

88



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

AEJ

FACULTAD DE INGENIERIA

**“DISEÑO DE MENSULAS DE APOYO
PARA COMPUERTAS RADIALES”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

ERNESTO JARAMILLO MARQUEZ

DIRECTOR DE TESIS: DR. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ

FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1995



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-007/93

Señor:
JARAMILLO MARQUEZ ERNESTO
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Roberto Gómez Martínez, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

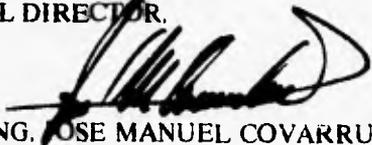
"DISEÑO DE MENSULAS DE APOYO PARA COMPUERTAS RADIALES"

- I.- INTRODUCCION
- II.- GENERALIDADES DEL PROYECTO
- III.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA
- IV.- ANALISIS CON BASE EN EL METODO DEL ELEMENTO FINITO
- V.- ANALISIS CONVENCIONAL
- VI.- ARMADO DE LA MENSULA
- VII.- ANCLAJE DE LA MENSULA
- VIII.- CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 22 de enero de 1993.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

u. JMCS/RCR*nil

A la vida:

*Por darnos la oportunidad de demostrar lo
que se puede lograr con esfuerzo y voluntad.*

A mis padres:

Gerardo y Amelia

*Que gracias a sus sacrificios hoy es posible esta realidad,
'mi Fosis'. Estoy orgulloso de ustedes y se los agradezco
eternamente.*

A mis hermanas:

Gerardo y Verónica

*Que juntas hemos sabido corresponder a
la confianza de nuestros padres.*

A Margarita:

Por apoyarme en todo momento, por la comprensión y fe depositadas en mí, "J.B. A.M.O".

A mis compañeros y amigos, por todos aquellos momentos que hemos compartido juntos.

AGRADECIMIENTOS

La información básica para el desarrollo de este trabajo fue proporcionada por la Compañía CIEPS CONSULTORES, S.A. de C.V., con autorización del Gobierno del Estado de Sonora y en particular del PROGRAMA ESPECIAL DE HERMOSILLO.

Las opiniones aquí expresadas son sólo responsabilidad del autor.

Agradezco al Dr. Roberto Gómez Martínez, director de esta tesis, que gracias a su interés y apoyo pudo llevarse a cabo.

Agradezco muy en especial al M. I. Oscar Vega Roldán por sus observaciones y recomendaciones efectuadas al trabajo en cuestión.

INDICE

| | Pag. |
|--|-------------|
| CAPITULO I INTRODUCCION | 1 |
| I.1 RESEÑA HISTORICA | 1 |
| I.2 ELEMENTOS DE UNA PRESA | 2 |
| I.2.1 OBRA DE DESVIO | 2 |
| I.2.2 CORTINA | 3 |
| I.2.3 OBRA DE TOMA | 3 |
| I.2.4 OBRA DE EXCEDENCIAS | 5 |
| | |
| CAPITULO II GENERALIDADES DEL PROYECTO | 7 |
| II.1 ANTECEDENTES | 7 |
| II.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA PRESA | |
| "ABELARDO L. RODRIGUEZ" | 8 |
| II.2.1 DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA EXISTENTE | 8 |
| II.2.1.1 CORTINA | 8 |
| II.2.1.2 OBRA DE EXCEDENCIAS | 9 |
| II.2.1.3 OBRA DE TOMA | 9 |
| II.2.2 DESCRIPCION GENERAL DEL "PROGRAMA ESPECIAL | |
| DE HERMOSILLO" | 9 |
| II.2.2.1 PRESA EL MOLINITO | 10 |
| II.2.2.2 CANALIZACION DEL RIO SONORA | 13 |
| II.2.2.3 MODIFICACIONES A LA PRESA ABELARDO L. | |
| RODRIGUEZ | 14 |
| II.2.2.4 DATOS DE PROYECTO | 15 |

| | |
|---|-----------|
| CAPITULO III PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 16 |
| III.1 GENERALIDADES | 16 |
| III.1.1 PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL | 16 |
| III.1.1.1 LA ESTRUCTURACION | 17 |
| III.1.1.2 EL ANALISIS | 17 |
| III.1.1.3 EL DIMENSIONAMIENTO | 18 |
| III.2 ANTECEDENTES | 19 |
| III.2.1 DESCRIPCION DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS | 19 |
| III.3 ESTRUCTURACION DE LAS MENSULAS | 20 |
| III.3.1 FUERZAS | 23 |
| III.3.1.1 EMPUJE HIDROSTATICO | 23 |
| III.3.1.2 PESO PROPIO | 28 |
| III.3.2 DIMENSIONES PRELIMINARES | 28 |
| | |
| CAPITULO IV ANALISIS CON BASE EN EL METODO DEL ELEMENTO FINITO | 33 |
| IV.1 ANTECEDENTES | 33 |
| IV.2 FUNDAMENTOS DEL METODO | 34 |
| IV.2.1 METODO DE LOS RESIDUOS PESADOS | 36 |
| IV.3 ANALISIS DE LAS MENSULAS | 46 |
| IV.3.1 DISCRETIZACION DE LA ESTRUCTURA | 46 |
| IV.3.2 FUERZAS | 47 |
| IV.3.3 MATERIALES | 50 |
| IV.3.4 ARCHIVO DE DATOS | 51 |
| IV.3.5 RESULTADOS | 52 |
| | |
| CAPITULO V ANALISIS CONVENCIONAL | 55 |
| V.1 ANTECEDENTES | 55 |

| | |
|---|-----------|
| V.2 FUNDAMENTOS DEL METODO | 56 |
| V.3 ANALISIS DE LAS MENSULAS | 60 |
| V.3.1 CARGAS DE DISEÑO | 60 |
| V.3.2 ACERO DE REFUERZO | 62 |
| V.4 CONCLUSIONES | 67 |
| | |
| CAPITULO VI ARMADO DE LA MENSULA | 68 |
| VI.1 ANTECEDENTES | 68 |
| VI.2 ESTADOS LIMITE | 69 |
| VI.3 ACERO DE REFUERZO | 70 |
| VI.3.1 REFUERZO POR FLEXION | 70 |
| VI.3.2 REFUERZO POR CORTANTE | 72 |
| | |
| CAPITULO VII ANCLAJE DE LA MENSULA | 77 |
| VII.1 GENERALIDADES | 77 |
| VII.2 DISEÑO DEL ANCLAJE | 78 |
| VII.2.1 ANCLAS | 78 |
| VII.2.2 PLACA CABEZA DE ANCLAJE | 81 |
| VII.2.2.1 DIMENSIONES DE LA PLACA | 81 |
| VII.2.2.2 ESPESOR DE LA PLACA | 83 |
| VII.2.3 CONCRETO | 86 |
| VII.2.3.1 LONGITUD DE DESARROLLO | 86 |
| | |
| CAPITULO VIII CONCLUSIONES | 88 |

PLANOS

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I

INTRODUCCION

I. INTRODUCCION

I.1 RESEÑA HISTORICA

Desde tiempos remotos, el agua ha desempeñado un papel fundamental en la historia del hombre, ya que no sólo es el origen de la vida misma, sino que también puede ser destrucción y muerte.

Con el fin de tener a su alcance el vital líquido, las grandes civilizaciones se establecieron a orillas de grandes ríos. Sin embargo, un aspecto que no tomaron en cuenta fué que bajo condiciones meteorológicas adversas, el río podría desbordarse, inundando las poblaciones y provocando grandes daños. El hombre, ante esta situación, buscó la forma de crear un medio de control de la corriente, construyendo así las primeras presas como un recurso de defensa.

La presa de tierra es posiblemente una de las estructuras más antiguas construidas por el hombre. Se sabe que los Chinos, antes de la era cristiana, ya tenían bordos de gran longitud y compactaban la tierra con varas de carrizo manejadas por verdaderos ejércitos humanos.

Los hindúes desarrollaron este tipo de obra desde el año 500 A.C. y construyeron la presa Madduk - Masur de 33 m de altura, hace 47 décadas. Se destruyó por carencia de vertedor.

Los aztecas, bajo la dirección de Netzahualcóyotl, 1450 D.C., hicieron estas construcciones en el Valle de México para protegerse de inundaciones. El albarradón que dividía los lagos de Texcoco y Xaltocan, es un ejemplo de esas estructuras.

Actualmente las presas constituyen un conjunto de estructuras construidas con el objeto de manejar el agua, cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento o de defensa, además de formar una parte muy importante en la infraestructura de algunos países como México. Por ello surge la necesidad de conocer más acerca de éste tipo de obras y de los elementos que la conforman.

1.2 ELEMENTOS DE UNA PRESA

La finalidad de una presa es crear un lago artificial o derivar el río a una cota prefijada, con objeto de almacenar o captar los escurrimientos y regar tierras o generar energía, o bien, dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales. También sirven para regularizar el flujo de una corriente que provoca inundaciones en predios o poblados. Las presas no siempre responden a sólo una de las finalidades antes enumeradas, más bien se proyectan para funciones múltiples incluyendo los servicios de riego, electrificación y regularización de avenidas con miras al desarrollo integral de una región.

Las estructuras principales que constituyen una presa de almacenamiento, son: la cortina o presa propiamente dicha, la obra de toma, la obra de excedencia y la obra de desvío. Todas ellas son construcciones definitivas con excepción de la última que generalmente es una obra provisional que se utiliza durante la construcción de la presa.

1.2.1 OBRA DE DESVÍO

La obra de desvío tiene por objeto dejar en seco el sitio de una cortina y las obras auxiliares durante el período de construcción de la presa. Para ello es necesario desviar temporalmente el escurrimiento del río.

Las formas más comunes para desviar la corriente durante la construcción, tomando en cuenta la frecuencia de su empleo son:

- Canales o tajos a cielo abierto*
- Túneles*
- Conductos a través de la cortina.*

1.2.2 CORTINA

Se entiende por cortina a la estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río y funciona como un obstáculo al flujo del mismo, formando con esto un almacenamiento o una derivación. Esta estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y además debe ser relativamente impermeable.

Las cortinas o presas, se pueden clasificar en forma general de acuerdo a sus materiales y a su concepción estructural, como se cita en la tabla N° 1.

1.2.3 OBRA DE TOMA

Las obras de toma en presas son pasajes o conductos a través de los cuales se extrae agua en forma controlada, de acuerdo con una ley determinada. Junto con otras estructuras auxiliares, permiten condiciones satisfactorias de flujo y regulación de las extracciones, en cualesquiera circunstancias de operación.

TABLA Nº 1

CLASIFICACION GENERAL DE LAS CORTINAS

| | | | | |
|-----------------|---|--|---|---|
| CORTINAS | Materiales sueltos (Tierra y enrocamiento) | Sección homogénea (Presa de tierra) | <ul style="list-style-type: none"> · <i>Materiales compactados</i> · <i>Relleno hidráulico</i> | |
| | | Materiales graduados | | |
| | | Enrocamiento | <ul style="list-style-type: none"> · <i>Con núcleo delgado de arcilla, central</i> · <i>Con núcleo inclinado</i> | |
| | | | <ul style="list-style-type: none"> · <i>Con pantalla aguas arriba</i> | <ul style="list-style-type: none"> · <i>Asfalto</i> · <i>Concreto</i> |
| | Materiales cementados (Concreto y mampostería) "Presas de fábrica" | De gravedad | <ul style="list-style-type: none"> · <i>Masiva</i> · <i>Aligerada</i> | |
| | | De contrafuertes | <ul style="list-style-type: none"> · <i>Huecos (o dobles), tipo Marcello</i> · <i>Machones de cabeza redonda (Nótzli)</i> · <i>Machones de cabeza de diamante</i> · <i>Machones de cabeza en "T"</i> · <i>Con cubiertas de losas planas</i> · <i>De bóvedas (o arcos) múltiples</i> | |
| | | | Bóveda | <ul style="list-style-type: none"> · <i>Arco (bóveda cilíndrica)</i> · <i>Bóveda delgada de doble curvatura</i> |

Los conductos de las obras de toma se pueden localizar a través de las cortinas de concreto, dentro de trincheras sobre roca sólida, en cimentaciones de cortinas de tierra o tierra y enrocamiento, o en túneles localizados en las márgenes del río.

1.2.4 OBRAS DE EXCEDENCIAS

Las obras de excedencias tienen por finalidad permitir que se desalojen los volúmenes excedentes de un vaso almacenador, proporcionando seguridad para la propia presa, y una cierta seguridad para todo aquello que se localice hacia aguas abajo de la misma. En las presas derivadoras las obras de excedencias controlan las aguas que no son llevadas al sistema de aprovechamiento.

Una componente muy importante de las obras de excedencias, es la estructura de control, cuya función es precisamente la de controlar y regular los derrames del vaso. La estructura de control puede ser un umbral, un cimacio, un orificio o una tubería con diferentes formas y colocaciones; puede tener descarga libre o sumergida, y estar controlada o no por compuertas o válvulas, operadas por mecanismos eléctricos, hidráulicos o manuales.

Las obras de excedencias controladas por compuertas son muy versátiles, lo cual es ventajoso, ya que, por ejemplo, un número muy grande de las avenidas probables pueden manejarse casi al antojo. Por lo que se refiere a las descargas, el uso de compuertas permite, además de liberar agua y abatir el nivel del vaso anticipándose a una avenida, almacenar también volúmenes de agua por encima del nivel de aguas normales y de cualquier nivel, si así se desea.

Las compuertas pueden ser planas, de tambor, de segmento abatible, cilíndricas y radiales principalmente. Estas últimas son las más empleadas en México, debido a sus mayores ventajas de funcionamiento hidráulico, su buen comportamiento estructural y también a la familiaridad que se tiene en su fabricación y en los mecanismos de operación.

Debido a la importancia que representan las obras de excedencias, las que se deben concebir como verdaderas "válvulas de seguridad" de las presas, y sobre todo a las grandes ventajas que se obtienen de las estructuras controladas por compuertas radiales en particular, se despertó el interés en un trabajo sobre estos aspectos. Es así que este texto se refiere básicamente, al diseño de ménsulas de apoyo para compuertas radiales. En particular, se estudiará este tipo de estructuras en la presa Abelardo L. Rodríguez, dentro del "Programa Especial de Hermosillo", en Hermosillo, Son.

CAPITULO II

GENERALIDADES DEL PROYECTO

II GENERALIDADES DEL PROYECTO

II.1 ANTECEDENTES

El fuerte impulso que el Gobierno del Estado de Sonora viene dando al desarrollo de la entidad, ha incidido notablemente en el crecimiento de la ciudad de Hermosillo, capital del Estado, situada inmediatamente aguas abajo de la presa Abelardo L. Rodríguez. Esto ha propiciado un veloz e importante incremento de la población, que está requiriendo una atención especial para evolucionar ordenadamente, lo que implica la modernización de la estructura urbana de esta ciudad de acuerdo con el papel relevante que le corresponde como eje del progreso del Estado.

El gobierno estatal y el H. Ayuntamiento de la ciudad, coordinadamente con las fuerzas que participan en el desarrollo urbano, han planteado un "Programa Especial de Hermosillo" que comprende varios objetivos, entre los cuales destaca básicamente la zonificación y urbanización de cerca de 800 hectáreas, más del 10% del área urbana actual, que podrían generarse al regularizar las riberas del río Sonora.

Una de las acciones fundamentales en que se sustenta el Programa es la canalización del río Sonora, cuyo cauce cruza la ciudad afectando una área muy importante y valiosa, actualmente subaprovechada y sometida a asentamientos humanos irregulares y a un uso del suelo no controlado adecuadamente. Por su parte, la obra de canalización está íntimamente ligada con la existencia misma de la presa y con la magnitud y frecuencia de sus posibles descargas de excedencias al cauce aguas abajo.

Otra circunstancia más que debió tomarse en cuenta en el Programa mencionado, es la acumulación de una gran cantidad de sedimentos en la presa Abelardo L. Rodríguez durante sus 44 años de funcionamiento, más del 15% de lo que los estudios originales estimaban para los 50 años de operación. El fenómeno del progresivo azolvamiento del vaso disminuye la capacidad útil de la presa, lo que incide desfavorablemente en el aprovechamiento de las aguas del río y propiciará una mayor frecuencia de derrames de excedencias.

II.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PRESA "ABELARDO L. RODRÍGUEZ"

II.2.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA EXISTENTE

La construcción de la presa Abelardo L. Rodríguez se inició en 1945 y se terminó en 1948. Fue construida para el riego de 10000 Has, recarga del acuífero para el abastecimiento de la ciudad de Hermosillo, regularización de avenidas y otros usos secundarios.

La altura máxima de la presa es de 36 m y se diseñó para retener 40 millones de m³ de azolves, más una capacidad útil de 210 millones de m³ y un superalmacenamiento de 150 millones de m³.

II.2.1.1 CORTINA

La cortina es de tierra y está cimentada sobre aluviones del río; estos tienen un espesor mayor de 100 m en la parte más alta de la presa. La cortina cuenta con un delantal de material impermeable de 300 m de longitud para proteger a la cimentación contra tubificaciones. La corona se encuentra a la elevación 231.60 m.

II.2.1.2 OBRA DE EXCEDENCIAS

El vertedor es del tipo de canal lateral con descarga libre, cuya longitud de cresta es de 300.50 m en la elevación 225.80 m. Fué diseñado para un gasto máximo de 2500 m³/s con una carga de 3.00 m. Se indica también en los datos originales del proyecto que el gasto de la avenida de diseño fué de 10,000 m³/s.

II.2.1.3 OBRA DE TOMA

La obra de toma, situada en la margen derecha, está constituida por una torre de concreto reforzado, de doble cárcamo, rejilla inferior y piso de operación al nivel de la corona de la cortina. El acceso se logra mediante un puente de 4 claros apoyado en tres pilas intermedias.

Cada cárcamo dispone de un par de compuertas de fierro fundido, de 42 plg x 84 plg, la de aguas arriba para cierres de emergencia y la de aguas abajo, para el servicio de la extracción.

