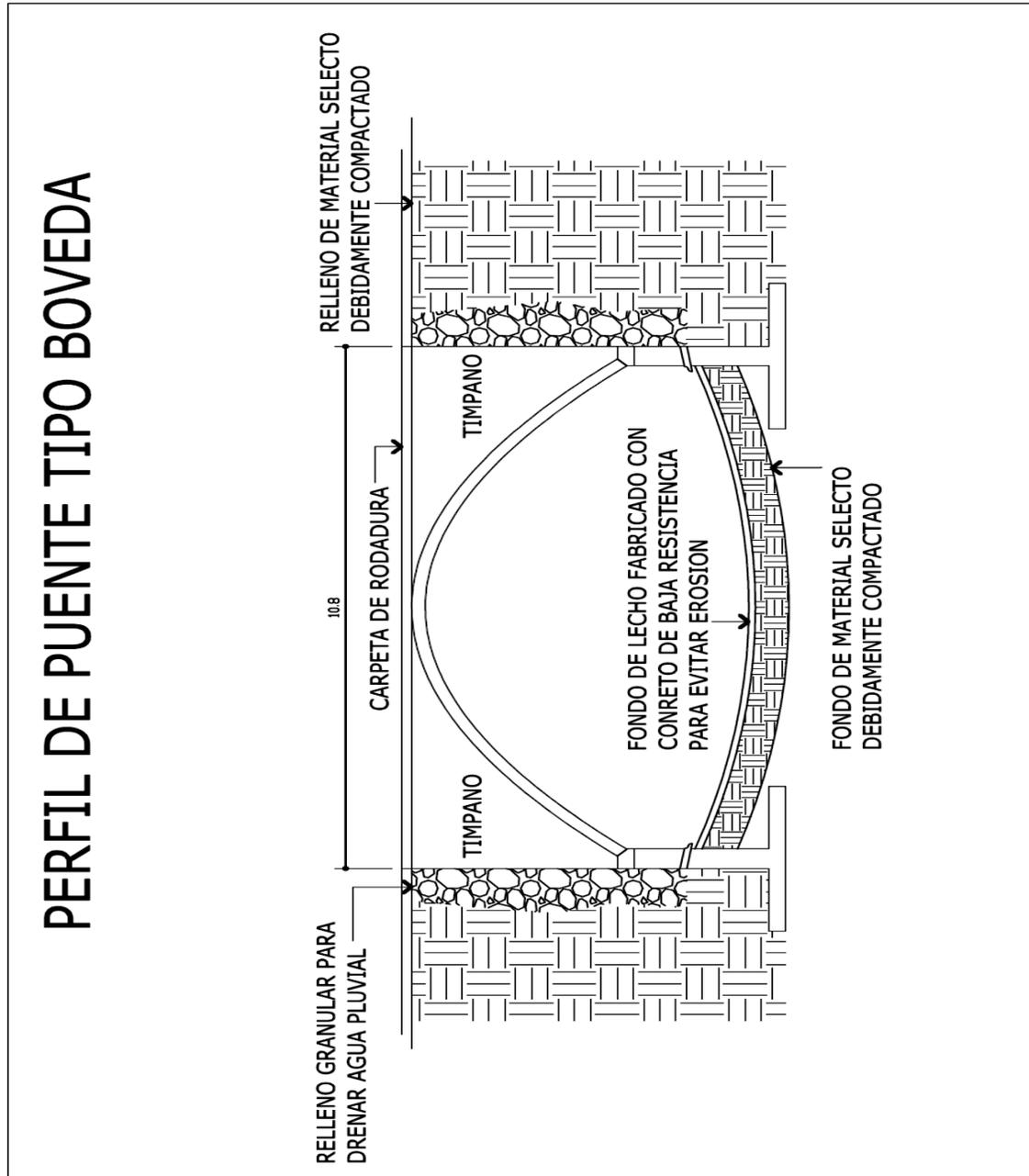
FACTORES	MAMPOSTERIA		CONCRETO
	TABLA	CHEQUEO	CALCULADOS
Kf	4,87	4,87	12,92
k	0,309	0,309	0,309
j	0,897	0,897	0,897
ρ	0,00322	0,00322	0,009

DISEÑO DE CORTINA	
CHEQUEO POR FLEXIÓN	
MOMENTO	Kg.cm
ACTUANTE	1202292,54
As FLEX. (cm²)	10,304
As MIN. (cm²)	10,83
DISEÑO POR CORTE	
Fv (Kg/cm²)	2,72
fv (Kg/cm²)	5,47

