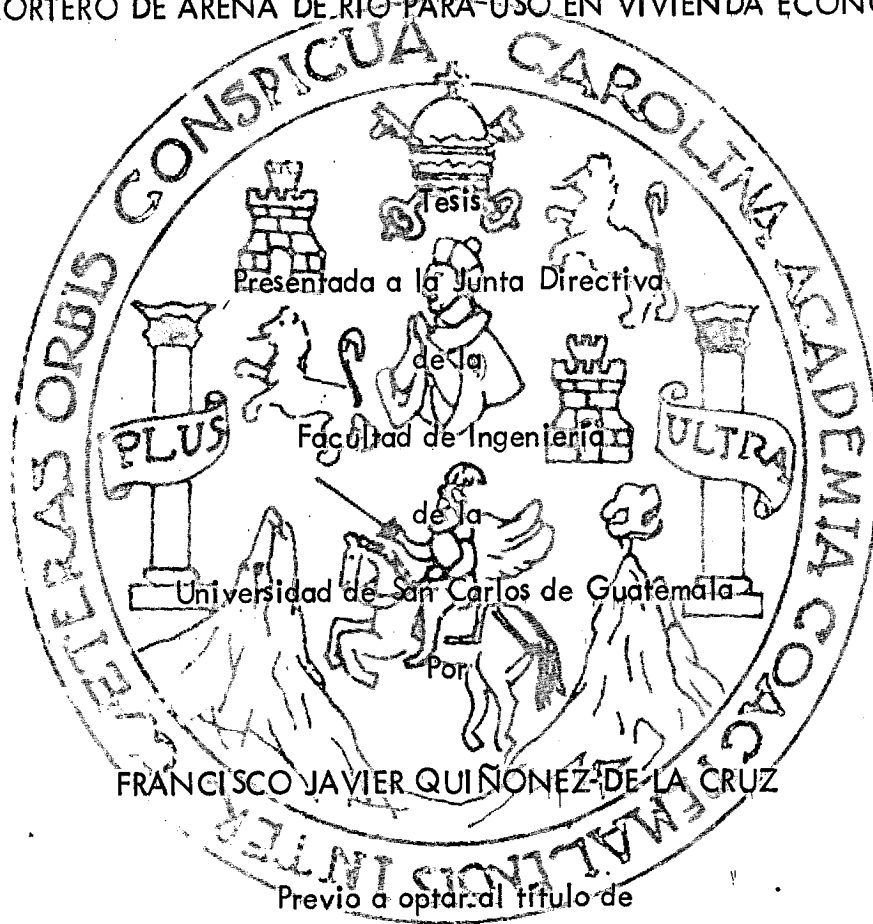


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería

BOVEDAS DE FERROCEMENTO DE CONCRETO LIVIANO DE POMEZ Y  
DE MORTERO DE ARENA DE RIO PARA USO EN VIVIENDA ECONOMICA



INGENIERO CIVIL

Guatemala, Marzo de 1981

TESIS DE REFERENCIA  
NO  
SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA  
BIBLIOTECA CENTRAL - USAC.

08  
J(768)C

JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERIA DE LA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

DECANO	ING. CESAR AUGUSTO FERNANDEZ F.
SECRETARIO	ING. MANUEL DE JESUS CASTELLANOS
VOCAL 1o.	DR. BERNARDO MORALES
VOCAL 2o.	
VOCAL 3o.	ING. CESAR OSORIO
VOCAL 4o.	BR. MARINUS BOHER
VOCAL 5o.	BR. MAURICIO MONTENEGRO

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN  
GENERAL PRIVADO

DECANO	ING. CESAR AUGUSTO FERNANDEZ F.
SECRETARIO	ING. MANUEL DE JESUS CASTELLANOS
EXAMINADOR	ING. LUIS ALBERTO PAZ ARMAS
EXAMINADOR	ING. JOSE ROBERTO ARANGO FIGUEROA
EXAMINADOR	ING. GUSTAVO ENRIQUE CARTAGENA PARADA

El presente estudio fué realizado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería, mediante el Convenio Universidad de San Carlos - Comité Nacional de Reconstrucción, y corresponde al Estudio 1 del Proyecto 3 de dicho Convenio. El estudio también forma parte del Proyecto Vivienda Popular, OEA - Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a vuestra consideración, mi trabajo de tesis titulado:

BOVEDAS DE FERROCEMENTO DE CONCRETO LIVIANO DE POMEZ Y  
DE MORTERO DE ARENA DE RIO PARA USO EN VIVIENDA ECONOMICA

Tema que me fuera asignado por la Honorable Junta Directiva de la Facultad de In  
geniería.

ACTO QUE DEDICO

A DIOS

A MIS PADRES

Juan Francisco Quiñónez Corona  
Laura de la Cruz de Quiñónez

A MI ESPOSA

Lilian Carolina Guzmán de Quiñónez

A MI HIJO

Sergio Vinicio

A MIS HERMANOS

Lesbia Consuelo  
Oscar Leonel  
Edgar Vinicio

A MIS ABUELAS

Vitalina C. Vda. de Quiñónez  
Raymunda Estrada Quiñónez

A LA FAMILIA

Guzmán Rosales

A MI FAMILIA EN GENERAL

## RÉCONOCIMIENTO

Deseo expresar mi agradecimiento a las personas que brindaron su colaboración en el desarrollo de mi trabajo de tesis, en especial a:

Ing. Jorge Mario Morales González  
Por su asesoría

Ing. Aníbal Rodas Mazariegos  
Ing. Juan Miguel Rubio Romero  
Ing. Domingo Samayoa Flores  
Por sus consejos

Ing. Emilio Beltranena Matheu  
Por su revisión y la oportunidad que me brindó

Br. Carlos Romero Zetina  
Sr. Carlos Augusto Garrido González  
Sr. Fabio Sánchez Ch.  
Por su colaboración.

A todo el personal del Centro de Investigaciones de Ingeniería, en especial a la Sección de Morteros.

## INDICE

	Página
1. MOTIVACION	1
2. INTRODUCCION	3
3. ANTECEDENTES PRELIMINARES	8
3.1- Recopilación Bibliográfica	9
3.2- Selección del Sistema de Interés	15
3.3- Programación del Trabajo a Realizar	18
4. CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE APOYO	20
4.1- Selección del Area de Trabajo	20
4.2- Construcción de muros	20
4.3- Construcción de Vigas Laterales	20
5. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS	21
5.1- Alternativas del Sistema Constructivo	21
5.1.1- Bóvedas Fundidas sin Formaleta	21
5.1.1.1- Curvatura Obtenida sobre Apoyos Puntuales.	21
5.1.1.2- Curvatura Obtenida Sobre Apoyos en Sentido Longitudinal.	23
5.1.1.3- Curvatura Obtenida Sobre Apoyos en Sentido Longitudinal utilizando un Módulo de Madera.	26
5.1.2- Bóvedas Fundidas con Formaleta.	28
5.1.2.1- Curvatura Obtenida con Formaleta de Madera contrachapeada.	28
5.2- Materiales Utilizados	31
5.2.1- Concreto Liviano de Pómez	31
5.2.2- Mortero de Arena de Río	33
5.2.3- Acero de Refuerzo	33
5.2.4- Malla Hexagonal de Alambre	34
5.3- Construcción de las Bóvedas	36
5.3.1- Preparación del Refuerzo	37
5.3.2- Colocación del Mortero	41

	Página
6. DESCRIPCION DEL TRABAJO REALIZADO	44
7. ENSAYO DE BOVEDAS	46
7.1- Comportamiento Bajo Carga	46
7.2- Pruebas de Permeabilidad	48
8. EVALUACION DE RESULTADOS	69
9. ANALISIS TEORICO	73
10. ESTIMACION DE COSTOS	79
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
12. BIBLIOGRAFIA	86
APENDICE A	88
APENDICE B	104
APENDICE C	114
APENDICE D	117



## 1. MOTIVACION

El déficit habitacional en nuestro medio debido al crecimiento acelerado de la población, acrecentado por los fenómenos naturales, el aumento desmedido en los precios de los materiales de construcción y el costo elevado de la mano de obra en la actualidad, conducen a pensar que es necesario un cambio en las formas tradicionales de construcción y especialmente en los materiales utilizados.

La búsqueda de esos materiales y los sistemas nuevos llevan consigo la idea del aprovechamiento de los recursos disponibles en el lugar, ya que el factor más importante es el económico, debido a que la mayoría de las necesidades de vivienda caen bajo la categoría de las llamadas de bajo costo.

Las unidades habitacionales comprenden una serie de elementos que pueden considerarse cada uno como un tema especial. Este trabajo se refiere al estudio de un nuevo tipo de techo motivado por el desarrollo actual de un material no convencional denominado Ferrocemento, el cual es objeto de una serie de estudios en el Centro de Investigaciones de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

El ferrocemento es un material que está siendo investigado en muchos países a causa de sus bondades y su ancho rango de aplicación. Por su flexibilidad ha sido posible su adecuación a la forma de una bóveda, cuyas características geométricas se determinan por la ecuación de la parábola, con contra flecha mínima.

Aunque sistemas de cubiertas han sido desarrollados en algunos lugares del mundo, la técnica empleada en este estudio, tiene su origen en ideas, desarrollo y

soluciones obtenidas mediante pruebas experimentales en el Centro de Investigaciones de Ingeniería.

## 2. INTRODUCCION

Un sistema de techo totalmente diferente a los empleados tradicionalmente se desarrolla en este trabajo, caracteriza al nuevo elemento no solo la forma sino la composición de los materiales utilizados.

El ferrocemento que se describirá oportunamente permite obtener espesores muy bajos, del orden de 3 centímetros, que comparado con los proporcionados con el concreto reforzado convencional representa una indudable economía de materiales y una reducción en el peso propio de la estructura.

Los factores económicos, de funcionalidad estructural como de servicio, fueron los aspectos principales en este estudio. En este sentido se trató de eliminar hasta donde fuera posible el uso de acero de refuerzo y formaletas, utilizados en losas tradicionales y que tanto encarecen los elementos.

Se construyeron cubiertas sin el uso de formaletas, usando como material de molde, capas de malla hexagonal de alambre de diámetro pequeño (comúnmente llamada de gallinero), a su vez esta constituyó el acero de refuerzo. También fueron construídas bóvedas empleando formaletas de madera contrachapeada como medio de comparación con las anteriores, tanto en comportamiento bajo carga, como apariencia y economía.

Se buscó la contra flecha más adecuada, para lo cual se observó el comportamiento experimental de bóvedas con contra flechas diferentes.

En general fueron utilizados dos tipos de mortero, uno denominado concreto liviano de pómez, al cual se le dió especial atención y el otro fué un mortero de arena de río.

Para la construcción de las bóvedas, previamente se construyeron las estructuras que habrían de soportarlas en el lugar destinado para el efecto, en el Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Finalmente fueron realizados ensayos sobre los elementos construídos, de acuerdo a procedimientos normalizados, utilizando el equipo adecuado para poder evaluar cualitativa y cuantitativamente su comportamiento.



FOTO No. 1  
BOVEDA FUNDIDA SIN FORMAleta, CON CONTRAFLECHA  
MAXIMA DE 0.15 METROS

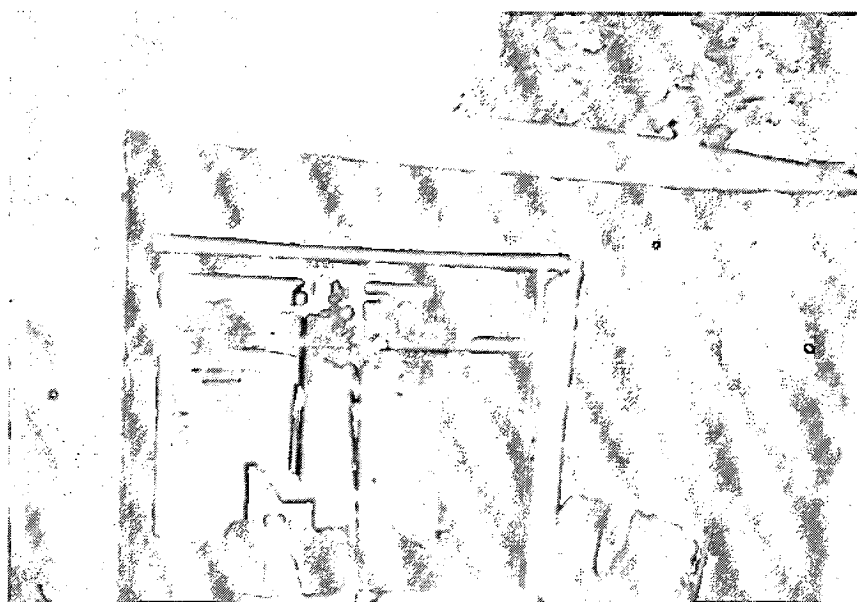


FOTO No. 2  
BOVEDA FUNDIDA CON FORMAleta, CON CONTRAFLECHA  
MAXIMA DE 0.15 METROS, DESPUES DE ENSAYADA

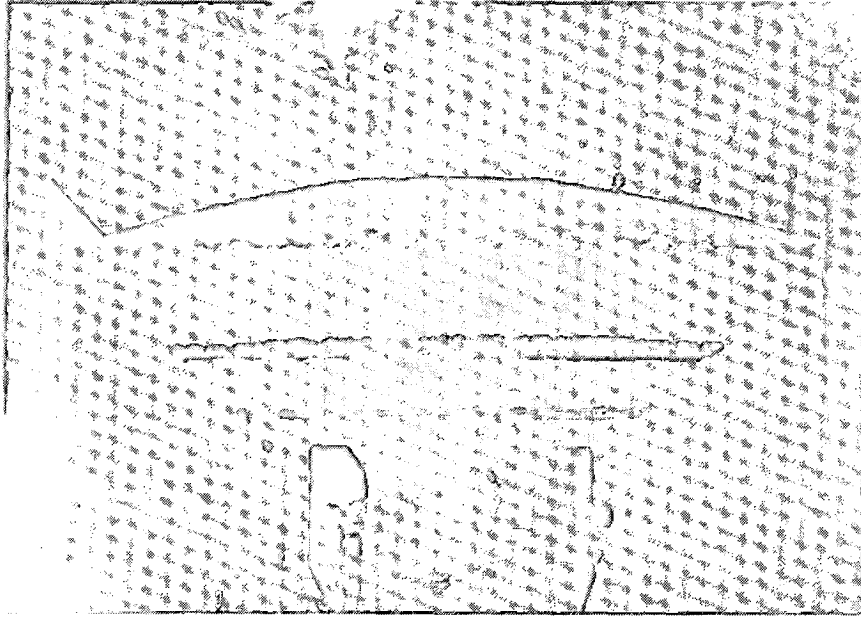


FOTO No. 3  
BOVEDA FUNDIDA SIN FORMAleta, CON CONTRAFLECHA  
MAXIMA DE 0.30 METROS

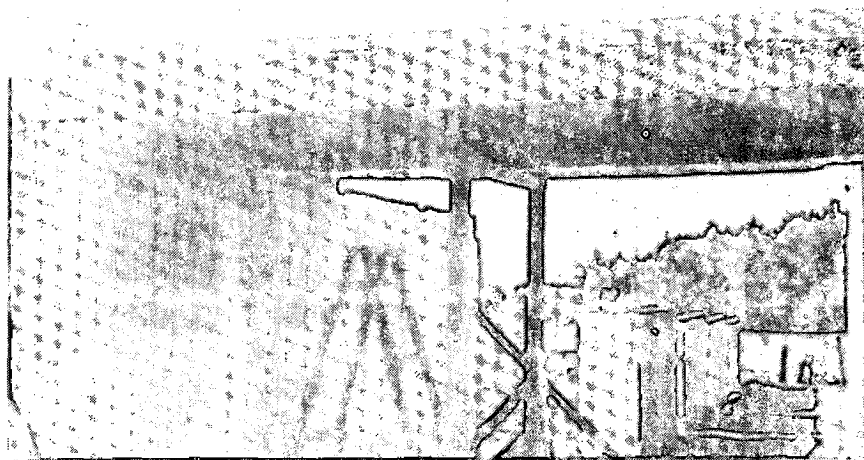


FOTO No. 4  
BOVEDA FUNDIDA SIN FORMAleta, CON CONTRAFLECHA  
MAXIMA DE 0.15 METROS, NIVELADA CON MEZCLA POBRE

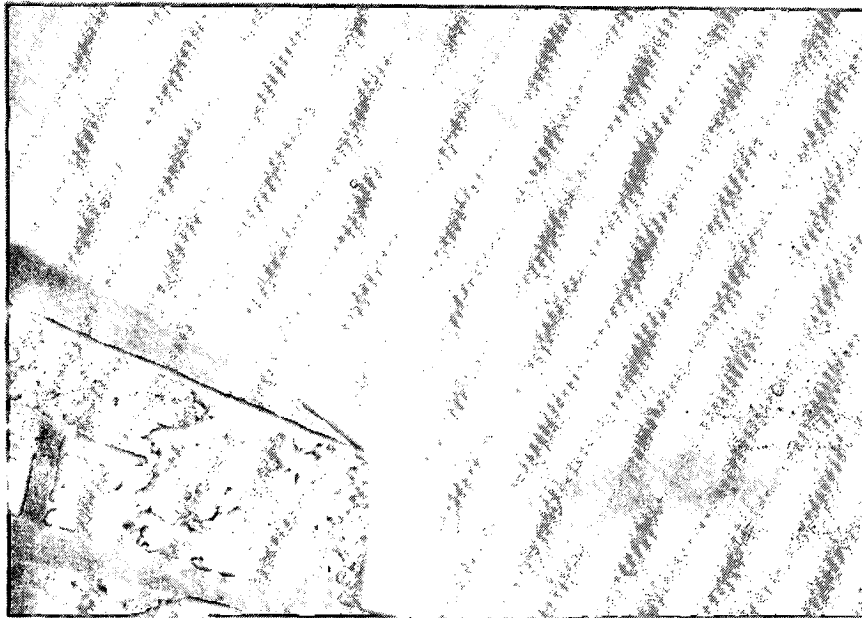


FOTO No. 5  
MURO DE APOYO E INTERIOR DE BOVEDA FUNDIDA  
CON FORMALETA

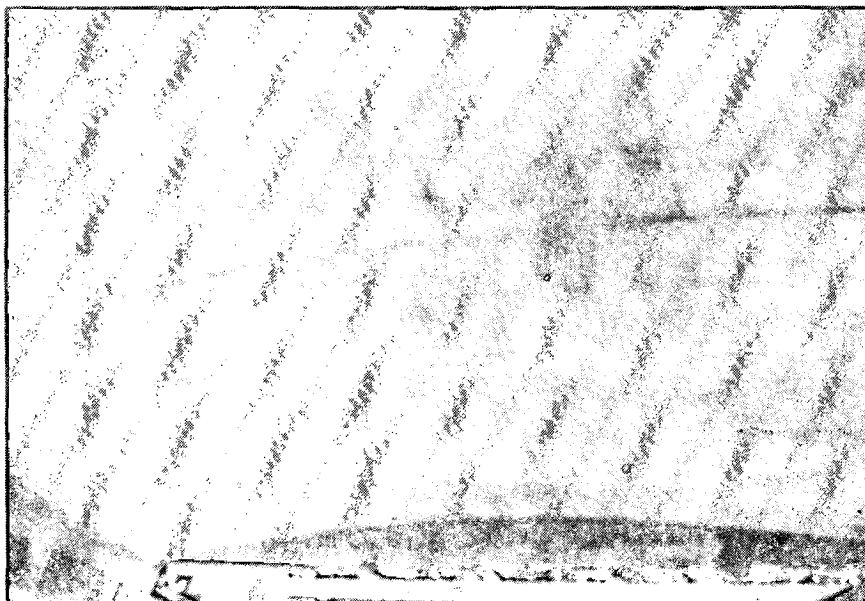


FOTO No. 6  
TIMPANO Y BOVEDA EN SU PARTE INTERIOR, CON STRUIDA  
CON USO DE FORMALETA

### 3. ANTECEDENTES PRELIMINARES

El ferrocemento es tan viejo como el concreto reforzado, pero el conocimiento de su comportamiento es aún limitado, su origen se remonta a 1849 cuando Lambot en Francia patentó el método bajo el nombre de "Ferci-ment" y construyó botes de remos. En 1887 en Holanda fue construido un bote y todavía se encuentra en uso en un estanque en el Jardín Zoológico de Amsterdam.

La idea fué revivida en Italia por el Dr. P.L. Nervi en 1940 como "Ferro-cemento" y muchas embarcaciones pequeñas fueron construídas en ese país entre 1943 y 1948. Un proceso similar fué desarrollado a partir de 1961 en Nueva Zelandia e Inglaterra.

Este material fué introducido a Estados Unidos y Canadá entre 1965 y 1967. Actualmente por lo menos 7 empresas en Estados Unidos y 4 en Canadá están dedicados a la construcción de barcos y pequeñas embarcaciones de ferrocemento.

Diversidad de usos se ha dado a este material también en Australia, Rusia, China, Vietnam, Sur-Africa, España, Francia, Corea y especialmente en Tailandia, donde se ha creado el Centro Internacional de Información del Ferrocemento como parte del Instituto Asiático de Tecnología.

El Instituto Americano del Concreto (ACI), tiene establecido el Comité 549 que se encarga de los asuntos relacionados con el ferrocemento.

Recientemente se han desarrollado muchas investigaciones sobre sus propiedades mecánicas, las cuales han proporcionado información suficiente para promover su uso



en nuevas aplicaciones que incluyen techos, paneles, silos, tanques de agua, tuberías, túneles de viento, losas de alcantarillados, etc.

En Asia sobre todo se han elaborado techos de varios tipos y se ha concluido que las estructuras han demostrado ser afectivas y adecuadas para la aplicación masiva en diversos campos de la construcción debido a que son más ligeras que otras y permiten obtener una importante economía de materiales y a la vez que se ha llegado a comprender en mejor forma sus características físicas y técnicas.

En Guatemala todo lo que existe sobre el ferrocemento es el trabajo de Tesis titulado "Estudio Sobre Ferrocemento Liviano a Base de Pómez", realizado por el Ingeniero Pablo Ocaña en el CII de la Facultad de Ingeniería, en 1979.

### 3.1- Recopilación Bibliográfica

El ferrocemento ha sido definido de diversas formas, el Comité 549 de ACI (American Concrete Institute) recientemente lo definió así: "Ferrocemento es un tipo de construcción de Concreto Reforzado de Pared Delgada, donde un mortero de cemento hidráulico es reforzado con capas de malla de pequeño diámetro. La malla puede estar hecha de un material metálico o de otros materiales convenientes".

El ferrocemento presenta propiedades diferentes comparado con el concreto reforzado convencional, las diferencias básicas son:

- El ferrocemento tiene un porcentaje por peso, más alto de acero de refuerzo.
- El refuerzo se encuentra más distribuido en el material.

De acuerdo con las investigaciones hechas en el campo del concreto reforzado, las propiedades del mismo están estrechamente ligadas con la distribución del refuerzo y con el peso del mismo. Por el uso de alambres de pequeño diámetro, la superficie específica se incrementa, la cual reduce la característica de longitud, resultando entonces disminuidos los anchos de grietas que es lo que cuenta en el bajo nivel de corrosión del refuerzo, a pesar de tratarse de espesores muy bajos.

El ferrocemento como ha sido comprobado tiene particular aplicación para estructuras de paredes delgadas, por el contrario el concreto reforzado convencional se utiliza para estructuras de mayor espesor.

La resistencia y rigidez del ferrocemento es aceptable, presenta resistencia a la corrosión y al fuego, a la acción del impacto, tensión compresión, punzonamiento y corte y lo que es muy importante, sus componentes básicos no son caros. Sin embargo en contraposición a lo anterior, requiere un alto control de calidad y las operaciones de construcción exigen alguna habilidad.

Algunos investigadores se han dedicado al estudio del comportamiento del ferrocemento en tensión y en compresión, pero el comportamiento en flexión no ha sido suficientemente investigado.

D. Logan y S.P. Shah, realizaron un estudio sobre el comportamiento del ferrocemento en flexión, basado en el ensayo de 60 vigas. El método de diseño que ellos utilizaron fue el de la Resistencia Última, los momentos últimos

fueron calculados esencialmente con base en los métodos utilizados para concreto reforzado convencional.

De acuerdo con este método de diseño, la resistencia última del concreto depende de las dimensiones de la viga, las propiedades de compresión del concreto (la resistencia a tensión del concreto es despreciada), y la cantidad, localización y características de fluencia del acero de refuerzo.

En el ferrocemento, los elementos están más reforzados y el refuerzo está más distribuido en comparación con el concreto reforzado.

La ecuación de momento último propuesto en ese estudio se considera muy - aceptable ya que la relación entre el momento experimental y el calculado fue ligeramente mayor que la unidad ( $M_U \text{ exp.} / M_U \text{ calculado} = 1.27$ , Valor Promedio).

Estudios sobre ferrocemento han sido realizados en la Unión Soviética, donde ha sido empleado desde hace varias décadas y en virtud de ello los constructores de dicho país han acumulado valiosas experiencias. La tecnología se ha extendido actualmente a diferentes esferas de la ingeniería estructural en virtud de que complejas investigaciones han demostrado las ventajas fundamentales que presenta este material respecto de otros. En los primeros años de introducción de la tecnología del ferrocemento, se construyeron estructuras para uso civil e industrial con luces desde 6 metros, sin embargo los sistemas utilizados no se ajustaron a las normas de la ingeniería convencional. Actualmente se han salvado esos problemas y se construye en serie con luces

de 24 y hasta 30 metros de tal manera que se puede afirmar que ha comenzado una nueva etapa en la construcción de estructuras de ferrocemento, ya que los métodos industriales que existen para producirlo permiten construir elementos de poco espesor y prácticamente de cualquier forma.

El Instituto Científico y de Investigación de la Construcción de Estructuras (NIISK) en Asia, ha desarrollado numerosos tipos de techos, entre los que se encuentran la construcción de cascarones de ferrocemento preesforzados de 3 metros de ancho, apoyados en muros longitudinales sin nervaduras rigidizantes transversales. Otro tipo de cubierta es el de cascarones de 2 centímetros de espesor, 6 metros de longitud y 2.40 metros de ancho, con nervaduras perimetrales de concreto armado. Así se ha concluido que todas las estructuras construidas han demostrado ser efectivas y adecuadas para la aplicación masiva en diversos campos de la construcción.

En Italia se construyó una instalación íctica en 1975, empleando cúpulas delgadas de ferrocemento (3 centímetros de espesor), lo cual solucionó un problema que existía debido al peso que debería tener la estructura. Las redes metálicas se colocaron sobre un esqueleto de tubos de acero y una serie de varillas de acero de diámetro pequeño. Para la colocación del mortero ligero no se emplearon formaletas, la rigidez necesaria durante la formación del contorno se logró con cuatro puntales situados en el interior de la estructura.

Se concluyó que los resultados son altamente satisfactorios ya que la estructura resultó económica, tiene un alto grado de impermeabilidad y se comporta suficientemente bien.

Según un estudio realizado por miembros del Comité 549 del Instituto Americano del Concreto (A C I), sobre las Propiedades Mecánicas del Ferrocemento como Material Estructural, la mecánica de éste es muy compleja a causa de la casi infinita variedad de tamaño, geometría, métodos de fabricación, orientación, cedencia y resistencia última de la malla de refuerzo disponible. La superficie específica del área de la malla de alambre parece estar en correlación con la resistencia a la primera grieta y el espaciamiento y número de grietas. Las resistencias de tensión, compresión y flexión dependen de la orientación de la malla, técnica de fabricación de la malla y su resistencia última. Parece ser que los métodos convencionales de análisis para concreto reforzado pueden ser utilizados para calcular la resistencia del ferrocemento a flexión. Sus propiedades de impacto son superiores, pero su resistencia a la fatiga por otro lado puede ser limitada.

En nuestro país actualmente se desconoce el ferrocemento como material de construcción y como cualquiera otro uso que también pueda dársele, y más aún su técnica. No existe un estudio anterior al presente sobre este material a excepción del ya mencionado con anterioridad, cuyo enfoque básico fué determinar las características físico-mecánicas del ferrocemento liviano de pómez utilizando probetas pequeñas.

Por otro lado, un arco se ha definido como una estructura que depende, usualmente, para la capacidad de soportar cargas verticales, del desarrollo de componentes de reacción horizontales, que actúan hacia el centro de la luz del arco, en los dos apoyos de los extremos.

Las bóvedas se desconoce en qué época se comenzaron a construir, pero ha tenido que ser en generaciones muy remotas, pues ya en las excavaciones practicadas en Babilonia, se encontraron piedras que tenían la forma de cuñas, en restos de puentes y canales, lo que demuestra que en esos tiempos ya se usaba. Egipto, cuna de la civilización, hace cuarenta siglos, que dejó tan portentosos y titánicos rastros, también ha demostrado que las usaba, pues en las pirámides de Ghizé, cuya construcción parece ser anterior al año tres mil a.J.C., existen bóvedas en su interior, en los sarcófagos de algunos reyes.

Los romanos, como señores que fueron del mundo, engrandecieron el desarrollo de las construcciones de bóvedas en sus templos, palacios, puentes, acueductos y arcos de triunfo. La construcción de bóvedas de cáscara a pesar de tener como remotos antecesores á bóvedas, cúpulas y semicúpulas, no es una creación exclusiva de la mente humana, sino copia de creaciones de la naturaleza tales como la cubierta del huevo, caparazón del caracol, cortezas de nueces y cocos, etc.

A partir de 1176 D.C., se empezó a incrementar la construcción de estructuras en arco en Europa, sin embargo no fue igualada la habilidad constructora de los romanos, y al igual que éstos se construía por reglas empíricas.

No fué sino hasta el año de 1773 cuando Lahire fue el primero en aplicar los principios de estática en un intento de analizar el arco, sin embargo, se consideraba a este como una estructura inelástica. En 1852, J.V.Poncelet, fue aparentemente el primero en sugerir que un arco debe considerarse

se como una barra elástica si ha de aplicarse una teoría básica. Después de él, muchos personajes se dedicaron a estudiar el arco, entre ellos Culmann quien introdujo el importante concepto del Centro Elástico, pero principalmente como resultado de los trabajos de Winkler y Otto Mohr, suplementados por pruebas cuidadosamente controladas y que fueron conducidas por la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de Austria, la teoría elástica fue finalmente aceptada para el análisis de arcos.

### 3.2- Selección del Sistema de Interes

La geometría de la parábola se seleccionó como cubierta, debido a que tiene la particularidad de absorber las cargas por compresión simple, con intervención en menor grado de la flexión y el esfuerzo cortante. Debido a esa posibilidad, los techos con simple o doble curvatura, como los arcos ó cascaras delgadas resultan más económicas en consumo de materiales.

Para apreciar en mejor forma la funcionalidad del arco, se supondrá un ejemplo, en la figura 1 se puede observar el diagrama de momentos de elementos bajo las mismas condiciones de carga.

Nótese cuan disminuídos están los momentos en el arco, lo cual redundará en menor sección y por consiguiente en mayor economía. Obsérvese también la presencia de reacciones horizontales en el arco, que es precisamente la característica distintiva de él.

Se escogió una luz en el sentido de la curvatura de 3 metros, debido a que es una dimensión comunmente utilizada en viviendas de bajo costo.