II.2.2 DESCRIPCION GENERAL DEL "PROGRAMA ESPECIAL DE HERMOSILLO"

El "Programa Especial de Hermosillo" contempla varias alternativas de solución al problema del control del río Sonora, de entre las cuales destacan las siguientes:

- Sobreelevar la cortina de la presa Abelardo L. Rodríguez*
- Construir una presa en el sitio El Molinito*
- Construir una presa en el sitio El Orégano.*

De acuerdo con estudios realizados para la comparación de alternativas (cuyo análisis no es objetivo del presente trabajo), se concluyó por aceptar la solución de no sobre elevar la cortina de la presa existente, pero si modificar su obra de excedencia para que funcione como obra de control y construir una nueva presa en el sitio El Molinito. (Fig. II.1)

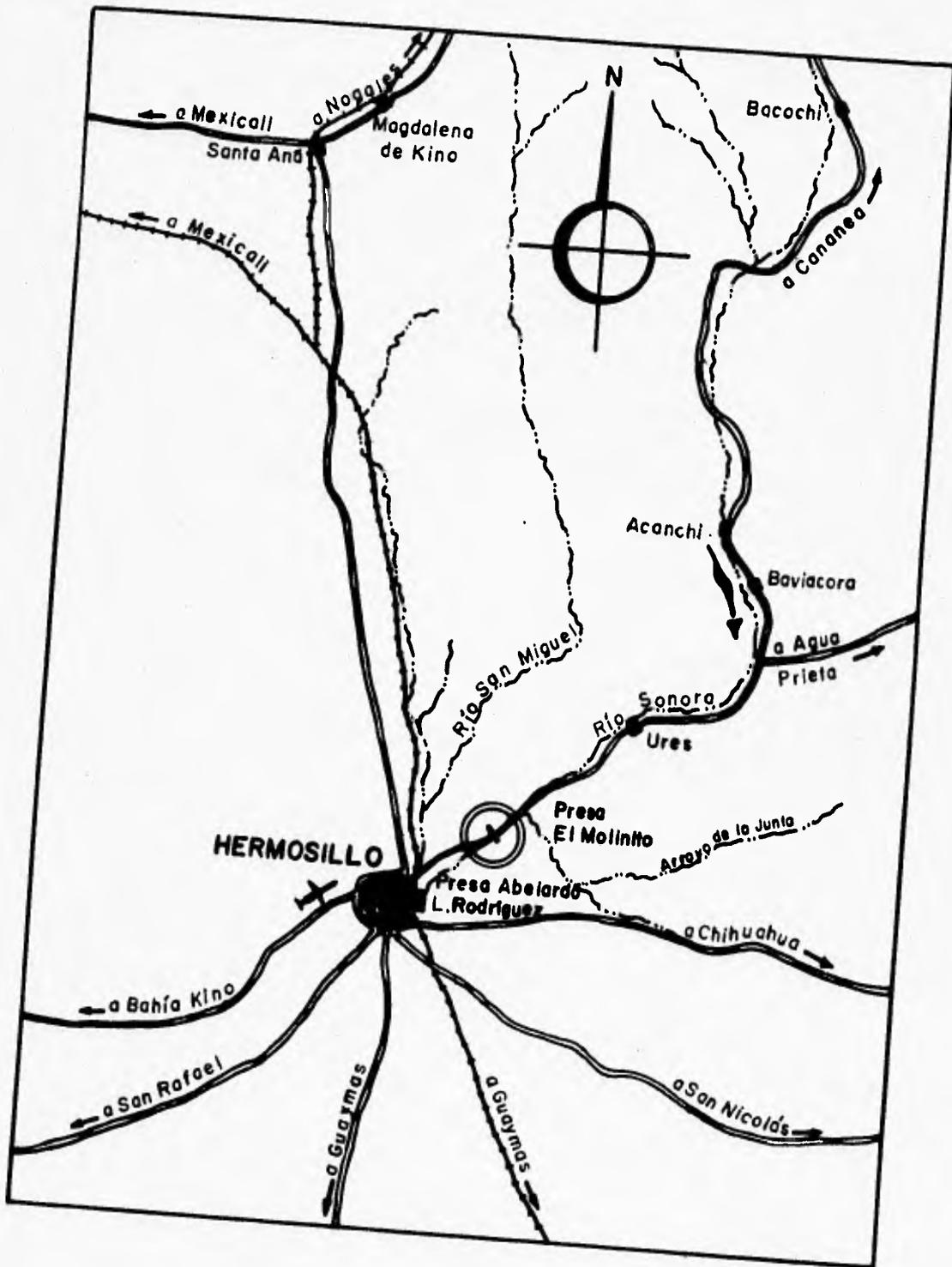
En conclusión, el Programa comprende: la adaptación del vertedor de descarga libre de la actual presa Abelardo L. Rodríguez, para que funcione como obra de control, la canalización del río Sonora para conducir la descarga máxima controlada y la construcción de la presa El Molinito.

II.2.2.1 PRESA EL MOLINITO

Los objetivos fundamentales de la presa El Molinito son el control de avenidas y la retención de azolves. Con el primero se pretende controlar cerca del 50% del gasto de la avenida de diseño del río Sonora, que de otra manera llegaría en su totalidad y sin control a la presa Abelardo L. Rodríguez. En cuanto a la retención de azolves, según estudios realizados, se retendrá aproximadamente el 61% de los mismos, que de otro modo se depositarían en el vaso de la presa de Hermosillo. Aprovechando el volumen almacenado, la presa servirá adicionalmente para otros fines secundarios: abastecimiento de agua potable y/o riego.

CORTINA

Se proyectó una cortina de materiales graduados, desplantada directamente sobre el aluvión, con un núcleo impermeable de arcilla en el pie de cuyo talud de aguas arriba se



(Fig. II.1) Localización de las presas

prolongó un largo delantal del mismo material, con el propósito de disminuir las filtraciones e incrementar la estabilidad de la presa. La altura de la presa, desde el desplante hasta la corona, es de 31.40 metros.

OBRA DE EXCEDENCIA

La obra de excedencias es un vertedor de cresta libre de 18.00 m de longitud, cuyo gasto de diseño es de 311.5 m³/s. La elevación de la cresta vertedora (que corresponde igualmente al NAMO) queda a 289.361 m. La carga máxima sobre el vertedor es de 4.039 m y en consecuencia, el NAME queda ubicado a la cota 293.40 m.

OBRA DE TOMA

La obra de toma se encuentra ubicada en la ladera derecha del río Sonora. La toma se proyectó como un conducto de concreto reforzado, de sección transversal tipo portal, con ancho de 3.00 m en la plantilla, altura interior de 4.00 m pendiente del 1% y longitud de 105 m. Para el control de las extracciones se diseñó una torre de operación de concreto reforzado con sección transversal rectangular, acoplada al conducto.

OBRA DE DESVIO

La obra de desvío es, en función de la amplitud de la boquilla, un tajo de 25 m de ancho de plantilla capaz de conducir un gasto máximo de 950 m³/s:

II.2.2.2 CANALIZACION DEL RIO SONORA

Las obras de canalización se estudiaron y diseñaron para un tramo del cauce del río, donde se tiene programado realizar el desarrollo urbano de la ciudad de Hermosillo. En este tramo el canal alcanza una longitud aproximada de 8.8 km desde el pie de la cortina de la presa.¹

El trazo horizontal del tramo inicial queda alejado del pie de la ladera de los lomeríos y se extiende desde el empotramiento en la margen izquierda de la cortina, hasta unos 3.0 km aproximadamente hacia aguas abajo.

El trazo horizontal proyectado, es favorable para el mejor funcionamiento hidráulico, porque tiene una curva de liga con el canal de descarga del vertedor, de grado 6, y el terreno no baja con pendiente pronunciada. El canal queda formado con sección de tipo balcón en sus primeros kilómetros aproximadamente y a continuación se aleja de la ladera para evitar el paso por una Unidad Deportiva. En su terminación, el canal descarga en una zona muy abierta al cauce, a la altura de las granjas Mezquital del Oro, sobre terrenos de bancos de arena y grava.

En su trazo vertical, se ajustó a la posición del terreno, partiendo de la elevación obligada en la descarga del vertedor existente: 206.67 m. Aprovechando el trazo sobre la ladera del cerro, es posible diseñar la inclinación del primer tramo de canal con una pendiente del 1.2%, lo cual reduce los defectos de sobreelevación transversal del nivel del agua en régimen supercrítico.

¹El gasto de diseño está en función de las descargas que realice la obra de control y excedencias de la presa Abelardo L. Rodríguez, las cuales son del orden de 500 m³/s.

Para el diseño de la sección transversal del canal, se optó por un revestimiento de concreto reforzado debido a la condición irregular del terreno y se compararon variaciones de ancho de plantilla de 15, 20 y 30 metros, con taludes de 1.5:1 a 1.25:1. Después de analizar las características hidráulicas resultantes, se decidió por un ancho de plantilla de 15 metros y taludes de 1.25:1.

II.2.2.3 MODIFICACIONES A LA PRESA ABELARDO L. RODRIGUEZ

La modificación de la presa comprende en este proyecto la transformación de su vertedor de descarga libre en una estructura de control de la descarga de excedencias.

La presa Abelardo L. Rodríguez se mantendrá como la obra básica del sistema, siendo su función principal el almacenamiento y aprovechamiento de los caudales de los ríos Sonora y San Miguel de Horcasitas. Además del control de las avenidas para protección de la ciudad de Hermosillo, finalidad principal del sistema de obras proyectadas.

La estructura de control desempeña un papel muy importante en la seguridad de la ciudad y de sus pobladores, ya que sin ella, aún con la ayuda de la presa El Molinito, las descargas de la canalización que cruza la ciudad provocarían su desbordamiento y las inundaciones consiguientes, que podrían ser de graves consecuencias.

El diseño de la estructura de control fué objeto de estudio de varias alternativas, en las que se hizo variar el tipo de obra y su localización. Para la alternativa seleccionada se propuso un cimacio transversal al canal, con cresta a la elevación 220.48 m determinada en los estudios de alternativas, con descarga en la plantilla, a la elevación 209.00 m, el cual se aprovecha como canal de descarga en su tramo recto restante hacia aguas abajo.

En cuanto al tipo de compuertas para la estructura de control, se propuso una compuerta radial por sus mayores ventajas de funcionamiento hidráulico para un caso como éste. Esto se basó en el buen comportamiento estructural de este tipo de obras y en la experiencia que se tiene con otros proyectos.

II.2.2.4 DATOS DEL PROYECTO

Los datos del proyecto de las presas Abelardo L. Rodríguez y El Molinito operando en conjunto, serían las siguientes:

| | Abelardo L. Rodríguez (existente) | El Molinito (presa nueva) |
|--|--|--|
| Capacidad para azolves | 97.0 x 10 ⁶ m ³ | 60.0 x 10 ⁶ m ³ |
| Capacidad al NAMINO | 120.0 x 10 ⁶ m ³ | 90.0 x 10 ⁶ m ³ |
| Capacidad al NAMO | 217.0 x 10 ⁶ m ³ | 150.0 x 10 ⁶ m ³ |
| Capacidad al NAME | 381.0 x 10 ⁶ m ³ | 272.0 x 10 ⁶ m ³ |
| Elev. al NAMO | 226.98 m.s.n.m. | 289.36 m.s.n.m. |
| Elev. al NAME | 228.40 m.s.n.m. | 293.40 m.s.n.m. |
| Gasto de regularización de avenidas | 500 m ³ /s | 250 m ³ /s |
| Capacidad para regularización de avenidas | 164.0 x 10 ⁶ m ³ | 122.0 x 10 ⁶ m ³ |
| Bordo libre | 3.20 m | 2.00 m |

Por consecuencia, el gasto de diseño para la obra de canalización de la descarga de la presa Abelardo L. Rodríguez por el río Sonora es de 500 m³/s.

CAPITULO III

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

III PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

III.1 GENERALIDADES

III.1.1 PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural comprende diferentes actividades que desarrolla el proyectista con el objeto de determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o aquella parte de una construcción que tiene como función resistir las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

Una estructura puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función. Todos estos subsistemas interactúan entre sí de manera que en su diseño debe tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos. Se puede afirmar que el diseño de una estructura no tiene solución única, sino solución razonable y para lograr este objetivo el ingeniero debe aprovechar el cúmulo de información y metodología científica disponible. Además tiene que tomar en cuenta otros factores que están fuera del campo de las matemáticas y de la física, que son el criterio, la experiencia y la creatividad.

Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

Conviene resaltar el aspecto creativo del proyecto. Este depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idóneo para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto. Los cálculos y comprobaciones

posteriores, basados en la teoría del diseño estructural, sirven para definir en detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la factibilidad del sistema propuesto.

Cualquier intento de clasificación o subdivisión del proceso de diseño estructural, resulta hasta cierto punto arbitrario; sin embargo, es útil para entender su esencia y considerar los tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

III.1.1.1 LA ESTRUCTURACION

En esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar constituida la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características más esenciales. Es aquí donde desempeñarán un papel preponderante la creatividad y el criterio del proyectista, por lo que se puede decir que esta es la parte fundamental del proceso.

III.1.1.2 EL ANALISIS

Se incluyen bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que puedan afectarla. Basta entender que se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil. Para esta determinación se requiere lo siguiente:

- a) *Modelar la estructura, o sea idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico, factible de ser analizado con las herramientas de cálculo disponibles.*

- b) *Determinar las acciones de diseño. En esta parte el proyectista se debe apegar a los reglamentos de construcción para la determinación de la magnitud de las fuerzas, siempre y cuando las condiciones de carga y agentes que introducen esfuerzos a la estructura estén en códigos, de lo contrario quedarán como responsabilidad del proyectista.*

- c) *Determinar los efectos de las acciones del diseño en el modelo de la estructura elegida. En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes, de torsión, fuerzas axiales y cortantes) así como las flechas y deformaciones de la misma.*

III.1.1.3 EL DIMENSIONAMIENTO

En esta etapa se revisa en detalle la estructura y se verifica si cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Además se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura. Este aspecto final no debe descuidarse, puesto que el hecho de disponer de planos claros y sencillos y de especificaciones concretas, evita errores y confusiones a los constructores.

El proceso de estructuración, análisis y dimensionamiento es iterativo hasta llegar a obtener una solución razonable de la estructura dentro de un proyecto.

El presente capítulo tiene por finalidad la estructuración de ménsulas de apoyo para compuertas radiales correspondientes a la presa Abelardo L. Rodríguez.

III.2 ANTECEDENTES

Como se mencionó anteriormente, la presa Abelardo L. Rodríguez, con su estructura de control que modifica la obra de excedencias original, es la obra principal del sistema.

En efecto, por un lado será en ella donde se seguirá almacenando para abastecimiento de agua a Hermosillo, la mayor parte de los volúmenes que se aprovechan de los escurrimientos del río Sonora . La estructura de control es fundamental en la seguridad de la ciudad y de sus pobladores; ya que sin ella, los derrames por el vertedor actual serían de gran magnitud, aún con la ayuda de la presa El Molinito. Además, la capacidad de la canalización que cruza la ciudad no sería suficiente, provocando así desbordamientos de grandes proporciones y por consiguiente inundaciones que pondrían en peligro a la ciudad capital de Sonora.

III.2.1 DESCRIPCION DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

La estructura de control de la obra de excedencias es un cimacio localizado en la estación 0+141.85 del canal colector actual, con cresta a la elevación 220.48 m. Fué diseñada para alojar dos compuertas radiales de 7.00 m de ancho, 8.60 m de altura, con un radio de 8.60 m (medida de la placa al eje del pasador), según estudios hidrológicos y de operación de la propia presa. El cimacio termina en la estación 0+162.89 ligándose a la plantilla del canal colector actual, a la elevación 209.00 m.

La estructura se integra con una pila central y dos muros laterales, ambos de 2.00 m de espesor, montados sobre el cimacio. En cada espacio entra pila y muro quedará instalada una compuerta radial con asiento a 1.95 m aguas abajo de la cresta, la cual girará transmitiendo

los empujes del agua hacia ambos lados por medio de ménsulas monolíticas con la pila y muros.

La compuerta proyectada se integra con una placa o cubierta exterior apoyada en vigas horizontales o largueros, con espaciamiento variable de menor a mayor de abajo hacia arriba; los largueros descansan en dos vigas de radio concéntrico a la placa, situadas convenientemente para equilibrar los momentos negativos del claro interno con los del voladizo en los largueros. Finalmente, cada viga curva es soportada por un par de brazos radiales, con centro en el pasador y eje de giro de la compuerta.

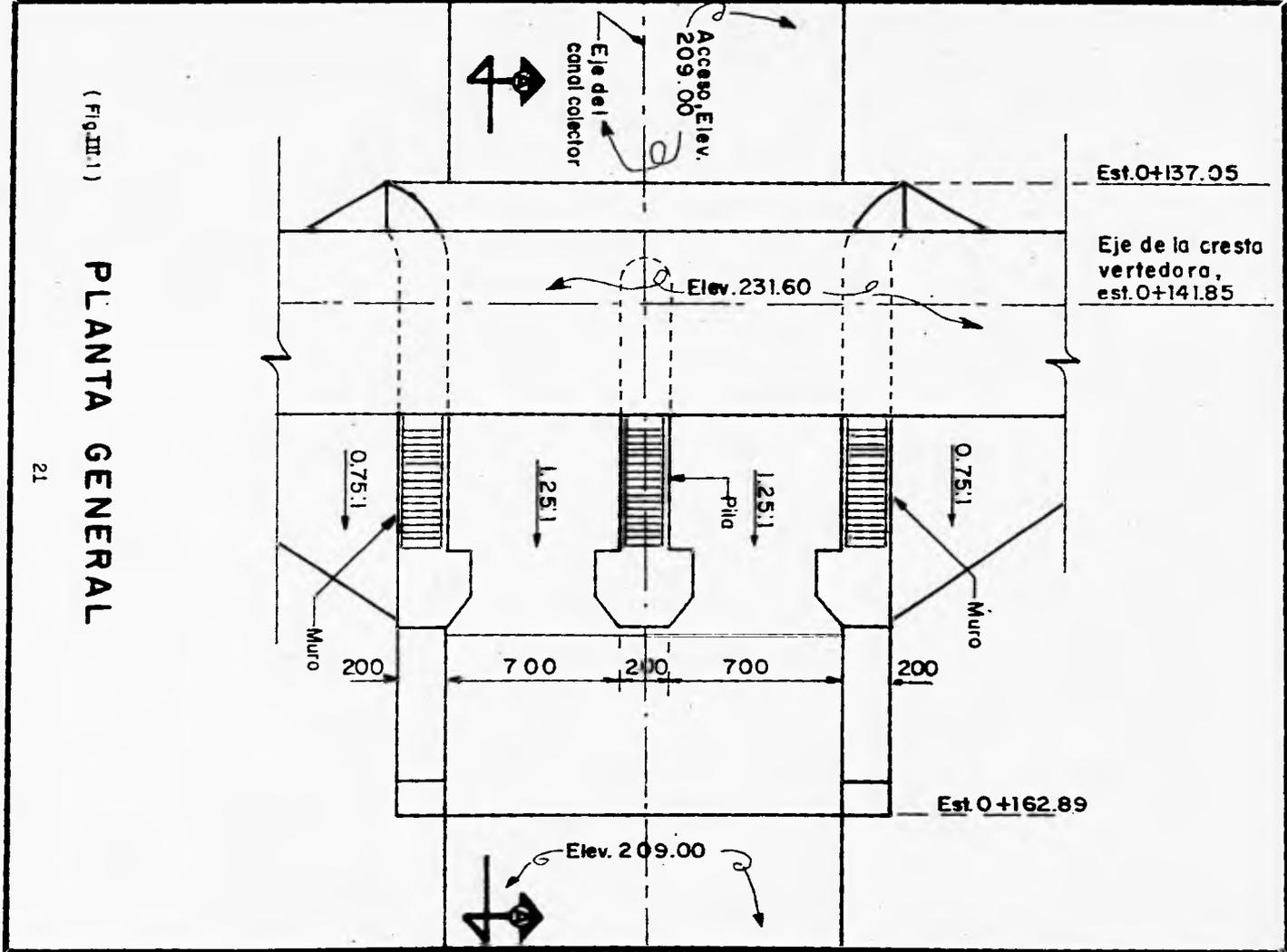
La longitud y el perfil de la pila se diseñaron para cubrir las necesidades de instalación y operación de la compuerta radial y de su chumacera de apoyo.

En las figuras siguientes, se presenta la planta general de la obra de control y excedencias (Fig. III.1), así como una vista lateral de la pila mostrando la localización de las ménsulas (Fig. III.2).