DISEÑO DE ZAPATA			
DISEÑO TALÓN		DISEÑO PUNTAL	
X₀	1,12	X₀	0,86
X₁	1,81	X₁	1,54
W₁	12220	W₁	780
R₁	29084	R₁	14500,65
M₁	794300	M₁	50700,00
S₁	60,85	S₁	56,67
M₂	2011274	M₂	1063355,32
M	1216974	M	1012655,32
vc	16864,02	vc	13720,65
Vc	24122,58	Vc	24122,58
As	25,13	As	20,91
VAR./M.	3 # 3	VAR./M.	3 # 3

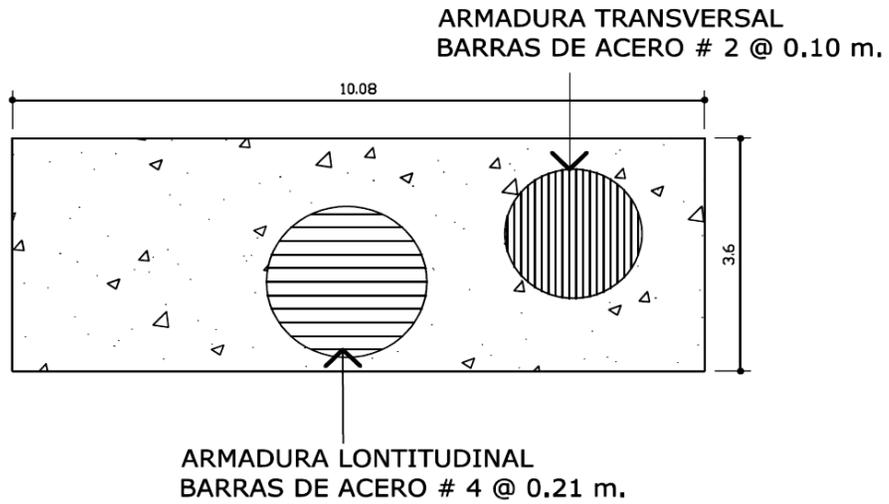
Fuente: elaboración propia con programa Microsoft Excel.

APENDICE 5. PLANOS DE DETALLES DE BÓVEDA

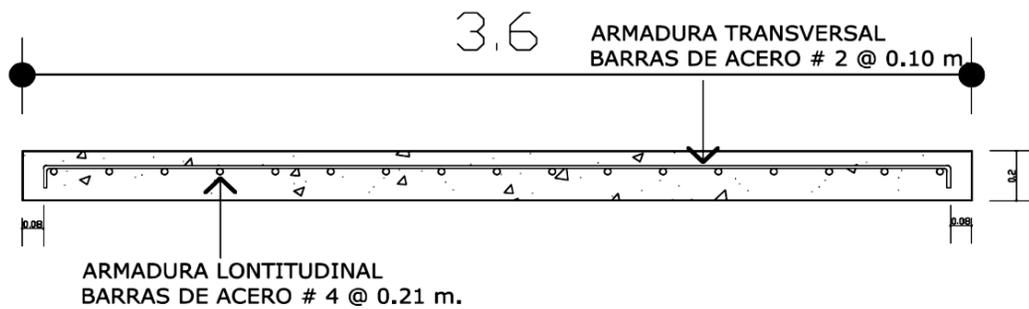


Fuente: elaboración propia con programa Autocad.