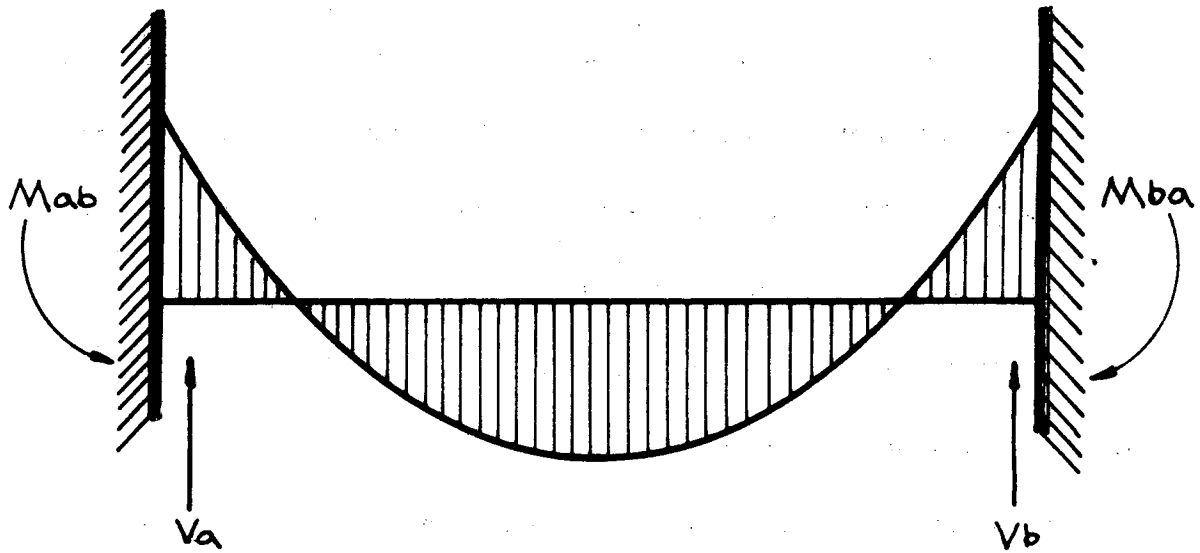


FIG. 1a

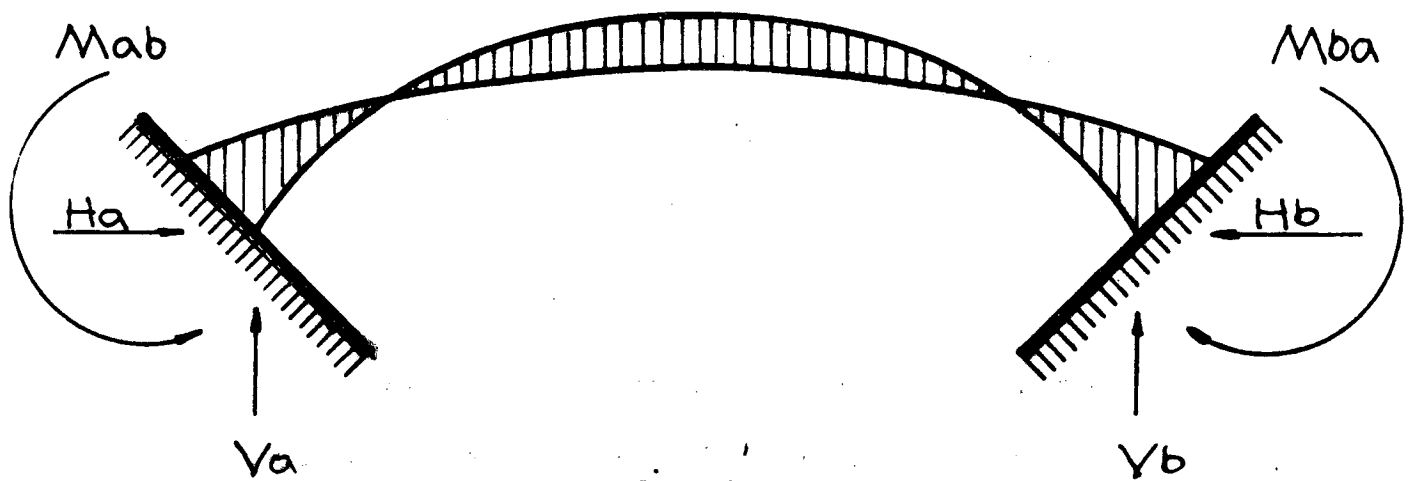


FIG. 1b



Se consideró que la contra flecha debería tener una dimensión que cumpliera con los siguientes requisitos.

- Mínima para obtener un comportamiento satisfactorio
- Máxima para obtener una buena aceptación.

Es un hecho generalmente reconocido que cuando el arco tiene una mayor relación entre la flecha y la cuerda, superior a 0.2, no se desarrolla flexión y entonces todos los esfuerzos que actúan son de compresión, en este caso la teoría indica que no existe valor de momento a lo largo de todo el elemento. Para la luz que se escogió en este trabajo, una contra flecha de 0.60 metros sería necesaria para que no se produjera flexión. Esta dimensión produce un rechazo por parte del usuario, producto de la aparencia mostrada. Ya que el éxito en la aplicación del sistema depende no solo de su buen comportamiento bajo carga y funcionalidad, sino también del grado de aceptación que tenga, se eligió una contra flecha de 0.15 metros como punto de partida.

Se consideró que podría variarse para comprobar en que medida contribuye un aumento de la contra flecha. Determinar cual podría ser la mejor según los requisitos indicados anteriormente fue uno de los objetivos de este estudio.

Se consideró evaluar la posibilidad de colocación del mortero sin formaleta, para lograr una reducción del costo. Se estimó además que sería necesario una comparación entre el comportamiento y funcionalidad de bóvedas fundidas con formaleta y sin ella, para lo cual se construyeron ele-

mentos utilizando una formaleta de madera.

Se utilizaron 2 capas de malla hexagonal de alambre, tomando en cuenta las recomendaciones dadas en el estudio realizado con anterioridad a este.

Se emplearon varillas de acero de diámetro pequeño ( $\emptyset$  1/4"), en cantidades mínimas destinadas especialmente a servir de base para dar forma al techo, principalmente en bóvedas fundidas sin formaleta.

Se utilizaron dos tipos de mortero como ya se indicó anteriormente. Cada uno de estos materiales y formas de construcción se tratarán con más detalle en el desarrollo del trabajo.

### 3.3- Programación del Trabajo a realizar

El programa que se planteó al inicio del presente trabajo es el siguiente:

#### 1. Bóvedas apoyadas en Sentido Longitudinal Fundidas sin Formaleta.

##### 1.1- Contra flecha de 0.15 metros.

1.1.1- Ferrocemento con Concreto Liviano de Pómez

1.1.2- Ferrocemento con mortero de Arena de Río

##### 1.2- Contra flecha de 0.30 metros

1.2.1- Ferrocemento con Concreto Liviano de Pómez

1.2.2- Ferrocemento con mortero de Arena de Río

#### 2. Bóvedas Apoyadas en Sentido Longitudinal Fundidas con Formaleta

##### 2.1- Contra flecha de 0.15 metros

2.1.1- Ferrocemento con Concreto Liviano de Pómez

2.1.2- Ferrocemento con mortero de Arena de Río

##### 2.2- Contra flecha de 0.30 metros

2.2.1- Ferrocemento con Concreto Liviano de Pómez

2.2.2- Ferrocemento con mortero de Arena de Río

Dentro de este programa quedaron comprendidos también otros tipos de techos, apoyados en cuatro puntos, de doble curvatura, así como también

elementos prefabricados.

Por la naturaleza del trabajo no fue posible seguir exactamente el orden planteado, ya que con el avance en la construcción y ensayos y con base en la interpretación de los mismos, se estimó que era conveniente la experimentación con elementos que tuvieran las modificaciones que pudieran conducir a mejorar el comportamiento en todos los aspectos.

Puesto que la técnica del ferrocemento en Guatemala es desconocida, a esto se agrega que el comportamiento del mismo no está definitivamente conocido, y que el uso de concretos livianos que seguramente en ninguna otra parte del mundo se han usado para fabricar Ferrocemento, se optó por una evaluación de resultados de sistemas creados en forma práctica.

Por lo expuesto anteriormente, la investigación presentó desde sus primeros pasos, una serie de variables que merecen cada una de ellas una atención muy especial. Este condujo a que el programa planteado inicialmente fuera muy flexible.

#### 4. CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE APOYO

Previo a la construcción de las bóvedas, se construyeron las estructuras sobre las cuales se apoyaron. Estas estructuras están constituidas por los muros de mampostería y las vigas laterales que se describirán más adelante.

##### 4.1- Selección del Area de Trabajo

La construcción de los elementos ensayados, se realizó en el lugar destinado para los estudios de investigación en la Facultad de Ingeniería. El espacio físico ocupa un área aproximada de 54 metros cuadrados.

##### 4.2- Construcción de Muros

Muros de mampostería fueron utilizados para apoyar las bóvedas, tal como se ilustra en la Foto No. 6. Se construyeron 4 muros de siete metros de largo, con block de 20 x 20 x 40 cms, cada uno de ellos independientemente. Cada par de muros se levantó dejando una luz libre entre ellos de 3 metros, que constituye la luz de la bóveda.

La construcción de los muros comprendió el trazo en el terreno, elaboración de zanjas, armado y fundición de cimientos, columnas y soleras y levantado de paredes.

##### 4,3- Construcción de Vigas Laterales

Ensayos sobre bóvedas construidas con apoyo en los muros únicamente fueron realizados. Se consideró que era necesario observar el comportamiento de bóvedas apoyadas en sus cuatro lados, para establecer una comparación con las anteriores. Para poder contar con apoyo en los cuatro lados, se construyeron vigas entre los muros de mampostería, como puede observarse en la

Foto No. 6. Se puede decir que el sistema de apoyo así proporcionado, es el mismo que sucede en cualquier ambiente en una vivienda.

## 5. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

El sistema constructivo presenta especial interés en este trabajo. La construcción de bóvedas de ferrocemento requiere como ya se dijo anteriormente cierto grado de habilidad o por lo menos de ejercicio, esto es ciertamente un inconveniente ya que se tendrá que preparar personal para realizar su ejecución. Sin embargo cuando ya se tiene un cierto grado de familiarización, el proceso no es difícil. Cada uno de los sistemas utilizados fueron objeto de discusión y planteamiento previa.

### 5.1- Alternativas del Sistema Constructivo

En el desarrollo del trabajo se consideraron en general dos alternativas:

- 5.1.1- Bóvedas Fundidas sin Formaleta
- 5.1.2- Bóvedas Fundidas con Formaleta

#### 5.1.1- Bóvedas Fundidas sin Formaleta

Se trató de evitar en la medida que fuera posible, el uso de madera para formaleta, ya que incrementa en gran escala el costo de los techos. Los sistemas utilizados se describen a continuación.

##### 5.1.1.1- Curvatura obtenida sobre apoyos puntuales

Para proporcionar la forma deseada se utilizaron apoyos puntuales en la parte inferior, los cuales fueron colocados por debajo de las varillas de diámetro pequeño ( $\emptyset$  1/4"), espaciados a  $L/4$  en el sentido de la curvatura ( $L$  = Luz de la bóveda), y en el sentido longitudinal a  $L'/3$  ( $L'$  - longitud de la bóveda). Fueron utilizados para proporcionar los apoyos, un total de cua-

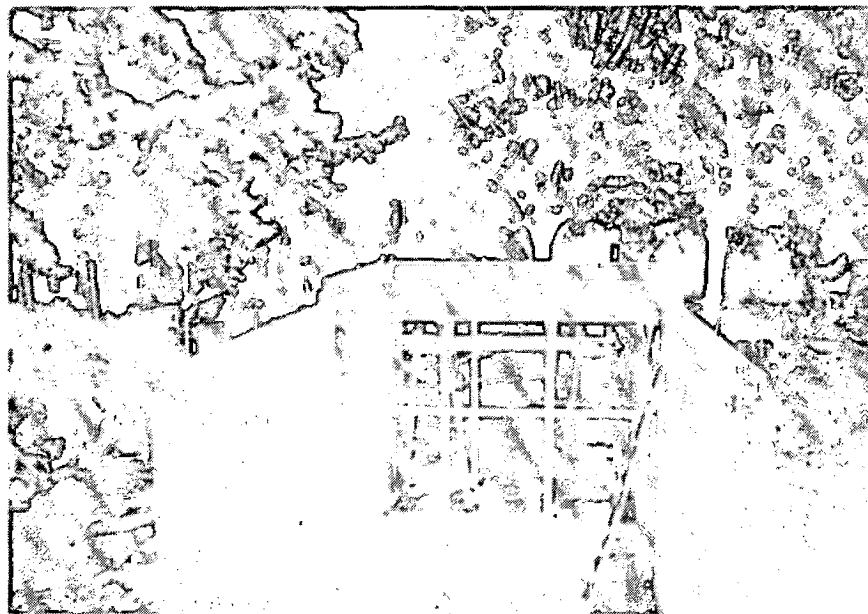


FOTO No. 6

CONSTRUCCION DE VIGAS LATERALES Y  
ESTRUCTURAS DE APOYO

tro paralelos como los ilustrados en la figura No.2. La rigidez necesaria para soportar el peso del mortero fresco fue proporcionada por las varillas y las capas de malla.

El resultado de las bóvedas así fundidas no fue aceptable, ya que cuando se fundió, el peso del concreto formó bolsas de material, lo cual originó una superficie muy irregular, la apariencia entonces no fue buena y hubo exceso de filtraciones, a esto se agregó el desperdicio de material fresco por la abertura de la malla, el cual se estimó en un 10 a 15% del volumen total de la mezcla de la primera capa. El comportamiento bajo carga sin embargo fue satisfactorio

#### 5.1.1.2 Curvatura obtenida sobre apoyos en sentido longitudinal

En vista que debía mejorarse de alguna manera el sistema de apoyo de la bóveda, se utilizaron apoyos espaciados a  $L/4$  en toda la longitud, como se muestra en la Figura No. 3.

Los resultados mejoraron notablemente tanto en apariencia impermeabilidad, como en comportamiento bajo carga, sin embargo no fueron del todo satisfactorios.

"h" Y "h'" OBTENIDAS DE LA  
ECUACION DE LA PARÁBOLA.

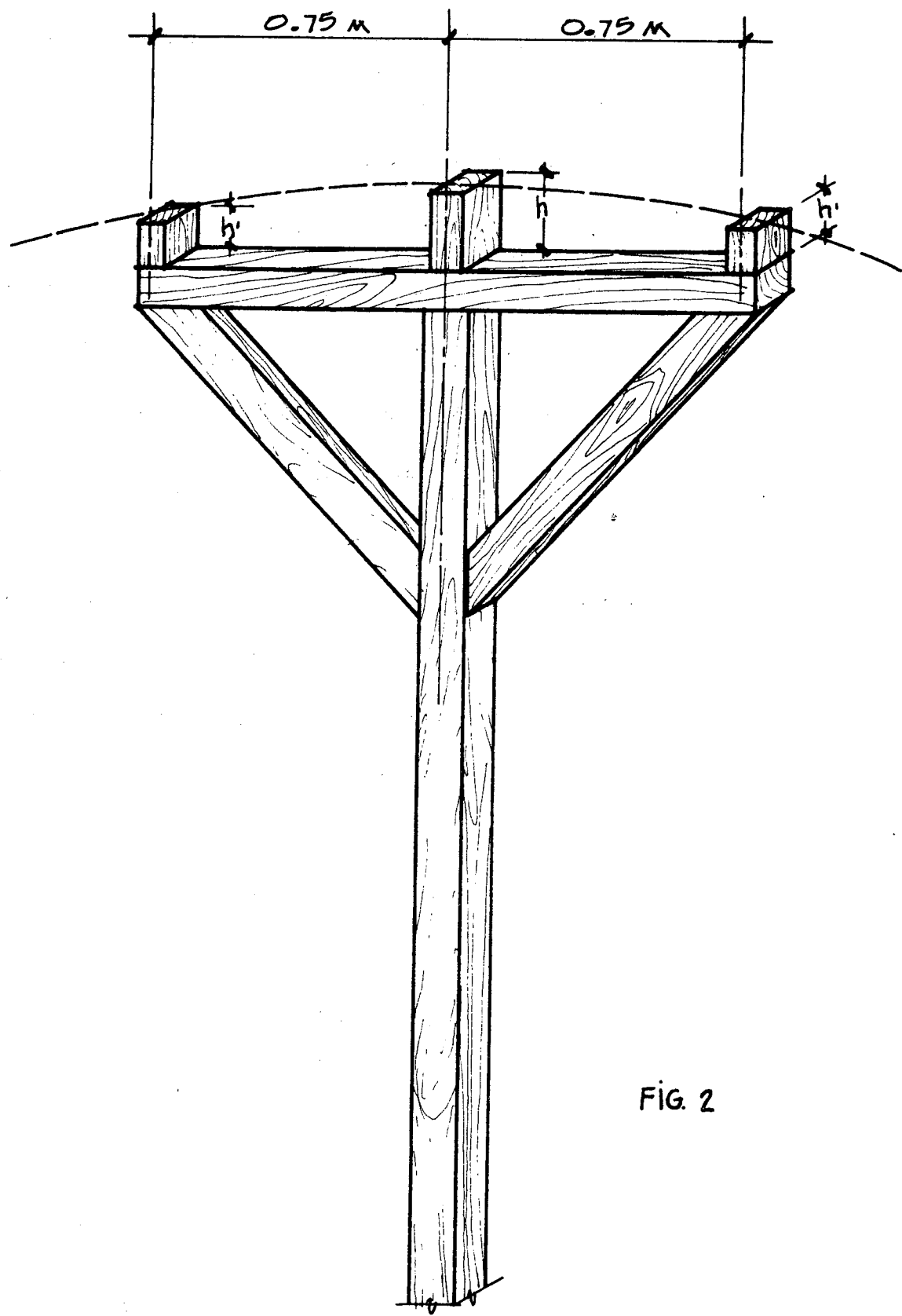


FIG. 2



En este sistema, la cantidad de madera utilizada se ve limitada a seis piezas de madera de 3" x 3" x 12' y dos tablas de 1" x 12" x 8".

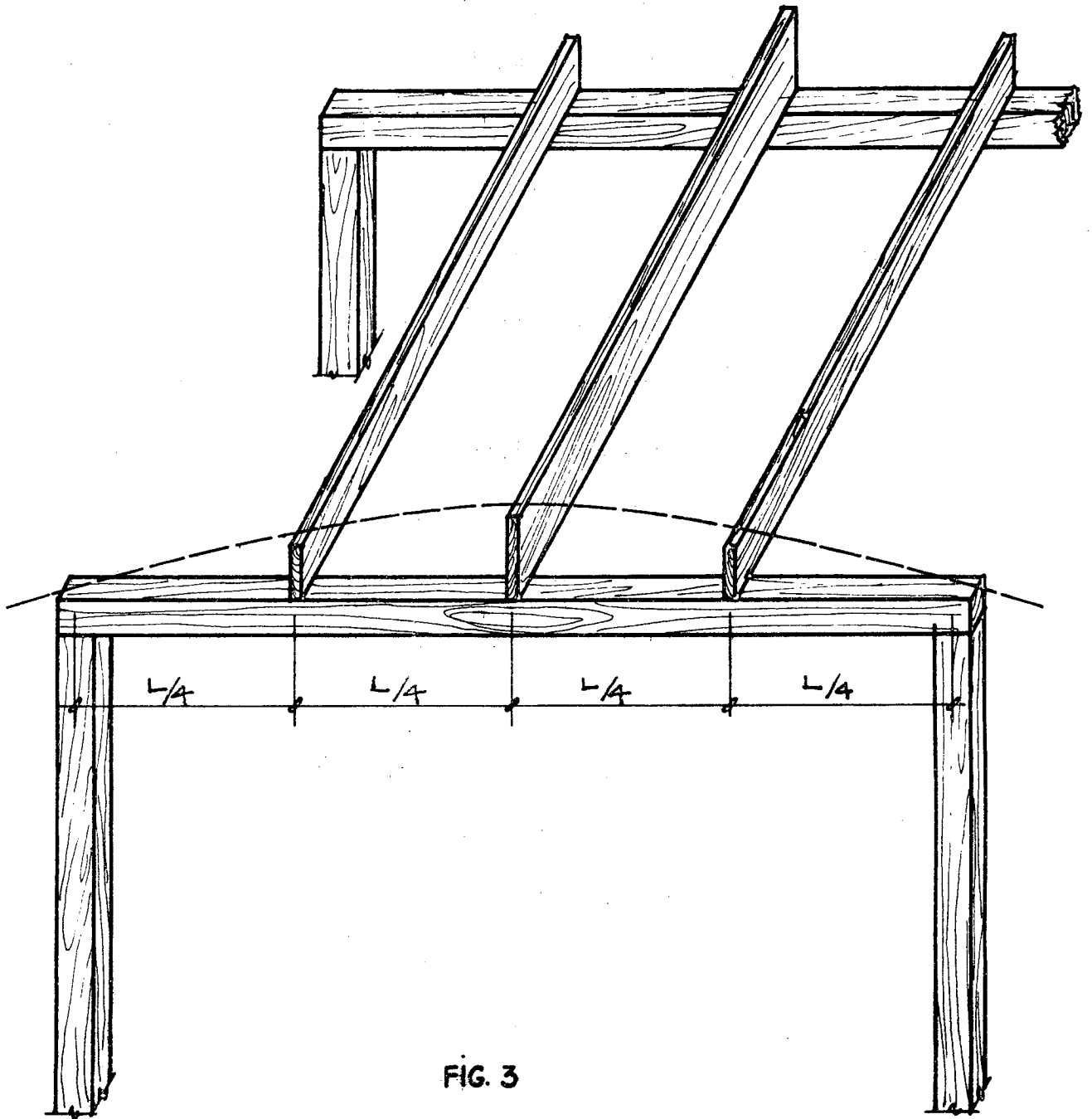


FIG. 3

#### 5.1.1.3- Curvatura obtenida sobre apoyos en sentido longitudinal utilizando un módulo de madera

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en ensayos anteriores, se consideró incrementar el número de apoyos para mejorar la curvatura, además se concluyó que era más fácil construir un módulo en taller y colocarlo después en el lugar destinado.

Este módulo mejoró bastante la curvatura y facilitó a la vez las operaciones de armado y fundición. En todos estos sistemas que no utilizaron una formaleta total se creó la necesidad de utilizar un andamio auxiliar para poder efectuar las maniobras de colocado y tensado de la malla y al mismo tiempo de fundición. Una ilustración del módulo mencionado puede verse en la Figura No. 4.

Aunque la madera utilizada con este módulo se incrementó, puede considerarse que existe todavía una buena economía en ese sentido.

Puede notarse en la gráfica que este módulo es la estructura de una formaleta y únicamente le hace falta un pliego en la parte superior.

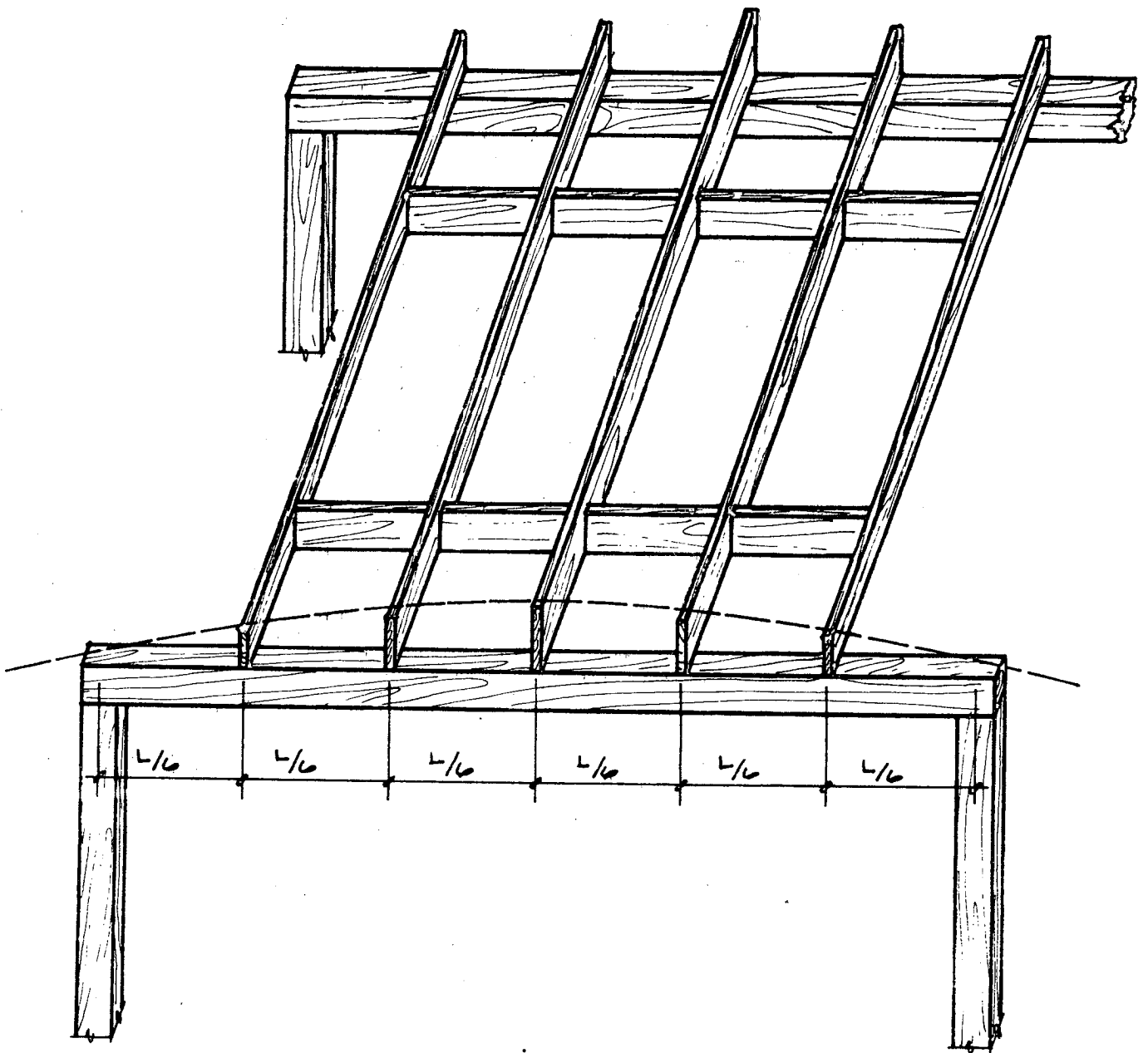


FIG. 4

En todos los casos de bóvedas fundidas sin formaleta, se presentaron los problemas de irregularidad de la curvatura, filtraciones debido a la falta de compactación de la mezcla, pérdida del mortero por los agujeros de la malla dificultad de operación y no ofrecieron facilidades para su curado. Por otro lado, en el peor de los casos, el comportamiento bajo carga resultó ser satisfactorio, como se puede observar en los cuadros de resultados y las gráficas de carga-deflexión correspondientes.

#### 5.1.2- Bovedas Fundidas con Formaleta

Para determinar en forma práctica, si era conveniente el uso de la formaleta, tomando en cuenta los beneficios logrados y el incremento del costo, se construyeron bóvedas utilizando una formaleta de madera contrachapeada.

##### 5.1.2.1- Curvatura obtenida con formaleta de madera contrachapeada

La formaleta utilizada, se proyecta para ser empleada un número indeterminado de veces, por tal motivo se trató de hacer de ella, módulos que fueran fácilmente colocados y removidos. De tal modo que la que más se adaptó fue la que se construyó en dos módulos de 1.50 metros de ancho y 3.00 metros de luz en el sentido de la curvatura. Según esto el área cubierta por la bóveda fue de 9 metros cuadrados.

Para obtener la curvatura deseada, se emplearon cerchas de pino rústico, sobre las cuales fueron colocados plie-

gos de madera contrachapeada. En las figuras 5 y 6 se puede apreciar la formaleta empleada.

En todos los casos de utilización de formaleta, se empleó una contra flecha de 0.15 metros. En la figura No. 5 se observa la formaleta completa, ésta fue apoyada en paraleles también de madera. En la Figura No. 6 se aprecia la estructura de la formaleta constituida por las cercas y los elementos que las enlazan.

El material empleado para la construcción del sistema total de formaleta fue el siguiente:

13 tablas de 1" x 12" x 10'

12 paraleles de 3" x 3" x 8'

4 pliegos de madera contrachapeada de 4' x 8' x 1/4"

3 libras de tachuelón

3 libras de clavo de 4"

Los resultados obtenidos con este sistema fueron bastante satisfactorios, el acabado obtenido es muy bueno como puede apreciarse en las fotografías, su capacidad de resistir cargas es muy aceptable como puede verse en los cuadros de ensayo y gráficas correspondientes y se solució casi totalmente el problema de filtración.