III.3 ESTRUCTURACION DE LAS MENSULAS

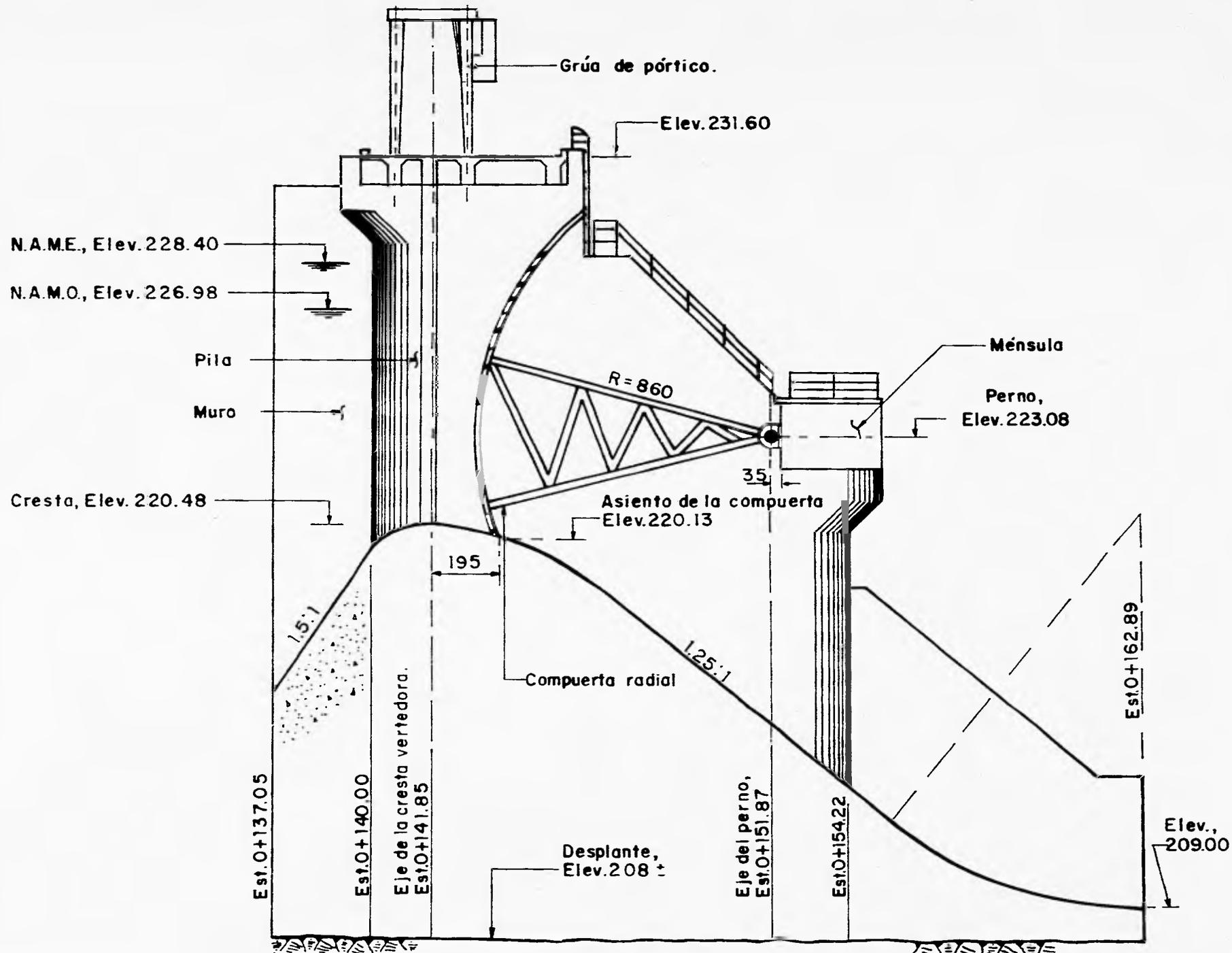
Las ménsulas de apoyo para compuertas radiales, son bloques de concreto reforzado anclados en muros y pilas por medio de un sistema de barras. Su función es la de tomar el empuje de las compuertas y transmitirlo a los muros y pilas.

El diseño de las ménsulas debe tomar en cuenta principalmente, las fuerzas que le serán transmitidas por el empuje hidrostático y por el peso propio de la estructura. Además deben tener una geometría adecuada que les permita desarrollar esfuerzos menores que los permisibles.



(Fig. III.1)

PLANTA GENERAL



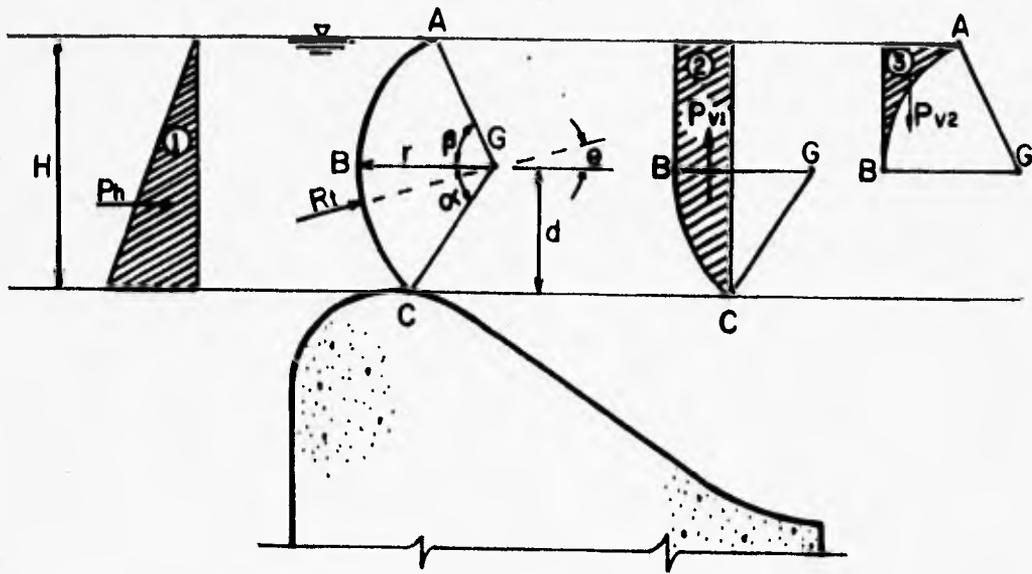
(Fig. III. 2)

CORTE A-A
Vista lateral.

III.3.1 FUERZAS

III.3.1.1 EMPUJE HIDROSTATICO

El sistema estructural descrito para la obra de control y excedencias en lo general, se diseñó para soportar el empuje hidrostático aplicado en la cubierta. Dicho empuje se valúa con el nivel del agua al borde superior de la placa y está determinado en sus componentes horizontal y vertical en relación con la geometría del arco que forma la placa y el eje del pasador o centro de giro. La condición general de empuje del agua en una compuerta radial puede verse en la siguiente figura (Fig. III.3).



(Fig. III.3) EMPUJE DEL AGUA SOBRE UNA COMPUERTA RADIAL

De acuerdo con la figura anterior, tenemos que la componente horizontal P_h del empuje del agua es el volúmen de la cuña de presiones que resulta de;

$$P_h = \frac{1}{2} \gamma H^2 b$$

donde

P_h = Empuje horizontal del agua sobre la compuerta, en ton.

H = Carga de agua = 8.60 m.

γ = Peso volumétrico del agua = 1 ton/m³.

b = Ancho de la compuerta = 7 m.

La componente vertical P_v es;

$$P_v = P_{v_1} - P_{v_2}$$

donde:

$$P_{v_1} = \frac{1}{2} \gamma r^2 b \left[\frac{(\alpha \pi)}{180^\circ} - \text{sen } \alpha \cos \alpha + 2 \text{ sen } \beta - 2 \text{ sen } \beta \cos \alpha \right]$$

$$P_{v_2} = \frac{1}{2} \gamma r^2 b \left[2 \text{ sen } \beta - \text{sen } \beta \cos \beta - \frac{(\beta \pi)}{180^\circ} \right]$$

en que

P_{v_1} = Empuje ascendente vertical del agua sobre el área BC de la compuerta, en ton.

r = Radio de la compuerta = 8.60 m.

P_{v_2} = Empuje descendente vertical del agua sobre el área AB de la compuerta, en ton.

α = Angulo que forma la línea que une el eje del pasador "G" y el asiento de la compuerta "C" con respecto a la horizontal, en grados.

β = Angulo que forma la línea que une el eje del pasador "G" y el borde superior de la compuerta "A" con respecto a la horizontal, en grados.

La componente vertical P_v puede resultar ascendente o descendente. Con base en el orden de los factores de la expresión señalada para P_v , si ésta resulta positiva, el empuje vertical es ascendente y si es negativa el empuje es descendente.

La resultante total R , del empuje del agua sobre la compuerta se obtiene con

$$R_t = \sqrt{P_h^2 + P_v^2}$$

Como además del tamaño de la resultante, interesa conocer también su línea de acción, se sabe que ésta pasa por el centro "G" del círculo, cuya inclinación con respecto a la horizontal puede conocerse con la siguiente expresión:

$$\theta = \text{ang } \tan \frac{P_v}{P_h}$$

donde:

θ = Angulo que forma la resultante R , con la horizontal, en grados.

De la geometría de la compuerta, se tiene que el valor de los ángulos son los siguientes:

$$\alpha = \text{ang sen } \left(\frac{d}{r} \right)$$

$$\beta = \text{ang sen } \left[\frac{(H - d)}{r} \right]$$

donde:

d = Desnivel que existe entre el eje del pasador de la compuerta y el asiento de la misma = 2.95 m.

Sustituyendo valores en todas las ecuaciones anteriores, obtendremos la resultante del empuje hidrostático sobre la compuerta. Así,

$$\alpha = \text{ang sen } \left(\frac{2.95}{8.60} \right)$$

$$\alpha = 20.06117^\circ$$

$$\beta = \text{ang sen } \left[\frac{(8.60 - 2.95)}{8.60} \right]$$

$$\beta = 41.06971^\circ$$

Componente horizontal del empuje del agua

$$Ph = \left(\frac{1}{2} \right) (1.00) (8.60)^2 (7.00)$$

$$Ph = 258.86 \text{ ton}$$

Componente vertical del empuje del agua

$$Pv_1 = \left(\frac{1}{2} \right) (1.00) (8.60)^2 (7.00) \left[\frac{(20.06117^\circ \times 3.1416)}{180^\circ} \right. \\ \left. - \text{sen } 20.06117^\circ \cos 20.06117^\circ + 2 \text{sen } 41.06971^\circ \right. \\ \left. - 2 \text{sen } 41.06971^\circ \cos 20.06117^\circ \right]$$

$$Pv_1 = 27.86 \text{ ton}$$

$$Pv_2 = \left(\frac{1}{2} \right) (1.00) (8.60)^2 (7.00) \\ \left[\frac{2 \text{sen } 41.06971^\circ - \text{sen } 41.06971^\circ \cos 41.06971^\circ - (41.06971^\circ \times 3.1416)}{180^\circ} \right]$$

$$Pv_2 = 26.36 \text{ ton}$$

$$Pv = 27.86 - 26.36$$

$$Pv = 1.50 \text{ ton (Empuje ascendente)}$$

Resultante total

$$R_t = \sqrt{(258.86)^2 + (1.50)^2}$$

$$R_t = 258.86 \text{ ton}$$

Angulo de inclinación

$$\theta = \text{ang tan} \left(\frac{1.50}{258.86} \right) = 0.33200^\circ$$

$$\theta = 0^\circ 19' 55''$$

La resultante total se transmite a las ménsulas a través de dos pares de brazos distintos. Por lo tanto la fuerza que le corresponde por ménsula será:

$$R = \frac{R_t}{2} = \frac{258.86}{2}$$

$$\underline{R = 130 \text{ ton.}}$$

III.3.1.2 PESO PROPIO

Por lo que se refiere al peso propio, éste será considerado al momento de realizar el análisis de las ménsulas, por medio de los métodos propuestos para este fin, que son el Método de los Elementos Finitos y el Método Convencional. Cada método tiene una forma muy particular de tomar en cuenta dicha fuerza.

III.3.2 DIMENSIONES PRELIMINARES

La forma y dimensiones preliminares del bloque están determinadas de acuerdo con la experiencia que se tiene con otros proyectos, además de tomar en cuenta los requerimientos de operación de las chumaceras de apoyo. Se ha visto que se obtienen diseños satisfactorios utilizando las relaciones siguientes:

$$0.15 < \frac{e}{h} < 0.40 ;$$

$$\frac{h}{b} = 1.6 ;$$

$$d = 0.9 h$$

donde:

e = Distancia que existe entre la línea de acción de la fuerza y el apoyo de la ménsula (excentricidad), en m.

h = Altura de la ménsula, en m.

b = Espesor de la ménsula, en m.

d = Peralte efectivo de la ménsula, en m.

Se tiene como dato la excentricidad, que no es más que la distancia que hay entre el eje de la chumacera (apoyo de los brazos de la compuerta) y el paño del muro o la pila según sea el caso. Para el proyecto, a la excentricidad se le ha fijado un valor de 0.50 m.

Sustituyendo "e" y despejando "h" en la primera relación para el caso más conservador, se obtiene el siguiente valor:

$$\frac{e}{h} = 0.15 ; h = \frac{e}{0.15} = \frac{0.5}{0.15} = 3.33 \text{ m}$$

Se propone $h = 3.00 \text{ m}$.

Realizando el mismo procedimiento para las variables restantes.

$$b = \frac{h}{1.6} = \frac{3}{1.6} ; b = 1.88 \text{ m} \approx 1.90 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 (3) ; d = 2.70 \text{ m}$$

En resumen tenemos que

$h = 3.00 \text{ m}$.

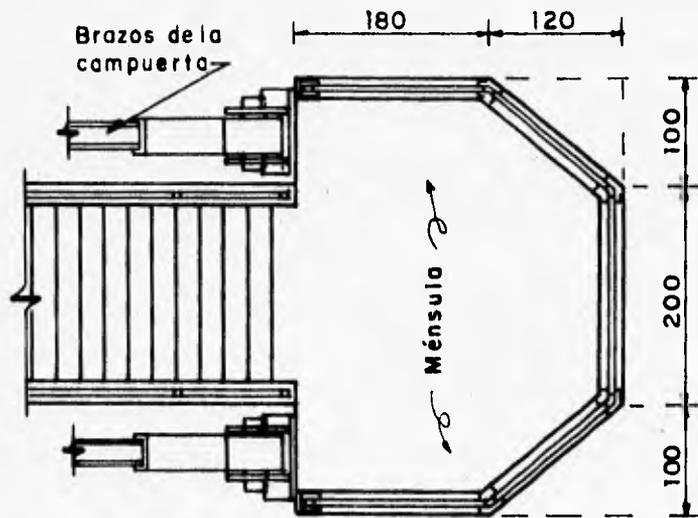
$d = 2.70 \text{ m}$.

$b = 1.90 \text{ m}$.

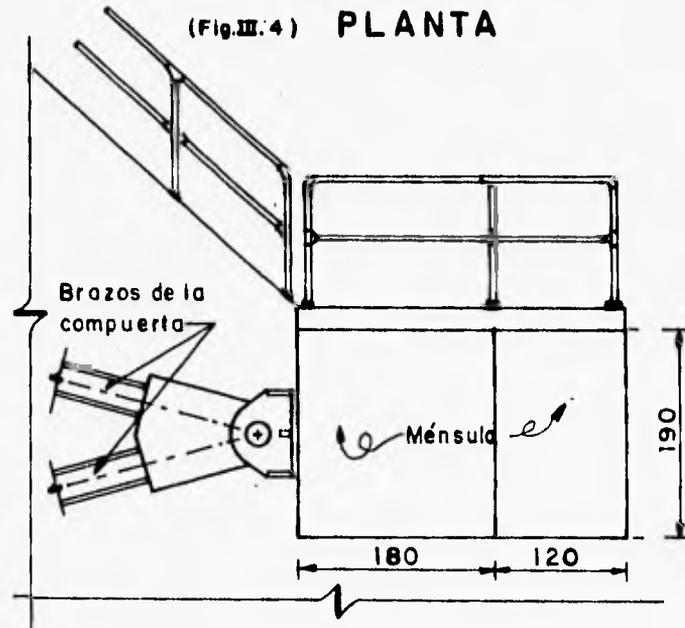
En las figuras (Fig. III.4, III.5 y III.6), se muestran; la planta, elevación e isométrico respectivamente, de la geometría propuesta para las ménsulas.

El análisis como etapa del proceso de diseño estructural, es el medio que nos permite saber si las dimensiones propuestas para un elemento son las adecuadas o no, de no ser así, se propondrán nuevas dimensiones. De ahí que se denomine proceso iterativo.

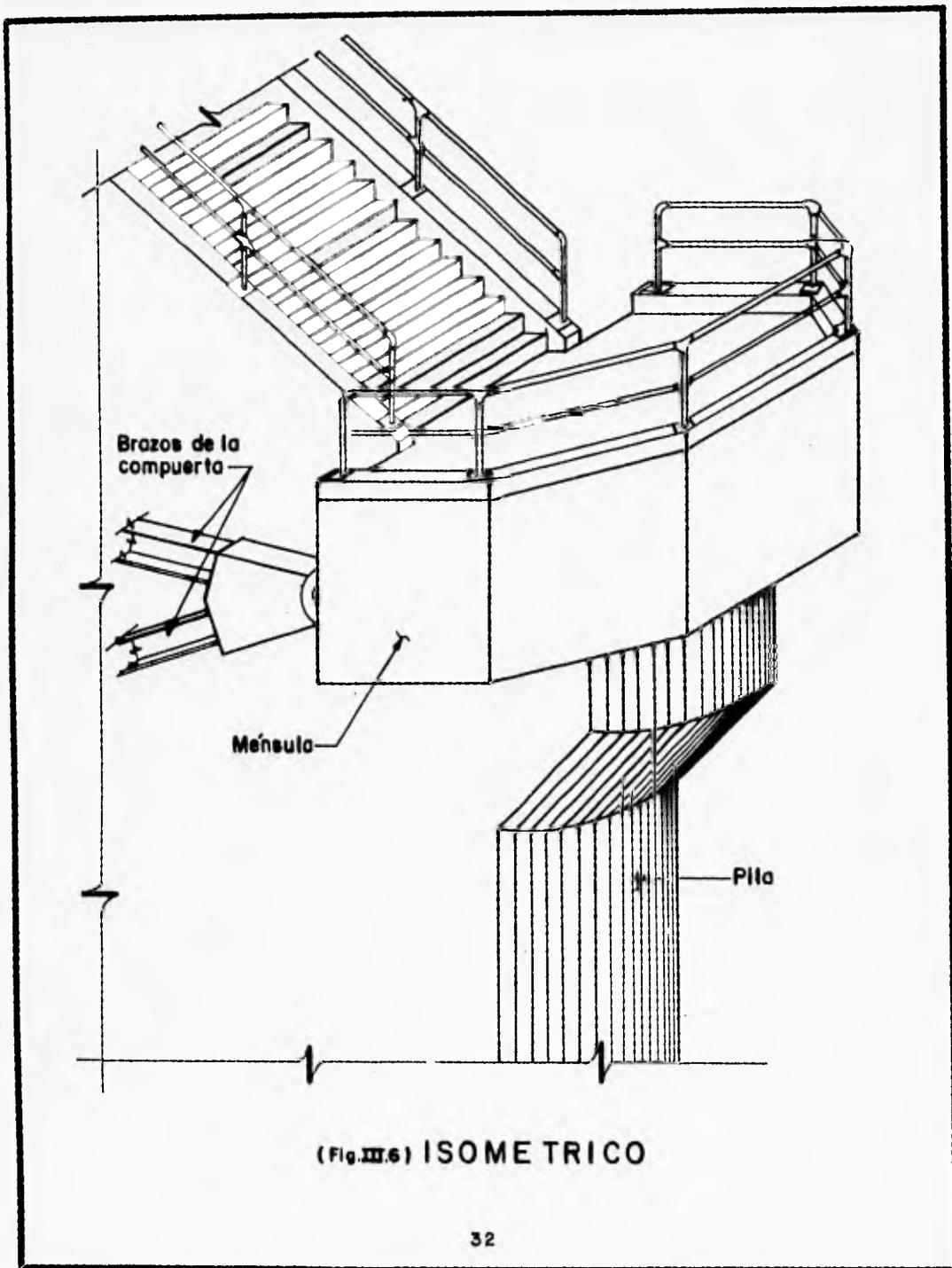
Como se mencionó anteriormente, el presente trabajo plantea dos métodos de análisis para las ménsulas; el Método de los Elementos Finitos y el Método Convencional. El primero de ellos es el que regirá en el dimensionamiento final de la estructura. El segundo se empleará, única y exclusivamente, como parámetro de comparación del primero, según se verá en capítulos posteriores.