DETALLE DE PLANTA LOSA TIPO BOVEDA TRADICIONAL

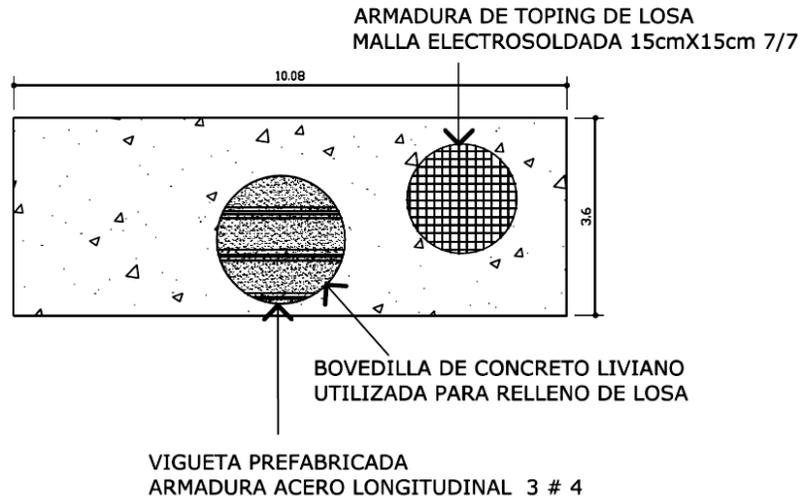


DETALLE DE SECCION LOSA TIPO BOVEDA TRADICIONAL

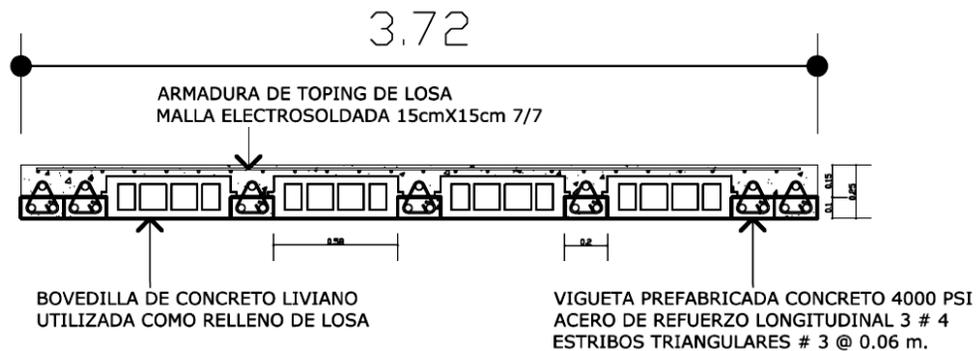


Fuente: elaboración propia con programa Autocad.

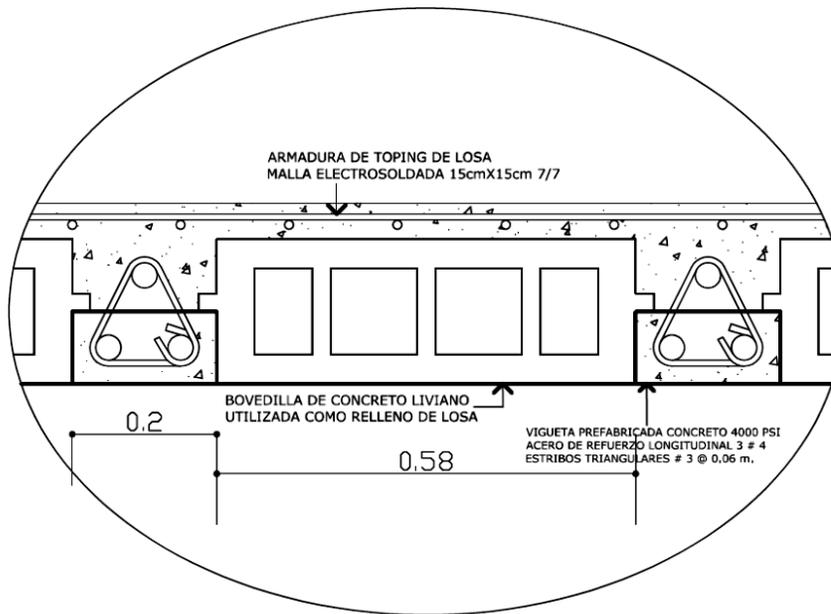
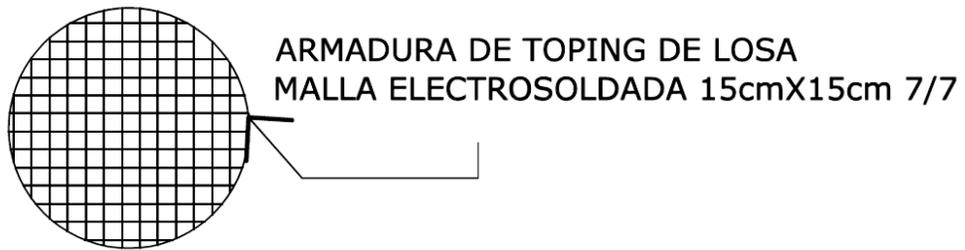
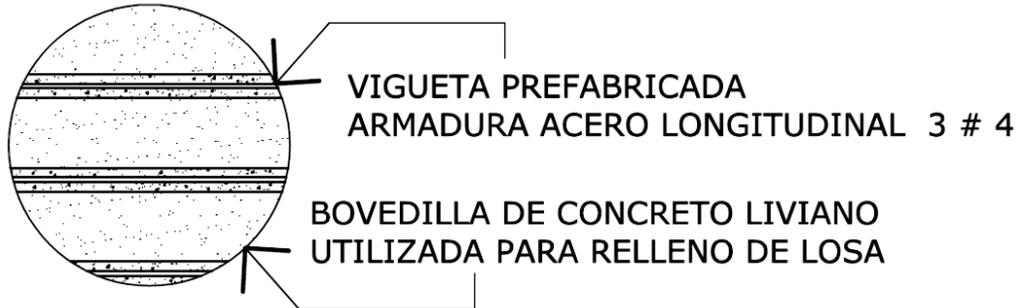
DETALLE DE PLANTA LOSA TIPO BOVEDA PREFABRICADA



DETALLE DE SECCION LOSA TIPO BOVEDA PREFABRICADA



Fuente: elaboración propia con programa Autocad.



Fuente: elaboración propia con programa Autocad.