CERCHAS DE MADERA DE 1" DE ESPESOR

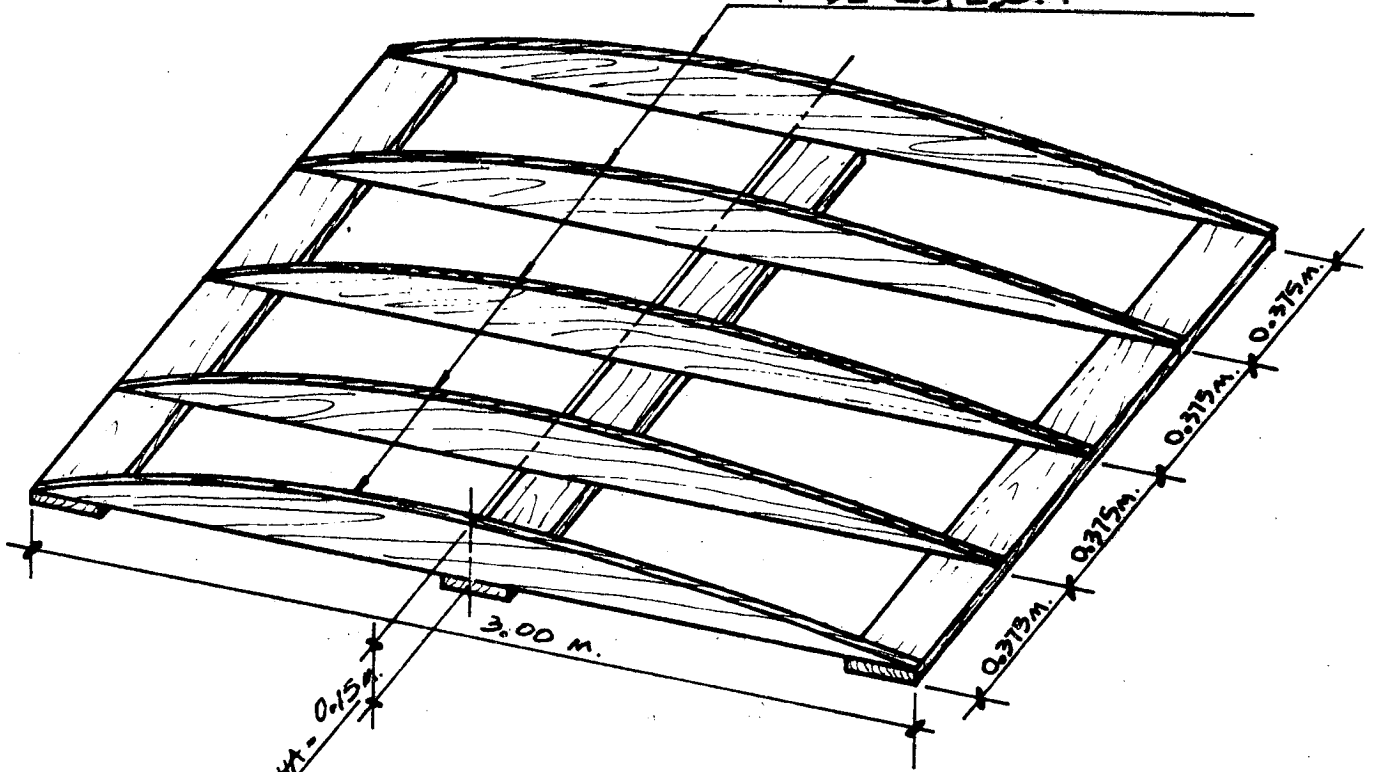


FIG. 5

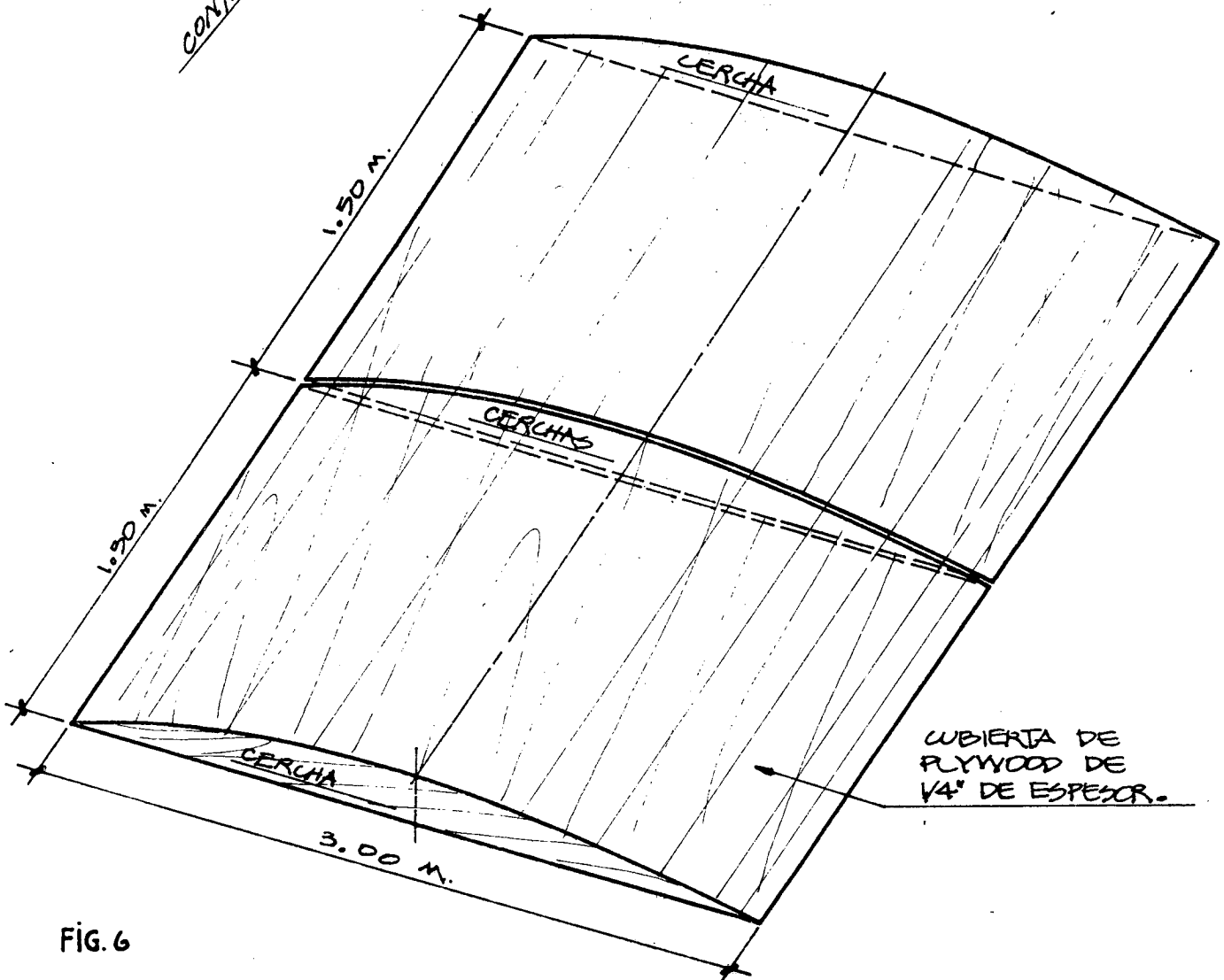


FIG. 6

Los principales materiales utilizados en la construcción de las bóvedas fueron cuatro; concreto liviano de pómez, mortero de arena de río, acero de refuerzo, malla hexagonal de alambre, cada uno de ellos se describirá en seguida.

#### 5.2.1- Concreto liviano de pómez

Se dió especial atención al concreto liviano a base de pómez, se entiende por tal a una mezcla de arena pómez, cemento y agua, con la inclusión de algún aditivo (inclusor de aire) para mejorar su trabajabilidad. La pómez es un material que se encuentra abundantemente en el valle de la ciudad de Guatemala y en general en todo el país, especialmente las regiones occidental y central. A causa de su gran disponibilidad, su costo es bajo. Por sus propias características es un material de peso muy bajo, lo que favorece la capacidad de soportar cargas ya que el peso propio del elemento se reduce considerablemente, posee además cualidades de aislamiento térmico y acústico.

El grado de fineza de la arena tiene gran importancia en el ferrocemento ya que por los espesores reducidos, debe guardarse una relación adecuada entre el espesor y el tamaño de los granos. Mientras más fino sea el agregado, se podrá obtener mezclas más densas y mejorar la calidad del ferrocemento. En este trabajo la pómez utilizada fue toda aquella que pasó por el tamiz de 1/4".

Para determinar la trabajabilidad se tomó en cuenta el contenido de agua y la plasticidad, para evitar la reducción del esfuerzo a compresión y la disgregación de la mezcla. Para lograr una mejor trabajabilidad se utilizó un aditivo inclusor de aire, con una dosificación de 2 onzas por saco de cemento, este aditivo se encuentra preparado en el comercio o es posible su preparación muy fácilmente.

El grado de consistencia de la mezcla se estableció de manera práctica de tal forma que el concreto pudiera colocarse con facilidad y penetrara sin mayor dificultad por los agujeros de la malla de refuerzo.

En las bóvedas fundidas sin formaleta se utilizaron fibras vegetales de aproximadamente 4 centímetros de longitud para ayudar al sostenimiento de la mezcla sobre la malla de refuerzo y evitar así un mayor desperdicio de concreto. Se pensó además que estas fibras podrían ayudar al mortero a resistir esfuerzos de tensión.

La proporción utilizada para el concreto de pómez fue de 1:2 en peso, con la cual, ensayando cubos de 5 cm x 5 cm x 5 cm, se obtuvieron resistencias a la compresión, a los 28 días, que van desde 108 hasta 135 kilogramos por centímetro cuadrado. La proporción fue seleccionada atendiendo a las recomendaciones propuestas en estudios anteriores.



### 5.2.2- Mortero de Arena de Río

La resistencia utilizando morteros de arena de río se incrementa no tablemente comparándola con la obtenida con concreto liviano, fa voreciendo así las propiedades del ferrocemento. Por otro lado es te mortero tiene la desventaja que es más pesado, su costo es más elevado, con el agravante que su disponibilidad es mucha menor que la pómez y en algunas regiones del país su obtención es costo sa. Esta última restricción es la que mayor significado tiene por los gastos de transporte que pudiera requerir en algunas zonas.

Se utilizaron también fibras vegetales en bóvedas fundidas sin formaleta para poder colocar el mortero con mayor facilidad y reducir las pérdidas. Por el peso propio de este mortero, las fibras constituyeron un medio bastante apropiado, para sostener el mortero entre los agujeros de la malla.

La arena de río utilizada en este trabajo fue toda aquella que pasó por el tamiz de 1/4".

El control de calidad del mortero es una operación de especial aten ción, una sobredosificación de agua puede reducir grandemente la resistencia a compresión.

### 5.2.3- Acero de Refuerzo

La malla de refuerzo utilizada que se describe en el numeral siguien te, está formada por lienzós bastante flexibles, de tal forma que pa ra obtener una rigidez que permitiera a esta, sostener de un modo

satisfactorio el mortero durante la fundición, fue necesario colocar varillas de diámetro pequeño ( $\emptyset$  1/4") a 0.33 m en el sentido de la curvatura y a 0.60 metros en el sentido longitudinal.

Las varillas de acero empleadas están entonces destinadas a servir simplemente como elementos de apoyo de la malla de refuerzo y constituyen partes rigidizantes de la armadura para obtener la curvatura deseada, en bóvedas fundidas sin formaleta. Además constituye una especie de esqueleto con la cual se le puede dar cualquier forma, característica propia del Ferrocemento. En bóvedas fundidas con formaleta, las mismas varillas fueron colocadas.

En las bóvedas apoyadas en dos lados únicamente, se emplearon varillas de  $\emptyset$  1/4" en la parte inferior de los tímpanos, para absorber los esfuerzos de tensión debidos al empuje lateral producido por las cargas. La figura número 7 es una ilustración del colocado del refuerzo.

#### 5.2.4- Malla hexagonal de alambre

Con base en el estudio anterior realizado sobre el Ferrocemento, en el Centro de Investigaciones de Ingeniería, por la economía, flexibilidad y propiedades que presenta, se decidió usar como refuerzo la malla hexagonal (popularmente llamada de gallinero), en dos capas.

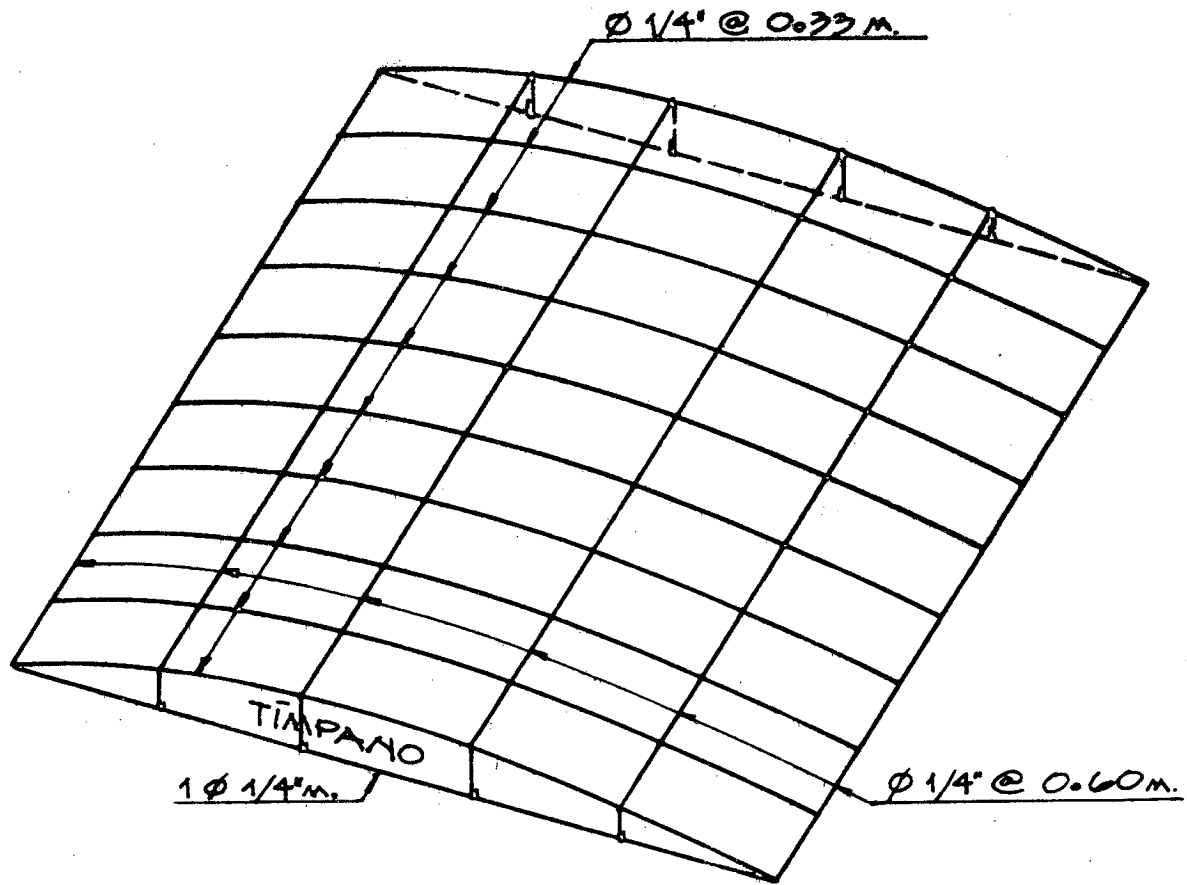


FIG. 7

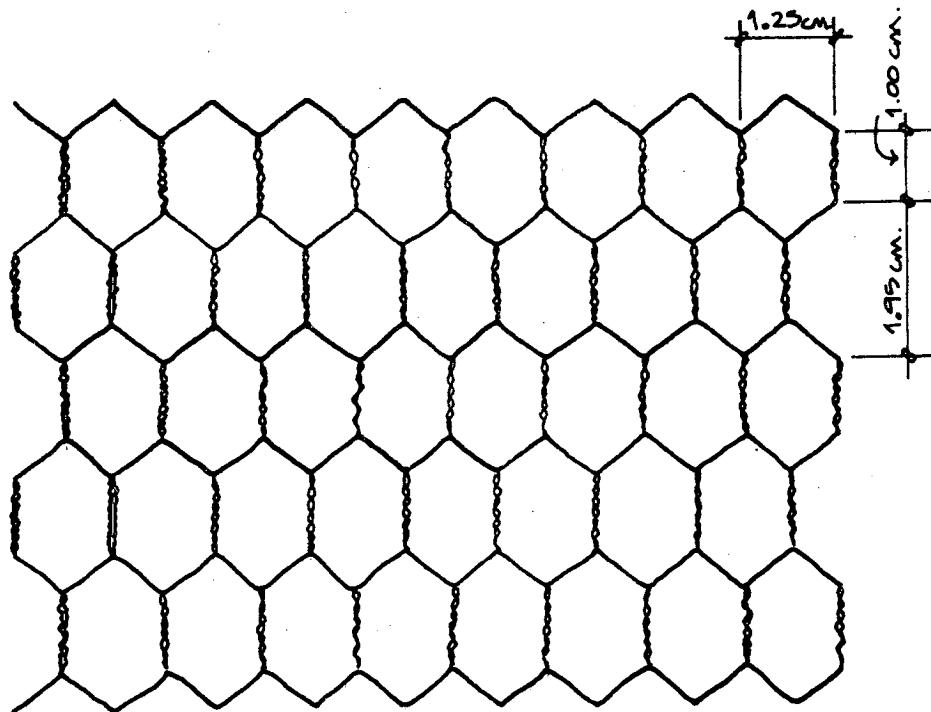


FIG. 8

Las características que presenta la malla son las siguientes:

Area del alambre:	0.0033167	cm <sup>2</sup>
Esfuerzo Máximo Promedio del alambre:	3.919.7	kg/cm <sup>2</sup>
Peso por Unidad de Superficie:	0.60	kg/m <sup>2</sup>
Número de Alambres por Unidad de Longitud:	151	alambre/m

En la figura Número 8 se puede apreciar la forma y dimensiones de los agujeros de la malla hexagonal.

No fue posible establecer curvas de esfuerzo-deformación de la malla, debido a las características de fábrica que presenta y por la carencia de un equipo adecuado, tanto de aplicación de carga como de medición de deformaciones.

La malla Hexagonal en el ferrocemento, está destinada a absorber los esfuerzos de tensión que no puede resistir el mortero, cuando el elemento ya está construido, ya sea bajo la acción de cargas externas o por el peso propio. En bóvedas fundidas sin formaleta, se utilizó también como medio para sustentar el mortero fresco.

### 5.3- Construcción de las Bóvedas

Por el tipo nuevo del sistema, se realizó la construcción de las bóvedas, experimentando en forma directa y atacando los problemas que surgieron.

Previo a la construcción del primer techo, se experimentó con una especie de modelo para tener idea de como funcionaba, especialmente en lo que se refiere a la colocación del mortero en bóvedas que no utilizaron formaleta.

### 5.3.1- Preparación del refuerzo

Esta etapa comprendió los pasos siguientes:

- a) Cortado de la malla: fueron cortados lienzos con una longitud de 3.60 metros, esta incluye la longitud sobre la curvatura y la necesaria para anclar en la solera superior. El ancho de los lienzos es el que se obtiene en el comercio (0.91 metros).
- b) Colocado de la primera capa de malla: los lienzos de malla se colocaron en el sentido de la curvatura, dejando un traslapo de aproximadamente 0.05 metros entre cada par de ellos. La malla utilizada incluye también el refuerzo necesario en los tímpanos. La primera capa de malla fue colocada sobre los apoyos puntuales, longitudinales o formaleta, según el caso.
- c) Colocado de las Varillas de soporte: se realizó entre las dos capas de malla para lograr mayor efectividad. La longitud de las varillas fue de 3.60 metros en el sentido de la curvatura y en el sentido longitudinal varió según el caso. Estas varillas fueron ancladas en las soleras superiores de los muros.

En este paso se colocaron también varillas tensoras en los tímpanos. Para mayor ilustración, ver Fotos 7, 8 y 9.

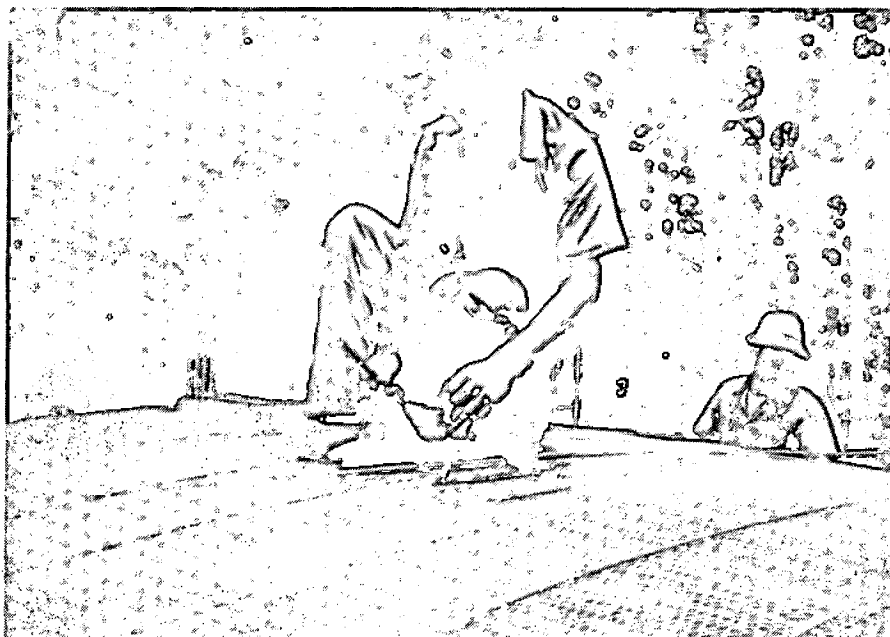


FOTO No. 7  
COLOCADO DEL REFUERZO EN BOVEDAS FUNDIDAS CON FORMAleta

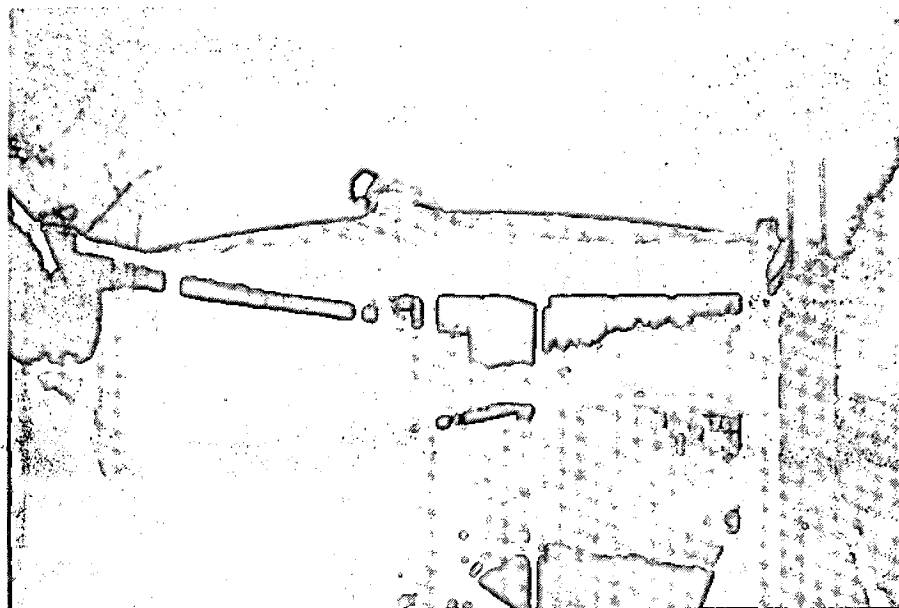


FOTO No. 8  
COLOCACION DE FORMAleta Y MALLA DE REFUERZO



FOTO No. 9  
COLOCACION DE MALLA DE REFUERZO Y VARILLAS

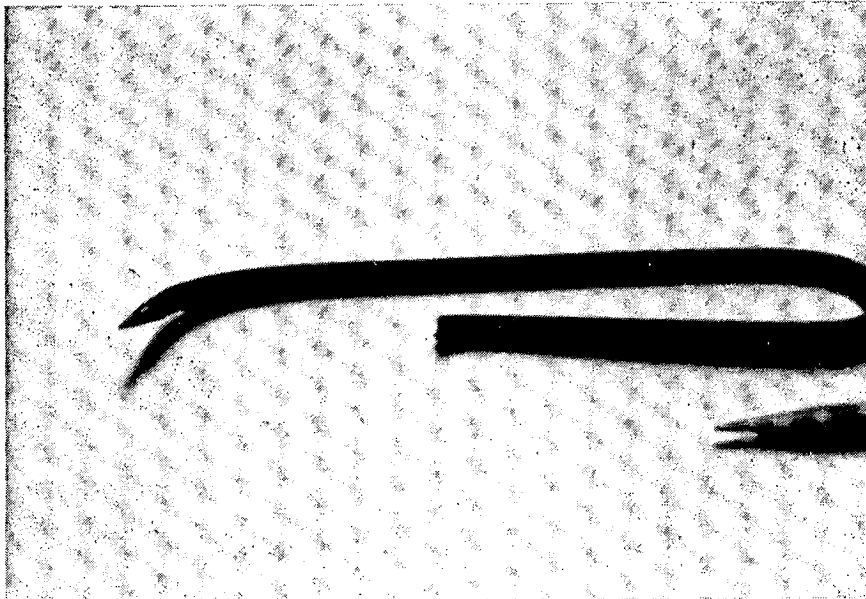


FOTO No. 10  
GANCHO PARA TENSAR LA MALLA DE REFUERZO

d) Colocado de la Segunda capa de Malla: después de la colocación de los soportes, fué colocada la segunda capa de malla de refuerzo dejando siempre traslapes de 0.05 metros entre cada lienzo. Se trató que los traslapes de cada capa quedaran en lugares distintos para tener una distribución mejor del refuerzo y además evitar problemas durante el colocado del mortero.

En las dos capas se extendió la malla hasta donde fuera posible, con el objeto de obtener una superficie pareja que favoreciera la posición en el lugar preciso y la disposición del concreto.

e) Tensado del Refuerzo: A pesar que la malla se extendió, se observó que era necesario tensarla por algún medio. Debido a ello se construyeron ganchos especiales que se adecuaron a esa tarea. La fotografía No. 10, muestra uno de estos instrumentos.

La construcción de estos ganchos es muy sencilla, comprende el cortado de la pieza, el dobles del mango y el esmerilado de la punta. Varillas de acero de 1/4" fueron cortadas y utilizada para el efecto. Instrumentos parecidos han sido utilizados en otros lugares donde se construyen elementos con ferrocemento.

La operación del tensado consiste en tomar con la punta del gancho, un alambre de la capa de malla inferior, pasarlo por encima de un alambre de la malla superior y darle una vuelta. Queda así una especie de entorchado entre las dos capas, lo cual las une y deja una superficie pareja. Los espacios entre los alambres



de la malla son entonces más reducidos, favoreciendo la fundición del elemento, cuando no se usa formaleta, siendo entonces menores las pérdidas de concreto. Esta operación se realizó - aproximadamente 25 veces por metro cuadrado y su ejecución es sumamente sencilla.

### 5.3.2- Colocación del Mortero

En el colocado del mortero o concreto, según el caso, se presentaron en general dos casos totalmente distintos:

- a) Colocado del mortero sin formaleta (ver Foto No. 12)
- b) Colocado del mortero con formaleta (ver Foto No. 11)

Para el caso "a", una primera capa de mezcla fue colocada sobre la malla con una presión mínima, para reducir las pérdidas. Inmediatamente después fué colocada la segunda capa, con lo que se completó la fundición. Este método presentó problemas, en especial los que se mencionan a continuación:

- Hubo desperdicio de mezcla por los agujeros de la malla.
- la compactación de la mezcla no fué buena, esto se debió a las características del sistema, lo cual originó posteriormente filtraciones.
- La superficie ofrecida finalmente no fue muy regular, se formaron bolsas de concreto entre los puntos de apoyo, lo que dió origen a espesores irregulares.
- la operación de curado se dificultó.

Estos problemas fueron contrarrestados utilizando las siguientes técnicas:

- Para evitar o reducir los desperdicios de mezcla, se agregó a ella, pequeñas fibras vegetales, en una proporción de 0.6% en peso, el cual fue utilizado en la primera capa únicamente. La resistencia a compresión de la mezcla con fibras, se redujo según lo demostraron los ensayos realizados en probetas estandarizadas.
- Una mezcla pobre fue colocada como relleno sobre la superficie de la bóveda, siete días después de su fundición, esto contribuyó a mejorar su capacidad, apariencia y proporcionó la horizontalidad para su ensayo, sin embargo las filtraciones no fueron eliminadas.
- Para resolver el problema de filtraciones se aplicaron algunas soluciones basadas en recomendaciones dadas por publicaciones de tecnología apropiada, sin embargo no se profundizó en el problema y los resultados no han sido totalmente satisfactorios.

En todas las bóvedas fundidas sin formaleta, se colocó posteriormente una capa de mortero en la parte inferior para complementar el grosor del techo, recubrir la malla de refuerzo y darle un mejor acabado.

Para el caso "b", la mezcla se colocó sin mayor problema, compactando el concreto manualmente presionándolo contra la formaleta o bien utilizando un vibrador de una pulgada de diámetro. En ambos casos, si la consistencia de la mezcla es adecuada, se logra una buena compactación. Cuando se usa el vibrador la operación se facilita obteniendo una mejor compactación si se emplea en la forma adecuada.

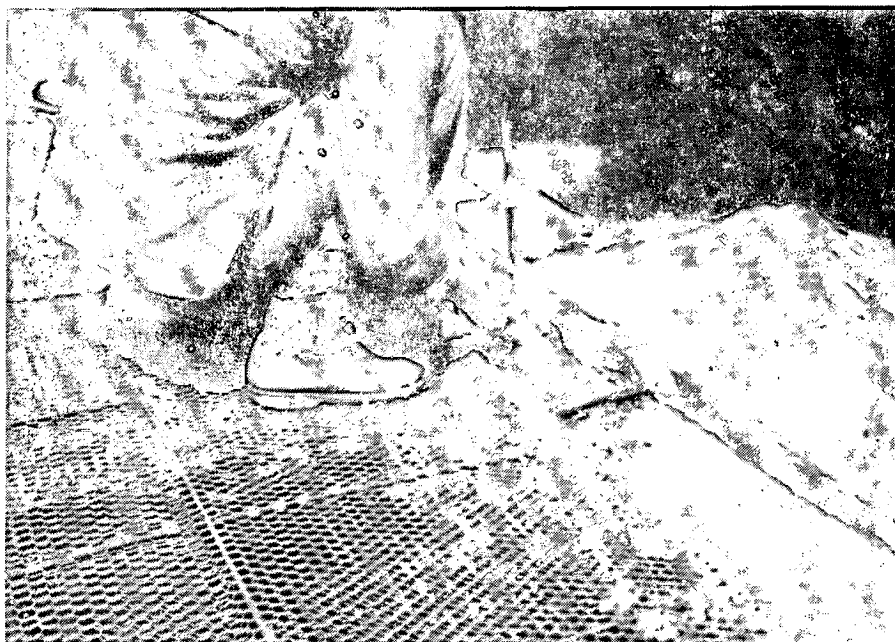


FOTO No. 11  
COLOCACION DEL CONCRETO EN LA SOLERA SUPERIOR,  
BOVEDA FUNDIDA CON FORMALETA

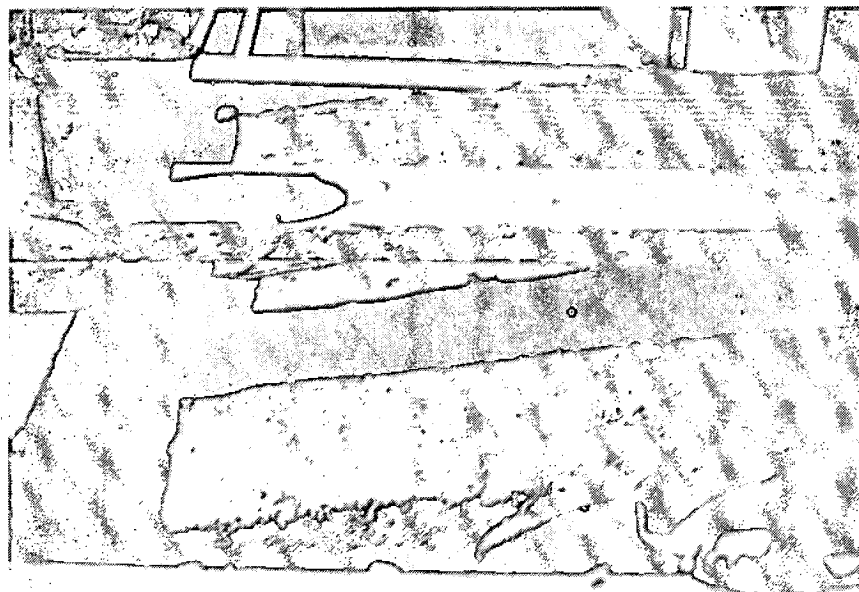


FOTO No. 12  
COLOCACION DEL CONCRETO EN LOS TIMPANOS, FUNDICION SIN  
FORMALETA. NOTESE ADICION DE FIBRAS VEGETALES

Las soleras superiores de los muros también fueron fundidas con la misma mezcla utilizada para las bóvedas para obtener un elemento monolítico.

Después de colocado el mortero, se curaron los techos por 7 días consecutivos, para evitar agrietamiento, y al mismo tiempo favorecer la hidratación del cemento. El curado se realizó colocando ladrillos de barro cocido en el perímetro de la bóveda y llenando con agua en el interior.

#### 6. DESCRIPCION DEL TRABAJO REALIZADO

Un total de 10 bóvedas fueron construídas, 5 de las cuales se construyeron sin formaleta y las otras 5 utilizaron una formaleta de madera. Las características de cada una de ellas se detallan en el cuadro No. 1.