(Fig.III. 4) PLANTA



(Fig.III. 5) ELEVACION



CAPITULO IV

***ANALISIS CON BASE EN EL
METODO DEL ELEMENTO FINITO***

IV ANALISIS CON BASE EN EL METODO DEL ELEMENTO FINITO

IV. 1 ANTECEDENTES

El método de los elementos finitos (M.E.F.) encuentra sus orígenes entre los años 1941 y 1943 por conducto de Courant, Hrenikoff y Mchenry al efectuar ellos las primeras consideraciones en la división de un sistema estructural, en elementos más pequeños; es decir, logran hacer las primeras discretizaciones.

En la década de los 50's, el Ingeniero Argyris lo utiliza en el campo de la aeronáutica para el diseño de estructuras de aeronaves apoyándose para ello en las primeras computadoras electrónicas. A mediados de esa década, Turner y Clough escriben los primeros artículos relacionados con los elementos finitos.

El M.E.F. se utiliza por primera vez en el campo de la Ingeniería Estructural en los comienzos de los años 60's, como una extensión de los principios ya firmemente establecidos del análisis matricial de estructuras. Esta década fué de gran trascendencia, ya que Zienkiewicz y Clough establecen formalmente el método, siendo más tarde Cheung y el mismo Zienkiewicz quienes publican el primer libro sobre el tema en cuestión, titulado "Problemas de Campo".

En la actualidad, el M.E.F. puede considerarse como un método numérico de aplicación general, ciertamente complejo y potente, para resolver una gran diversidad de problemas de la física-matemática, especialmente aquellos que se formulan como problemas de valores en la frontera. Para su utilización se requiere de programas de computadora (no es concebible una utilización "manual" del método), que en general tienden a ser de gran magnitud y adaptados a máquinas potentes.

Debido a la gran importancia que el M.E.F. representa en el campo de las estructuras, en el presente trabajo se realiza una aplicación del Método al diseño de ménsulas de apoyo para compuertas radiales, siendo además un método alternativo de análisis de ménsulas.

IV.2 FUNDAMENTOS DEL METODO

Con el método de los elementos finitos se considera a un sistema estructural formado por un conjunto de un número finito de componentes o elementos de tamaño finito, conectados entre sí sólo en puntos discretos, llamados nodos o puntos nodales. Con las características geométricas de los elementos y sus propiedades elásticas, se pueden derivar mediante una operación de "ensamble", las características del sistema completo. Al conocerlas, se puede calcular la distribución de los esfuerzos y deformaciones en el sistema.

El M.E.F. permite la adopción de técnicas semejantes a las expuestas para la solución de problemas en un medio continuo. Para ello se recomienda el siguiente procedimiento de cálculo:

1) Discretización del dominio en un número finito de elementos.

Esta división basada en principios puramente geométricos ha de hacerla el analista con un cierto juicio "ingenieril" basado en la solución que se espera obtener.

2) Obtención de la ley de comportamiento de cada elemento.

En problemas estructurales se trataría de determinar las relaciones solicitaciones - desplazamientos de cada elemento.

La obtención de estas leyes de comportamiento se hace con base en la Mecánica del Medio Continuo. En particular, la denominada "matriz de rigidez" del elemento, se puede

obtener a partir de formulaciones integrales de los principios del Medio Continuo. Estas pueden dividirse en principios variacionales, principio de los trabajos virtuales o equivalente. También se utiliza el método de los residuos pesados, con base en las ecuaciones diferenciales que gobiernan el fenómeno en cuestión.

Independientemente de la formulación, es necesario disponer de funciones aproximadas (interpolación), que representen el comportamiento de la variable en cuestión dentro de cada elemento en función de las variables del problema, las que a su vez se expresan en función de los valores (auténticas incógnitas del problema) que éstas adoptan en un número discreto de puntos (nodos), generalmente en la frontera de estos elementos.

- 3) Obtención de las ecuaciones de comportamiento del sistema global en función de las ecuaciones parciales desarrolladas para cada elemento.**

Se trata de efectuar el "ensamble" de las ecuaciones expuestas en el inciso anterior.

- 4) Solución del sistema de ecuaciones simultáneas con las correspondientes condiciones de frontera.**

En general los sistemas que se obtienen constan de un número elevado de ecuaciones. Sin embargo, suelen dar origen a matrices de rigidez simétricas, dispersas y en banda que admiten una reducción del almacenamiento necesario y la adopción de métodos eficaces de solución, actualmente bien desarrollados.

- 5) Cálculo de variables secundarias, asociadas a la solución obtenida en cualquier punto del medio.**

Las funciones de interpolación desarrolladas para cada elemento permiten extender la solución a cualquier punto en su interior.

Para el caso particular de las ménsulas de apoyo, en este trabajo se discretizó el medio por estudiar en elementos isoparamétricos lineales rectangulares. Se consideró además que el peso propio de la estructura no induce desplazamiento alguno en el sentido que éste actúa (vertical), debido a que se encuentra anclado a la pila y/o muros, simplificándose el problema a dos dimensiones.

En el desarrollo de las matrices características para los elementos isoparamétricos lineales se empleará el método de los Residuos Pesados (método de Galerkin).

IV.2.1 METODO DE LOS RESIDUOS PESADOS

En la obtención de la matriz de rigideces del elemento, recurriremos a diferentes relaciones características (equilibrio, desplazamiento-deformación y constitutivas), que nos proporciona la **TEORIA DE LA ELASTICIDAD**.

1. Para el caso bidimensional, las relaciones de equilibrio estático son:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + B_1 = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + B_2 = 0$$

donde:

σ_x, σ_y = esfuerzos normales

τ_{xy}, τ_{yx} = esfuerzos cortantes

B_1, B_2 = fuerzas de cuerpo

2. Las relaciones desplazamiento-deformación se escriben como:

$$\epsilon_{xx} = \epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\epsilon_{yy} = \epsilon_y = \frac{\partial w}{\partial y}$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}$$

donde:

ϵ_x, ϵ_y = deformación lineal

γ_{xy}, γ_{yx} = deformación angular

u, w = componentes de desplazamiento

3. Las relaciones constitutivas se expresan de la siguiente manera:

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y) = \alpha \epsilon_x + \beta \epsilon_y$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1 - \nu^2} (\nu \epsilon_x + \epsilon_y) = \beta \epsilon_x + \alpha \epsilon_y$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \gamma_{xy}$$

donde:

E = módulo de elasticidad

ν = relación de Poisson

α, β = constantes, función de E y ν

G = módulo de elasticidad al cortante

Sustituyendo las relaciones de desplazamiento-deformación en las relaciones constitutivas, y a su vez éstas en las relaciones de equilibrio, resulta:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{\partial u}{\partial x} + \beta \frac{\partial w}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(G \frac{\partial u}{\partial y} + G \frac{\partial w}{\partial x} \right) + B_1 = 0 \quad 1$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(G \frac{\partial u}{\partial y} + G \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \frac{\partial u}{\partial x} + \alpha \frac{\partial w}{\partial y} \right) + B_2 = 0 \quad 2$$

Estas ecuaciones, representan la ley de comportamiento general de un elemento finito; las cuales podemos escribir como:

$$\mathcal{L}u = f$$

$$\mathcal{L}w = g$$

siendo f y g dos funciones, y \mathcal{L} el operador diferencial.

Para aproximarlas al caso particular del rectángulo, utilizaremos el Método de los Residuos Pesados, dicho método indica que se deben llevar a cabo los siguientes pasos:

I Aproximación de funciones

$$u \approx \hat{u} = \sum_{i=1}^n N_i u_i$$

$$w \approx \hat{w} = \sum_{i=1}^n N_i w_i$$

donde:

N_i = funciones de interpolación

u_i, w_i = coeficientes indeterminados

n = número de coeficientes ($n = 4$, para el rectángulo)

II Obtención del error (residuo)

$$\mathcal{L}u = f \quad \rightarrow \quad \mathcal{L}u - f = 0$$

$$\mathcal{L}u - f = r_1$$

$$\mathcal{L}w - g = r_2$$

III Efectuar el producto escalar

$$\int_v r_1 W_i \, dv = 0$$

$$\int_v r_2 W_i \, dv = 0$$

donde v es el volumen del elemento finito en cuestión.

IV Proponer el peso (Galerkin)

$$W_i = N_i$$

$$\int_v (\mathcal{L}u - f) N_i \, dv = 0$$

$$\int_v (\mathcal{L}w - g) N_i \, dv = 0$$

Desarrollando el procedimiento descrito para las ecuaciones 1 y 2, y efectuando manipulaciones algebraicas, se llega a las siguientes expresiones, ordenadas en forma matricial para mayor simplicidad.

$$\int_v B^T D B U dv = \int_v M dv + \int_s T ds$$

donde:

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} \end{bmatrix}$$

$$D = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix}$$

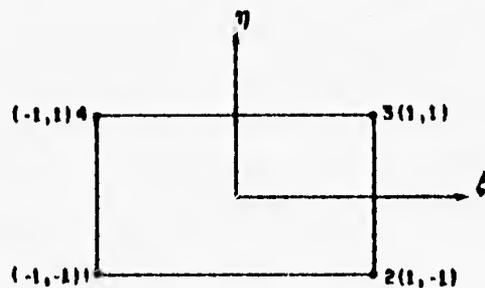
$$U = \begin{bmatrix} u_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ w_2 \\ u_3 \\ w_3 \\ u_4 \\ w_4 \end{bmatrix}$$

$$M = \begin{bmatrix} B_1 N_1 \\ B_2 N_1 \\ B_1 N_2 \\ B_2 N_2 \\ B_1 N_3 \\ B_2 N_3 \\ B_1 N_4 \\ B_2 N_4 \end{bmatrix}$$

$$T = \begin{bmatrix} T_1 N_1 \\ T_2 N_1 \\ T_1 N_2 \\ T_2 N_2 \\ T_1 N_3 \\ T_2 N_3 \\ T_1 N_4 \\ T_2 N_4 \end{bmatrix}$$

Las variables B_i y T_i , corresponden a las fuerzas de cuerpo (gravedad) y de tracción del material (tensiones), respectivamente. Las funciones de interpolación del elemento, se obtienen a partir del siguiente razonamiento:

Consideremos un elemento finito de la siguiente forma y referido al sistema de ejes coordenados ξ y η :



Suponemos:

$$x = \alpha_1 + \alpha_2 \xi + \alpha_3 \eta + \alpha_4 \xi \eta$$

$$y = \beta_1 + \beta_2 \xi + \beta_3 \eta + \beta_4 \xi \eta$$

Consideremos sólo la aproximación en "x" y sustituyamos para cada nodo los valores de ξ y η

$$x(\xi_1, \eta_1) = x_1 = \alpha_1 + \alpha_2 (-1) + \alpha_3 (-1) + \alpha_4 (-1)(-1)$$

$$x(\xi_2, \eta_2) = x_2 = \alpha_1 + \alpha_2 (1) + \alpha_3 (-1) + \alpha_4 (1)(-1)$$

$$x(\xi_3, \eta_3) = x_3 = \alpha_1 + \alpha_2 (1) + \alpha_3 (1) + \alpha_4 (1)(1)$$

$$x(\xi_4, \eta_4) = x_4 = \alpha_1 + \alpha_2 (-1) + \alpha_3 (1) + \alpha_4 (-1)(1)$$

En forma matricial las ecuaciones anteriores se escriben como:

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -1 & -1 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & -1 & 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \end{bmatrix}$$

de donde:

$$\begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -1 & -1 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & -1 & 1 & -1 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \end{bmatrix} = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ -1 & 1 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 \\ 1 & -1 & 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{bmatrix}$$

Sustituyendo los valores de α_1 , α_2 , α_3 y α_4 en la aproximación de la variable "x", se tiene

$$x = \frac{1}{4} (x_1 + x_2 + x_3 + x_4) + \frac{1}{4} (-x_1 + x_2 + x_3 - x_4) \xi + \frac{1}{4} (-x_1 - x_2 + x_3 + x_4) \eta + \frac{1}{4} (x_1 - x_2 + x_3 - x_4) \xi \eta$$

Agrupando términos

$$x = \frac{(1 - \xi)(1 - \eta)}{4} x_1 + \frac{(1 + \xi)(1 - \eta)}{4} x_2 + \frac{(1 + \xi)(1 + \eta)}{4} x_3 + \frac{(1 - \xi)(1 + \eta)}{4} x_4$$

Esto es:

$$x = N_1 x_1 + N_2 x_2 + N_3 x_3 + N_4 x_4$$

De la misma forma podemos llegar a

$$y = N_1 y_1 + N_2 y_2 + N_3 y_3 + N_4 y_4$$

Donde las funciones de interpolación N_i , para ambos casos son las mismas

$$N_1 = \frac{(1 - \xi)(1 - \eta)}{4}$$

$$N_2 = \frac{(1 + \xi)(1 - \eta)}{4}$$

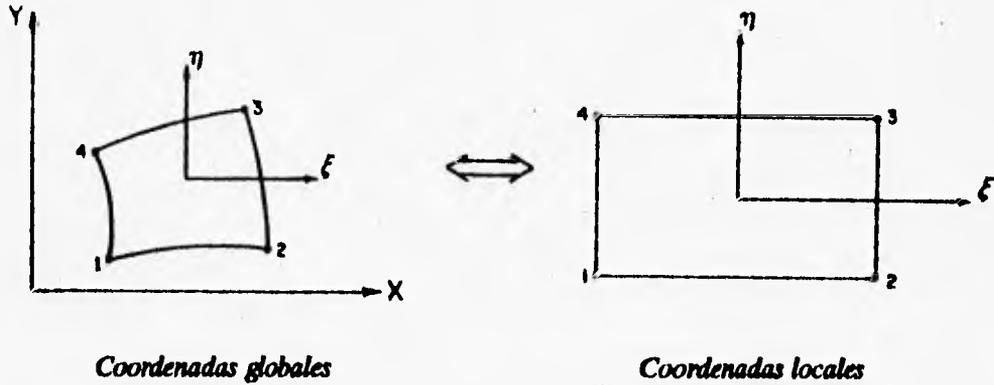
$$N_3 = \frac{(1 + \xi)(1 + \eta)}{4}$$

$$N_4 = \frac{(1 - \xi)(1 + \eta)}{4}$$

Un elemento finito isoparamétrico, es aquél elemento que para definir su geometría se emplean los mismos nodos para la definición de " ϕ " (ley de comportamiento del elemento). Además las nuevas funciones de interpolación M_i , utilizadas para la transformación de coordenadas son tales que

$$M_i = N_i$$

El hecho de expresar las variables "x" e "y" en términos de las funciones de interpolación permite distorsionar el elemento y con esto modelar la frontera de los problemas en estudio con más exactitud.



Regresando a la formulación de las matrices de rigideces, se tienen en la matriz "B" derivadas con respecto a "x" e "y". Con el esquema de isoparametría "x" e "y" están en función de ξ y η . Para poder calcular dichas derivadas, partiremos de la regla de la cadena

$$\frac{\partial \phi}{\partial \xi} = \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial \xi} \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \eta} = \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial \eta} \frac{\partial \phi}{\partial y}$$

quedando en forma matricial como:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial \xi} \\ \frac{\partial \phi}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi}{\partial y} \end{bmatrix} = [J] \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi}{\partial y} \end{bmatrix}$$

donde $[J]$ es la matriz Jacobiana. Despejando de la ecuación anterior:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi}{\partial y} \end{bmatrix} = [J]^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi}{\partial \xi} \\ \frac{\partial \phi}{\partial \eta} \end{bmatrix}$$

En este paso es donde se establece la transformación de coordenadas, esto es "mapeamos" un elemento en el plano (ξ, η) al plano (x, y) donde se encuentra distorsionado.

La expresión general para las matrices características (rigideces) obtenidas se escribe como:

$$K = \int_v B^T D B dv$$

En la formulación que nos ocupa, tenemos ahora que la matriz "B" es función de ξ y η . Por otra parte se tiene la integración con respecto a "x" e "y". Esta "incongruencia" se elimina mediante la transformación de la integración en un plano (x, y) a una integración en un plano (ξ, η) . Así, para cada elemento resulta:

$$K = \int_v B^T D B dv = t \int_A B^T D B dA = t \int_x \int_y B^T D B dx dy$$

$$K = t \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T D B J d\xi d\eta$$

IV.3 ANALISIS DE LAS MENSULAS

IV.3.1 DISCRETIZACION DE LA ESTRUCTURA

El problema que se debe enfrentar al tratar de discretizar un dominio continuo es el de la elección de la geometría de los elementos que van a emplearse. En la elección deben tenerse en cuenta las tres directrices básicas siguientes:

- *Los elementos elegidos han de ser tales que se adapten a la geometría del dominio.*
- *Cuanto más pequeño sea el elemento, mayor será en general la aproximación obtenida, por lo que la malla habrá de hacerse más fina en las zonas donde se espere mayor concentración de esfuerzos.*
- *La complejidad de la formulación matemática y la exactitud de la aproximación son función del tipo de elemento elegido.*

Debe tenerse presente en todo momento el "buen juicio ingenieril", sobre todo en las dos primeras directrices.

De acuerdo con lo anterior y tomando en cuenta las siguientes consideraciones, se llevará a cabo la discretización de la estructura. Se traza un sistema de ejes coordenados; el eje horizontal será el eje "X" y el vertical el eje "Z". El bloque (ménsula) junto con la pila, se subdividirá en 70 elementos (triángulos y rectángulos) con 88 nodos, con el fin de tener un comportamiento en conjunto. Los elementos se enumerarán de arriba hacia abajo y de derecha a izquierda, según se muestra en la Fig. IV.3.

IV.3.2 FUERZAS

La ménsula que se analizará, será la correspondiente a la pila, ya que es en ella en donde se presentan las siguientes condiciones de trabajo:

- a) Cargas simétricas*
- b) Cargas asimétricas.*

Estas son ocasionadas por el apoyo de dos brazos de dos compuertas diferentes. Pueden estar las dos compuertas cerradas o una abierta y la otra cerrada.