**CUADRO No. 1**  
**DESCRIPCION DEL TRABAJO REALIZADO**

<u>Número de Bóveda</u>	<u>Contra Flecha (metros)</u>	<u>Tipo de mezcla utilizada</u>	<u>Sistema Constructivo</u>	<u>Observaciones</u>
1	0.15	Concreto Liviano de pómez	Sin Formaleta.	+Sobre Apoyos Puntuales.
2	0.15	Concreto Liviano de Pómez.	Sin Formaleta	Sobre Apoyos Puntuales.
3	0.15	Mortero de Arena de Río.	Sin Formaleta	Sobre Apoyos Puntuales
4	0.30	Concreto Liviano de Pómez.	Sin Formaleta	Sobre Apoyos en Sentido Longitudinal.
5	0.30	Mortero de Arena de Río.	Sin Formaleta	Sobre Apoyos a base de un Módulo.
6	0.15	Mortero de Arena de Río.	Con Formaleta	
7	0.15	Concreto Liviano de Pómez.	Con Formaleta	
8	0.15	Concreto Liviano de Pómez	Con Formaleta	Variación de la Posición del Refuerzo con respecto a No.7.
9	0.15	Concreto Liviano de Pómez.	Con Formaleta	Apoyada en los Cuatro Lados.
10	0.15	Concreto Liviano de Pómez.	Con Formaleta	Apoyada en los Cuatro Lados. Utilización de Vibrador, variación en los tímpanos.

## 7. ENSAYO DE LAS BOVEDAS

El procedimiento indicado por el Instituto Americano del Concreto (ACI) para evaluación de elementos sujetos a flexión, sirvió de base para la realización de las pruebas. Aunque este proceso es aplicable para losas y vigas, parece no tener limitación alguna.

Según este proceso de ACI, se indica una deflexión máxima bajo carga, si esa deflexión se alcanza, el elemento debe lograr una cierta recuperación al ser descargado. Lo anterior debe hacerse si no hay evidencia de falla, cuando esto sucede se considera que el elemento ha fallado y el ensayo está concluido.

La deflexión máxima es calculada por la fórmula:

$$\delta = \frac{L^2}{20,000 h}$$

donde

$\delta$  = deflexión máxima permitida

L = Luz libre entre apoyos

h = espesor del elemento.

Según esto, ya que el espesor con que se trabajó en este estudio fue de 0.03 metros, la deflexión máxima permitida es:

$$\delta = \frac{300^2}{20000 \times 3} = 1.5 \text{ centímetros} = 0.015 \text{ metros}$$

### 7.1- Comportamiento bajo carga

Los ensayos de carga se realizaron con el propósito de obtener información suficiente de la capacidad de carga y las deflexiones de la estructura. Previo a la aplicación de las cargas, la superficie fue emparejada para evitar el efecto del arco.

En este trabajo, para la aplicación de las cargas, se utilizaron dos métodos:

- a) con cilindros de concreto
- b) con agua.

Para el método "a", se tomó una muestra de 300 cilindros, con la cual se estableció el peso promedio de ellos, el cual fue de 12.8 kilogramos.

Para las pruebas de carga, se colocaron los cilindros en intervalos de carga más o menos uniformes tratando de obtener una buena distribución de la carga (Ver fotos Nos. 13 y 14). Este método resulta problemático en la distribución uniforme, además el procedimiento de colocado es muy incómodo y puede inducir a errores si no se trabaja con mucho cuidado, debido a que el sistema no está totalmente aislado.

El método "b" consistió en colocar una formaleta de madera sobre la bóveda, dentro de la cual se introdujo una lona de plástico para poder colocar el agua en incrementos de altura y registrar las deflexiones respectivas. Este método aunque es más laborioso, en todo sentido es mejor al anterior. (Ver Fotos Nos. 15 y 16).

Para medir las deflexiones, se colocaron deformómetros en la parte inferior de las bóvedas, tal como se indica en las fotografías Nos. 17, 19 y 20 y figuras 9 y 10.

Lecturas de deflexión fueron tomadas para cada intervalo de carga. Las deflexiones laterales en las partes superiores de los muros, tomadas en los primeros ensayos, son mínimas y no se incluyen aquí (Ver Foto No. 18). Se considero que las deflexiones laterales en estos debido a fuerzas horizonta-

les no son apreciables.

#### 7.2- Pruebas de Permeabilidad

Pruebas de permeabilidad también se realizaron sobre la superficie de los techos, observándose que después de una aplicación de agua sí presentaban filtraciones.

Resultados de las pruebas de carga se tabulan (Ref. apéndice A) y las gráficas correspondientes se incluyen a continuación.



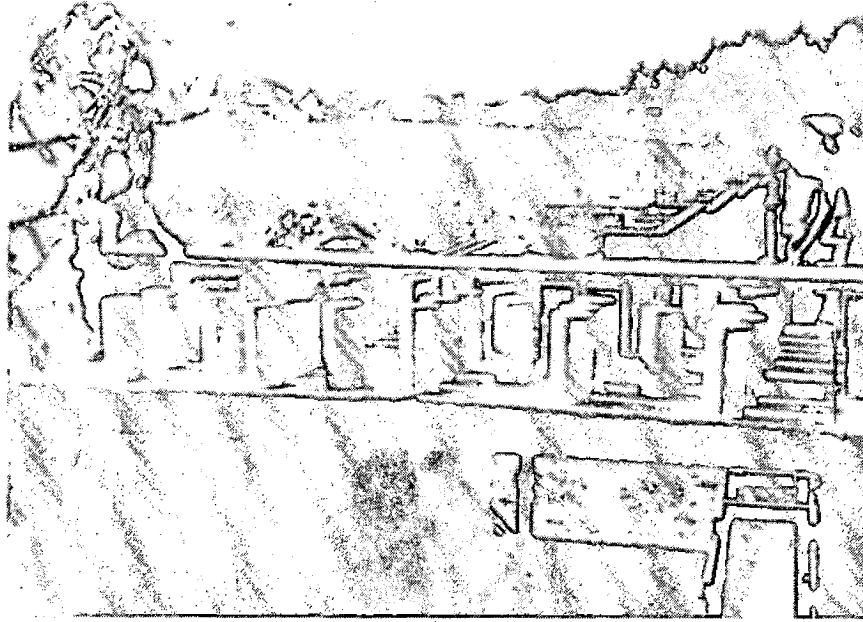


FOTO No. 13  
PRUEBA DE CARGA, CON METODO "a"

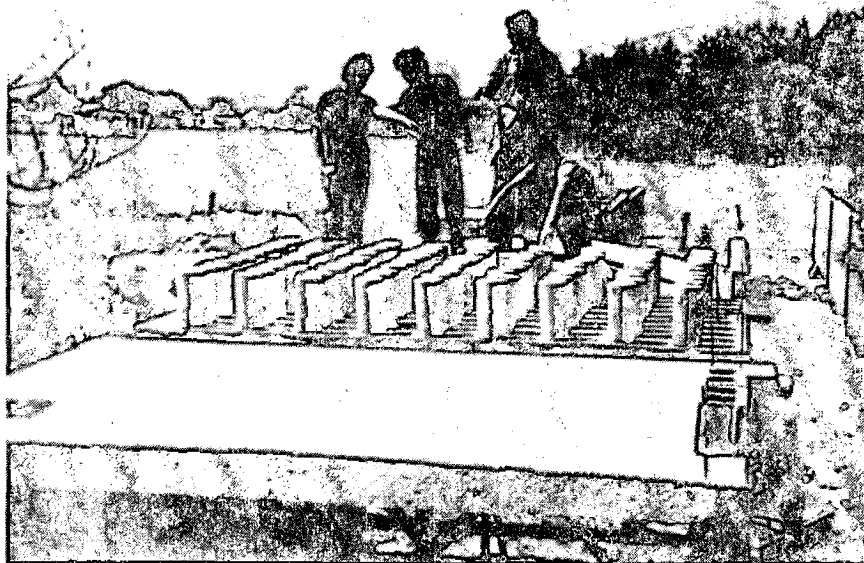


FOTO No. 14  
BOVEDA EMPAREJADA CON CONCRETO POBRE DURANTE  
UN ENSAYO DE CARGA CON METODO "a"

POSICIÓN DE LOS DEFORMÓMETROS DURANTE LOS ENSAYOS DE CARGA.

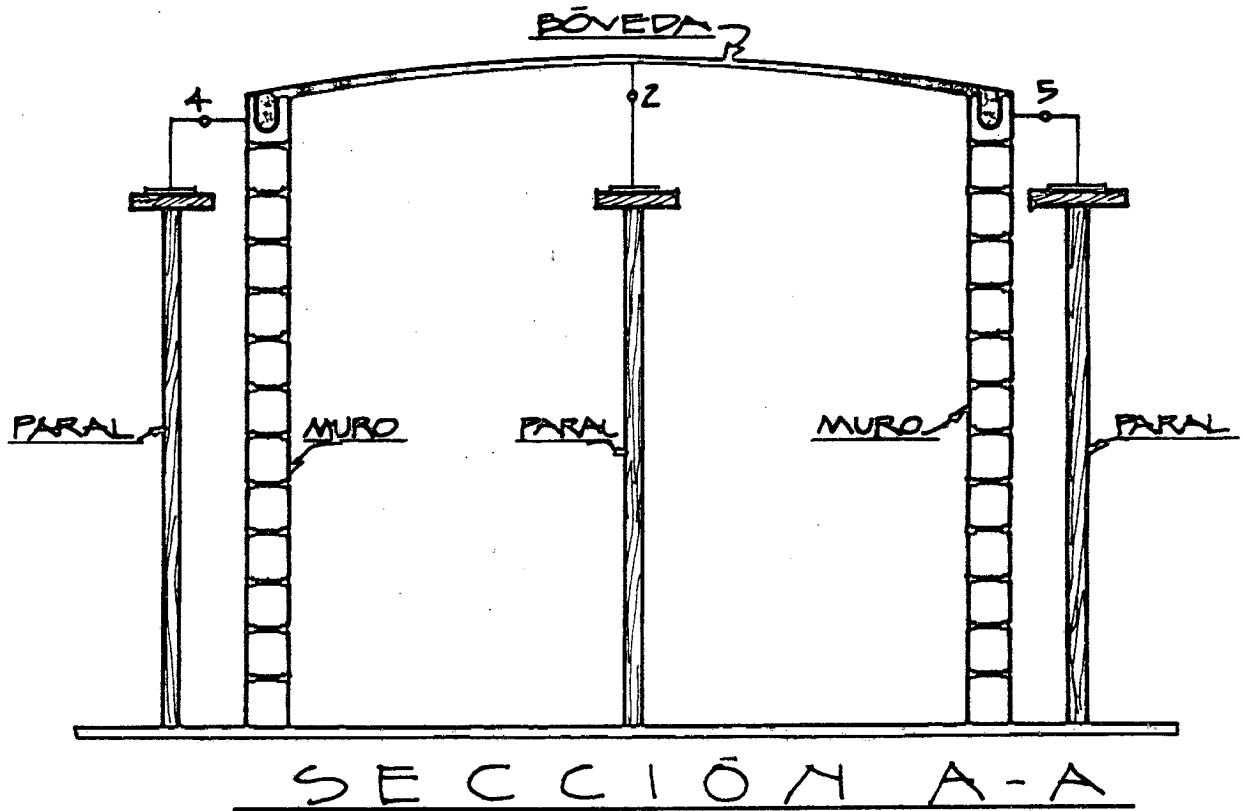


FIG. 9

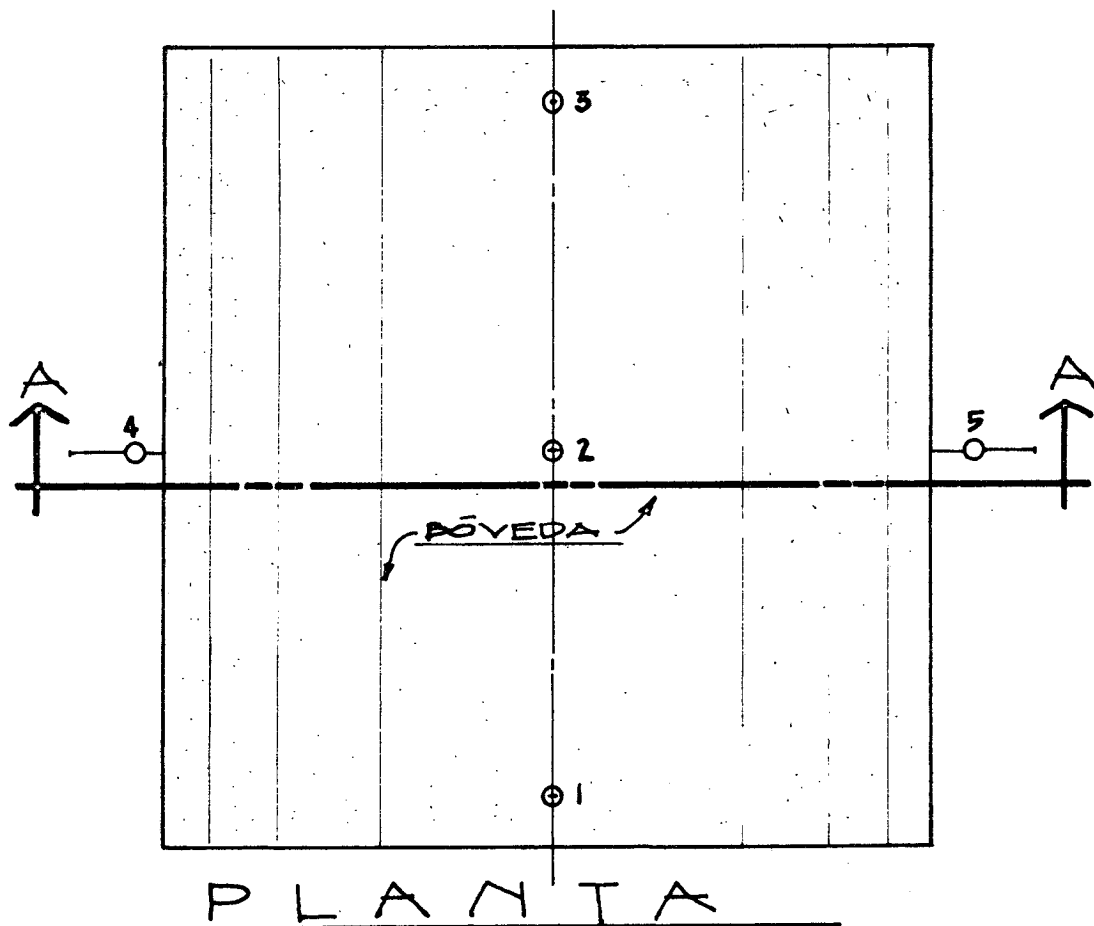


FIG. 10

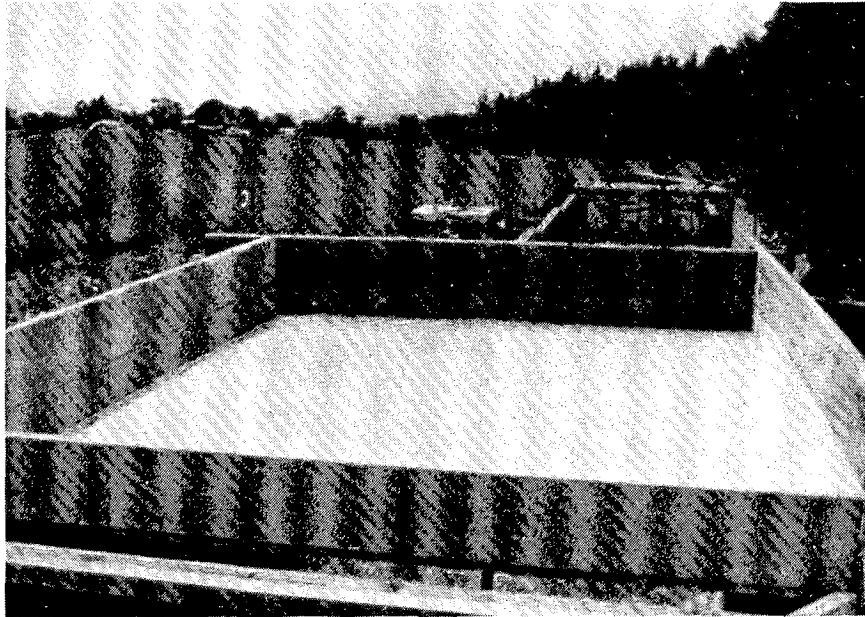


FOTO No. 15  
PREPARACION DE FORMALETA PARA APLICACION DE  
CARGA CON METODO "b"

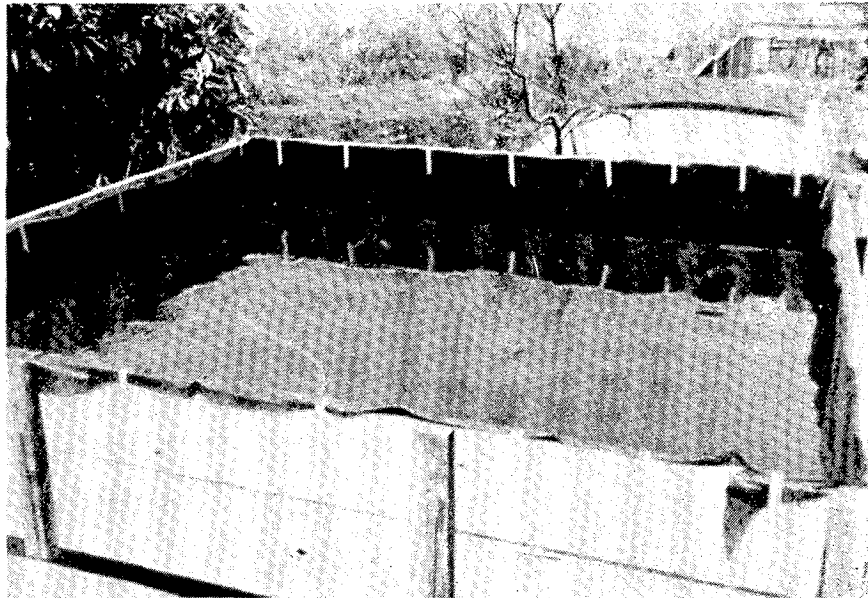
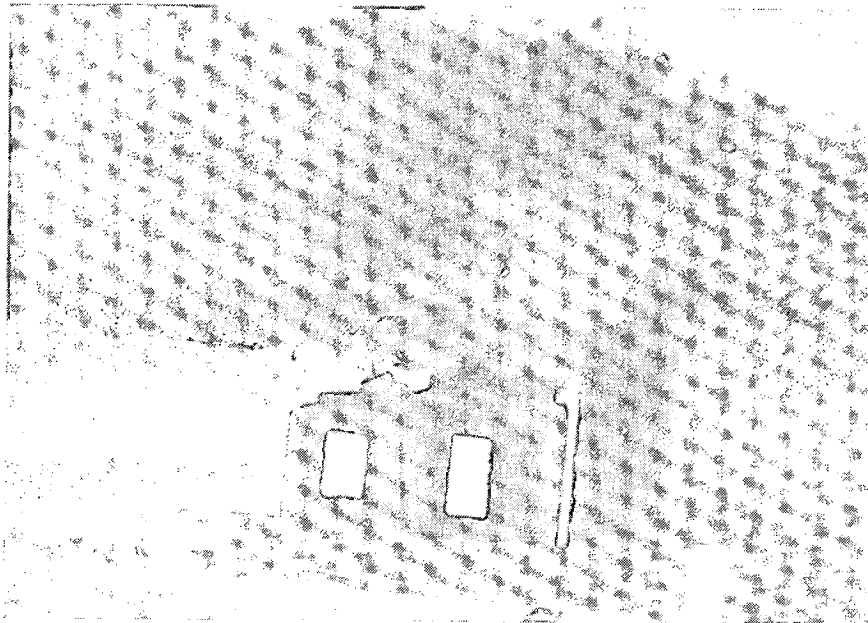


FOTO No. 16  
ENSAYO DE CARGA, CON METODO "b"



FOTON No. 17  
COLOCACION DE DEFORMOMETROS EN LA PARTE INFERIOR DE BOVEDA  
FUNDIDA SIN FORMALETA, DURANTE UN ENSAYO DE CARGA

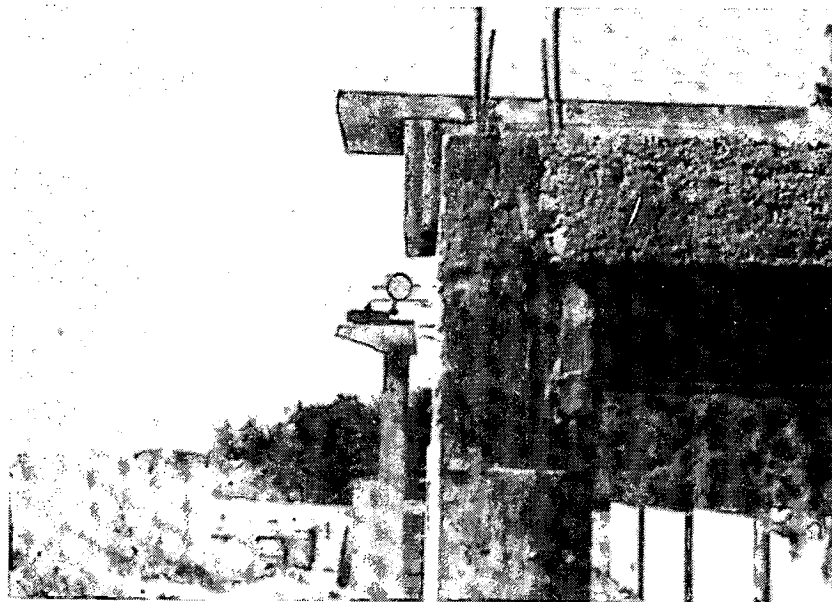


FOTO No. 18  
DEFORMOMETRO PARA REGISTRAR DESPLAZAMIENTO  
HORIZONTAL EN EL MURO

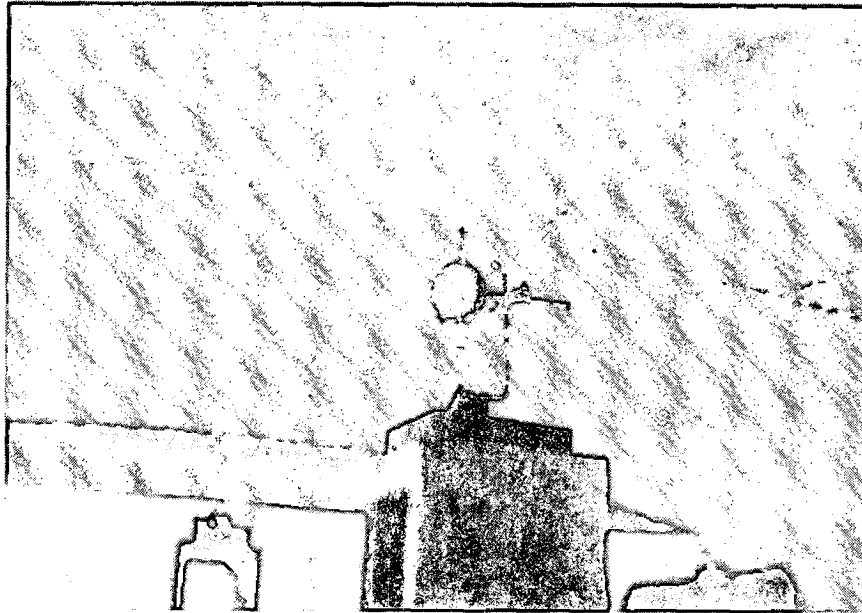


FOTO No. 19  
DEFORMOMETRO EN LA PARTE INFERIOR CENTRAL DE BOVEDA,  
DURANTE UN ENSAYO DE CARGA

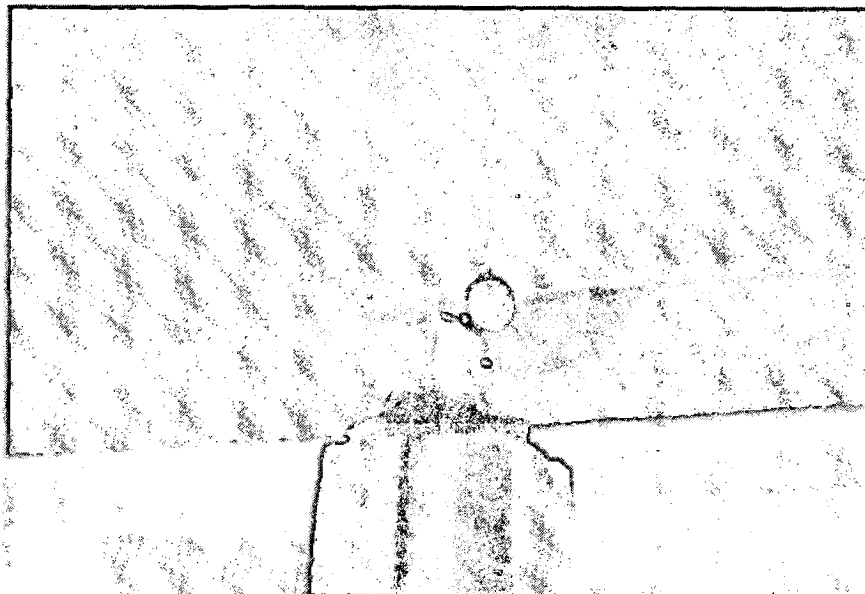
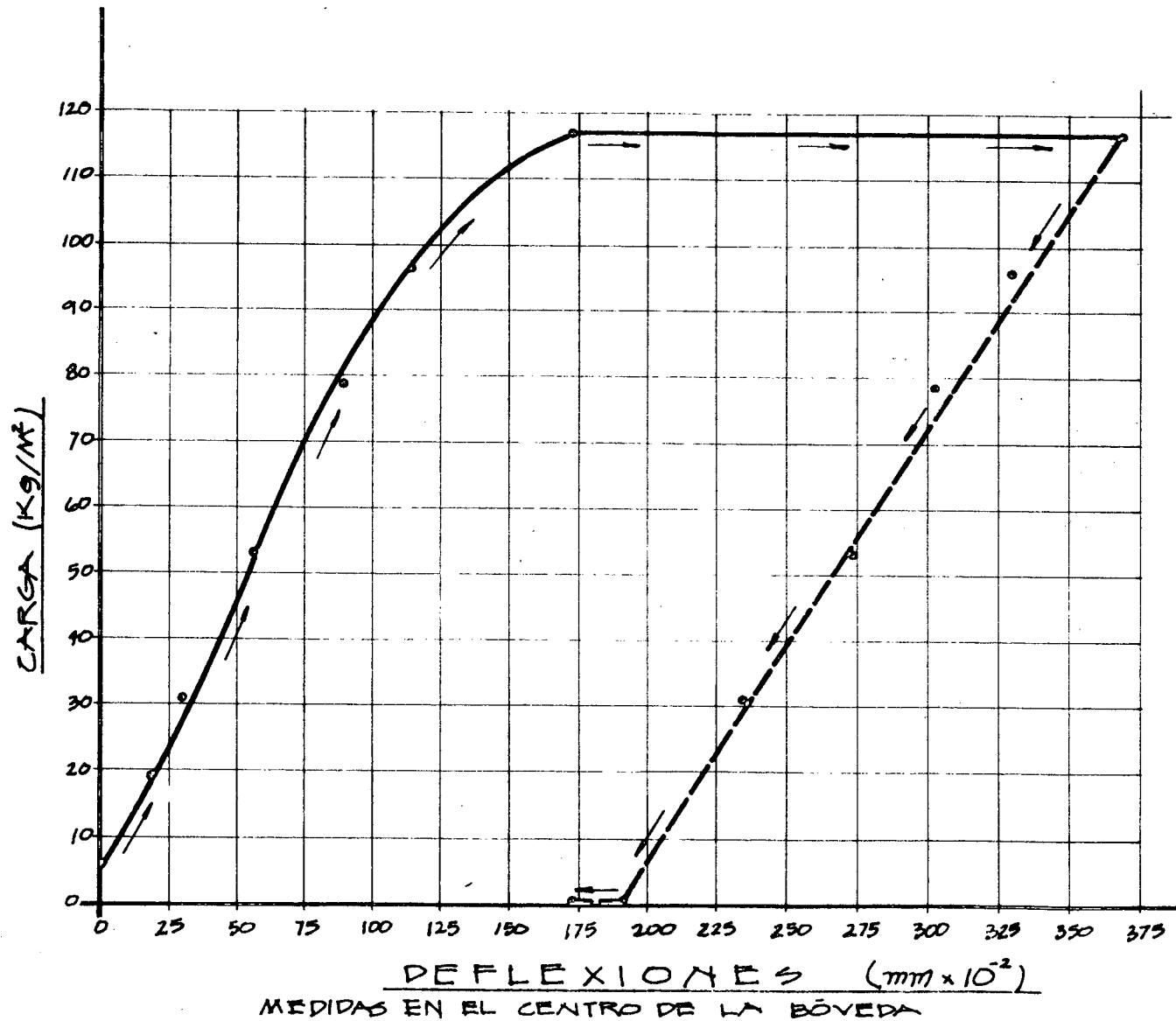


FOTO No. 20  
DEFORMOMETRO EN LA PARTE INFERIOR DE LA BOVEDA, MUY CERCA DEL  
TIMPANO, COLOCADO PREVIO A LA APLICACION DE LA CARGA



DEFLESIONES (MM x 10<sup>-2</sup>)  
MEDIDAS EN EL CENTRO DE LA BÓVEDA

GRÁFICO 1

BOVEDA N. 2

CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
0.15 M.

LUZ ENTRE APOYOS:  
3.00 M.

LONGITUD:  
2.00 M.

TIPO DE MEZCLA:  
CONCRETO LIVIANO DE  
POMEZ.

SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
SIN FORMALETA, SOBRE  
APOYOS PUNTUALES.

SIMBOLOGÍA:

CARGA: —————

DESCARGA: - - - - -

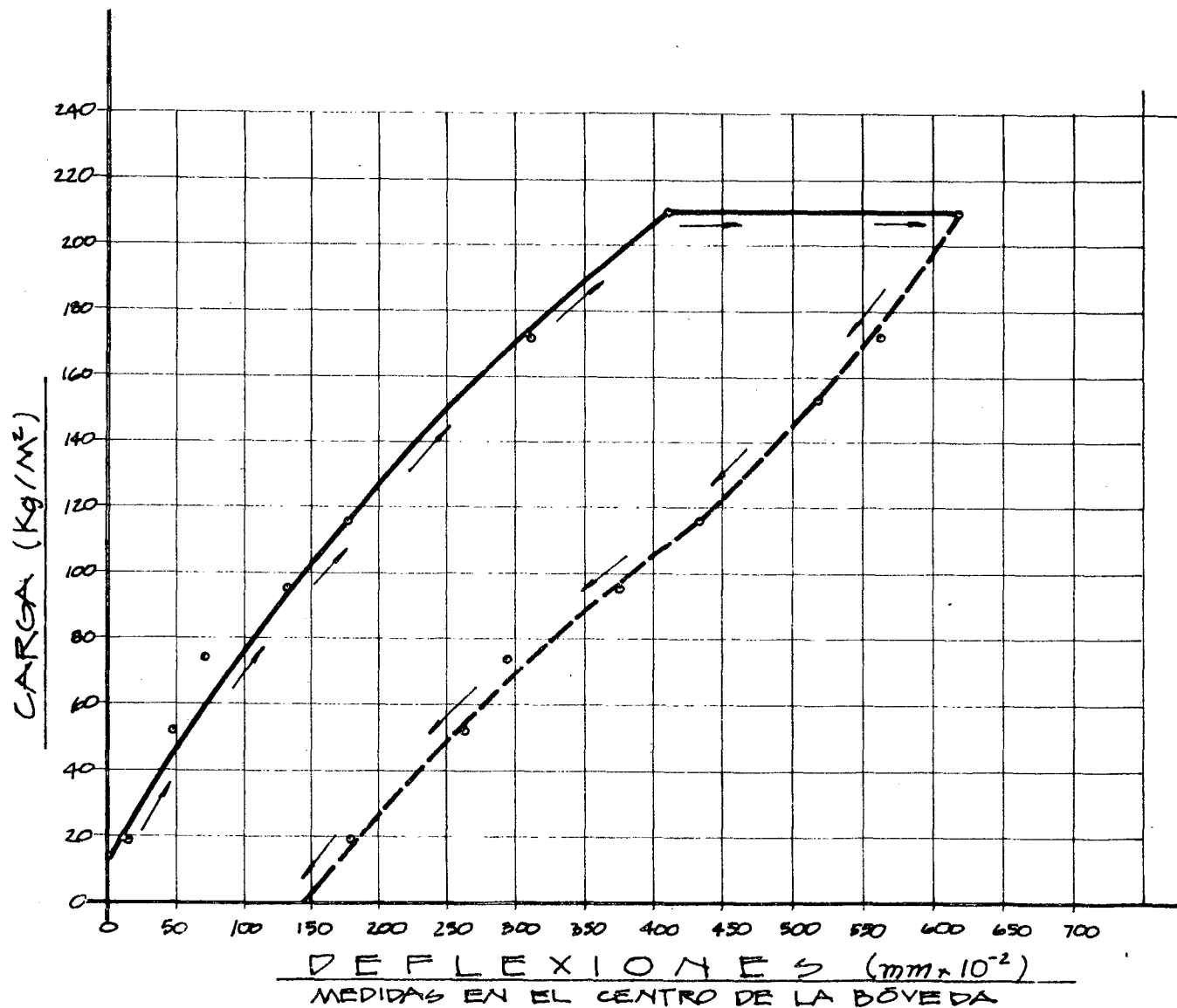


GRÁFICO 2

BOVEDA N.º 2

CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
0.15 M.

LUZ ENTRE APOYOS:  
3.00 M.

LONGITUD:  
2.00 M.

TIPO DE MEZCLA:  
CONCRETO LIVIANO DE  
PÓMEZ.

SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
SIN FORMALETA, SOBRE  
APOYOS PUNTUALES.

SIMBOLOGÍA:

CARGA: —————

DESCARGA: - - - - -

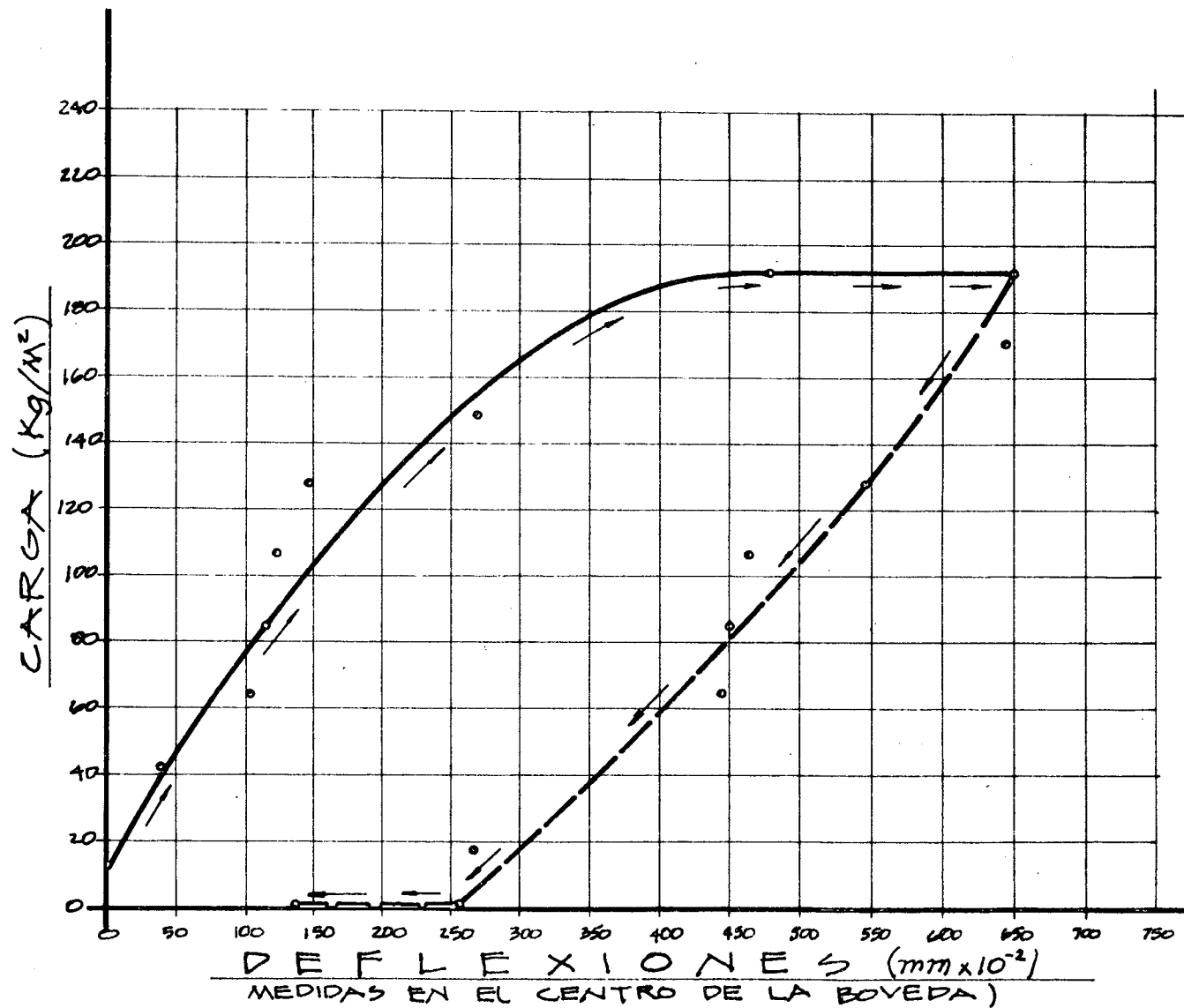


GRÁFICO 3

BOVEDA N. 3

CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
0.15 M.

LUZ ENTRE APOYOS:  
3.00 M.

LONGITUD:  
2.00 M.

TIPO DE MEZCLA:  
MORTERO DE ARENA DE RIO.

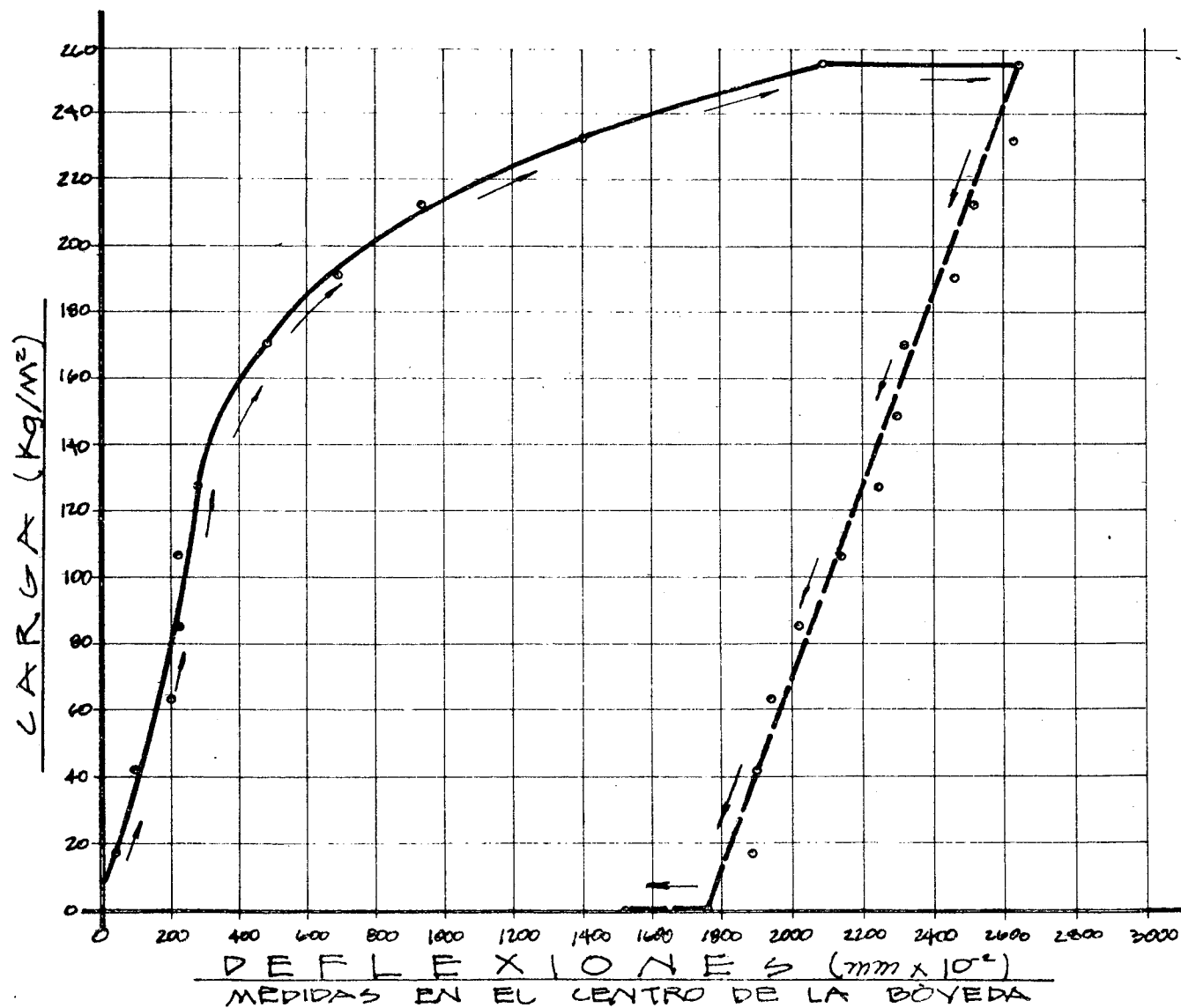
SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
SIN FORMALETA, SOBRE  
APOYOS PUNTUALES.

SIMBOLOGIA:

CARGA: —————

DESCLARGA: - - - - -





BOVEDA N. 3

CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
0.15 M.

LUZ ENTRE APOYOS:  
3.00 M.

LONGITUD:  
2.00 M.

TIPO DE MEZCLA:  
MORTERO DE ARENA DE RÍO.

SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
SIN FORMALETA SOBRE  
APOYOS PUNTUALES.

SIMBOLOGÍA:

CARGA : —————

DESCARGA : - - - - -

GRÁFICO 4

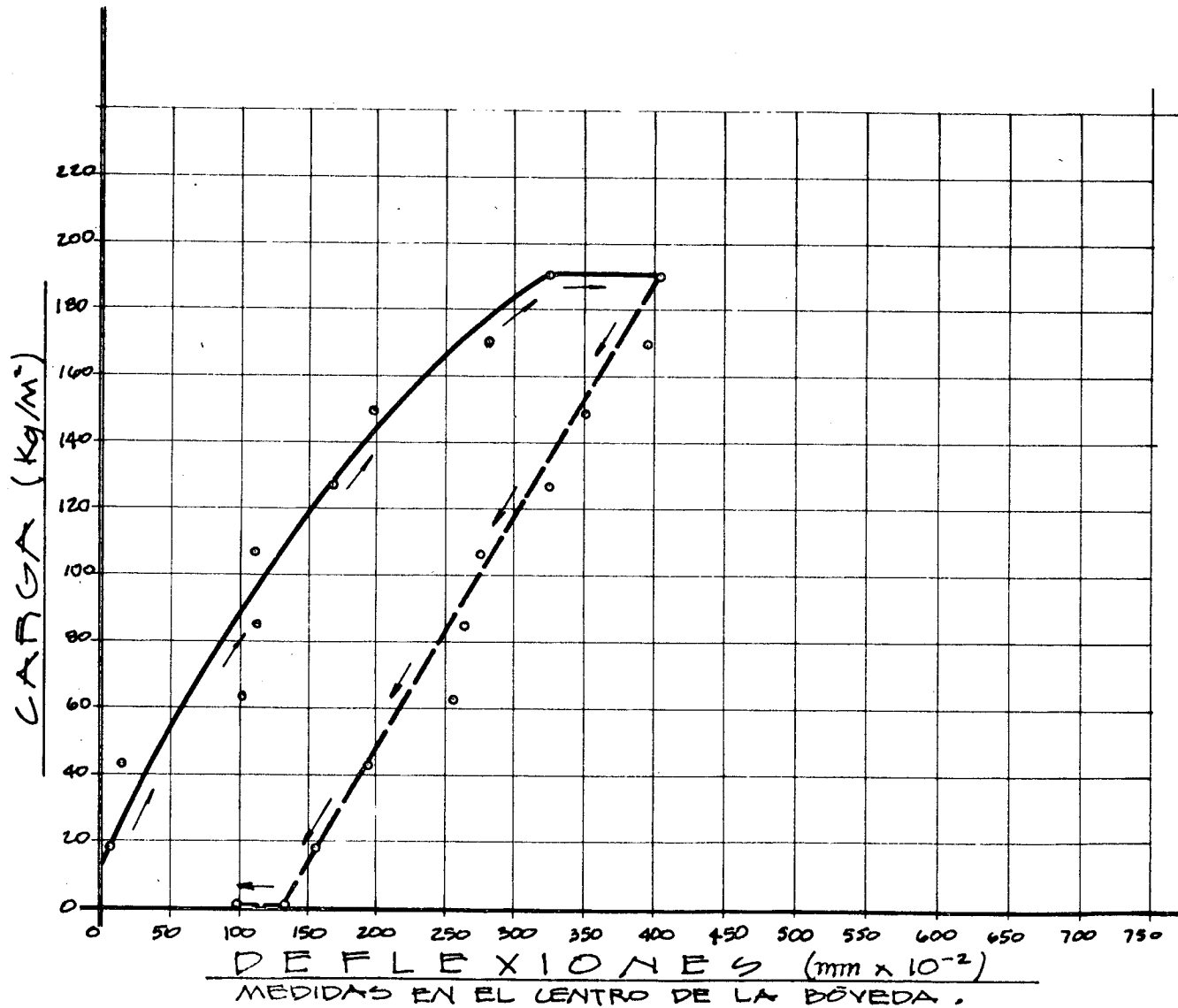


GRÁFICO 5

BÓVEDA N. 4CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
0.30 M.LUZ ENTRE APOYOS:  
3.00 M.LONGITUD:  
2.00 M.TIPO DE MEZCLA:  
CONCRETO LIVIANO DE  
POMEZ.SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
SIN FORMALETA (APOYOS  
EN SENTIDO LONGITUDINAL.SIMBOLOGÍA:

CARGA: —————

DESCARGA: - - - - -

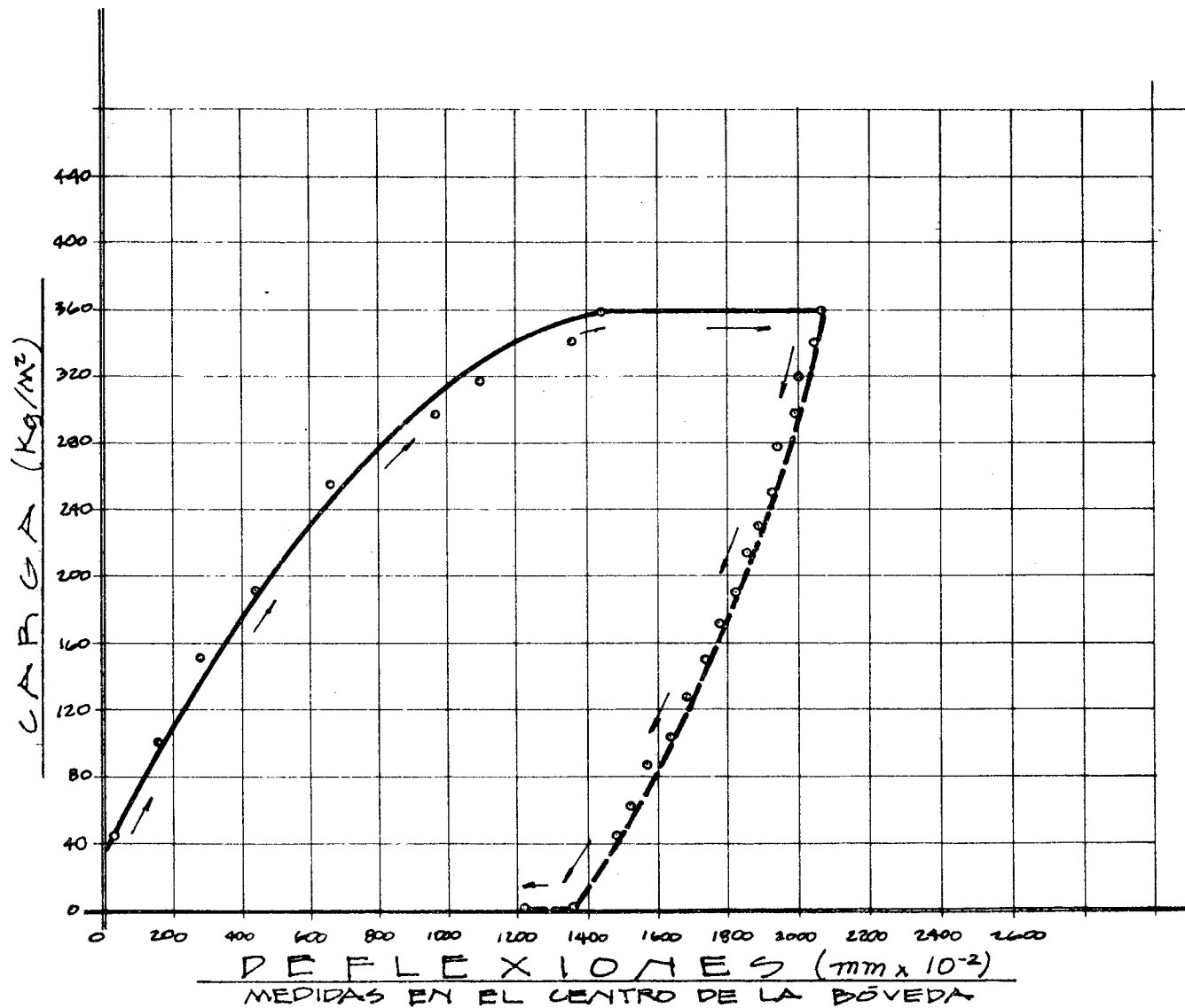


GRÁFICO 6

BÓVEDA No. 4

CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
0.30 M.

LUZ ENTRE APOYOS:  
3.00 M.

LONGITUD:  
2.00 M.

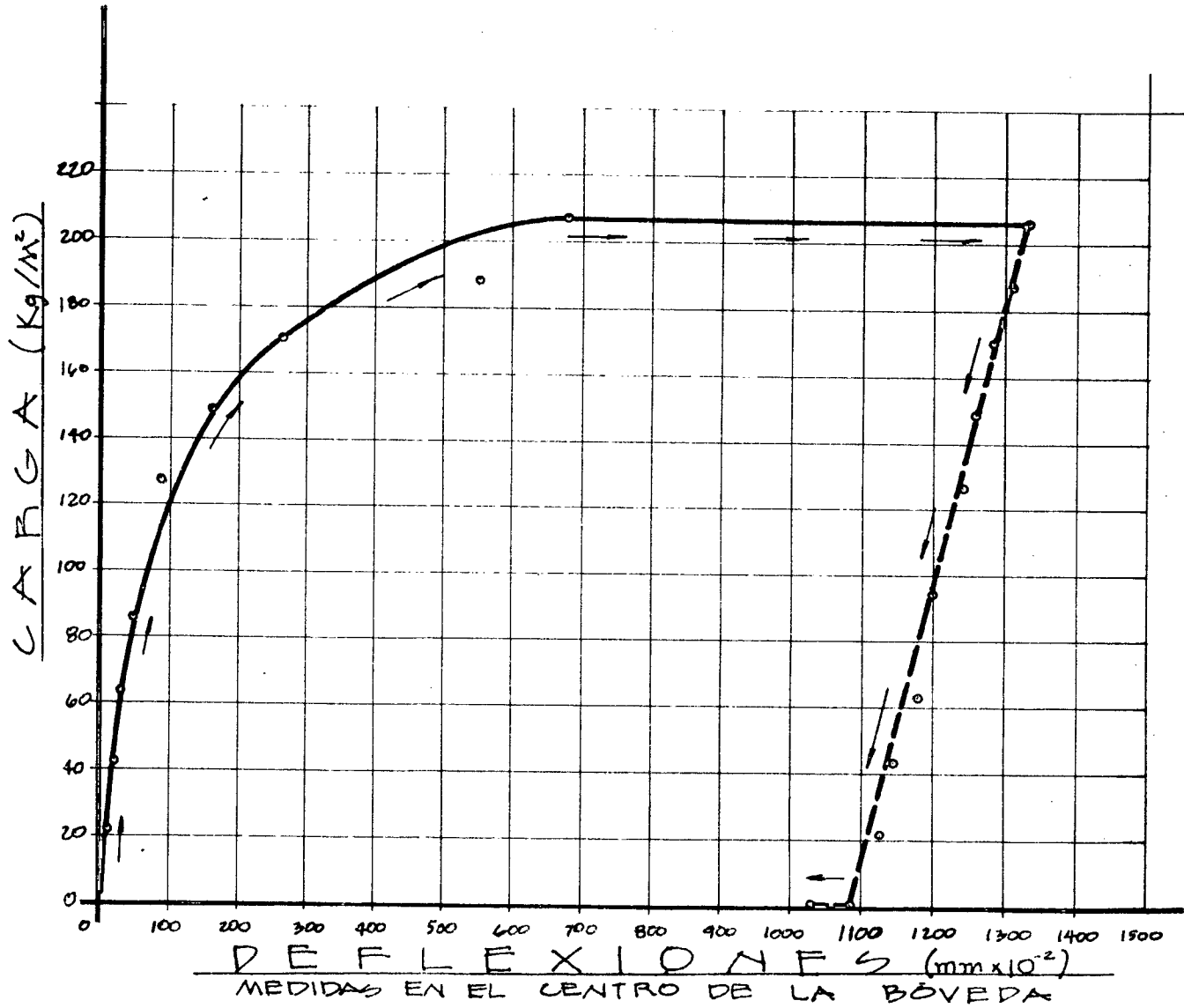
TIPO DE MEZCLA:  
CONCRETO LIVIANO DE  
PÓMEZ.

SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
SIN FORMALETA (APOYOS  
EN SENTIDO LONGITUDINAL).

SIMBOLOGÍA:

CARGA: —————

DESCARGA: - - - - -



BÓVEDA N. 5  
CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
 0.30 M.  
LUZ ENTRE APOYOS:  
 3.00 M.  
LONGITUD:  
 2.00 M.  
TIPO DE MEZCLA:  
 MORTERO DE ARENA DE RÍO.  
SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
 SIN FORMALETA, UTILIZAN-  
 DO MÓDULOS DE MADERA.

SIMBOLOGÍA:  
 CARGA : —————  
 DESCARGA : - - - - -

GRÁFICO 7

BOVEDA N.º 6

CONTRAFLECHA MÁXIMA: 0.15 M.

LUZ ENTRE APOYOS: 3.00 M.

LONGITUD: 3.00 M.

TIPO DE MEZCLA: MORTERO DE ARENA DE RIO.

SISTEMA CONSTRUCTIVO: CON FORMALETA.

SIMBOLOGÍA:

CARGA: ———

DESCARGA: - - - - -

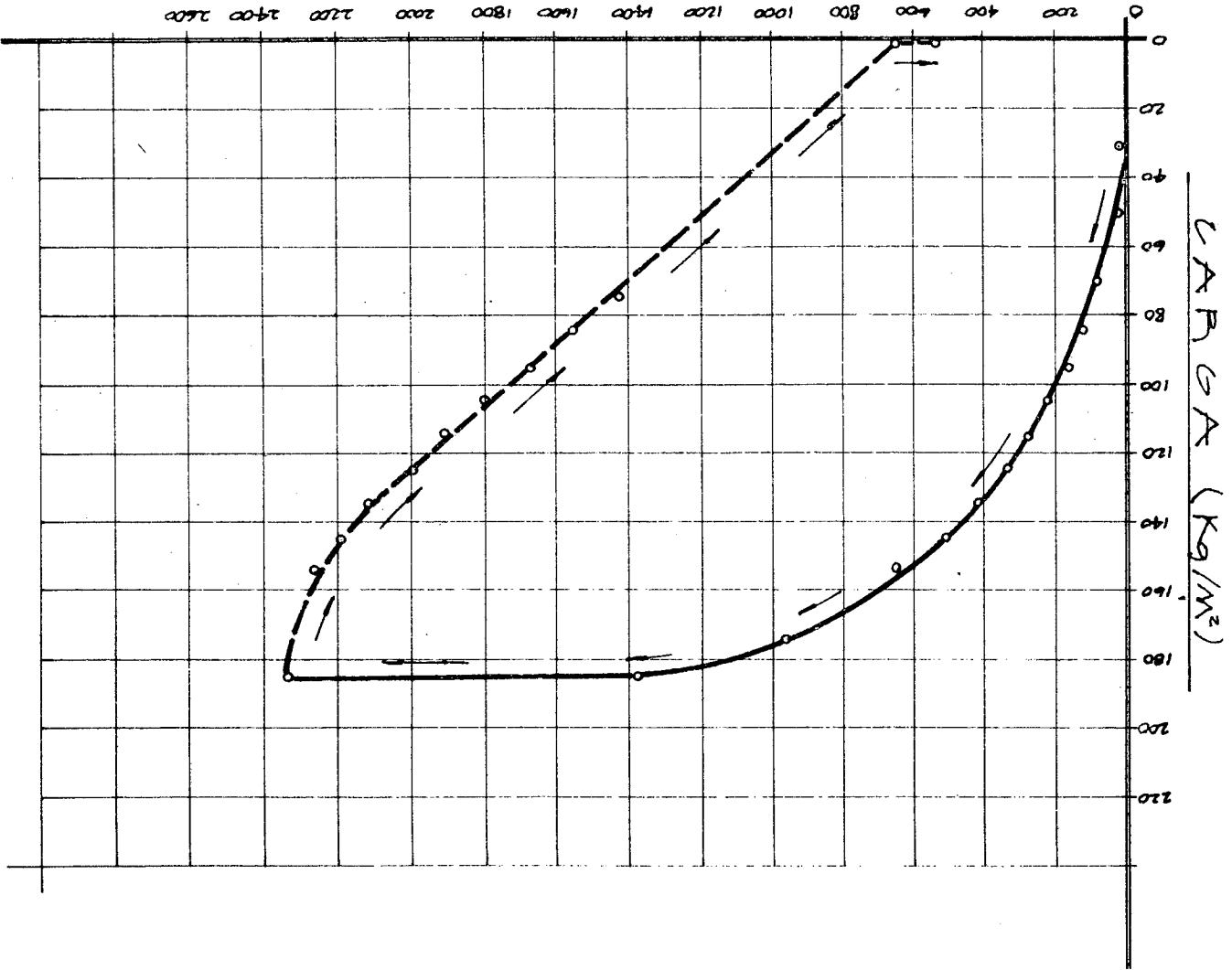


GRÁFICO 8

DEFLECCIONES (mm x 10<sup>-2</sup>)

MEDIDAS EN EL CENTRO DE LA BOVEDA

BOVEDA N.º 6  
 CONTRAFLECHA MÁXIMA: 0.15 M.  
 LUZ ENTRE APOYOS: 3.00 M.  
 LONGITUD: 3.00 M.  
 TIPO DE MEZCLA: MORTERO DE ARENA DE RÍO.  
 SISTEMA CONSTRUCTIVO: CON FORMALETA.  
 SIMBOLOGÍA: \_\_\_\_\_  
 CARGA: \_\_\_\_\_

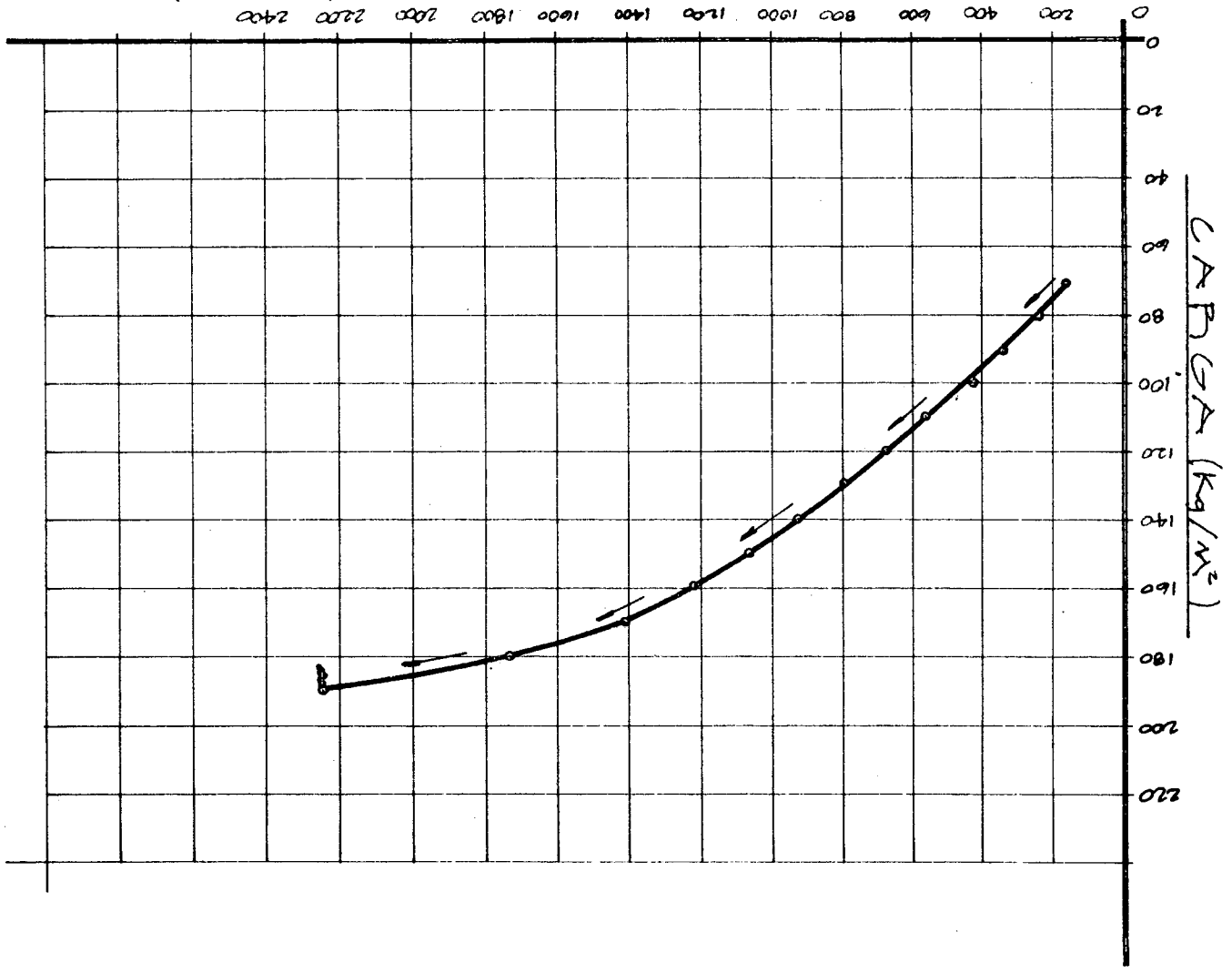
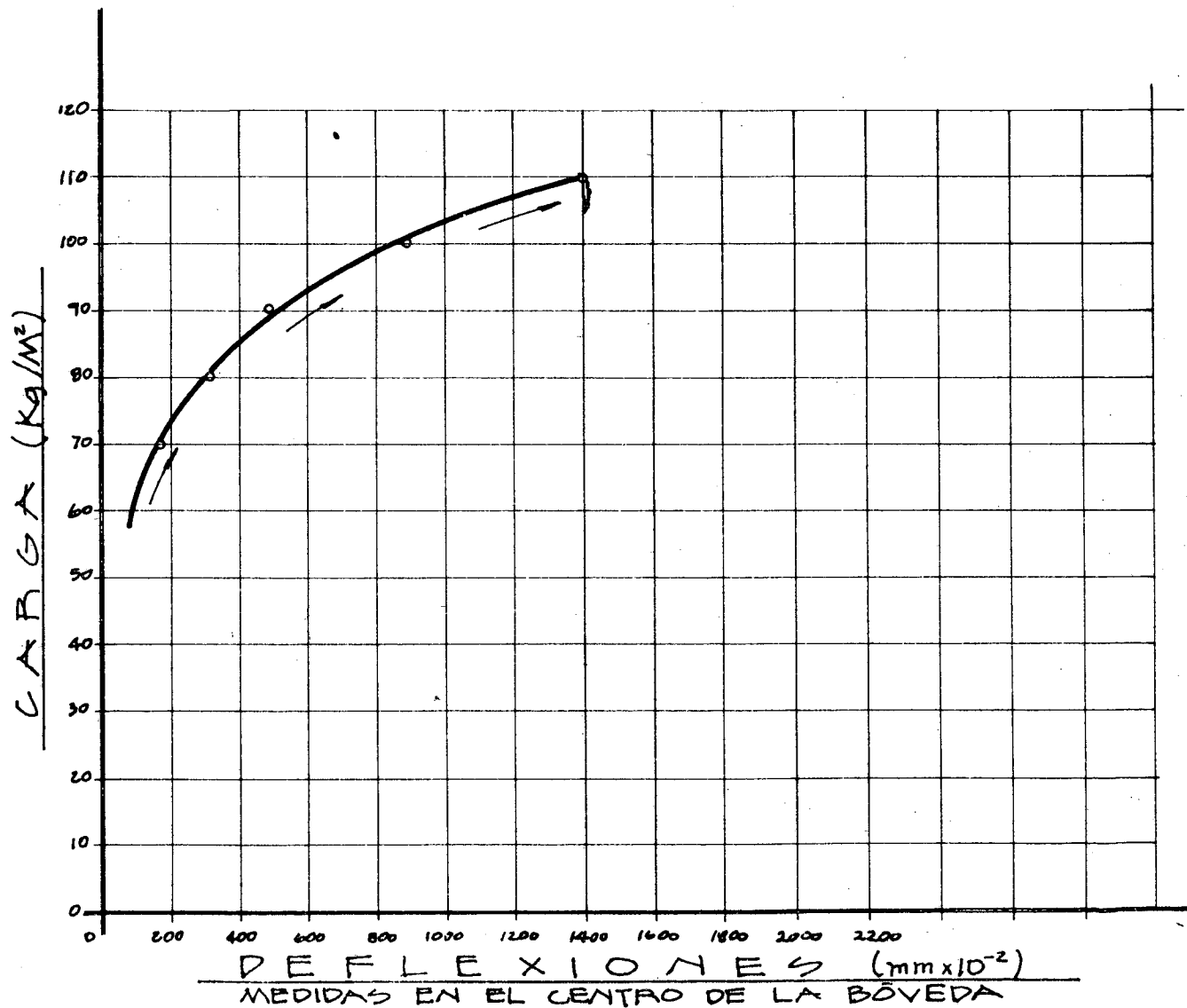


GRAFICO 9  
 MEDIDAS EN EL CENTRO DE LA BOVEDA  
 DEFLEXIONES (mm x 10<sup>-2</sup>)



DEFLEXIONES ( $\text{mm} \times 10^{-2}$ )  
 MEDIDAS EN EL CENTRO DE LA BÓVEDA

GRÁFICO 10

BOVEDA No. 7

CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
 0.15 M.