Con las cargas obtenidas en el capítulo III, provocadas por el empuje hidrostático, se obtienen los esfuerzos que se presentan en las placas donde se apoyan los brazos de las compuertas. Esto es:

$$\sigma_p = \frac{R \times F_c}{A}$$

Donde:

σ_p = Esfuerzos en la placa de apoyo, en kg/cm²

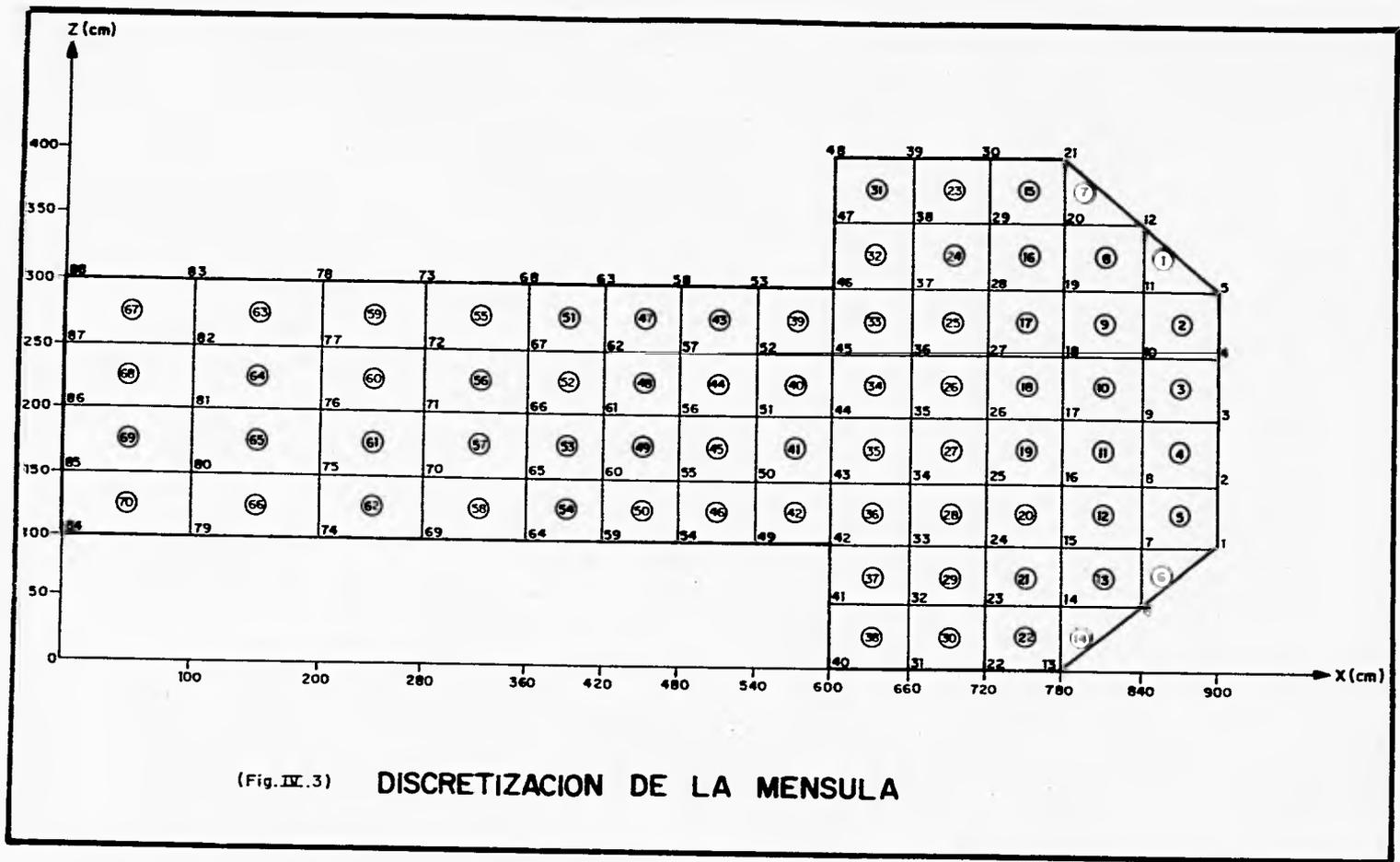
R = Magnitud del empuje hidrostático = 130000 kg

F_c = Factor de carga = 1.4 (ACI 318-89)

A = Area de la placa de apoyo = 6400 cm² (80 x 80 cm)

Sustituyendo

$$\sigma_p = \frac{130000 \times 1.4}{6400} = 28.438 \text{ kg/cm}^2$$

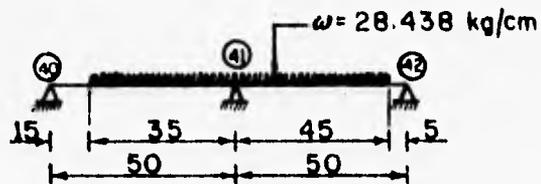


(Fig. III.3) DISCRETIZACION DE LA MENSULA

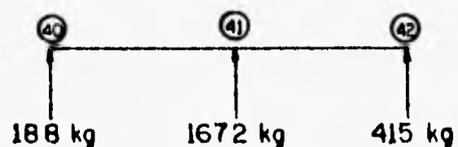
El espesor de sección de la ménsula que se analizará, será de un centímetro, por consiguiente la carga uniformemente distribuida sobre la ménsula será:

$$\omega = 28.438 \text{ kg/cm}$$

Para la aplicación del Método de los Elementos Finitos, concentraremos las fuerzas en los nodos (fuerzas en la frontera), debiendo transformar por consecuencia, la carga repartida sobre la placa, en cargas concentradas en los nodos como si se tratara de una viga simplemente apoyada.



Obteniendo las reacciones por el método de Cross, resulta:



tenemos por lo tanto las siguientes condiciones de carga

| <i>NODOS</i> | <i>CARGAS SIMETRICAS</i> |
|----------------|--------------------------|
| <i>40 y 48</i> | <i>188 kg</i> |
| <i>41 y 47</i> | <i>1672 kg</i> |
| <i>42 y 46</i> | <i>415 kg</i> |

Para el caso de cargas asimétricas, aplicaremos las mismas fuerzas, únicamente a un lado del bloque de anclaje.

IV.3.3 MATERIALES

La estructura estará constituida básicamente por concreto, cuyas características mecánicas son:

$$f'c = \text{resistencia especificada a compresión del concreto} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c \text{ perm.} = \text{resistencia permisible a compresión} = 0.70 f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = \text{módulo de elasticidad} = 15100 \sqrt{f'c} = 2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu = \text{módulo de Poisson} = 0.18$$

Como se mencionó al principio del presente capítulo, el método es prácticamente inabordable sin la ayuda de computadoras. Es por ello que se propone emplear el programa SAP 90, diseñado para estos fines, del que sólo se mencionará la preparación del archivo de datos y los resultados que arroje la ejecución del mismo.

IV.3.4 ARCHIVO DE DATOS

Los datos que se deben proporcionar para la formación del archivo, se dividen básicamente en 5 bloques, los que se describen a continuación.

- 1) TITULO. En este grupo se proporciona la información necesaria para la identificación del archivo. El título aparecerá en cada una de las hojas de los archivos de salida (resultados).*
- 2) COORDENADAS. Con respecto a un sistema de ejes global propuesto, se obtienen las coordenadas de los 88 nodos de la estructura discretizada.*
- 3) RESTRICCIONES. En este grupo es donde se dará la condición de apoyo de los nodos (restringido o libre).*
- 4) PROPIEDADES. En el bloque de propiedades, se proporcionan las características de cada uno de los 70 elementos en que se dividió la ménsula; es decir, las propiedades mecánicas del material y la conectividad del elemento en función de sus nodos.*
- 5) CARGAS. Este grupo de datos define las cargas nodales para las condiciones de carga que se presentan en la pila. Esto es, la magnitud de la carga, punto de aplicación y sentido.*

Con el archivo de datos formado, se procede a la ejecución del mismo en el programa SAP90, el cual revisará primeramente los datos de manera que sean congruentes para que,

posteriormente efectúe el análisis. Al terminar la corrida, se crearán varios archivos de salida con información muy particular.

IV.3.5 RESULTADOS

De los archivos de salida, el archivo más importante para efectos de obtener elementos mecánicos en la ménsula, es el archivo con extensión FEF. Este archivo contiene las fuerzas de cada elemento a nivel de nodos, para las dos condiciones de carga que se presentan. Los resultados están referidos al sistema de ejes global.

Para transformar las fuerzas nodales a momentos flexionantes unitarios, se hace una suma de momentos con respecto al centro geométrico del plano donde se desea evaluar los momentos, tomando para ello las fuerzas nodales de un solo lado del plano, ya que si se consideran los dos lados, el momento daría cero por estar dicho plano en equilibrio.

Para transformar las fuerzas nodales a fuerzas cortantes unitarias, se hace una suma de fuerzas paralelas al plano donde se desean evaluar los cortantes, considerando solamente las fuerzas nodales de un lado del plano, por lo expuesto anteriormente.

En las tablas IV.1, IV.2, IV.3 y IV.4 se presentan los elementos mecánicos en planos verticales y horizontales para las condiciones de carga: a) SIMETRICA y b) ASIMETRICA.

Tabla IV.1

| ELEMENTOS MECÁNICOS | | |
|----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| CARGA ASIMÉTRICA | | |
| PLANOS VERTICALES | | |
| PLANO | MOMENTO FLEXIONANTE | FUERZA CORTANTE |
| | M (Y) [(kg · cm)/cm] | V (Z) (kg/cm) |
| 6-12 | 119.92 | -0.01 |
| 13-21 | 206.66 | 0.02 |
| 22-30 | 206.69 | -0.01 |
| 31-39 | 206.75 | 0.01 |
| 42-46 | -288193.22 | 0.01 |
| 49-53 | -329968.67 | -0.05 |
| 54-58 | -329510.21 | 0.00 |
| 59-63 | -329558.20 | -0.01 |
| 64-68 | -329458.50 | 0.01 |
| 69-73 | -329442.33 | 0.01 |
| 74-78 | -329743.60 | 0.00 |
| 79-83 | -329693.03 | -0.02 |
| 84-88 | -328217.76 | -0.01 |

Tabla IV.2

| ELEMENTOS MECÁNICOS | | |
|----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| CARGA SIMÉTRICA | | |
| PLANOS VERTICALES | | |
| PLANO | MOMENTO FLEXIONANTE | FUERZA CORTANTE |
| | M (Y) [(kg · cm)/cm] | V (Z) (kg/cm) |
| 6-12 | -15.37 | 0.01 |
| 13-21 | -62.55 | 0.01 |
| 22-30 | -62.26 | 0.00 |
| 31-39 | -62.63 | 0.00 |
| 42-46 | -62.51 | 0.01 |
| 49-53 | -62.46 | 0.00 |
| 54-58 | -62.50 | 0.00 |
| 59-63 | -62.46 | 0.01 |
| 64-68 | -62.55 | 0.00 |
| 69-73 | -62.50 | 0.00 |
| 74-78 | -62.55 | 0.01 |
| 79-83 | -62.49 | 0.00 |
| 84-88 | -62.55 | -0.01 |

Tabla IV.3

| ELEMENTOS MECÁNICOS | | |
|----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| CARGA ASIMÉTRICA | | |
| PLANOS HORIZONTALES | | |
| PLANO | MOMENTO FLEXIONANTE | FUERZA CORTANTE |
| | M (Y) [(kg · cm)/cm] | V (X) (kg/cm) |
| 6-41 | -9381.76 | 1860.01 |
| 1-42 | -102341.75 | 2275.00 |
| 2-85 | -220229.24 | -824.67 |
| 3-86 | -117369.54 | -1366.59 |
| 4-87 | 2368.39 | -742.31 |
| 5-46 | -148.63 | 0.01 |
| 12-47 | -68.78 | 0.02 |

Tabla IV.4

| ELEMENTOS MECÁNICOS | | |
|----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| CARGA SIMÉTRICA | | |
| PLANOS HORIZONTALES | | |
| PLANO | MOMENTO FLEXIONANTE | FUERZA CORTANTE |
| | M (Y) [(kg · cm)/cm] | V (X) (kg/cm) |
| 6-41 | -9449.89 | 1860.01 |
| 1-42 | -102481.65 | 2275.00 |
| 2-85 | -269253.19 | 541.42 |
| 3-86 | -296313.17 | -542.28 |
| 4-87 | -242925.14 | -542.26 |
| 5-46 | -102418.97 | -2275.02 |
| 12-47 | -9402.77 | -1859.99 |

Una consideración que se debe tener presente al momento de obtener el acero de refuerzo, es referente a que los elementos mecánicos se obtuvieron de proponer un espesor de la ménsula de 1cm, por lo que se deberán multiplicar por la altura total de la placa (80 cm) que es la que transmite la fuerza a las ménsulas y por consiguiente genera los elementos mecánicos totales.

CAPITULO V

ANALISIS CONVENCIONAL

V ANALISIS CONVENCIONAL

V.1 ANTECEDENTES

En el diseño de estructuras principalmente de concreto, se requiere de métodos de análisis que determinen su comportamiento durante su vida útil. Sin embargo, esto no se logra en algunos casos, debido a que los métodos empleados se fundamentan en observaciones realizadas en especímenes probados bajo diversas condiciones de trabajo. Lo anterior no implica una mala representación del comportamiento, sino que no se dispone de medios de análisis más detallados de la estructura, convirtiéndose limitativo en este aspecto, como es el caso del método general de diseño de ménsulas.

El método para analizar ménsulas que más se emplea en la actualidad, es el que se expone en el presente capítulo, destacando su importancia por la sencillez de aplicación y los resultados favorables que arroja, lo que ha hecho de éste, un método común y conveniente de emplear, de ahí que le denominemos "Método Convencional".

El "Método Convencional" por fundamentarse en principios empíricos, se basa en un análisis global del elemento, siendo adecuado para casos donde la estructura no requiera de un estudio muy exigente. Sin embargo, cuando se diseñan ménsulas que van a soportar compuertas radiales, es necesario un análisis más detallado, empleando para ello procedimientos sofisticados, como lo es el Método de los Elementos Finitos.

El "Método Convencional", para efectos del presente trabajo y por la confiabilidad de resultados, se empleará únicamente como parámetro de comparación (hasta donde sea posible

de los resultados), con el método expuesto en el capítulo anterior y comprobar así la veracidad de éste último.

V.2 FUNDAMENTOS DEL METODO

El comportamiento de las ménsulas, estudiado por medio de ensayos de especímenes, como el mostrado esquemáticamente en la figura V.1, ha demostrado los siguientes modos de falla.

a) FALLA POR FLEXION.

Consiste en el aplastamiento por compresión del concreto que ocurre antes de que fluya el acero de tensión; o bien, por tensión en el concreto al fluir el refuerzo. Obsérvese la figura V.2.

b) FALLA POR TENSION DIAGONAL.

En este caso, se forma inicialmente una grieta de flexión, a partir de la cual se desarrolla una grieta inclinada que se extiende desde el borde de la placa de carga, en la cara superior de la ménsula, hasta la intersección de la cara inclinada de la ménsula con la columna. La falla ocurre en la zona de concreto sujeta a esfuerzos de compresión y es similar a la falla en compresión por cortante de vigas largas. La figura V.3 muestra dos especímenes que sufrieron esta falla.

c) FALLA POR CORTANTE DIRECTO.

Este tipo de falla se caracteriza por el desarrollo de pequeñas grietas inclinadas en el plano de intersección de la columna y la ménsula. Dichas grietas debilitan este plano y propician una falla por cortante directo, como se muestra en la figura V.4.

d) FALLAS SECUNDARIAS.

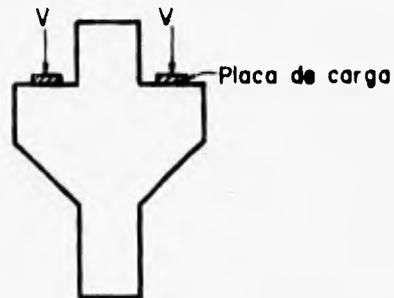
Además de los modos de falla descritos anteriormente se han observado otros que se presentan por detalles inadecuados en la geometría de la ménsula o en la colocación del refuerzo. En la figura V.5a se muestra una falla que se presenta cuando las barras de tensión, por efecto del dobléz, quedan demasiado lejos del borde de la ménsula; en este caso se forma una grieta que sigue el contorno de la barra.

La figura V.5b muestra el tipo de falla que se produce cuando el peralte en el extremo de la ménsula es mucho menor que el peralte en el paño de las columnas; la grieta inclinada no alcanza a desarrollarse hasta la cara de la columna, sino que llega a la cara inclinada de la ménsula. Por último, en la figura V.5c la falla ocurre cuando la placa de apoyo es demasiado pequeña y, por consiguiente, se desarrollan en el concreto esfuerzos de aplastamiento muy altos.

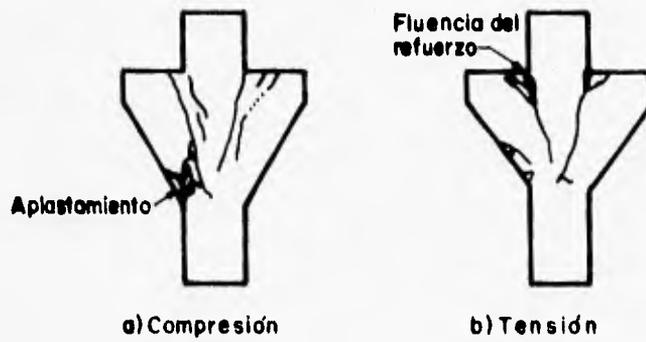
Se ha estudiado experimentalmente el efecto de cargas horizontales que actúan de manera simultánea con las cargas verticales aplicadas a la ménsula. Este aspecto es importante, ya que en la práctica suelen presentarse fuerzas horizontales producidas por la contracción y el flujo plástico del concreto de las vigas que se apoyan sobre la ménsula, o por las acciones de viento o sismo. El comportamiento y los modos de falla de ménsulas con cargas vertical y horizontal actuando simultáneamente son similares a los descritos anteriormente, pero la resistencia es mucho menor.

El "Método Convencional" establece una serie de expresiones empíricas, para controlar los cuatro modos de falla posibles, que más adelante se emplearán en el diseño de las ménsulas en cuestión.

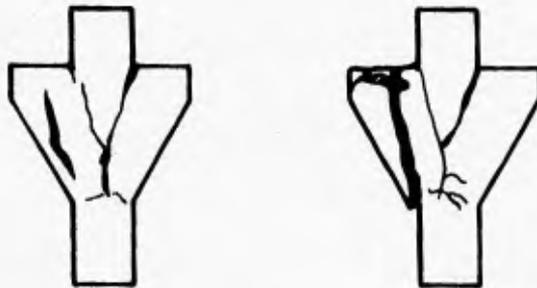
MODOS DE FALLA



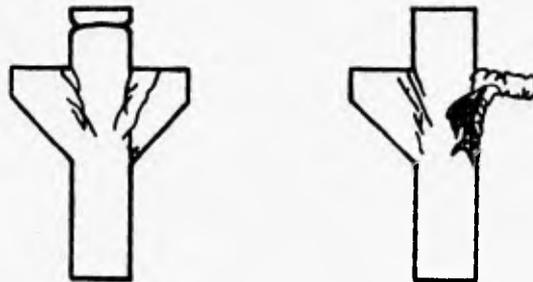
(Fig. X.1) Especimen de ensayo para el estudio de ménsulas.



(Fig. X.2) Fallas por flexión.



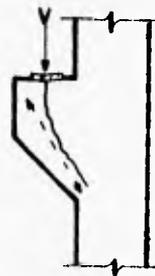
(Fig. X.3) Fallas por tensión diagonal.



(Fig. V.4) Fallas por cortante directa.



b) Falla debida a poco peralte en la cara externa.



c) Falla debida al aplastamiento del concreto.

(Fig. V.5) Modos secundarios de falla.

V.3 ANALISIS DE LAS MENSULAS

Para el diseño de las ménsulas nos apoyaremos en el reglamento del ACI 318-89 en su sección correspondiente (sección 11.9).

El criterio de análisis es aplicable a ménsulas que cumplan la relación, claro de cortante a peralte efectivo igual a uno o menor ($a/d \leq 1$), puesto que en claros más largos pueden formarse grietas diagonales de tensión y el empleo de refuerzo por cortante horizontal puede no ser suficiente.