LUZ ENTRE APOYOS:  
 3.00 M.

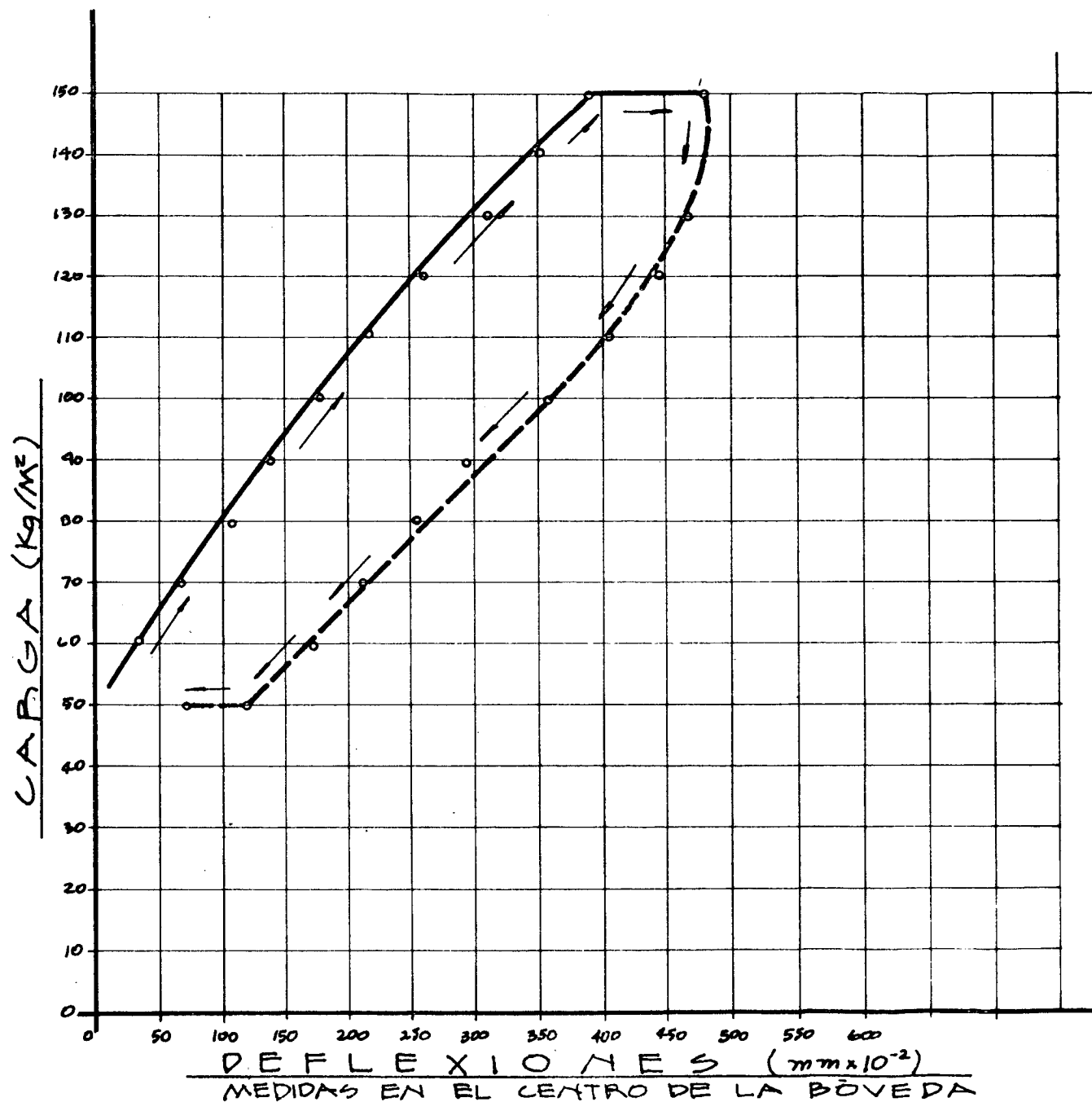
TIPO DE MEZCLA:  
 CONCRETO LIVIANO DE  
 PÓMEZ.

SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
 CON FORMALETA.

NOTA:  
 PRESENTÓ GRIETAS -  
 ANTES DEL ENSAYO.

SIMBOLOGÍA:

CARGA: —————

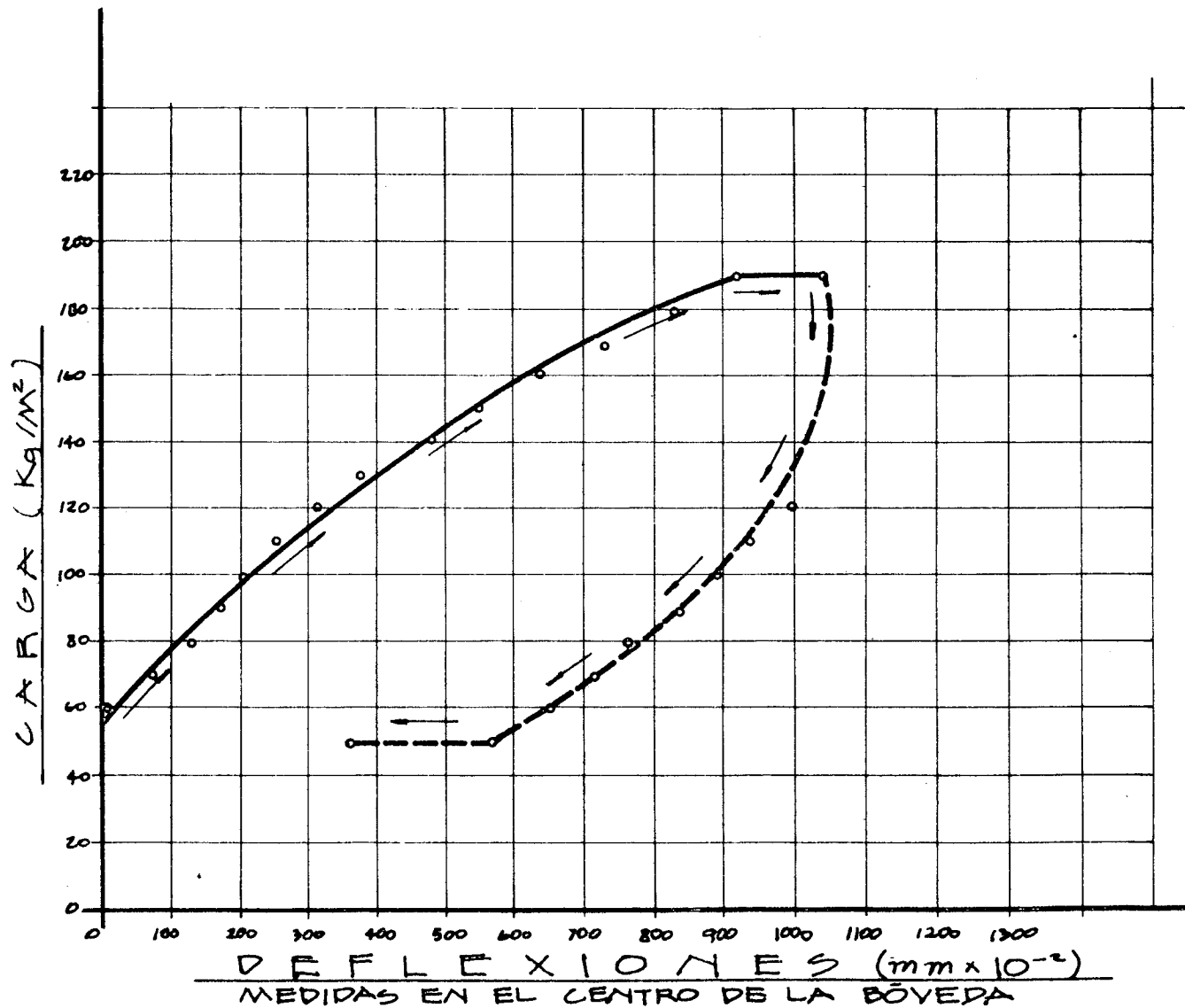
BOVEDA N. 8CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
0.15 M.LUZ ENTRE APOYOS:  
3.00 M.LONGITUD:  
3.00 M.TIPO DE MEZCLA:  
CONCRETO LIVIANO DE  
PÓMEZ.SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
CON FORMALETA.SIMBOLOGÍA:

CARGA: —————

DESCARGA: - - - - -

GRÁFICO 11





## BÓVEDA No. 8

CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
0.15 M.

LUZ ENTRE APOYOS:  
3.00 M.

LONGITUD:  
3.00 M.

TIPO DE MEZCLA:  
CONCRETO LIVIANO DE  
PÓMEZ.

SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
CON FORMALETA.

### SIMBOLOGÍA:

CARGA: —————

DESCARGA: - - - - -

GRÁFICO 12

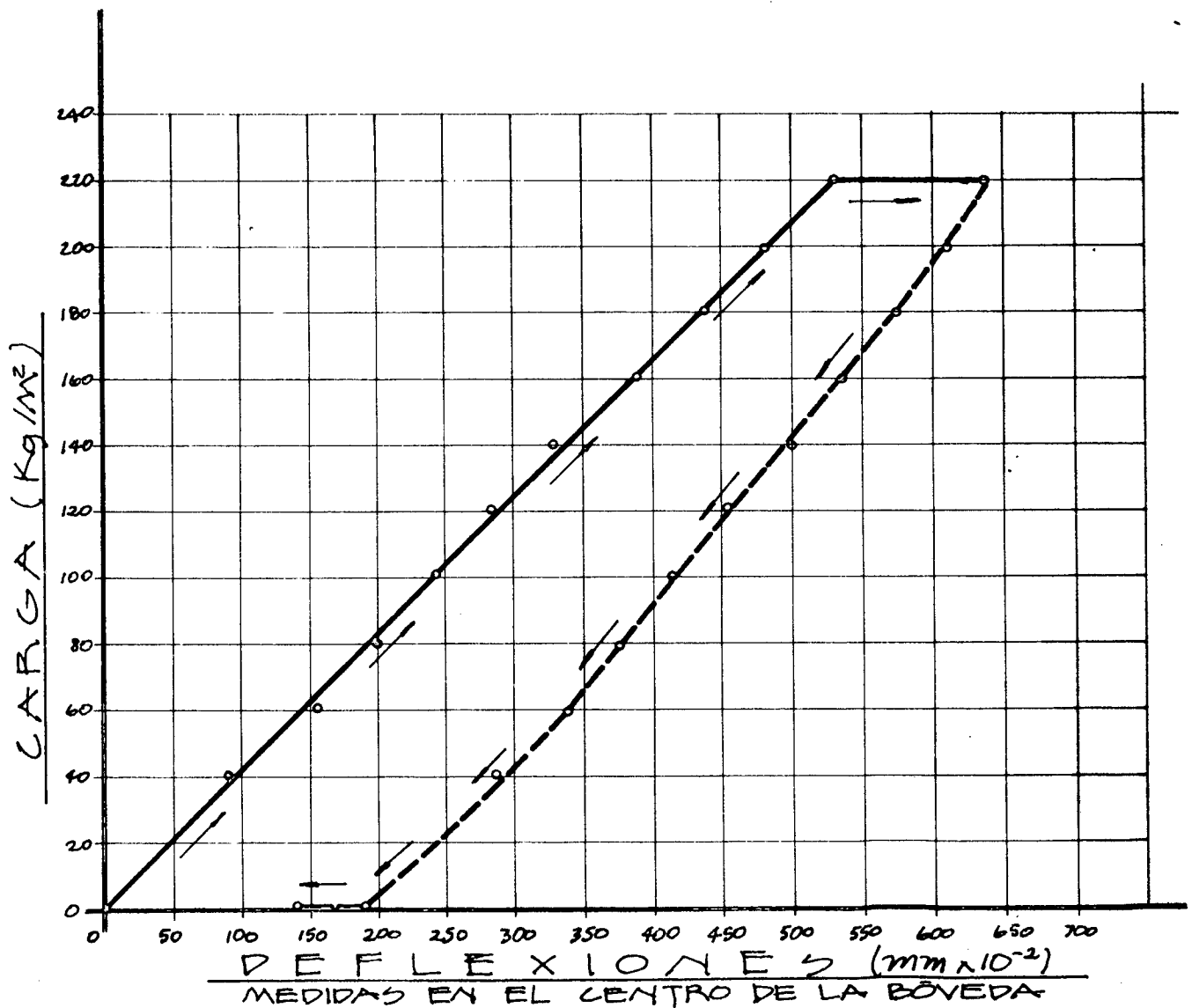
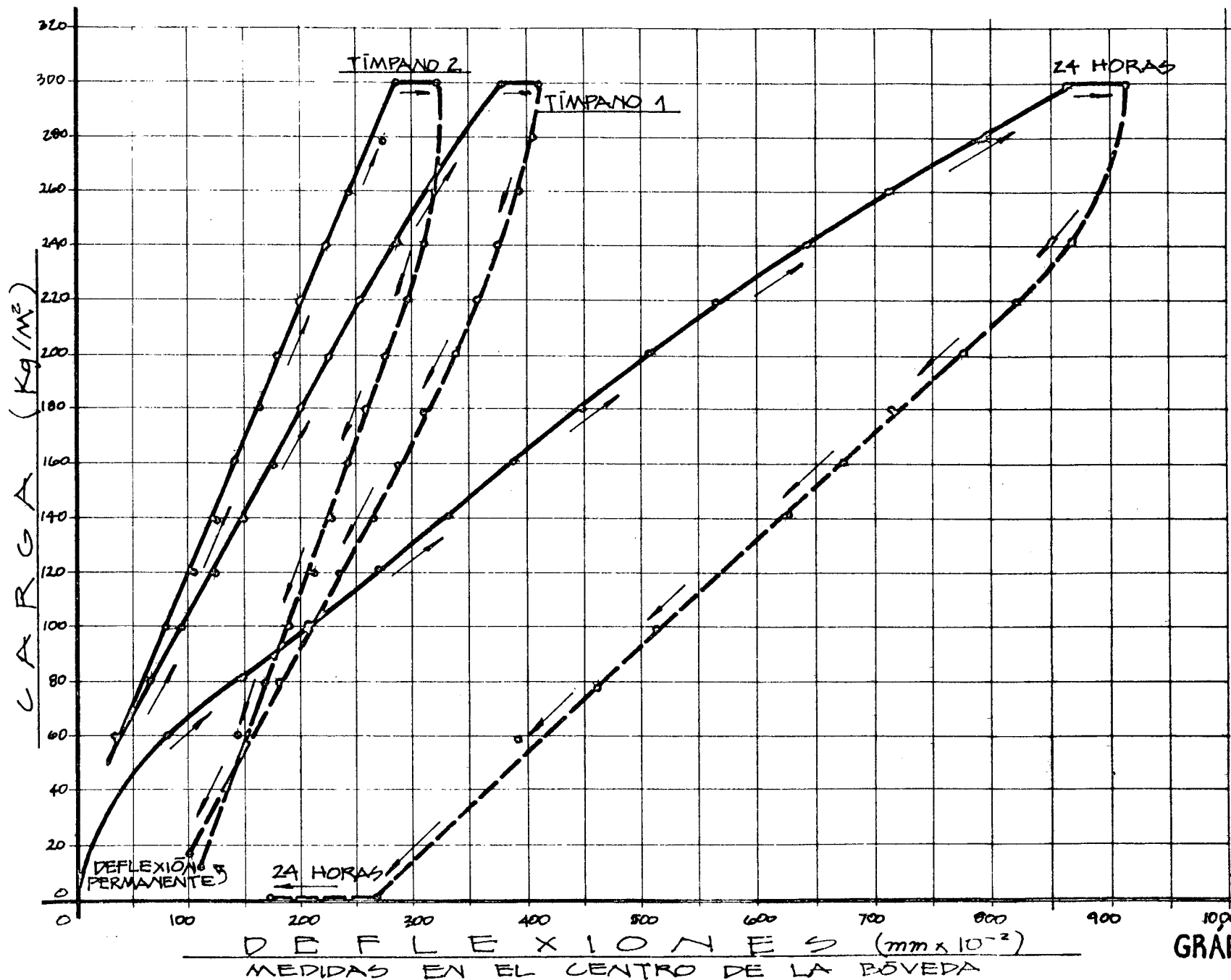


GRÁFICO 13

BOVEDA No. 9  
CONTRAFLECHA MÁXIMA:  
 0.15 M.  
LUZ ENTRE APOYOS:  
 3.00 M.  
LONGITUD:  
 3.00 M.  
TIPO DE MORTERO:  
 CONCRETO LIVIANO DE  
 PÓMEZ.  
SISTEMA CONSTRUCTIVO:  
 CON FORMALETA.  
CARACTERÍSTICAS ESPE-  
CIALES: APOYADA EN  
 SUS 4 LADOS.  
SIMBOLOGÍA:  
 CARGA : —————  
 DESCARGA : - - - - -



BÓVEDA  
N.º 9

FUNDIDA CON  
FORMALETA Y  
APOYADA EN  
LOS 4 LADOS.

CARGA MÁXIMA  
APLICADA = 300 kg/m<sup>2</sup>

DEFLEXIÓN MÁXIMA  
CON ESA CARGA:  
915 x 10<sup>-2</sup> mm.

NO HUBO EVIDENCIA DE FALLA.

RECUPERACIÓN:  
81% EN EL CENTRO  
DE LA BÓVEDA.  
83% EN LAS CER-  
CANTÍAS DE LOS  
TÍMPANOS.

SIMBOLOGÍA:

CARGA - ———

DESCARGA - - - - -

BOVEDA

N.º 10

FUNDIRA CON  
FORMALETA Y  
ARROYADA EN LOS  
+ LADOS.

CARGA MÁXIMA

APLICADA:

250 kg/m<sup>2</sup>

DEFLEXIÓN MÁXIMA

ESTA CARGA:

409 x 10<sup>-2</sup> mm.

NO HUBO EVIDEN-

CIA DE FALLA.

REUPERACION:

96% EN EL CEN-

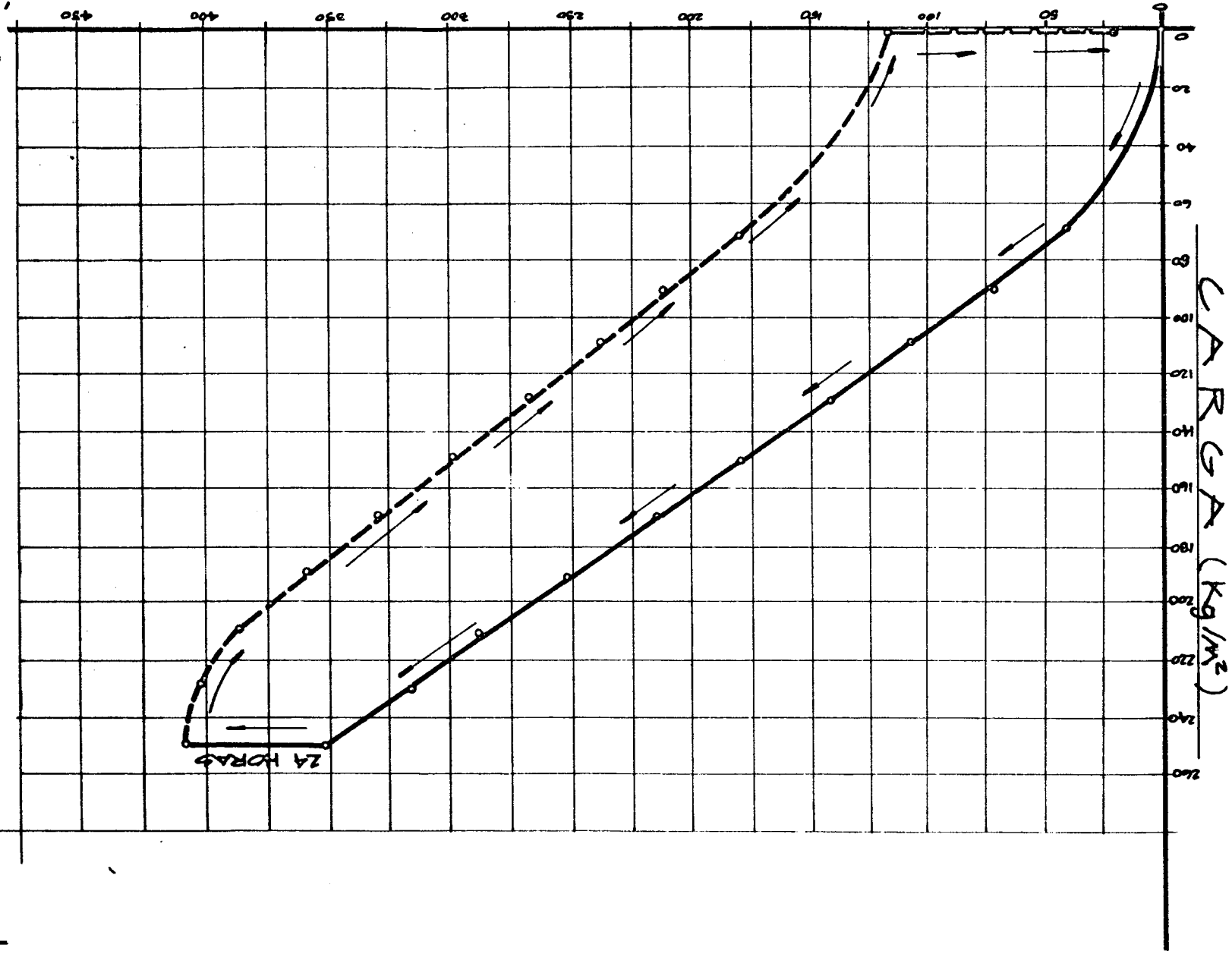
TRO DE LA BOVEDA

SIMBOLOGIA:

CARGA:

DESCARGA:

GRÁFICO 15



DEFLEXIONES (mm x 10<sup>-2</sup>)

MEDIDAS EN EL CENTRO DE LA BOVEDA

## 8. EVALUACION DE RESULTADOS

Si se comparan las contraflechas de 0.30 metros y de 0.15 metros en techos fundidos sin formaleta y con concreto liviano de pómez, se observa que el comportamiento fue similar para cargas que están por debajo de 200 kg/cm<sup>2</sup> de carga viva.

De las gráficas de bóvedas números 2 y 4, para una carga de 200 kg/m<sup>2</sup>, en la bóveda de 0.15 metros de contra flecha, se tuvo una deflexión de  $375 \times 10^{-2}$  mm, mientras que en la bóveda de 0.30 metros de contra flecha fue de  $450 \times 10^{-2}$  mm. La capacidad máxima de carga fue sin embargo mayor en la bóveda con 0.30 metros de contraflecha. La recuperación de los dos techos fue similar.

Si se comparan las contraflechas de 0.30 metros y de 0.15 metros en bóvedas fundidas sin formaleta y utilizando mortero de arena de río, el comportamiento para cargas menores de 200 kg/m<sup>2</sup>, de carga viva, es similar. En la gráfica carga-deflexión de la bóveda número 3 de 0.15 metros de contraflecha, para 200 kg/m<sup>2</sup> se tiene una deflexión de  $800 \times 10^{-2}$  mm, mientras que en la bóveda número 5 de 0.30 metros de contraflecha, se tiene  $500 \times 10^{-2}$  mm.

La bóveda con 0.30 metros de contraflecha construida con mortero de arena de río es más rígida que la de 0.15 metros, aunque no en gran medida.

Es interesante hacer una comparación entre elementos construidos con concreto liviano de pómez y mortero de arena de río. De las gráficas de carga-deflexión se tiene:

<u>Elemento</u>	<u>Contraflecha</u>	<u>Material</u>	<u>Carga (kg/m<sup>2</sup>)</u>	<u>Deflexión en mm</u>
Bóveda 2	0.15 m	Concreto liviano de pómez.	200	$375 \times 10^{-2}$
Bóveda 3	0.15 m	Mortero de arena de río	200	$800 \times 10^{-2}$ mm

Lo anterior indica que el elemento construido con concreto Liviano de Pómez ,  
aventa al de mortero de arena de río, hasta la carga indicada, ya que la ca-  
pacidad máxima fue mayor en la bóveda construida con mortero de arena de río .

Para contraflechas centrales mayores, se obtuvieron los siguientes resultados:

<u>Elemento</u>	<u>Contraflecha</u>	<u>Material</u>	<u>Carga (kg/m<sup>2</sup>)</u>	<u>Deflexiones (mm)</u>
Bóveda 4	0.30 m	Concreto liviano de pómez.	200	$450 \times 10^{-2}$
Bóveda 5	0.30 m	Mortero de arena de río.	200	$500 \times 10^{-2}$

Se observa que el elemento fundido con concreto liviano de pómez presenta me-  
jores resultados, tanto para la carga indicada como para la carga máxima obteni-  
da.

Las relaciones hechas anteriormente, toman en cuenta las deflexiones en el cen-  
tro de la bóveda, y se fundamentan en los resultados obtenidos de los ensayos de  
carga, pero están afectados directamente por los sistemas constructivos utilizados,  
ya que en todas las bóvedas fundidas sin formaleta se emplearon sistemas diferen-  
tes.

Las pruebas de permeabilidad en todas las bóvedas fundidas sin formaleta, no fue

ron satisfactorias, ya que presentaron filtraciones, por lo que hay que optimizar el colocado del mortero sin formaleta.

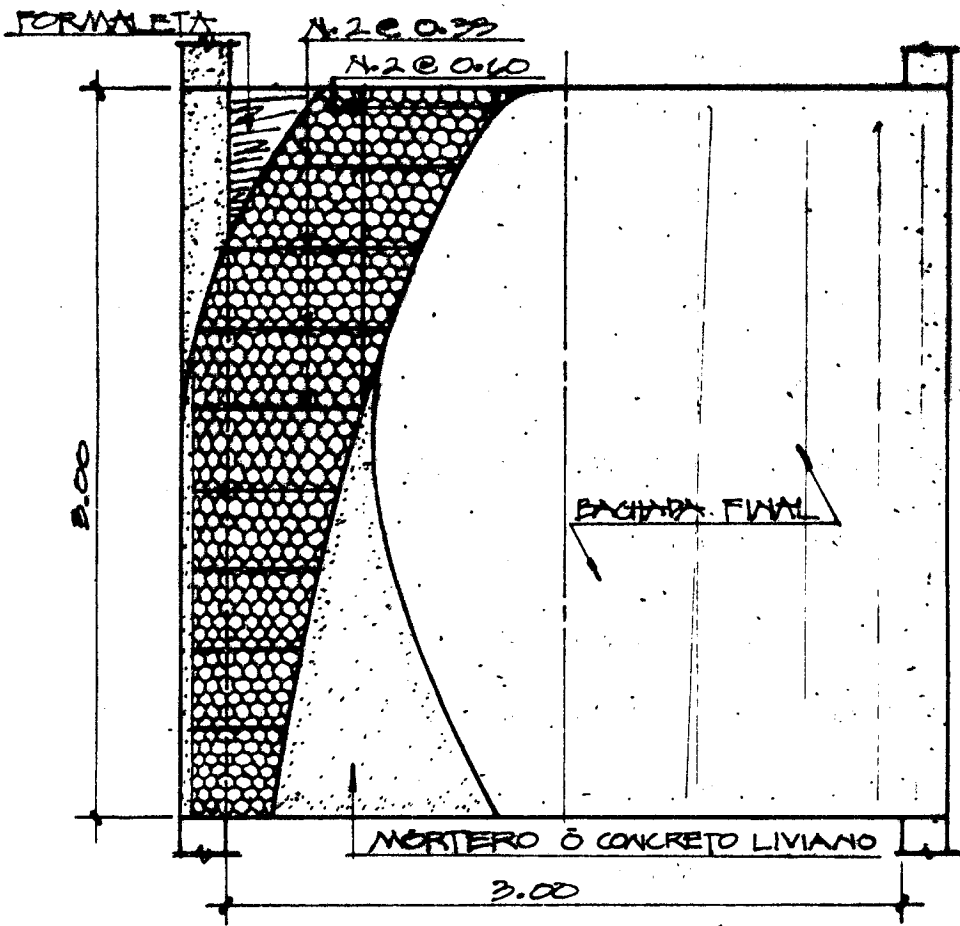
La bóveda número 6, fundida con formaleta y mortero de arena de río, presentó un comportamiento bastante aceptable para cargas del orden de  $150 \text{ kg/m}^2$ , se caracterizó por la presencia de grietas en las cercanías de los apoyos. Estas fallas se produjeron también en la bóveda número 7, fundida con formaleta y concreto liviano de pómez, siendo un factor muy importante en su evaluación, ya que aparecieron antes de la remoción de la formaleta.

El agrietamiento producido en lugares cercanos a los apoyos, pudo haberse debido a la falta de refuerzo en la zona de momento negativo, que contrarestara los esfuerzos de tensión en esa zona. Por ese motivo, la bóveda número 8 fue construída con una variación en la posición del refuerzo, siguiendo esta forma de la elástico de la bóveda. Favoreciendo a la colocación precisa del refuerzo en el lugar adecuado, se construyó el techo con una especie de acartelamiento en los apoyos, tal como se indica en la figura No. 11.

Los resultados obtenidos en esta bóveda, son satisfactorios totalmente, para cargas del orden de  $180 \text{ kg/m}^2$ , tal como se puede apreciar en las gráficas.

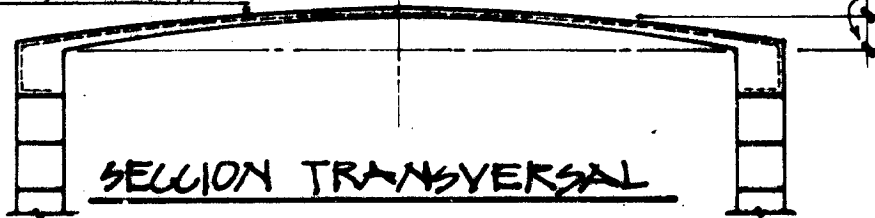
Las pruebas de permeabilidad en elementos fundidos con formaleta dieron mejores resultados que las fundidas sin formaleta, sin embargo el problema persiste aunque en muy bajo grado.

La contribución de los tímpanos, es grande, las deflexiones en las cercanías de ellos se reducen considerablemente. Aunque el tímpano funciona bien, sus fallas parecen indicar que no hay una buena adherencia entre el mortero y el re-

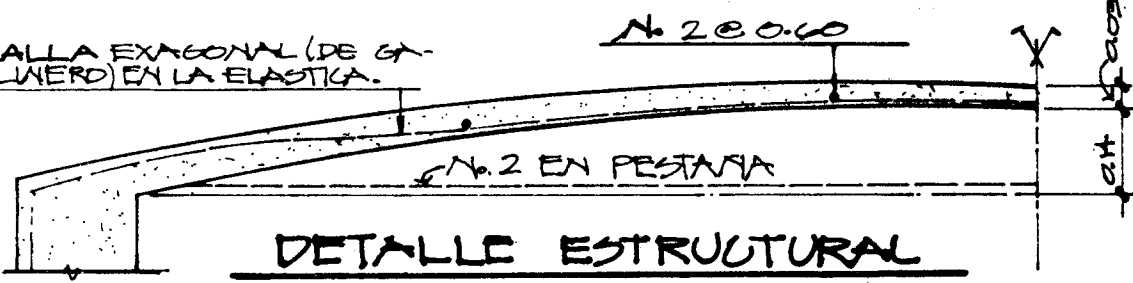


**PLANTA**

HIERRO PARA TENSAR MALLA  
N.2 @ 0.33 EN LA ELASTICA



MALLA EXAGONAL (DE GALINERO) EN LA ELASTICA.



**DETALLE ESTRUCTURAL**

CONVENIO CRM-USAL

ESTUDIO DE BOVEDAS DE FERROCEMENTO

COMO CUBIERTAS DE TECHO PARA VIVIENDAS POPULARES

FIG.  
11



fuerzo especialmente colocado en ese lugar, debido probablemente al espesor reducido. Regularmente, las fallas en los tímpanos fueron las primeras en producirse.

La bóveda número 9 no presentó ninguna evidencia de falla para una carga de  $220 \text{ kg/m}^2$ , a la cual se produjo una deflexión de  $636 \times 10^{-2} \text{ mm}$ . En esta, se observa que la contribución del tímpano fue mayor, no ocurrió la falla por estar apoyada en las vigas laterales.

## 9. ANÁLISIS TEÓRICO

Las reacciones horizontal y vertical y los momentos máximos en los apoyos y al centro de la luz se calculan de las fórmulas siguientes:

a) Reacciones (ver figuras 12 y 13)

$$H_1 = H_2 = (\omega L^2/8f) (1/1+G) \quad (1)$$

$$V_1 = V_2 = \omega L/2 \quad (2)$$

donde:

$$G = \text{Constante del arco} = d^2 \mathcal{I} / f^2 \quad (3)$$

$$\mathcal{I} = \text{Constante numérica} = 15/16 \int \cos^2 \varphi \, ds \quad (4)$$

$\varphi$  = ángulo de inclinación del eje de la bóveda en la sección considerada.

b) Momentos (Ver figuras 12 y 13)

$$M_1 = M_2 = -(\omega L^2/12) (G/1+G) \quad (5)$$

$$M_{1.5} = (\omega L^2/24) (G/1+G) \quad (6)$$

$$M_x = M_1 + (\omega L/2) (1-x/L) x - H_1 y \quad (7)$$

G se evalúa como se indica en (a).

NOTA: Las fórmulas anteriores se obtuvieron del libro "Pórticos y Arcos" de Valerian Leontovich y su deducción y discusión se incluye en el apéndice b.

Aplicando las fórmulas anteriores para el caso en partículas de las bóvedas de ferro cemento, se tiene:

a) Espesor del arco en la corona,  $d = 0.03$  metros

b) contra flecha máxima,  $f = 0.15$  metros

c) luz libre entre apoyos,  $L = 3.00$  metros

d) relación entre la contra flecha y la luz,  $f/L = 0.05$

Para esta relación, el valor de  $\gamma$  se calcula de fórmula (4) o de la tabla 3 del

Apéndice b y se obtiene  $= 0.926$ .

Seguidamente se calcula la constante del arco, por la fórmula (3):

$$G = (0.03^2 \times 0.926) / 0.15^2$$

$$G = 0.03704$$

A continuación se calculan las reacciones tanto horizontal como vertical, de fórmulas (1) y (2):

$$H_1 = H_2 = (\omega L^2 / 8f) (1/1+G)$$

$$H_1 = 3^2 \omega / 8 (0.15) (1/1.03704)$$

$$H_1 = 7.78\omega$$

$$V_1 = V_2 = \omega L / 2$$

$$V_1 = 3\omega / 2 = 1.5\omega$$

El valor de momento en el extremo del arco se calcula de fórmula (5):

$$M_1 = M_2 = -(\omega L^2 / 12) (G/1+G)$$

$$M_1 = - (3^2 \omega / 12) (0.03704 / 1.03704)$$

$$M_1 = - 0.027\omega$$

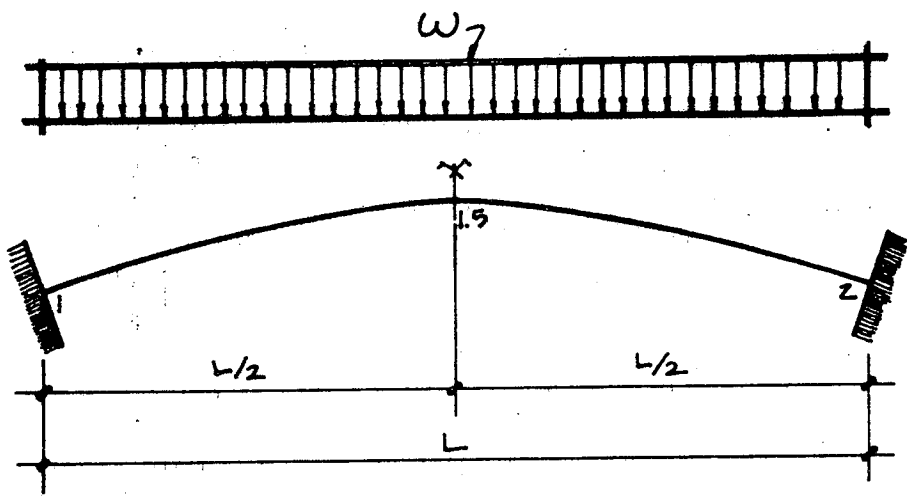


FIG. 12

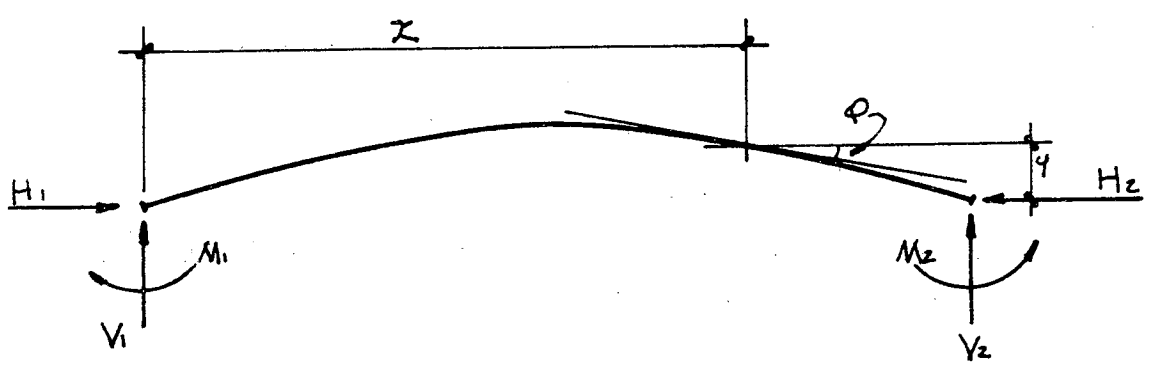


FIG. 13

El momento al centro de la luz es calculado con la fórmula (6):

$$M_{1.5} = (\omega L^2/24) (G/1+G)$$

$$M_{1.5} = (\omega 3^2/24) (0.03704/1.03704)$$

$$M_{1.5} = 0.014\omega$$

Las ecuaciones anteriores expresan el hecho de que si la curvatura se va reduciendo hasta llegar a obtener un elemento totalmente plano, entonces el factor  $(G/1+G)$  tiende a la unidad y la ecuación de momento se simplifica, obteniendo una expresión comúnmente conocida:

$$M_1 = \omega L^2/12 \cdot (G/1+G), \text{ ya que el factor } \approx 1$$

$$M_1 = \omega L^2/12.$$

Por otro lado si la curvatura se incrementa, el factor se reduce considerablemente hasta que este hace que el valor de momento sea prácticamente despreciable.

Para objeto del diseño las dimensiones de la sección, se obtuvieron de la perforación de una de las bóvedas lo cual proporcionó un trozo representativo. La figura No. 15 del Apéndice B, es una sección obtenida en esa muestra, con lo cual se da un aspecto más real.

A continuación se dan los valores de las constantes obtenidas de los ensayos mecánicos de la malla de refuerzo y los parámetros del concreto.

$$E_y = 0.00112 \quad (\text{Valor estimado})$$

$$f_y = 2352.0 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Valor calculado como el 60\% del esfuerzo máximo}).$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Valor asumido})$$

$$E_{cu} = 0.0028$$

$$\alpha = 0.59$$

$$\beta = 0.36$$

De acuerdo con el método de diseño de la Resistencia Última (Ref. Apéndice b) para este caso en particular, si se asume un valor de  $a = 0.33$  cm.

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{cu} (d_i - a)/a$$

$$\epsilon_{si} = 0.0028 (2.32 - 0.33)/0.33$$

$$\epsilon_{si} = 0.01688$$

$$\epsilon_{si} \Rightarrow f_y/E \Rightarrow f_{si} = f_y$$

Luego se comprueba el equilibrio:

$$\alpha f'_c b a + \sum_{i=1}^n A_s f_{si} (\text{compresión}) = \sum_{i=1}^n A_s f_{si} (\text{tensión})$$

ya que no hay acero en la zona de compresión:

$$0.59 \times 120 \times 100 \times 0.33 = 1.003 \times 2352$$

$$2336 \approx 2359 \Rightarrow \text{O.K.}$$

lo cual indica que el valor de "a" asumido es correcto.

En seguida se establece el momento último resistido por la sección:

$$M_u = \alpha f'_c b a (a - \beta a) + A_s f_{si} y_i$$

$$y_i = d_i - a = 2.32 - 0.33 = 1.99 \text{ (se considera un solo nivel de refuerzo ya que las dos capas de malla practicamente constituyeron uno solo.)}$$

$$M_u = 0.59 \times 120 \times 100 \times 0.33 (0.33 - 0.36 \times 0.33) + 1.003 \times 2352 \times 1.99$$

$$M_u = 493.45 + 4694.52$$

$$M_u = 5187.97 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = 51.88 \text{ kg-m}$$

Experimentalmente, sin embargo, se encontró que la malla de refuerzo no trabaja como se supone en el método de diseño descrito anteriormente. De un segmento de bóveda de concreto liviano, se realizó un ensayo de flexión en el laboratorio que consistió en colocarlo simplemente apoyado y con carga en los tercios de luz, bajo esa condición se observó que la carga máxima obtenida fué la misma que ocasionó la primera grieta en el mortero en la zona de tensión. Seguidamente de esa falla, la malla de refuerzo por sus características propias de fabricación empezó a generar esfuerzos transversales sobre el concreto que provocaron la separación del mismo en dos capas, a la vez la malla tendió a contraerse hacia el centro de la probeta.

El comportamiento anteriormente descrito parece indicar que la cantidad de refuerzo en este caso puede no ser crítica y que lo que reviste importancia es la posición del mismo en el lugar adecuado para evitar el agrietamiento del concreto.

En ese sentido, la capacidad máxima del momento resistido por la sección queda en función de las características del concreto solamente.

Entonces,

$$M_u = \phi f'_c b a (a - \beta a)$$

$$M_u = 0.59 \times 120 \times 100 [0.33 (0.33 - 0.36 \times 0.33)]$$

$$M_u = 493.45 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = 4.93 \text{ kg-m}$$

El mayor momento obtenido del análisis debe entonces igualarse al obtenido en el diseño, para establecer teóricamente la máxima capacidad de carga que soporta la cubierta.

$$M_1 = 0.027 w \qquad M_u = 4.93 \text{ kg-m}$$

$$M_1 = M_u \qquad 0.027 w = 4.93$$

$$w = 4.93/0.027$$

$$w = 182.59 \text{ kg/m}$$

Ya que se trabajó sobre una franja de 1 metro de ancho, la capacidad teórica máxima de la cubierta es:

$$w = 183 \text{ kg/m}^2$$

Experimentalmente se obtuvieron capacidades mayores. El modelo utilizado en el análisis teórico es similar a la condición que presentan las bóvedas fundidas con formaleta y apoyadas únicamente en los muros, en los cuales la variación de capacidad teórica y práctica fue de  $\pm 6\%$ .

Las bóvedas apoyadas en los cuatro lados soportaron cargas mucho mayores, sin embargo, en este caso el modelo teórico no es aplicable, ya que el comportamiento del elemento es diferente, debido a la rigidez proporcionada por los tímpanos cuando estos son apoyados.

## 10. ESTIMACION DE COSTOS

Uno de los aspectos más importantes de la ingeniería es el económico, especialmente en este trabajo que se proyecta a viviendas de bajo costo.

La evaluación del costo de bóvedas de ferrocemento aquí desarrollada se fundamenta en las experiencias logradas en el transcurso del estudio e incluye únicamente los materiales y la mano de obra necesarios para su construcción, el costo de los cimientos y muros no se incluye en este trabajo, ya que estos únicamente fueron utilizados como un medio de apoyo.

Los precios de los materiales indicados, son los que actualmente imperan en el comercio y están sujetos a los constantes cambios, característicos de los últimos tiempos.

Los tiempos de mano de obra se obtuvieron de la experiencia en la construcción de los elementos, dándoles ese sentido un aspecto más real.

El costo estimado (Ref. Apéndice C), puede dividirse en tres renglones generales, tal como se presenta a continuación:

Formaleta	Q 17.72	12.91%
Materiales	Q 80.05	58.32%
Mano de Obra	<u>Q 39.50</u>	<u>28.77%</u>
	Q137.27	100.00%

Este valor corresponde a la construcción de una bóveda de 9 metros cuadrados de superficie, por lo que el costo por unidad de superficie se estima en Q 15.25/m<sup>2</sup>.

Como puede apreciarse el costo está influenciado en su mayor parte por los materiales que representan el 58% del costo total. Este alto porcentaje se debe al alto precio de la malla de refuerzo, el cual varía actualmente entre Q 1.50 y Q 2.00 por yarda cuadrada, lo cual significa el 67.21% del valor de los materiales empleados y el 40% del costo total.

En este sentido, es imperante la necesidad de importación directa de la malla de refuerzo para la plicación masiva de techos de ferrocemento, con lo cual se reduciría su costo y como consecuencia el costo total del elemento. Otra alternativa podría ser que se promoviera a nivel nacional, la fabricación de la malla.

Por otro lado, se observa que el porcentaje con que afecta la mano de obra en el



costo total, se reduce en comparación con la construcción de cubiertas de concreto reforzado convencional.

Aunque la formaleta no contribuye en gran medida a elevar el costo de las bóve-  
das, para construcción de considerables cantidades de viviendas con techos de feroccemento podría utilizarse una formaleta metálica, con lo cual se estaría aumentando su vida útil y reduciéndose como consecuencia la influencia de su costo en cada unidad.

El incremento de costo que surge por la utilización de arena de río, prácticamen-  
te es despreciable, pero el inconveniente que puede presentarse es la escasez de  
este material en el área rural principalmente, ocasionado en este caso un aumen-  
to por los gastos de transporte.

La disponibilidad de los materiales es buena, aunque para la utilización de gran-  
des cantidades de malla de refuerzo, es necesario acudir a pedidos muy especia-  
les.

Para una comparación de elementos construidos a base de ferrocemento, con te-  
chos de materiales y métodos tradicionales, se hace el siguiente análisis.

Las cubiertas tradicionales pueden clasificarse en dos grupos:

- |  |  |
|--|--|
| a) Cubiertas en Pendiente<br>(los más usuales) | Techos de lámina de zinc<br>Techos de canaleta<br>Techos de duralita |
| b) Cubiertas planas                            | Concreto Reforzado Convencional                                      |

Los techos de lámina de zinc son impermeables, pero su conductividad térmica es  
extremadamente alta y no posee absorción de sonido, por lo que su aplicación es  
limitada, especialmente en climas cálidos. El costo por metro cuadrado de este

tipo de techo se encuentra por el orden de Q 14.00, estando sujeto a los aumentos de precios de la madera.

Los techos de canaleta, que no necesitan estructura de apoyo como los anteriores, están afectados por la dificultad del transporte de las láminas y la imposibilidad de reparación de las mismas, debido a su gran fragilidad. El costo actual de techos de canaleta se encuentra por el orden de Q 16.00 por metro cuadrado, lo cual representa un incremento del 5% en el costo del techo, si se compara con el ferrocemento.

Los techos de duralita son aún más caros, su costo es mayor que los techos de ferrocemento en un 25%, por lo cual no pueden competir con estos.

Ninguno de los tipos de techo en pendiente proporciona accesibilidad a ellos y mucho menos ofrece la capacidad de soportar las cargas a que puede someterse el techo de ferrocemento. Las bóvedas de ferrocemento prometen en un futuro servir de entrepiso, lo cual no puede obtenerse con techos de lámina.

La sensación de seguridad y comodidad que proporcionan los techos de ferrocemento es mayor que la de techos tradicionales de lámina, con lo cual se presenta la oportunidad de ofrecer unidades habitacionales de mejor calidad a menor costo.

Las cubiertas planas proporcionadas por el concreto reforzado convencional representan mejores condiciones que el ferrocemento, sobre todo por la técnica ampliamente conocida, pero no pueden competir con este económicamente, puesto que el costo de losas de concreto reforzado aproximadamente está por el orden de Q 30.00 por metro cuadrado. Esto representa un incremento del 97% del costo del ferrocemento.

## 11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 11.1 - Conclusiones

1. Los elementos de ferrocemento de tipo abovedado construídos para este estudio cumplen con los requisitos mínimos de carga para techos inaccesibles, ya que resistieron cargas de  $180 \text{ kg/m}^2$ , sin presentar evidencia de falla y su recuperación es buena.
2. Las bóvedas de ferrocemento prometen resistir cargas para ser utilizadas como entresijos, para lo cual es necesario que se continúen evaluando experimentalmente.
3. En el elaboración de cubiertas sin formaleta debe hacerse más énfasis en el procedimiento de colocado y el agregado que se utiliza para la mezcla, ya que las experiencias obtenidas aquí demostraron buen comportamiento bajo carga, pero un grado de filtración considerable.
4. La cantidad de malla de refuerzo parece no ser crítica, lo que realmente importa es su posición en el lugar adecuado.
5. Los techos a base de ferrocemento pueden competir económicamente con los sistemas tradicionales, como se demostró, son de menor costo y aventajan a los techos en pendiente en su comportamiento bajo carga.
6. Para cubiertas apoyadas en los muros unicamente, la variación entre la capacidad teórica y práctica fué de  $\pm 6\%$ .
7. Las bóvedas de ferrocemento proporcionan sensación de seguridad y una apariencia muy agradable, similar a la que se adquiere con losas de concreto reforzado.

8. El incremento en la capacidad de carga de las bóvedas obtenido por una mayor contraflecha, no fue significativo y más dependió del sistema construtivo utilizado.
9. La variación entre el comportamiento de los techos construídos con arena de río y pómez tampoco resultó ser significativa.
10. La distancia que separa a los tímpanos, influye de buena manera en el comportamiento de los elementos.
11. En bóvedas construídas sin formaleta, los ensayos de permeabilidad, demostraron que tuvieron algunas filtraciones. En bóvedas construídas con formaleta, las filtraciones aún persisten, aunque en muy bajo grado y se encuentran en proceso de tratamiento para resolverlas, la solución de este problema representa el éxito total del sistema.
12. La colocación de la malla de refuerzo reviste especial cuidado, sobre todo en las cercanías de los apoyos.
13. Mientras la arena es más fina, favorece a proporcionar un concreto o mortero más denso, de mejores propiedades para el ferrocemento.

#### 11.2- Recomendaciones

1. Se recomienda el uso de este sistema para viviendas de un solo nivel, extendiéndose su utilización a elementos tales como car-ports, cuartos de almacenamiento, etc.
2. Se recomienda la utilización de bóvedas de ferrocemento como cubrerta para construcciones en serie, la cual reduciría considerablemente su costo y a la vez se podría conocer en mejor forma su técnica y de

su aplicación podrían surgir nuevas ideas .

3. Para la elaboración del concreto liviano, se recomienda el uso de arena pómez tamizada por la malla No. 4, prefiriéndose cuando la oportunidad lo permita, arenas más finas.
4. Se recomienda un buen control de calidad en la elaboración del concreto liviano y un curado constante del techo durante 7 días como mínimo.
5. Se recomienda establecer las propiedades mecánicas de la malla de re-fuerzo para lo cual se sugiere al CII, la obtención del equipo adecua-do, tanto para este material como para otros similares de futuras investi-gaciones. Esta recomendación se extiende para mallas de diferentes ti-pos.
6. Se recomienda la continuación de este trabajo para optimizar el sistema así como la investigación de techos de ferrocemento de características diferentes tales como cubiertas planas, curvaturas en los dos sentidos, po-sibilidad de elementos prefabricados, paraboloides hiperbólicos, etc., y la utilización de mallas diferentes a las empleadas en este estudio.
7. Se recomienda investigar el comportamiento de cubiertas con una sola capa de malla de refuerzo para comprobar lo expresado en las conclusio-nes, inciso No. 4.
8. Se recomienda promover la industrialización de la malla de refuerzo en el país, para lograr una reducción en los costos.
9. Se recomienda incrementar la investigación en el campo del ferrocemen-to, con el fin de obtener unidades habitacionales de este material en su totalidad.

12. BIBLIOGRAFIA

- Alexander, D. (Octubre 1979), Ferrocement in Relation to the RC Code, *Journal of Ferrocement*, Vol. 9, No. 4, pp. 191-199.
- Barberio, Vittorio (mayo-Junio 1975), "Cúpulas Delgadas de Ferrocemento para una instalación lctica en el río Tirino", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (Revista IMCYC), Vol. 13, No. 74, pp. 17-28.
- Barrios Morataya, José Rolando (Octubre 1979), "Estudio del Concreto Liviano Reforzado con Fibra Vegetal", Ingeniero Civil, Tesis, Universidad de San Carlos de Guatemala.
- García Ovalle, Julio Guillermo (Noviembre 1972), "Estudio del Verdadero Esfuerzo Ultimo en Compresión y de la Distribución de Esfuerzos en la Zona de Compresión, Debido a la Flexión en el Concreto Liviano de Pómez del Valle de Guatemala, Ingeniero Civil, Tesis, Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Gomar Antolinez, Mario Rodolfo (Noviembre 1958), "Deducción de Formulas y Tablas para ser Usadas en Miembros Curvos de Estructuras Rígidas", Ingeniero Civil, Tesis, Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Guerra, Antonio J., Naaman, Antoine and Shah, Surendra (Enero 1978), Ferrocement Cylindrical Tanks: Cracking and Leakage Behavior, *Journal of the American Concrete Institute*, (ACI Journal), Vol. 75, No. 1, pp. 22-30.
- Guzmán Román, Oscar de Jesús, (Marzo 1974), "Estudio sobre Techos de Bóvedas Tabicadas Cilíndricas de Ladrillo de Barro Cocido para Vivienda", Ingeniero Civil, Tesis, Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Logan, D. and Shah, Surendra (diciembre 1973), Moment Capacity and Cracking Behavior of Ferrocement in Flexure, *Journal of the American Concrete Institute*, (ACI Journal), Vol. 70, No. 12, pp. 799-804.
- Mironkov, B.A. (Febrero 1980), "El Ferrocemento en la Unión Soviética" Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, (Revista IMCYC), Vol. 17, No. 106, pp. 25-31.
- Ocaña Munguia, Pablo de Jesús (Noviembre 1979), "Estudio Sobre Ferrocemento Liviano a Base de Pómez," Ingeniero Civil, Tesis, Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Pama, Ricardo; Lee, Seng-Lip and Vietmeyer, Norl D. (1976), Ferrocement A Versatile Construction Materials: Its Increasing Use in Asia, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, pp. 106.

- Salas Rico, Raúl; Yagué Cabrera, Feizal R. (Julio 1980), Ferrocemento, El Elemento más Viable de Países en Desarrollo, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, Caminos Rurales, México, No. 1, pp. 17-35.
- Smith, Curtis S; Taniguchi, Jan T. and Ahmad, Athar P. (Mayo 1973), Materials Adaptation for Underdeveloped Countries, Massachusetts Institute of Technology, pp. 41.
- Surya Kumar, G.V.; Gupta V.K. and Sharma, P.C. (Octubre 1979) "Flexural Rigidity of Ferrocement", Journal of Ferrocement, Vol. 9, No. 4 pp. 171-184.
- Tolosa, Rodolfo T.; Mejía, P.B. (1979), Modular Ferrocement Housing System, Housing Science, Vol. 3, No. 5, pp. 373-381.
- Valerian, Leontovich (Septiembre 1974), "Porticos y Arcos", Compañía Editorial Continental, S.A., México, pp. 522.
- Varios Autores, (Agosto 1979) Ferrocement - Materials and Applications, Journal for the American Concrete Institute, (ACI Journal), Vol. 76, No. 8, pp. 935-940.
- Whang, Benjamin (1972), Comparison Study of Aluminium, Ferrocement, and Fiber-reinforced Plastic for Small Craft in Korea, U.S. Naval Ship Research and Development Center, Maryland, pp. 32.

APENDICE A

TABLAS No. 1 a No. 15,

VALORES DE DEFLEXION OBTENIDOS DURANTE LOS ENSAYOS DE CARGA  
Y DESCARGA DE LAS BOVEDAS CONSTRUIDAS EN ESTE ESTUDIO



TABLA No. 1

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "a")  
 BOVEDA No. 2  
 Fecha de Ensayo: 3 diciembre 1979  
 CARACTERISTICAS:  
 Contra Flecha: 0.15 metros  
 Luz libre entre apoyos: 3.00 metros  
 Longitud de Bóveda: 2.00 metros  
 Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez  
 Sistema Constructivo: Sin Formaleta. Sobre Apoyos Puntuales.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
19.14	13	16	11
31.91	25	30	16
53.18	50	55	38
78.70	75	88	55
95.72	104	117	75
116.98	154	172	119
116.98 lectura a 24 horas	352	368	245
95.72	285	330	188
78.70	260	301	165
53.18	231	271	150
31.91	198	234	109
19.14	-	-	-
0	162	193	75
0 lectura a 48 horas	162	178	75

Observaciones: No hubo evidencia de falla.

TABLA No. 2

## PRUEBA DE CARGA No. 2 (Método "a")

BOVEDA No. 2

Fecha de Ensayo: 15 enero 1980

## CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 2.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez

Sistema Constructivo: Sin Formaleta. Sobre Apoyos Puntuales.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
19.14	17	15	12
31.92	32	32	29
53.18	57	46	52
74.45	70	70	66
95.73	110	132	107
114.88	132	177	138
153.17	197	253	205
172.32	249	312	245
210.60	312	416	314
210.60 lectura a 24 horas	560	616	513
172.32	538	561	452
153.17	538	518	428
114.88	538	431	355
95.73	459	375	312
74.45	389	291	448
53.18	264	261	422
31.92	219	211	382
19.15	189	177	354
0	160	145	319
0 lectura a 48 horas	133	142	241

Observaciones: Aparecieron grietas cerca de los apoyos.

TABLA No. 3

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "a")

BOVEDA No. 3

Fecha de Ensayo: 27 febrero 1980

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Boveda: 2.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Mortero de Arena de Río

Sistema Constructivo: Sin Formaleta. Sobre Apoyos Puntuales.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
17.02	10	12	12
42.55	31	38	38
63.82	84	102	91
85.10	93	115	100
106.37	100	123	105
127.63	124	145	130
148.92	231	270	245
170.18	293	330	300
191.47	435	486	450
191.47 lectura a 24 horas	675	650	663
170.18	667	643	652
148.92	610	575	592
127.63	582	546	570
106.37	500	462	482
85.10	490	450	480
63.82	480	442	470
42.55	400	350	390
17.02	340	268	313
0	290	255	260
0 lectura a 48 horas	175	138	188

Observaciones: No hubo evidencia de falla.