El claro de cortante "a", es la distancia que hay entre la fuerza vertical y la cara de apoyo de la ménsula, que para el caso particular de las compuertas, será la excentricidad del apoyo de los brazos de las mismas, según se vió en el capítulo III.

$$\frac{a}{d} = \frac{0.50}{2.70}$$

$$\frac{a}{d} = 0.19 < 1 ; \text{ se acepta el criterio}$$

V.3.1 CARGAS DE DISEÑO

La sección se diseñará para resistir la combinación de cargas muertas más cargas vivas, para lo cual el reglamento al respecto estipula lo siguiente:

$$V_u = 1.4 D + 1.4 F$$

donde:

Vu = carga de diseño, en ton

D = carga muerta, en ton

F = carga viva (empuje de líquidos), en ton

La carga muerta será la correspondiente al peso propio de la ménsula, calculada con las dimensiones propuestas en el capítulo III y con un peso volumétrico del concreto de 2.40 ton/m³.

$$D = (3.00 + 1.80) \times 1.00 \times 0.50 \times 1.90 \times 2.40$$

$$D = 10.95 \text{ ton}$$

La carga viva que actúa sobre la ménsula, será la correspondiente al empuje hidrostático, transmitido por el brazo de la compuerta (ver capítulo III).

$$F = 130.00 \text{ ton}$$

Sustituyendo valores

$$Vu = 1.4 \times 10.95 + 1.4 \times 130.00$$

$$Vu = 197.33 \text{ ton}$$

La sección crítica para diseño de ménsulas, se toma en el paño del apoyo, la que se diseñará para resistir simultáneamente un cortante Vu, un momento Mu y una fuerza horizontal de tensión Nuc. La fuerza de tensión Nuc no debe tomarse menor que 0.2 Vu.

De lo anterior, tenemos:

$$Nuc = 0.2 Vu$$

$$Mu = Vu (a) + Nuc (h - d)$$

donde:

Mu = momento flexionante, en ton · m

Vu = fuerza cortante, en ton

a = claro de cortante = 0.50 m

Nuc = fuerza horizontal, en ton

h = peralte total de la ménsula = 3.00 m

d = peralte efectivo de la ménsula = 2.70 m

Sustituyendo

$$Nuc = 0.2 \times 197.33$$

$$Nuc = 39.47 \text{ ton}$$

$$Mu = 197.33 \times 0.50 + 39.47 (3.00 - 2.70)$$

$$Mu = 110.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

En resumen, las cargas de diseño son las siguientes:

$$Vu = 197.33 \text{ ton}$$

$$Nuc = 39.47 \text{ ton}$$

$$Mu = 110.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

V.3.2 ACERO DE REFUERZO

Para propósitos de diseño, el refuerzo total requerido se divide en tres partes y se determina cada una de ellas por separado: (A u f) área de refuerzo de cortante por fricción para

resistir el cortante directo V_u ; (A_f) área de refuerzo por flexión para resistir el momento M_u , y (A_n) área de refuerzo de tensión para resistir la fuerza directa de tensión N_u .

REFUERZO DE CORTANTE POR FRICCIÓN

El acero de refuerzo se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

donde:

A_{vf} = área de refuerzo de cortante por fricción, en cm^2

V_u = fuerza cortante = 197330 kg

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0.85

f_y = esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm^2

μ = coeficiente de fricción para concreto normal colado monolíticamente = 1.4

sustituyendo

$$A_{vf} = \frac{197330}{0.85 \times 4200 \times 1.4}$$

$$A_{vf} = 39.48 \text{ cm}^2$$

Revisión del cortante en el concreto

Para concreto normal, la resistencia al cortante " V_n " no debe tomarse mayor que

$$V_n = D + F < \frac{0.2 f'_c}{56} bd$$

donde:

V_n = cortante nominal, en kg

D = carga muerta = 10950 kg

F = carga viva = 130000 kg

$f'c$ = esfuerzo de compresión del concreto = 250 kg/cm²

b = ancho de la ménsula = 190 cm

d = peralte efectivo de la ménsula = 270 cm

sustituyendo

$$V_n = 10950 + 130000 = 140950 \text{ kg}$$

$$0.2 f_c b d = 0.2 \times 250 \times 190 \times 270 = 2565000 \text{ kg} > V_n$$

$$56 b d = 56 \times 190 \times 270 = 2872800 \text{ kg} > V_n$$

De los resultados obtenidos se observa que cumplen satisfactoriamente con la condición de cortante.

REFUERZO POR FLEXION

Para el calculo del acero de refuerzo se emplea:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y z}$$

donde:

A_f = área de refuerzo por flexión, en cm²

M_u = momento flexionante = 11051000 kg·cm

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0.85

$f_y = \text{esfuerzo de fluencia del acero} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$z = \text{brazo del momento interno, en cm}$

$$z = 1.2 \times a \quad \text{para} \quad 0.5 \geq \frac{a}{h} = \frac{50}{300} = 0.17 \quad \text{cumple}$$

entonces:

$$z = 1.2 \times 50 = 60 \text{ cm}$$

sustituyendo

$$A_f = \frac{11051000}{0.85 \times 4200 \times 60}$$

$$A_f = 51.60 \text{ cm}^2$$

REFUERZO POR TENSION DIRECTA

En este caso, el area de acero necesaria se obtiene de:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y}$$

donde:

$A_n = \text{área de refuerzo de tensión, en cm}^2$

$N_{uc} = \text{fuerza de tensión directa} = 39470 \text{ kg}$

$\phi = \text{factor de reducción de resistencia} = 0.85$

$f_y = \text{esfuerzo de fluencia del acero} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

sustituyendo

$$A_n = \frac{39470}{0.85 \times 4200}$$

$$A_n = 11.06 \text{ cm}^2$$

En resumen, el refuerzo requerido es el siguiente:

$$A_{vf} = 39.48 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 51.60 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 11.06 \text{ cm}^2$$

Una vez determinadas las áreas separadas del refuerzo A_{vf} , A_f y A_n , se procede a calcular el "refuerzo real, A_s y A_h " que debe proveerse. A_s actuará como el refuerzo principal de tensión y A_h actuará como el refuerzo por cortante.

REFUERZO PRINCIPAL DE TENSION

Se debe cumplir con

$$A_s \geq \frac{A_f + A_n}{3} \geq 0.04 \frac{f'_c}{f_y} bd$$

sustituyendo valores

$$A_f + A_n = 51.60 + 11.06 = 62.66 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2}{3} A_v f + A_n = \frac{2}{3} \times 39.48 + 11.06 = 37.38 \text{ cm}^2$$

$$0.04 \frac{f'_c}{f_y} b d = 0.04 \times \frac{250}{4200} \times 190 \times 270 = 122.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Rige}$$

por consiguiente

$$A_s = 122.14 \text{ cm}^2$$

REFUERZO POR CORTANTE

En este caso

$$A_h \geq 0.5 (A_s - A_n)$$

sustituyendo

$$A_h = 0.5 (122.14 - 11.06)$$

resulta

$$A_h = 55.54 \text{ cm}^2$$

V.4 CONCLUSIONES

El refuerzo principal de tensión se deberá colocar en el lecho superior de la ménsula mientras que el refuerzo por cortante deberá distribuirse a lo largo de los dos tercios superiores del peralte efectivo. De las recomendaciones anteriores, se tiene que las áreas de acero requerido, se compararán con las obtenidas en el capítulo anterior, únicamente en las zonas mencionadas, cuyo refuerzo se espera sea semejante en ambos casos. El análisis comparativo de resultados, así como la propuesta de armado, serán objetivo del siguiente capítulo.

CAPITULO VI

ARMADO DE LA MENSULA

VI ARMADO DE LA MENSULA

VI.1 ANTECEDENTES

En el proceso de Diseño Estructural, el dimensionamiento de los elementos de concreto reforzado desempeña un papel muy importante, ya que en esta etapa se determinan las propiedades geométricas de los elementos estructurales y la cantidad y posición del acero de refuerzo.

El procedimiento de dimensionamiento más utilizado en la actualidad es el denominado "Método Plástico", de "resistencia" o de "resistencia última", según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada. Este procedimiento consiste en definir las acciones interiores, correspondientes a las condiciones de servicio, mediante un análisis elástico y multiplicarlas por un factor de carga, que puede ser constante o variable según los distintos elementos, para así obtener las resistencias de dimensionamiento. El factor de carga también puede considerarse incrementando las acciones exteriores y realizando después un análisis elástico de la estructura. El dimensionamiento se hace con la hipótesis de comportamiento inelástico.

El proceso de dimensionamiento por el método plástico, puede también aplicarse a los resultados de estados límite, en el que están basadas las recomendaciones del Comité Europeo del Concreto y los reglamentos Soviéticos e Inglés. El enfoque de estados límite no es sino un formato en el que se consideran todos los aspectos del diseño en forma ordenada y racional y que permiten la fácil incorporación de criterios probabilistas. Se trata de lograr que las características acción-respuesta de un elemento estructural estén dentro de límites que se consideran aceptables.

VI.2 ESTADOS LIMITE

El estado límite es el estado que corresponde al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de una estructura o de cualquiera de sus miembros. Este concepto está asociado al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Para revisar los estados límite, es decir, la seguridad de una estructura, se debe verificar que la resistencia de cada elemento estructural y de la estructura en su conjunto sea mayor que las acciones que actúan sobre los mismos. Esta verificación constituye el criterio básico de comprobación de la seguridad de una estructura. Puede ilustrarse esquemáticamente de la siguiente manera:

*Fuerza interna
de diseño*

FcS

≤

*Resistencia de
diseño*

FrR

donde:

Las fuerzas internas S se multiplican por factores de carga Fc para obtener las llamadas fuerzas internas de diseño.

Las resistencias nominales R de cada elemento de la estructura, se multiplican por factores reductivos Fr para obtener las llamadas resistencias de diseño.

La mayoría de los reglamentos de construcción actuales, como el del Distrito Federal, el del Comité Europeo del Concreto, etc., establecen disposiciones para el diseño de estructuras basadas en el concepto de estados límite. Sin embargo, en el diseño de las ménsulas de apoyo

seguiremos los lineamientos que nos marco el reglamento del American Concrete Institute (ACI), muy empleado en America Latina, los cuales, aunque no están expresados formalmente en términos de estados límite, siguen conceptos semejantes.

VI.3 ACERO DE REFUERZO

El cálculo del acero de refuerzo se realizará bajo la suposición de que el concreto toma únicamente las fuerzas de compresión, mientras que el acero hace lo correspondiente con las fuerzas de tensión.

Las características del concreto y del acero de refuerzo propuestos, es el siguiente:

$$f_c = \text{esfuerzo de compresión del concreto} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = \text{esfuerzo de fluencia del acero} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Retomando la información generada en el capítulo IV, tenemos que del análisis de las ménsulas, la interpretación de resultados nos arroja momentos flexionantes y fuerzas cortantes, por lo que se deberá proveer de acero de refuerzo por los conceptos mencionados.

VI.3.1 REFUERZO POR FLEXIÓN

El área de acero que se requiere por flexión, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$A_s = \rho b d$$

donde:

A_s = área de acero requerido por flexión, en cm^2

ρ = porcentaje de acero

b = ancho de la sección, en cm

d = peralte efectivo de la sección, en cm

Por otra parte, el porcentaje de acero se calcula como:

$$\rho = \frac{\omega f'c}{f_y} \quad \begin{aligned} &\geq \frac{(0.04)(f'c)}{f_y} \\ &\leq 0.75 \rho_b = (0.75)(0.85)(K_1) \frac{(f'c)(6000)}{(f_y)(6000 + f_y)} \end{aligned}$$

donde:

ω = coeficiente

ρ_b = porcentaje de acero balanceado

K_1 = factor que depende de la resistencia del concreto = 0.85

sustituyendo valores

$$\rho = 0.05952 \quad \omega \quad \begin{aligned} &\geq 0.00238 \\ &\leq 0.01897 \end{aligned}$$

De la ecuación de momento flexionante, tenemos que

$$M_u = \phi b d^2 f'c \omega (1 - 0.59 \omega)$$

Agrupando términos

$$0.59 \omega^2 - \omega + \frac{M_u}{\phi b d^2 f'_c} = 0$$

donde:

M_u = momento flexionante de diseño = $M(Y)$, en kg·cm

ϕ = factor de reducción = 0.9

Resolviendo la ecuación de segundo grado, obtenemos el valor del coeficiente ω y con ello se puede conocer el área de refuerzo a flexión.

VI.3.2 REFUERZO POR CORTANTE

Las fuerzas cortantes que se presentan en la ménsula deberán ser resistidas por el concreto y por el acero, es decir

$$V_u \leq \phi V_n \quad ; \quad V_n = V_c + V_s$$

donde:

V_u = fuerza cortante de diseño = $V(Z)$ o $V(X)$, en kg

ϕ = factor de carga = 1.4

V_n = resistencia nominal al cortante, en kg

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto, en kg

V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero, en kg

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos sujetos únicamente a cortante y flexión debe calcularse según:

$$V_c = \phi(0.53) \sqrt{f'_c} b d$$

donde:

- ϕ = factor de reducción = 0.85
- b = ancho de la sección, en cm
- d = peralte efectivo de la sección, en cm

La resistencia al cortante proporcionada por el acero, colocado perpendicularmente al eje del elemento se valúa de la siguiente manera

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

donde:

- A_v = área de acero, en cm^2
- s = separación del refuerzo, en cm

El área de acero que se debe proporcionar por fuerza cortante se obtiene de:

$$A_v = \frac{V_u s}{\phi f_y d} = \frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y d} \leq \frac{2.1 \sqrt{f'_c} b s}{\phi f_y} \geq \frac{3. S b s}{\phi f_y}$$

El área de acero mínima se empleará siempre y cuando se cumpla con:

$$V_u > 1/2 \phi V_c$$

De lo contrario se propone colocar acero por temperatura (0.18% del área de concreto), en un espesor de 10 cm de concreto cercano a la superficie susceptible de sufrir cambios volumétricos.

En las tablas VI.1 y VI.2 se presenta en forma sistematizada el cálculo del acero de refuerzo requerido y el acero de refuerzo proporcionado de acuerdo con las áreas de acero de varillas comerciales, para los elementos mecánicos más desfavorables en las ménsulas de la pila, para las dos condiciones de carga analizadas. Mientras que en las tablas VI.3 y VI.4 se presenta el área de refuerzo para los elementos mecánicos de las ménsulas en los muros, tomando en cuenta únicamente la condición de carga asimétrica.

Tabla VI.1

| PILA DIRECCIÓN "Z" | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--|---------------------------------|--------------------|----------------------|----------------------|---------|--------------------------|----------------------|-----------------------|------------|--------------------------|---------------------|
| PLANO | ELEMENTOS MECÁNICOS | | GEOMETRÍA | | ACERO DE REFUERZO | | | | | | | |
| | MOMENTO FLEXIONANTE M(Y) (kg·cm) | FUERZA CORTANTE V(Z) (kg) | ANCHO b (cm) | PERALTE d (cm) | REFUERZO POR FLEXIÓN | | | | REFUERZO POR CORTANTE | | | |
| | | | | | e | p | As (cm ²) | ARMADO PROPUESTO | Vc (kg) | Vs (kg) | Av (cm ²) | ARMADO PROPUESTO |
| 6-12 | 9593.60 | 0.00 | 190 | 225 | 0.00000 | 0.00238 | 101.75 | 16 Vars. de 1 1/8" φ | 306510 | 0 | 10.80 | 4 Vars. de 3/4" φ |
| 13-21 | 16532.80 | 0.00 | 190 | 300 | 0.00000 | 0.00238 | 135.66 | 21 Vars. de 1 1/8" φ | 406013 | 0 | 14.40 | 5 Vars. de 3/4" φ |
| 22-30 | 16535.20 | 0.00 | 190 | 300 | 0.00000 | 0.00238 | 135.66 | 21 Vars. de 1 1/8" φ | 406013 | 0 | 14.40 | 5 Vars. de 3/4" φ |
| 31-39 | 16540.00 | 0.00 | 190 | 300 | 0.00000 | 0.00238 | 135.66 | 21 Vars. de 1 1/8" φ | 406013 | 0 | 14.40 | 5 Vars. de 3/4" φ |

Tabla VI.2

| PILA DIRECCIÓN "X" | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--|---------------------------------|--------------------|----------------------|----------------------|---------|--------------------------|----------------------|-----------------------|------------|--------------------------|---------------------|
| PLANO | ELEMENTOS MECÁNICOS | | GEOMETRÍA | | ACERO DE REFUERZO | | | | | | | |
| | MOMENTO FLEXIONANTE M(Y) (kg·cm) | FUERZA CORTANTE V(X) (kg) | ANCHO b (cm) | PERALTE d (cm) | REFUERZO POR FLEXIÓN | | | | REFUERZO POR CORTANTE | | | |
| | | | | | e | p | As (cm ²) | ARMADO PROPUESTO | Vc (kg) | Vs (kg) | Av (cm ²) | ARMADO PROPUESTO |
| 6-41 | -755991.20 | 148000.80 | 190 | 220 | 0.00037 | 0.00238 | 99.88 | 9 Vars. de 1 1/2" φ | 297743 | 0 | 8.64 | 3 Vars. de 3/4" φ |
| 1-42 | -8198532.00 | 182000.00 | 190 | 270 | 0.00263 | 0.00263 | 134.92 | 12 Vars. de 1 1/2" φ | 365411 | 0 | 10.80 | 4 Vars. de 3/4" φ |
| 5-46 | -8193517.60 | -182001.60 | 190 | 270 | 0.00263 | 0.00263 | 134.92 | 12 Vars. de 1 1/2" φ | 365411 | 0 | 10.80 | 4 Vars. de 3/4" φ |
| 12-47 | -752221.60 | -148799.20 | 190 | 220 | 0.00037 | 0.00238 | 99.88 | 9 Vars. de 1 1/2" φ | 297743 | 0 | 8.64 | 3 Vars. de 3/4" φ |

Tabla VI.3

| MURO DIRECCIÓN "Z" | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--|---------------------------------|--------------------|----------------------|----------------------|---------|--------------------------|-----------------------|-----------------------|------------|--------------------------|------------------------|
| PLANO | ELEMENTOS MECÁNICOS | | GEOMETRÍA | | ACERO DE REFUERZO | | | | | | | |
| | MOMENTO FLEXIONANTE M(Y) (kg-cm) | FUERZA CORTANTE V(Z) (kg) | ANCHO b (cm) | PERALTE d (cm) | REFUERZO POR FLEXIÓN | | | | REFUERZO POR CORTANTE | | | |
| | | | | | m | p | As (cm ²) | ARMADO PROPUUESTO | Vc (kg) | Vs (kg) | Av (cm ²) | ARMADO PROPUUESTO |
| 6-12 | 9593.60 | 0.00 | 190 | 190 | 0.00000 | 0.00230 | 85.92 | 17 Vars. de 1" ϕ | 257141 | 0 | 10.80 | 4 Vars. de 3/4" ϕ |
| 13-21 | 16532.80 | 0.00 | 190 | 225 | 0.00000 | 0.00230 | 101.75 | 20 Vars. de 1" ϕ | 304510 | 0 | 14.40 | 5 Vars. de 3/4" ϕ |
| 22-30 | 16535.20 | 0.00 | 190 | 225 | 0.00000 | 0.00230 | 101.75 | 20 Vars. de 1" ϕ | 304510 | 0 | 14.40 | 5 Vars. de 3/4" ϕ |
| 31-39 | 16540.00 | 0.00 | 190 | 225 | 0.00000 | 0.00230 | 101.75 | 20 Vars. de 1" ϕ | 304510 | 0 | 14.40 | 5 Vars. de 3/4" ϕ |

Tabla VI.4

| MURO DIRECCIÓN "X" | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--|---------------------------------|--------------------|----------------------|----------------------|---------|--------------------------|---------------------------|-----------------------|------------|--------------------------|------------------------|
| PLANO | ELEMENTOS MECÁNICOS | | GEOMETRÍA | | ACERO DE REFUERZO | | | | | | | |
| | MOMENTO FLEXIONANTE M(Y) (kg-cm) | FUERZA CORTANTE V(X) (kg) | ANCHO b (cm) | PERALTE d (cm) | REFUERZO POR FLEXIÓN | | | | REFUERZO POR CORTANTE | | | |
| | | | | | m | p | As (cm ²) | ARMADO PROPUUESTO | Vc (kg) | Vs (kg) | Av (cm ²) | ARMADO PROPUUESTO |
| 6-41 | -750540.80 | 148800.80 | 190 | 220 | 0.00037 | 0.00230 | 99.48 | 9 Vars. de 1 1/2" ϕ | 297743 | 0 | 8.64 | 3 Vars. de 3/4" ϕ |
| 1-42 | -8187340.00 | 182000.00 | 190 | 270 | 0.00263 | 0.00263 | 134.92 | 12 Vars. de 1 1/2" ϕ | 365411 | 0 | 10.80 | 4 Vars. de 3/4" ϕ |

Para comparar los resultados obtenidos por el Método de los Elementos Finitos con los obtenidos por el Método Convencional, cuantificaremos el área de acero en el paño de unión de la ménsula y la pila o bien la ménsula y el muro, dentro de las 2/3 partes del peralte efectivo adyacente a la cara de apoyo de la ménsula, ya que es en esta zona donde el Método Convencional recomienda colocar el refuerzo. El resultado obtenido es el siguiente:

$$A_s = 178.12 \text{ cm}^2$$

Comparado con el área de acero que se requiere por el Método Convencional ($A_s + A_h = 177.68 \text{ cm}^2$, ver hoja 66), se observa que son similares, lo que lleva a comprobar la confiabilidad del Método de los Elementos Finitos.