TABLA No. 4

PRUEBA DE CARGA No. 2 (Método "a")

BOVEDA No. 3

Fecha de Ensayo: 22 abril 1980

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 2.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Mortero de Arena de Río

Sistema Constructivo: Sin Formaleta. Sobre Apoyos Puntuales.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
17.02	-	39	-
42.66	-	83	-
63.82	-	195	-
85.10	-	208	-
106.37	-	210	-
127.63	-	268	-
148.92	-	360	-
170.18	-	480	-
191.47	-	690	-
212.70	-	925	-
+233.97	-	1400	-
255.24	-	2111	-
255.24 lectura a 24 horas	-	2639	-
233.97	-	2619	-
212.70	-	2519	-
191.47	-	2449	-
170.18	-	2309	-
148.92	-	2289	-
127.63	-	2239	-
106.37	-	2129	-
85.10	-	2019	-
63.82	-	1929	-
42.66	-	1884	-
17.02	-	1844	-
0	-	1749	-
0 lectura a 48 horas	-	1511	-

Observaciones: + empezó a agrietarse. La bóveda falló.

TABLA No. 5

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "a")

BOVEDA No. 4

Fecha de Ensayo: 20 marzo 1980

CARACTERISTICAS:

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Contra flecha: 0.30 metros

Longitud de Bóveda: 2.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez

Sistema Constructivo: Sin formaleta. Sobre Apoyos en Sentido Longitudinal.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
17.02	0	4	5
42.55	11	13	22
63.82	88	100	81
85.10	95	110	87
106.37	100	110	91
127.63	162	167	134
148.92	192	195	160
170.18	286	281	234
191.47	329	321	268
191.47 lectura a 24 horas	403	400	353
170.18	388	392	345
148.92	370	350	310
127.63	356	322	292
106.37	298	273	251
85.10	282	262	246
63.82	275	255	235
42.55	215	193	185
17.02	165	155	150
0	125	106	118
0 lectura a 48 horas	94	99	87

Observaciones: No hubo ninguna evidencia de falla.

TABLA No. 6

PRUEBA DE CARGA No. 2 (Método "a")

BOVEDA No. 4

Fecha de Ensayo: 8 mayo 1980

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.30 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 2.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez

Sistema Constructivo: Sin Formaleta. Sobre Apoyos en Sentido Longitudinal.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	-	0	-
17.02	-	0	-
42.55	-	30	-
63.82	-	66	-
85.10	-	100	-
106.37	-	148	-
127.63	-	205	-
148.92	-	252	-
170.18	-	330	-
191.47	-	436	-
212.70	-	492	-
233.97	-	567	-
255.24	-	650	-
276.51	-	813	-
297.78	-	960	-
319.05	-	1096	-
+340.30	-	1351	-
361.59	-	1442	-
361.59 lectura a 24 horas	-	2064	-
340.31	-	2039	-
319.05	-	2016	-
297.78	-	1983	-
276.51	-	1934	-
255.24	-	1907	-
233.97	-	1882	-
212.70	-	1849	-
191.47	-	1814	-
170.18	-	1764	-
148.92	-	1724	-
127.63	-	1672	-
106.37	-	1609	-
85.10	-	1564	-
63.82	-	1522	-
42.55	-	1479	-
17.02	-	1414	-
0	-	1374	-
0 lectura a 48 horas	-	1219	-

Observaciones: +se empezó a agrietar. Falló la bóveda.

TABLA No. 7

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "a")

BOVEDA No. 5

Fecha de Ensayo: 14 mayo 1980

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.30 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de bóveda: 2.00 metros

Tipo de mezcla utilizada: Mortero de arena de río

Sistema constructivo: Sinformaleta. Con utilización de módulo de madera.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	2
0	0	0	0
21.26	9	9	8
42.55	18	18	15
63.82	28	27	25
85.10	41	41	36
106.37	57	56	46
127.63	80	80	69
148.92	150	150	148
170.18	255	260	243
191.47	550	550	520
212.70	680	672	640
+212.70 lectura a 24 horas	1332	1325	1310
191.47	1317	1305	1300
170.18	1292	1280	1270
148.92	1267	1255	1250
127.63	1247	1234	1230
106.37	1217	1203	1200
85.10	1184	1172	1170
63.82	1152	1140	1142
42.55	1132	1122	1124
21.26	1097	1083	1091
0	1047	1030	1040
0 lectura a 48 horas	907	--	870

Observaciones: + Bóveda agrietada, fallada.

TABLA No. 8

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "b")

BOVEDA No. 6

Fecha de Ensayo: 2 julio 1980

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 3.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Mortero de Arena de Río

Sistema Constructivo: Con Fomaleta de Madera Contrachapada.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
25	9	0	9
50	15	6	12
75	68	75	45
85	88	115	52
95	119	162	88
105	152	214	110
115	206	274	140
125	229	326	176
135	278	414	234
145	322	510	295
155	395	642	378
165	-	-	-
175	555	952	580
185	802	1370	828
+185 lectura a 24 horas	1665	2338	1694
155	1645	2259	1653
145	1610	2184	1620
135	1572	2105	1583
125	1511	1998	1524
115	1457	1900	1484
105	1389	1788	1429
95	1348	1663	1346
85	1230	1547	1222
75	1135	1425	1099
50	805	898	804
25	742	759	721
0 lectura a 48 horas	592	528	536

Observaciones: +Se empezó a agrietar la bóveda.



TABLA No. 9

PRUEBA DE CARGA No. 2 (Método "b")

BOVEDA No. 6

Fecha de Ensayo: 7 julio 1980

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 3.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Mortero de Arena de Río

Sistema Constructivo: Con Formaleta de Madera Contrachapada.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
10	99	173	130
20	135	236	160
30	188	334	230
40	247	440	298
50	310	562	320
60	374	670	450
70	425	786	525
80	503	925	604
90	563	1063	694
100	637	1215	785
110	725	1406	896
120	857	1730	1006
130	1100	2250	1140

+130 lectura a 24 horas

Observaciones: +No se hicieron lecturas, la bóveda estaba fallada totalmente.  
 Previo al ensayo, la superficie fue emparejada con arena pómez, con un peso de 60 kg/m<sup>2</sup>, lo cual se aprecia en la gráfica correspondiente.

TABLA No. 10

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "b")  
 BOVEDA No. 7  
 Fecha de Ensayo: 24 julio 1980  
 CARACTERISTICAS:  
 Contra Flecha: 0.15 metros  
 Luz libre entre apoyos: 3.00 metros  
 Longitud de Bóveda: 3.00 metros  
 Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez  
 Sistema Constructivo: Con Formaleta de Madera Contracha-  
 peada.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
10	112	170	147
20	221	300	257
30	393	497	400
40	770	900	720
50	1200	1400	1325

Observaciones: -Previo al ensayo, se emparejó la superficie con arena pómez, con un peso de 60 kg/m<sup>2</sup>, como puede apreciarse en la gráfica correspondiente.

-Antes del ensayo, ya existían grietas en las cercanías de los apoyos, de aproximadamente 1 mm de ancho.

-La bóveda falló totalmente, después de incrementarse las deflexiones, bajo la misma carga.

TABLA No. 11

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "b")

BOVEDA No. 8

Fecha de Ensayo: 3 septiembre 1980

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 3.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez

Sistema Constructivo: Con Formaleta de Madera Contracha-  
peada.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
10	18	32	25
20	36	64	50
30	66	105	82
40	86	135	108
50	112	178	140
60	141	214	170
70	165	258	204
80	203	308	238
90	228	348	271
100	225	388	302
100 lectura a 24 horas	308	476	371
90	-	-	-
80	300	464	361
70	288	441	343
60	265	403	316
50	230	353	279
40	191	294	240
30	162	252	208
20	135	211	178
10	106	173	149
0	67	117	93
0 lectura a 48 horas	24	70	9

Observaciones: No hubo grietas apreciables, única-  
mente en los tímpanos.

TABLA No. 12

## PRUEBA DE CARGA No. 2 (Método "b")

BOVEDA No. 8

Fecha de Ensayo: 9 septiembre 1980

## CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 3.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez

Sistema Constructivo: Con Formaleta de Madera Contrachapada.

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
10	0	0	0
20	60	73	69
30	100	130	116
40	124	170	114
50	153	205	174
60	179	251	230
70	213	311	286
*80	255	378	342
90	301	480	460
**100	339	550	528
110	413	638	598
***120	473	730	671
130	550	830	748
140	620	920	812
140 lectura a 24 horas	638	1040	920
70	610	992	886
60	574	932	843
50	549	889	813
40	519	837	777
30	478	768	728
20	443	715	689
10	400	648	642
0	360	568	575
0 lectura a 48 horas	244	362	456

## Observaciones:

- \* grietas en tímpanos
- \*\* grietas en tímpanos pronunciadas
- \*\*\* grieta pequeña en zona de momento negativo
- Previo al ensayo, la Bóveda se niveló con arena pómez, con un peso de 60 kg/m<sup>2</sup>.

TABLA No. 13

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "b")

BOVEDA No. 9

Fecha de Ensayo: 24 noviembre 1980

## CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 3.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez

Sistema Constructivo: Con Formaleta de Madera Contrachapada.

Característica especial: Apoyada en los cuatro lados

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
40	30	90	39
60	49	155	66
80	64	199	80
100	84	144	95
120	88	284	111
140	96	329	133
160	108	387	163
180	120	438	186
200	130	483	204
220	142	533	224
220 lectura a 24 horas	244	636	262
200	235	608	259
180	222	574	248
160	208	534	244
140	194	498	232
120	179	455	223
100	162	414	214
80	146	374	208
60	142	336	202
40	113	287	195
0	72	190	174
0 lectura a 48 horas	-	136	138

Observaciones: No hubo evidencia de falla.

TABLA No. 14

PRUEBA DE CARGA No. 2 (Método "b")

BOVEDA No. 9

Fecha de Ensayo: 22 enero 1981

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 3.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez

Característica Especial: Apoyada en los Cuatro Lados

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
60	34	77	35
80	67	147	62
100	94	202	82
120	125	268	103
140	150	330	125
160	176	386	140
180	198	446	160
200	226	505	177
220	252	562	196
240	288	640	220
260	318	710	243
280	350	790	270
300	376	860	283
300 lecturas a 24 horas	393	890	318
300	393	890	318
260	393	890	318
240	373	866	310
220	359	820	295
200	338	775	276
180	306	713	258
160	288	672	243
140	262	625	226
120	233	566	210
100	205	512	187
80	178	460	169
60	143	390	143
0	84	268	107
0 lecturas a 48 horas	73	171	42

Observaciones: No hubo evidencia de falla.

TABLA No. 15

PRUEBA DE CARGA No. 1 (Método "b")

BOVEDA No. 10

Fecha de Ensayo: 5 febrero 1981

CARACTERISTICAS:

Contra flecha: 0.15 metros

Luz libre entre apoyos: 3.00 metros

Longitud de Bóveda: 3.00 metros

Tipo de Mezcla Utilizada: Concreto Liviano de Pómez

Característica Especial: Apoyada en los Cuatro Lados

Carga kg/m <sup>2</sup>	Deflexiones en mm x 10 <sup>-2</sup>		
	1	2	3
0	0	0	0
70	35	40	-
90	58	70	-
110	80	106	-
130	100	144	-
150	117	179	-
170	135	216	-
190	152	250	-
210	170	288	-
230	180	315	-
250	197	350	-
250 lecturas a 24 horas	305	409	-
250	305	409	-
210	297	390	-
190	283	356	-
170	270	325	-
150	257	299	-
130	240	267	-
110	229	241	-
90	214	210	-
70	196	174	-
0	147	114	-
0 lecturas a 48 horas	77	18	-

Observaciones: No hubo evidencia de falla.

APENDICE B

ANALISIS TEORICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL  
DE ELEMENTOS CURVOS Y TABLAS No. 1 á No. 3 DE LAS  
CARACTERISTICAS DEL ARCO



## ANÁLISIS TEÓRICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CURVOS.

Los miembros curvos que se consideran en este trabajo, son simétricos con ejes parabólicos. Las coordenadas de los ejes se definen mediante la ecuación cuadrática siguiente:

$$y = 4f (1-x/L) x/L$$

donde:

$f$  = contra flecha del miembro curvo

$L$  = Luz del miembro curvo

$x, y$  = coordenadas del eje con origen en el extremo izquierdo del mismo

Para establecer con mayor facilidad las coordenadas de los ejes, consultar Tabla No. 1 del Apéndice.

Soluciones condensadas para el análisis de arcos parabólicos y estructuras de arco comúnmente usadas, se presentan en el libro "Pórticos y Arcos" de Valerian Leontovich. Dichas soluciones han sido derivadas aplicando la teoría del trabajo virtual, tal como se emplea con el método del centro elástico.

Los miembros curvos que se usan en la derivación de las soluciones condensadas, se caracterizan por la relación de sus secciones transversales con los ángulos de inclinación de sus ejes.

El espesor de estos miembros varía desde la corona, hasta las líneas de arranque como una función del ángulo de inclinación de los ejes de los miembros, a la horizontal, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$d = d_0 \sqrt[3]{\sec \varphi}$$

donde:

$d$  = el espesor del miembro curvo en la sección definida por el ángulo de inclinación

$d_0$  = el espesor del miembro curvo en la corona

$\sec \psi$  = secante del ángulo de inclinación del eje del miembro en la sección considerada

Para mayor facilidad en la determinación del ángulo de inclinación del eje parabólico en determinada sección, consultar la Tabla No. 2 del Apéndice.

Sin embargo, para propósitos prácticos, si la relación entre la contra flecha y la luz del miembro, es menor de 0.20, las ecuaciones habiendo sido derivadas para miembros curvos ligeramente acartelados definidos por la ecuación anterior, dan resultados perfectamente satisfactorios para las estructuras con miembros curvos de sección transversal constante.

En la derivación de las fórmulas se presentan dos métodos, A y B. Para nuestro caso, el método B es recomendable para mayor precisión en los cálculos y tomando en cuenta la relación entre la contra flecha y la cuerda. Este método considera los efectos de la deformación por flexión y de deformación axial.

En general este método B se refiere a la aplicación de cargas verticales sobre arcos sin articulaciones, que es el mismo que nos ocupa. Aunque es difícil establecer una sujeción absoluta de los extremos de la bóveda, se considera que éstase encuentra con una condición muy cercana al empotramiento, ya que la rigidez del sistema de apoyo es muy grande comparada con la correspondiente de la cubierta.

Las ecuaciones para los momentos hiperestáticos y las componentes vertical y horizontal de las reacciones del arco, se presentan a continuación.

$$H_1 = H_2 = (\omega L^2/8f)(1/1+G)$$

$$V_1 = V_2 = \omega L/2$$

$$M_1 = M_2 = -(\omega L^2/12)(G/1+G)$$

$$M_{1.5} = (\omega L^2/24)(G/1+G)$$

$$M_x = M_1 + (\omega L/2)(1-x/L)x - H_1 y$$

donde:

$G$  = constante del arco, definido por la siguiente relación:

$$G = d^2 \mathcal{I} / r^2$$

donde:

$d$  = espesor del arco en la corona

$\mathcal{I}$  = constante numérica obtenida por la siguiente ecuación:

$$\mathcal{I} = 15/16 \int \cos^2 \phi ds$$

Esta constante también puede ser evaluada de la relación entre la contra flecha y la luz. Para mayor facilidad, consultar la Tabla No. 3 del apéndice.

La fuerza axial en cualquier sección del arco puede determinarse empleando las ecuaciones siguientes:

$$\text{Si } x < L/2 \quad N_x = H_1 \cos \phi + (\omega L/2)(1-2x/L) \sin \phi$$

$$\text{Si } x \geq L/2 \quad N = H_1 \cos \phi + (\omega L/2)(1-2x/L) \sin \phi$$

Para calcular el momento resistido por la sección, se utiliza el método de diseño de la Resistencia Última, el cual fue empleado por D. Logan y S. P. Sha. Cabe señalar que este método es únicamente una proposición de diseño del ferrocemento, ya que en ese sentido no se ha aceptado un método de una manera definitiva. Para el diseño por Resistencia Última, se asumen las siguientes condiciones:

- 1.- Se asume que el momento último se alcanza cuando falla el mortero en la zona de compresión. La deformación del mortero en compresión en la fibra ex-

trema se toma como 0.0028, este valor es llamado  $\epsilon_{cu}$ .

- 2.- Se asume que las deformaciones están linealmente distribuidas.
- 3.- La fuerza total en la zona de compresión del mortero ( $C = \alpha f_c' b a$ ) y su momento con respecto al eje neutro  $C(a - \beta a)$  se calcula de la curva esfuerzo-deformación.
- 4.- Para un valor asumido de la profundidad del eje neutro,  $a$ , las deformaciones de cualquier capa de malla localizadas a una distancia  $d_i$ , de la parte superior está dada por:

$$\epsilon_{cu}/a = \epsilon_{si}/d_i - a)$$

- 5.- De los valores de la deformación en una capa de malla, los esfuerzos ( $f_{si}$ ) se calculan como sigue:

$$\text{Si } \epsilon_{si} < f_y/E \Rightarrow f_{si} = E \epsilon_{si}$$

$$\text{Si } \epsilon_{si} \geq f_y/E \Rightarrow f_{si} = f_y$$

donde:

$E$  es el módulo de elasticidad del acero y se toma como

$$2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_y$  es el esfuerzo de fluencia de la malla de refuerzo

- 6.- Para el valor asumido de la profundidad del eje neutro, se hace un chequeo de equilibrio. El equilibrio de fuerzas se satisface si:

$$\alpha f_c' b a + \sum_{i=1}^n A_s f_{si} \text{ (compresión)} = \sum_{i=1}^n A_s f_{si} \text{ (tensión)}$$

El valor usado de  $\alpha$  para el mortero es de 0.59, valor obtenido de la curva esfuerzo-deformación.

- 7.- El valor de "a" fue revisado y reiterado el proceso hasta lograr el equilibrio.

8.- El momento último para el valor de  $a$  obtenido se calcula así:

$$M_u = 0.85 f'_c b a (a - \gamma a) + \sum_{i=1}^n A_s f_{si} y_i$$

donde:

$n$  = número de capas de malla

$y_i$  =  $d_i - a$

$\gamma$  = 0.36 (valor obtenido de la curva esfuerzo-deformación)

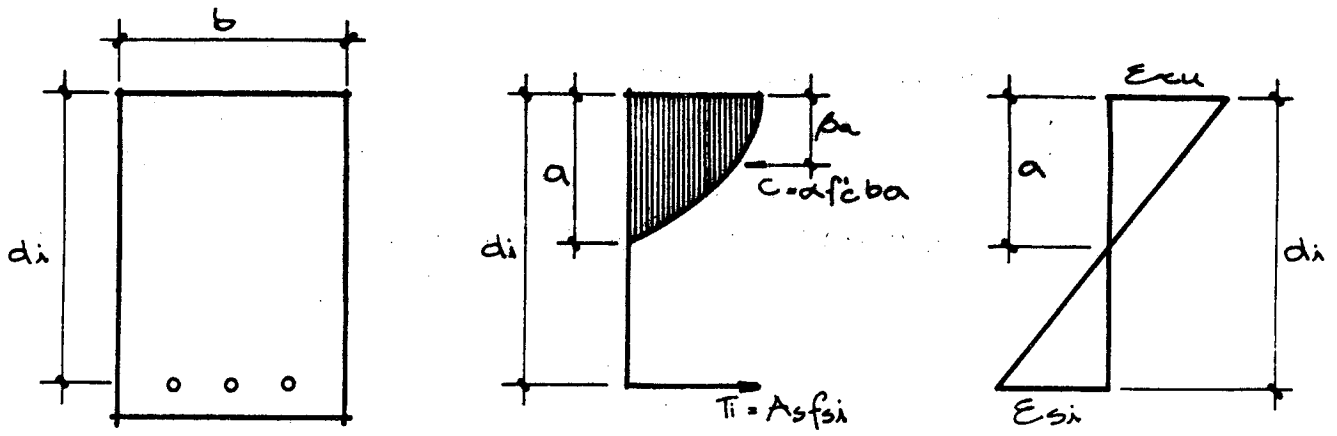


FIG. 14

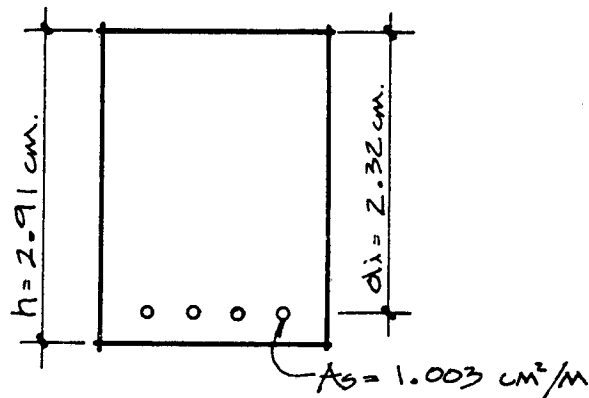


FIG. 15

COORDENADAS DE EJES DE ARCOS PARABOLICOS

Las coordenadas se determinan por la ecuación:

$$y = 4f \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L}$$

f = contra flecha máxima

x = coordenada sobre eje x, a partir del extremo izquierdo del arco

y = altura de la contra flecha para una posición x

L = luz de la bóveda

x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0.01L	0.040f	0.21L	0.664f	0.41L	0.968f	0.61L	0.952f	0.81L	0.616f
0.02L	0.078f	0.22L	0.686f	0.42L	0.974f	0.62L	0.924f	0.82L	0.590f
0.03L	0.116f	0.23L	0.708f	0.43L	0.980f	0.63L	0.932f	0.83L	0.564f
0.04L	0.154f	0.24L	0.730f	0.44L	0.986f	0.64L	0.922f	0.84L	0.538f
0.05L	0.190f	0.25L	0.750f	0.45L	0.990f	0.65L	0.910f	0.85L	0.510f
0.06L	0.226f	0.26L	0.770f	0.46L	0.994f	0.66L	0.898f	0.86L	0.482f
0.07L	0.260f	0.27L	0.788f	0.47L	0.996f	0.67L	0.884f	0.87L	0.452f
0.08L	0.294f	0.28L	0.806f	0.48L	0.998f	0.68L	0.870f	0.88L	0.422f
0.09L	0.328f	0.29L	0.824f	0.49L	0.999f	0.69L	0.856f	0.89L	0.392f
0.10L	0.360f	0.30L	0.840f	0.50L	1.000f	0.70L	0.840f	0.90L	0.360f
0.11L	0.392f	0.31L	0.856f	0.51L	0.999f	0.71L	0.824f	0.91L	0.328f
0.12L	0.422f	0.32L	0.870f	0.52L	0.998f	0.72L	0.806f	0.92L	0.294f
0.13L	0.452f	0.33L	0.884f	0.53L	0.996f	0.73L	0.788f	0.93L	0.260f
0.14L	0.482f	0.34L	0.898f	0.54L	0.994f	0.74L	0.770f	0.94L	0.226f
0.15L	0.510f	0.35L	0.910f	0.55L	0.990f	0.75L	0.750f	0.95L	0.190f
0.16L	0.538f	0.36L	0.922f	0.56L	0.986f	0.76L	0.730f	0.96L	0.154f
0.17L	0.564f	0.37L	0.932f	0.57L	0.980f	0.77L	0.708f	0.97L	0.116f
0.18L	0.590f	0.38L	0.942f	0.58L	0.974f	0.78L	0.686f	0.98L	0.078f
0.19L	0.616f	0.39L	0.952f	0.59L	0.968f	0.79L	0.664f	0.99L	0.040f
0.20L	0.640f	0.40L	0.960f	0.60L	0.960f	0.80L	0.640f	0.00L	1.000f

TABLA 2

VALORES DEL ANGULO DE INCLINACION  $\varphi$ ,del eje de arco parabólico para distintas relaciones de  $f/L$ 

El ángulo de inclinación del eje del arco para puntos que no sean los tabulados puede hallarse mediante la ecuación

$$\tan \varphi = \frac{4f}{L} \left(1 - \frac{2x}{L}\right)$$

$\varphi$  = ángulo de inclinación

$f$  = contra flecha máxima

$x$  = coordenada de posición

$L$  = luz de la bóveda

Si el arco se divide en 10 partes iguales y se numeran correlativamente a partir del extremo izquierdo, los ángulos de inclinación quedan así:

Relación del arco $f/L$	Secciones					
	0 y 10	1 y 9	2 y 8	3 y 7	4 y 6	5
0.05	11°19'	9°05'	6°51'	4°34'	2°17'	0
0.10	21°48'	17°45'	13°30'	9°05'	4°34'	0
0.15	30°58'	25°38'	19°48'	13°30'	6°51'	0
0.20	38°40'	32°37'	25°38'	17°45'	9°05'	0
0.25	45°00'	38°40'	30°58'	21°48'	11°19'	0
0.30	50°12'	43°50'	35°45'	25°38'	13°30'	0
0.35	54°28'	48°14'	40°02'	29°15'	15°39'	0
0.40	58°00'	52°00'	43°50'	32°37'	17°45'	0
0.45	60°57'	55°13'	47°12'	35°45'	19°48'	0
0.50	63°26'	58°00'	50°12'	38°40'	21°48'	0
0.55	65°33'	60°24'	52°51'	42°21'	23°45'	0
0.60	67°23'	62°29'	55°13'	43°50'	25°38'	0



TABLA 3

VALORES DE LA CONSTANTE  $\mathcal{J}$ ,

de arcos de sección constante

Los valores tabulados de la constante están determinados por la ecuación:

$$\mathcal{J} = \frac{15}{16} \int \cos^2 \phi \, ds$$

Relación de arco $f/L$	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30
Constante $\mathcal{J}$	0.937	0.926	0.893	0.845	0.791	0.737	0.684

APENDICE C

DETALLE DEL COSTO DE BOVEDAS DE FERROCEMENTO LIVIANO

Detalle del Costo de una Bóveda de Ferrocemento que Cubre un Area de 9 m<sup>2</sup>.

Formaleta:

130 pies de pino rústico (cerchas)	Q 0.36/pie	Q 46.80
4 pliegos de madera contrachapada de 4'x8'x1/4"	Q 12.00 c/u	Q 48.00
3 libras de tachuelón	Q 0.30 c/u	Q 0.90
3 libras de clavo de 4"	Q 0.40 c/u	Q 1.20
Hechura de formaleta		<u>Q 12.00</u>
	Total	Q 108.90
72 pies de pino rústico (parales)	Q 0.36/pie	Q 25.92

Se estima que una formaleta así construida puede utilizarse en la construcción de 7 bóvedas y los parales pueden emplearse en 12 techos, con ésto, el costo influyente en la construcción de un techo será:

Formaleta	Q 108.90/7 =	Q 15.56
Parales	Q 25.92/12 =	Q 2.16
Costo Total de Formaleta para 1 Techo		<u>Q 17.72</u>

Materiales:

10 varillas de acero de refuerzo de 1/4"	Q 24.00 qq	Q 8.00
31.65 yardas de malla hexagonal de alambre	Q 1.70/yda	Q 53.80
4 sacos de cemento	Q 3.50/saco	Q 14.00
0.80 metros cúbicos de arena pómez	Q 5.00/m <sup>3</sup>	Q 4.00
240 centímetros cúbicos de aditivo	Q 1.00/lit.	<u>Q 0.25</u>
	Costo Total de Materiales	Q 80.05

## Mano de Obra:

1 albañil - 3 días	Q 6.00/día	Q 18.00
2 ayudantes - 3 días	Q 3.50/día	<u>Q 21.00</u>
	Costo Total Mano de Obra	Q 39.00

RESUMEN

Formaleta	Q 17.72	12.91%
Materiales	Q 80.05	58.32%
Mano de Obra	<u>Q 39.50</u>	<u>28.77%</u>
COSTO TOTAL	Q 137.27	100.00%

COSTO POR METRO CUADRADO: Q 15.25

APENDICE D

CAPITULO 20 DEL REGLAMENTO A CI 318-77,

EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

## REGLAMENTO ACI 318-77

Capítulo 20 - Evaluación de la Resistencia de Estructuras ExistentesNotación

$a$  = deflexión máxima bajo carga de ensayo

$D$  = carga muerta

$h$  = espesor del miembro

$l_f$  = Luz del miembro bajo carga de ensayo

$L$  = Carga viva

## Requisitos Generales para Ensayos de Carga

- Si la evaluación de la resistencia es por ensayos de carga, un ingeniero de aptitud reconocida por el supervisor debe controlar los ensayos.
- Un ensayo de carga no debe hacerse hasta que la porción de la estructura sujeta a carga tenga por lo menos 56 días de edad. Cuando el propietario de la estructura, el contratista y todas las partes involucradas estén mutuamente de acuerdo, el ensayo puede hacerse a una edad más temprana.
- Cuando solamente una porción de una estructura va a ser ensayada, la porción dudosa debe ensayarse de tal manera que sea suficiente para evaluar las sospechas del origen de la parte débil.
- Cuarenta y ocho horas previo a la aplicación de la carga de ensayo, una carga para simular el efecto de la porción de las cargas muertas que no están presentes debe ser aplicada y debe permanecer en ese lugar hasta que todos los ensayos hayan sido completados.
- Cuando se efectúen pruebas de carga en miembros sujetos a flexión, incluyendo vigas y losas, deben aplicarse las disposiciones adicionales de esta sección.
- Inmediatamente antes de la aplicación de cargas de ensayo, deben hacerse las lecturas iniciales necesarias para tener un origen y poder medir las deflexiones provocadas por la aplicación de la carga de ensayo.
- La parte de la estructura seleccionada para cargarse debe sujetarse a una carga total, que incluirá las cargas muertas que estén en el lugar, equivalente a  $0.85(1.4D + 1.7L)$ . La carga de ensayo debe ser aplicada en no menos de cuatro intervalos aproximadamente iguales, sin causar impacto sobre la estructura y de tal manera que se evite el efecto de arco de los materiales de carga.

- Después que la carga de ensayo ha estado en su posición por 24 horas, deben tomarse las lecturas de deflexión. La carga de prueba debe entonces ser retirada y lecturas de deflexión deben tomarse 24 horas después de la remoción.
- Si la porción de la estructura ensayada muestra evidencia clara de falla, debe considerarse que la prueba ha fracasado y la parte ensayada no debe volverse a cargar.
- Si la estructura no muestra evidencia visible de falla, debe satisfacer el siguiente criterio:
  - a) si la máxima deflexión medida  $a$ , de una viga, piso o techo excede a  $l^2_t/20,000h$ , la recuperación dentro de las 24 horas siguientes de retirada la carga, debe ser por lo menos de 75% de la deflexión máxima para concreto no presforzado o de 80% para concreto presforzado.
  - b) Si la deflexión máxima  $a$ , es menor que  $l^2_t/20,000 h$ , el requisito de recuperación de la deflexión puede ser emitido.
  - c) En las secciones a) y b) anteriores, para los voladizos debe considerarse como el doble de la distancia del apoyo al extremo, y la deflexión debe ser ajustada para cualquier movimiento del apoyo.
- Las construcciones que fracasasen en mostrar el 75% de recuperación de la deflexión, pueden ser ensayadas nuevamente. La segunda prueba de carga no debe hacerse hasta que hayan pasado por lo menos 72 horas de la remoción de la primera carga se ensayo. La estructura no debe mostrar evidencia clara de falla en la segunda prueba y la deflexión causada por ella debe recuperarse en un 80% como mínimo. Las estructuras de Concreto Presforzado no deben ser cargadas nuevamente.