CAPITULO VII

ANCLAJE DE LA MENSULA

VII ANCLAJE DE LA MENSULA

VII.1 GENERALIDADES

Uno de los problemas más importantes en el diseño de compuertas radiales es el relativo a la correcta transmisión de fuerzas entre elementos estructurales. Tal es el caso de las ménsulas y la pila, o bien las ménsulas y los muros; ello se logra mediante un anclaje adecuado, diseñado bajo condiciones de carga factibles de presentarse.

El problema de la transmisión de fuerzas puede ser descrito como estáticamente simple aunque presenta complicaciones, porque la magnitud de las fuerzas involucradas, que puede variar de medio ciento a varios miles de kilogramos de empuje longitudinal, con muchos cientos de kilogramos de empuje transversal, los cuales deben ser recibidos, redirigidos y transmitidos dentro de un espacio limitado.

Generalmente la chumacera de cada brazo de la compuerta se apoya en una ménsula soportada por la pila o muro extremo. La ménsula puede ser de acero estructural con pernos de anclaje empotrados en la pila o muro, o de concreto reforzado formando un cuerpo integral con dichas estructuras.

Las estructuras se diseñan generalmente para soportar esfuerzos de tensión muy pequeños, o nulos, en el concreto. Las pilas de los vertedores, así como los muros no son diferentes y se trata por todos los medios posibles de evitar la formación de grietas de tensión debido a las cargas que transmiten las ménsulas.

En muchas ocasiones, con una sola compuerta radial sería más que suficiente para el control; sin embargo, la instalación más común en vertedores es aquella de compuertas múltiples. La instalación de una compuerta única y los estribos de la instalación de compuertas múltiples, están afectadas solamente con el anclaje de la mitad de una compuerta. Las pilas intermedias de la instalación de compuertas múltiples reciben las fuerzas generadas por dos compuertas bajo una variedad de condiciones de carga no balanceadas.

Las fuerzas desarrolladas en las zonas de tensión, se amplifican considerablemente bajo condiciones de carga no balanceada. Por consecuencia, el área de acero de los tensores y el tamaño de los anclajes ahogados aguas arriba se debe aumentar en gran proporción con respecto a los necesarios bajo condiciones de carga balanceada.

VII.2 DISEÑO DEL ANCLAJE

El criterio adoptado en el diseño, se basa en la revisión de la resistencia de los tres elementos que pueden distinguirse en el problema: las anclas, la placa cabeza de anclaje y el concreto. Para evitar la aparición de modos de falla frágil es necesario revisar la resistencia del concreto, no para las cargas de diseño, sino para las fuerzas que se presenten cuando el acero llega a su fluencia.

VII.2.1 ANCLAS

Para distribuir el esfuerzo de tensión y los momentos flexionantes y de torsión que las ménsulas transmiten a la pila y muros, en la mayor porción de su masa, se colocan barras o pernos de anclaje, los que se disponen en forma de abanico para ayudar a la resistencia por adherencia de cada anclaje.

El área de acero de las anclas, se propondrá de manera similar al de las ménsulas, empleando para ello los elementos mecánicos que se generan en el cuerpo de la pila, principalmente en la zona de unión con las ménsulas (Ver capítulo IV).

En las tablas VII.1 y VII.2 se presentan, en forma simplificada las áreas de acero requeridas y proporcionadas para los elementos mecánicos máximos.

De los resultados obtenidos, se concluye que la condición de carga que rige el diseño es la correspondiente a la carga asimétrica, por lo tanto se deberá incrementar proporcionalmente el área de acero en la pila, debido a que recibe las fuerzas de dos ménsulas diferentes; sin embargo, en los muros por soportar una sola ménsula no se modificará el refuerzo obtenido.

Tabla VII.1

| PILA DIRECCIÓN "Z" | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--|---------------------------------|--------------------|----------------------|----------------------|---------|--------------------------|----------------------|-----------------------|------------|--------------------------|---------------------|
| PLANO | ELEMENTOS MECÁNICOS | | GEOMETRÍA | | ACERO DE REFUERZO | | | | | | | |
| | MOMENTO FLEXIONANTE M(Y) (kg-cm) | FUERZA CORTANTE V(Z) (kg) | ANCHO b (cm) | PERALTE d (cm) | REFUERZO POR FLEXIÓN | | | | REFUERZO POR CORTANTE | | | |
| | | | | | ρ | ρ' | As (cm ²) | ARMADO PROPUESTO | Vc (kg) | Vs (kg) | Av (cm ²) | ARMADO PROPUESTO |
| 42-46 | -200193.22 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00030 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |
| 49-53 | -329968.67 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00034 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |
| 54-58 | -329510.21 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00034 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |
| 59-63 | -329550.20 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00034 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |
| 64-68 | -329450.50 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00034 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |
| 69-73 | -329442.33 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00034 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |
| 74-78 | -329743.60 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00034 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |
| 79-83 | -329693.03 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00034 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |
| 84-88 | -328217.76 | 0.00 | 190 | 150 | 0.00034 | 0.00333 | 95.00 | 14 Vars. de 1 1/8" φ | 203006 | 0 | 7.20 | 2 Vars. de 3/4" φ |

Tabla VII.2

| PILA DIRECCIÓN "X" | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|--|---------------------------------|--------------------|----------------------|----------------------|--------|--------------------------|---------------------|-----------------------|------------|--------------------------|---------------------|
| PLANO | ELEMENTOS MECÁNICOS | | GEOMETRÍA | | ACERO DE REFUERZO | | | | | | | |
| | MOMENTO FLEXIONANTE M(Y) (kg-cm) | FUERZA CORTANTE V(X) (kg) | ANCHO b (cm) | PERALTE d (cm) | REFUERZO POR FLEXIÓN | | | | REFUERZO POR CORTANTE | | | |
| | | | | | ρ | ρ' | As (cm ²) | ARMADO PROPUESTO | Vc (kg) | Vs (kg) | Av (cm ²) | ARMADO PROPUESTO |
| 2-85 | -220229.24 | -824.67 | 190 | 675 | 0.00001 | 0.0018 | 32.4 | 12 Vars. de 3/4" φ | 913529 | 0 | 32.4 | 12 Vars. de 3/4" φ |
| 3-86 | -117369.54 | -1366.59 | 190 | 675 | 0.00001 | 0.0018 | 32.4 | 12 Vars. de 3/4" φ | 913529 | 0 | 32.4 | 12 Vars. de 3/4" φ |
| 4-87 | 2360.39 | -742.31 | 190 | 675 | 0.00000 | 0.0018 | 32.4 | 12 Vars. de 3/4" φ | 913529 | 0 | 32.4 | 12 Vars. de 3/4" φ |

* Se propone refuerzo por contracción y temperatura.

VII.2.2 PLACA CABEZA DE ANCLAJE

Las placas cabeza de anclaje, son placas que se colocan al extremo de las barras de anclaje, en el interior de las ménsulas. Su finalidad es la de proporcionar un anclaje mecánico, debido a que las ménsulas por su reducido tamaño, limitan la posibilidad de desarrollar la longitud de anclaje de las varillas.

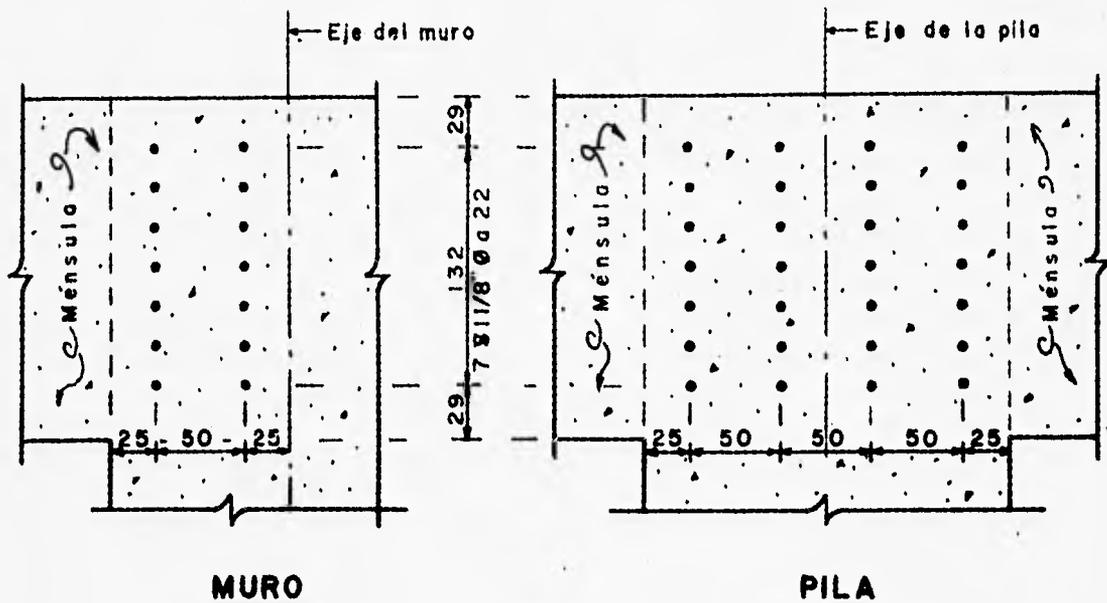
Las dimensiones de la placa cabeza de anclaje se elegirán de manera que los esfuerzos de contacto entre ella y el concreto, bajo la acción de las cargas de diseño transmitidas por la ménsula, no excedan a la resistencia última por aplastamiento del concreto.

El espesor de la placa será tal que el momento máximo a que se encuentra sujeta bajo la presión de contacto, no exceda al momento resistente de la sección de la placa. La sección crítica de la placa estará definida por el plano vertical tangente a la cara de la ménsula.

VII.2.2.1 DIMENSIONES DE LA PLACA

Las dimensiones de la placa cabeza de anclaje, se determinarán de acuerdo con la localización requerida de las varillas de anclaje, en el extremo del bloque de apoyo de los brazos de las compuertas.

La distribución de las anclas en la zona de unión de las ménsulas con los muros y pila respectivamente, se muestra a continuación.



Para obtener las dimensiones preliminares de la placa, se propone incrementar una distancia de 10 cm desde el borde de la placa al eje de la varilla más cercana, dando como resultado una placa de 70 x 152 cm en los muros y 170 x 152 cm en la pila.

Con las dimensiones propuestas de las placas, procedemos a revisar la resistencia última por aplastamiento del concreto, que por recomendaciones del reglamento del ACI no deberá ser superior a $0.35f'_c$.

Resistencia por aplastamiento del concreto

$$\begin{aligned}
 0.35 f'_c &= 0.35 \times 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 87.50 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Esfuerzos generados en la placa

$$f_p = \frac{F \times F_c}{A}$$

donde:

f_p = esfuerzos en la placa, en kg/cm²

F = carga sobre la placa = 130000 kg/ménsula

F_c = factor de carga = 1.4

A = área de la placa, en cm²

Sustituyendo valores para la placa en el muro y en la pila respectivamente, tenemos:

$$\text{MURO } f_p = \frac{130000 \times 1.4}{70 \times 152} = 17.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{PILA } f_p = \frac{260000 \times 1.4}{170 \times 152} = 14.09 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que los esfuerzos de compresión que transmiten las placas al concreto son menores de las que puede resistir éste último, se aceptan las dimensiones.

VII.2.2.2 ESPESOR DE LA PLACA

Para las condiciones de compresión en toda la placa y compresión sobre parte de la placa se usará el siguiente criterio para determinar el espesor de la misma (Manual C.F.E. , sección 2.6.2.2).

Se deberá cumplir que el momento máximo a la que se encuentre sometida la placa, no debe ser mayor que el momento resistente de la misma, esto es:

$$M_p \geq M_u$$

donde:

$M_p = F_R \cdot f_y \cdot Z$; momento plástico de la placa, en $\text{kg} \cdot \text{cm}$

$F_R =$ factor de resistencia = 0.9

$f_y =$ esfuerzo de fluencia de la placa de acero A36 = 2530 kg/cm^2

$Z = (bt^2) / 4$; Módulo de sección, en cm^3

$b =$ ancho de la placa = 1 cm

$t =$ espesor de la placa (propuesto) = 2.86 cm (1 1/8")

$M_u =$ momento máximo actuante, en $\text{kg} \cdot \text{cm}$

sustituyendo valores en M_p

$$M_p = \frac{0.9 \times 2530 \times (1 \times 2.86^2)}{4}$$

$$M_p = 4656.24 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

El momento último para la placa lo obtenemos en condiciones de carga y apoyo más desfavorables, considerándola para efectos de análisis como una viga simplemente apoyada de ancho unitario, cuya carga se obtiene de la expresión:

$$\omega = \frac{P F_c b}{A}$$

donde:

$\omega =$ carga repartida, en kg/cm

$P =$ carga sobre la placa = 130000 kg

$F_c = \text{factor de carga} = 1.4$

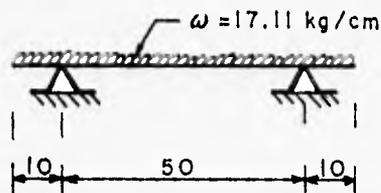
$b = \text{ancho de la placa} = 1 \text{ cm}$

$A = \text{área de la placa } (70 \times 152 \text{ cm}) = 10640 \text{ cm}^2$

sustituyendo

$$\omega = \frac{130000 \times 1.4 \times 1}{10640} = 17.11 \text{ kg/cm}$$

La condición de carga y apoyo de la placa se muestra a continuación:



Resolviendo la viga, obtenemos el momento último

$$M_u = 4491.38 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

dado que:

$$M_p = 4656.24 \text{ kg cm} > M_u = 4491.38 \text{ kg cm}$$

el espesor propuesto de 2.86 cm (1 1/8") para la placa, se acepta.

VII.2.3 CONCRETO

La fuerza de tensión o compresión que actúa en las anclas debe transmitirse al concreto por medio de adherencia en una longitud de anclaje de barra, o de algún dispositivo mecánico de anclaje, o bien mediante una combinación de estos mecanismos.

Una forma para lograr que el diseño esté regido por la resistencia del acero es que la longitud de anclaje de las barras o pernos no sea inferior a la longitud de desarrollo (L_d).

VII.2.3.1 LONGITUD DE DESARROLLO

La longitud de desarrollo de barras corrugadas en tensión se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica (L_{db}) por el factor o los factores de corrección; dichos factores permiten considerar las condiciones de trabajo en las cuales se encuentra el acero.

La longitud de desarrollo básica para barras con diámetro mayor o igual que 22 mm (Nº 7), colocadas en una capa donde el recubrimiento libre es mayor de 5 cm y la separación centro a centro de las barras no es menor de 13 cm; se calculará conforme lo recomienda el Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. (sección 2.6.3.2), en la expresión siguiente:

$$L_{db} = \frac{230 A_b}{F_R \sqrt{f'_c}}$$

donde:

L_{db} = longitud de desarrollo básica, en cm

A_b = área transversal de la barra = 6.42 cm²

F_R = factor de reducción = 0.8

$f_c = \text{resistencia a compresión del concreto} = 250 \text{ kg/cm}^2$

sustituyendo valores

$$L_{db} = \frac{230 \times 6.42}{0.8 \times \sqrt{250}}$$

$$L_{db} = 116.74 \text{ cm}$$

El manual de diseño de Obras Civiles, propone algunos factores de corrección, que para la condición de barras inclinadas de manera que bajo ellas se cuelen 30 cm de concreto, le corresponde un factor de 1.3; por lo tanto la longitud de desarrollo quedará finalmente.

$$L_d = 116.74 \times 1.3 = 151.76 \text{ cm}$$

$$L_d = 152 \text{ cm}$$

Con la información generada, tanto en el presente como en los anteriores capítulos, se procede a la formación de planos, siendo estos además la parte culminante del Proceso de Diseño Estructural. En ellos se vaciará la información en forma clara y sencilla, complementada con detalles y notas, de manera que se evite en lo posible confusiones.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES

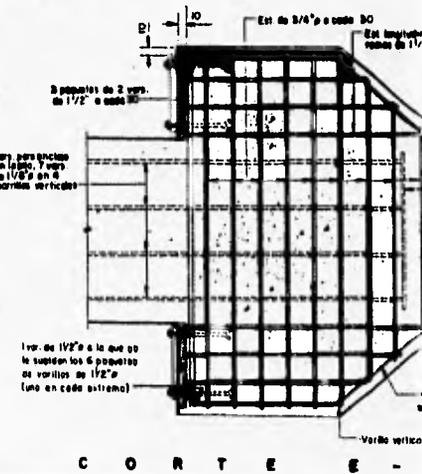
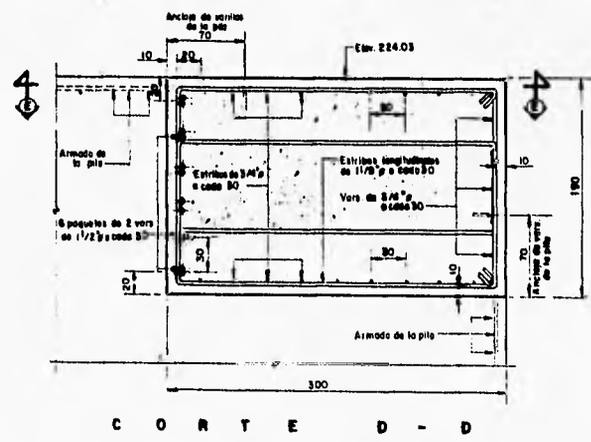
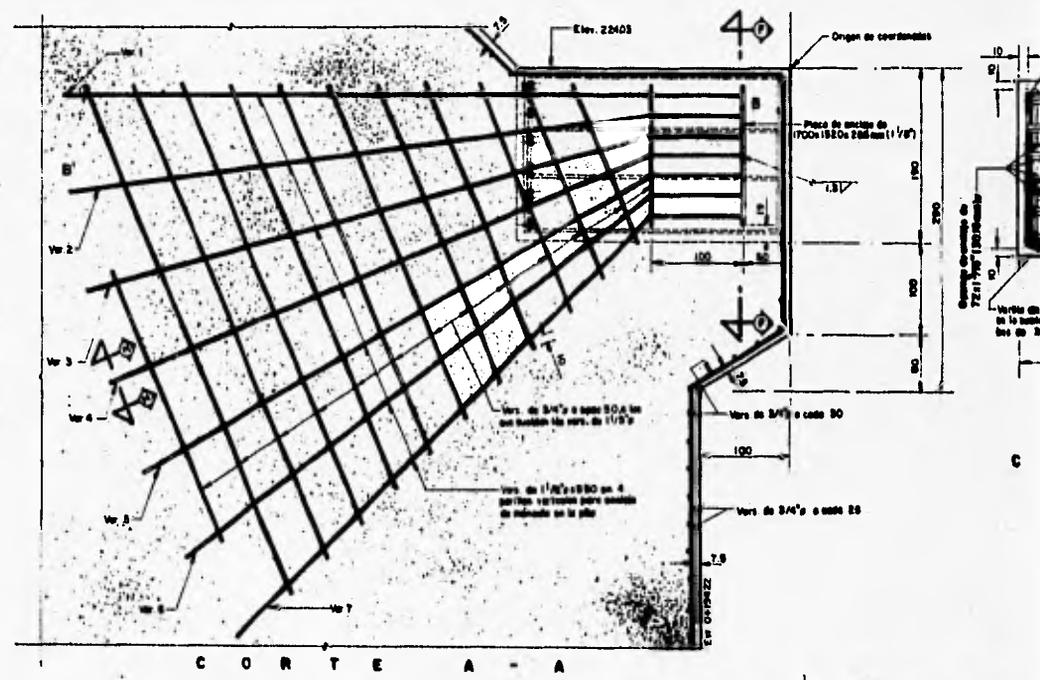
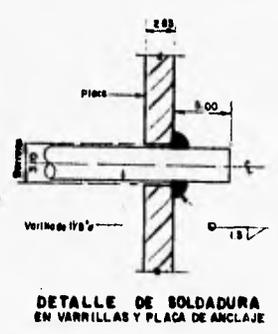
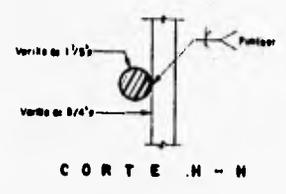
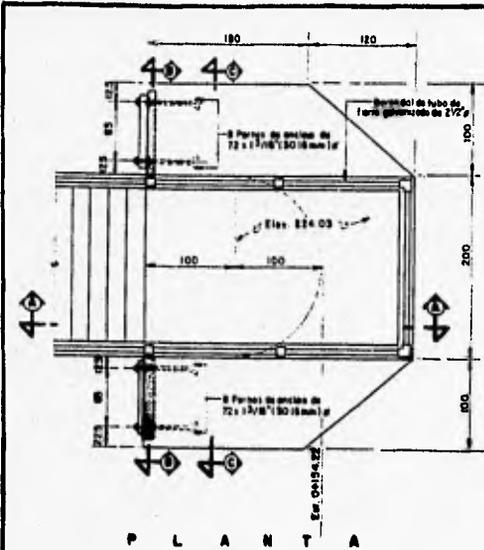
VIII CONCLUSIONES

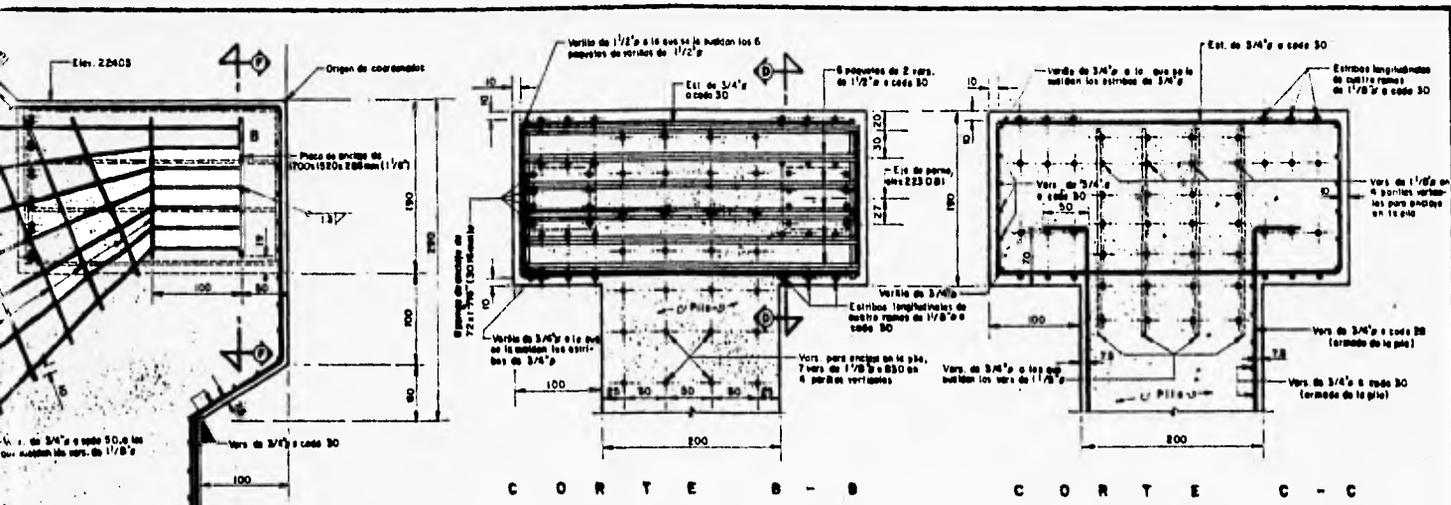
- 1. Las dimensiones de la ménsula calculadas con las relaciones recomendadas fueron adecuadas, ya que los elementos mecánicos fueron tales, que permitió tomarlos con una cantidad adecuada de acero.*
- 2. Los momentos máximos se presentaron en los planos en dirección "Z" para la condición de carga asimétrica, mientras que los cortantes máximos se presentaron en los planos en dirección "X" para ambas condiciones de carga.*
- 3. De la comparación de los resultados del Método de los Elementos Finitos y el Método Convencional se encontró que ambos resultados son semejantes por lo que se puede comprobar la veracidad de ambos.*
- 4. Con el método empleado en el análisis de las ménsulas, se analizó el anclaje de estas en la pila y en los muros, con la finalidad de mantener el mismo criterio de diseño.*
- 5. El Método de los Elementos Finitos es una herramienta versátil y potente que nos permite estudiar con más detalle estructuras y en general cualquier problema dentro del campo de la Ingeniería.*

Por lo anterior se recomienda su aplicación en aquellos problemas donde se requiera un análisis más exigente y confiable.

6. Deberá tenerse presente en todo momento el buen juicio ingenieril, sobre todo en los resultados que se espera obtener al emplear métodos de análisis sofisticados, con el fin de detectar errores en la aplicación, consideraciones e interpretación de resultados.

PLANOS





C O R T E B - B

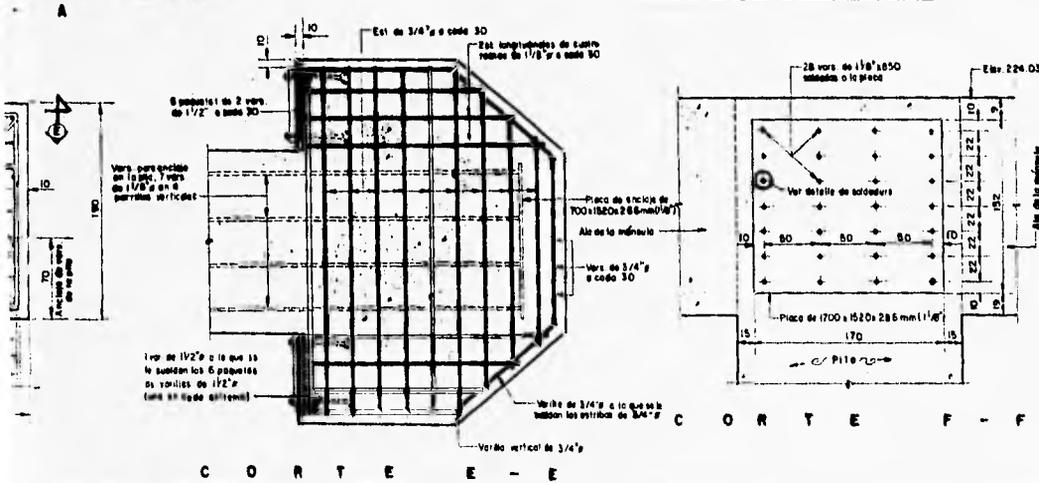
C O R T E C - C

| VARILLA | COORDENADAS (C.M.) | | | | |
|---------|--------------------|------|------|------|---|
| | X | Y | X | Y | X |
| 1 | -80 | -29 | -800 | -29 | |
| 2 | -80 | -91 | -894 | -127 | |
| 3 | -80 | -73 | -674 | -223 | |
| 4 | -80 | -98 | -823 | -318 | |
| 5 | -80 | -117 | -800 | -404 | |
| 6 | -80 | -139 | -726 | -488 | |
| 7 | -80 | -161 | -680 | -573 | |

CANTIDADES DE OBRA ESTIMADAS

| CONCEPTO | UNIDAD | CANTIDAD |
|---|----------------|----------|
| Concreto f'c=250 kg/cm ² | m ³ | 2.1 |
| Acero de refuerzo f'y=8200 kg/cm ² | kg | 798 |
| Varillas de 3/4" | kg | 1840 |
| Varillas de 1/2" | kg | 488 |
| Acero estructural A-88 (placas) | kg | 568 |

NOTAS: Aceleración en centímetros por segundo al cuadrado en otro punto, estaciones y abscisiones en metros. El tamaño máximo del agregado grava será de 3/4". Se usará concreto de f'c=250 kg/cm². El acero de refuerzo se usará de grado estructural con un f'y=8200 kg/cm² con trapezoides de 30 decímetros, los ganchos a 40° serán de una curvatura igual a 6 decímetros y una longitud de 12 decímetros. El acero estructural de la placa de anclaje de las varillas será A-36. La fijación de la tenedura se hará con electrodos E-70-ZK. Las cantidades de obra estimadas comprenden los materiales en bruto y los sobrantes para el desperdicio y su colocación en la obra.



C O R T E E - E

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA ESPECIAL DE HERMOSILLO

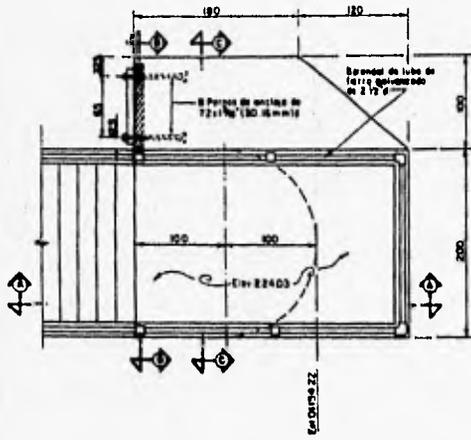
PRESA ABELARDO L. RODRIGUEZ
OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS
MENSULA DE PILA - PLANO ESTRUCTURAL

TESIS PROFESIONAL

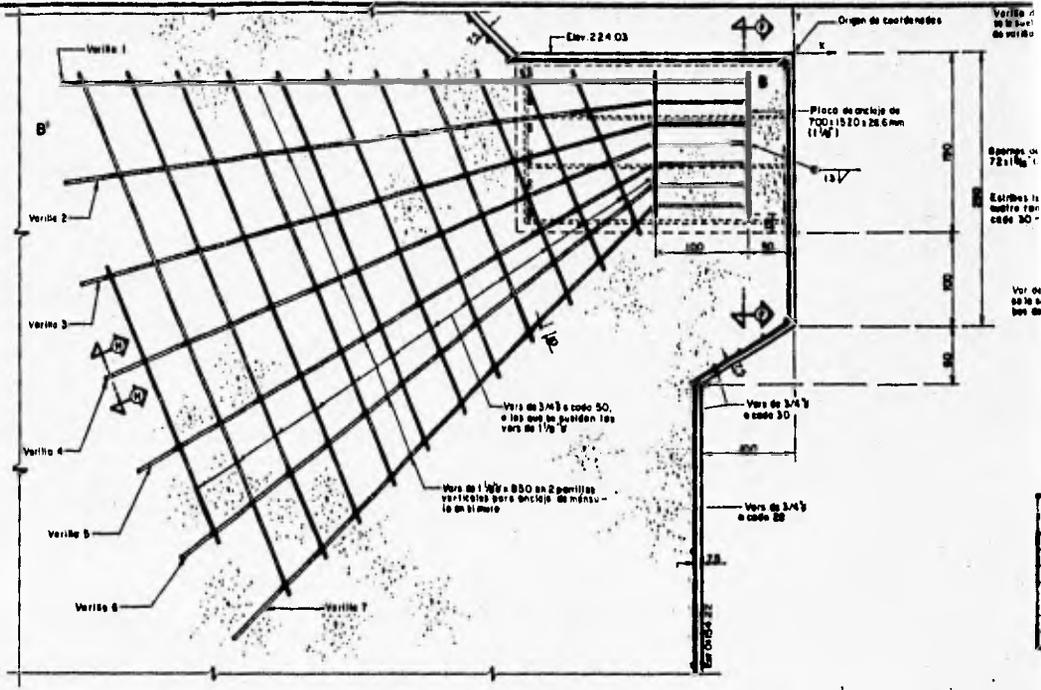
ERNESTO JARAMILLO MARDUEZ

PLANO No. 1

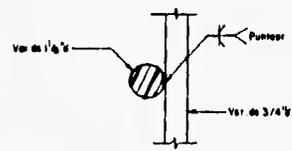
MAYO - 1988



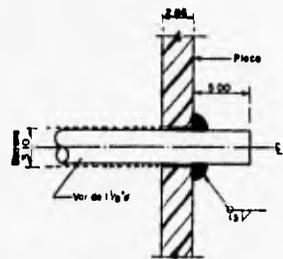
PLANTA



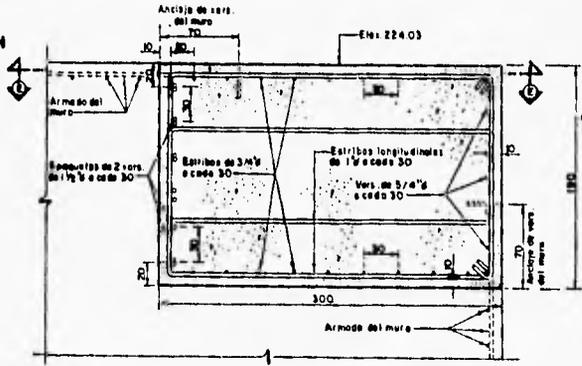
CORTE A - A



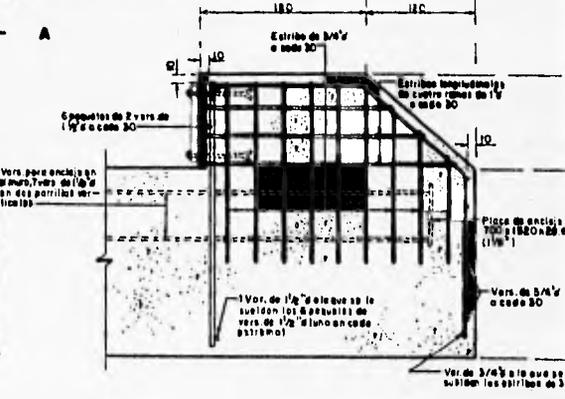
CORTE H - N



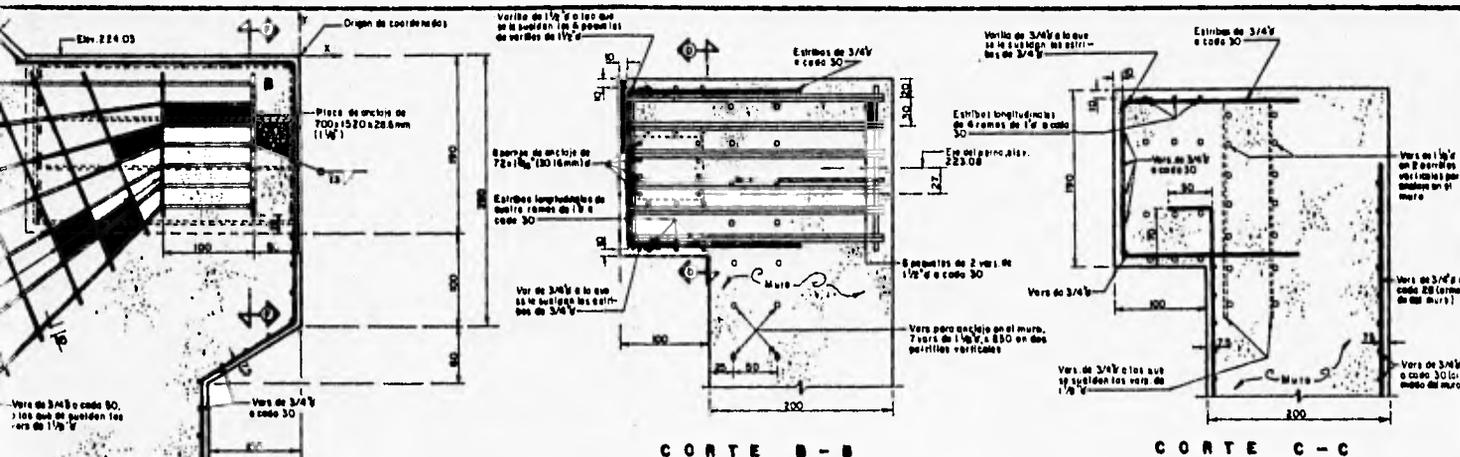
DETALLE DE SOLDADURA EN VARILLA Y PLACA DE ANCLAJE



CORTE D - D



CORTE E - E

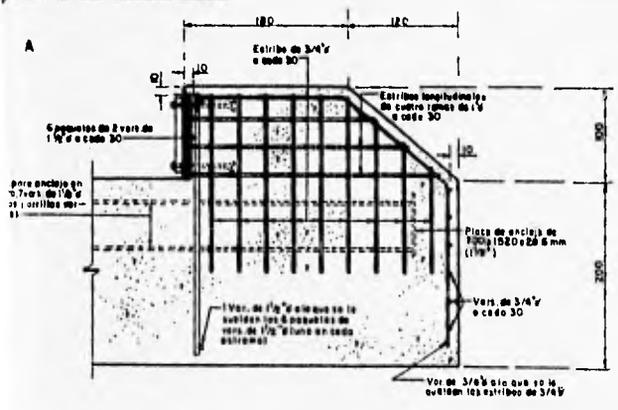


COORTE B - B

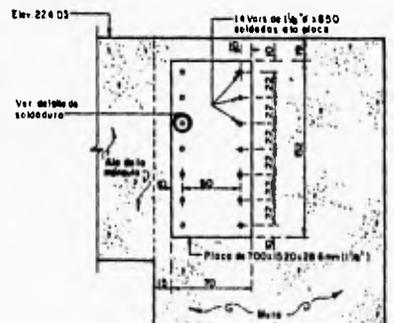
COORTE C - C

| VARILLA | COORDENADAS (cm) | | | |
|---------|------------------|-------|-------|-------|
| | X | Y | Z | W |
| 1 | -8.0 | -5.8 | -9.00 | -2.8 |
| 2 | -8.0 | -5.1 | -8.94 | -1.23 |
| 3 | -8.0 | -7.3 | -8.74 | -2.23 |
| 4 | -8.0 | -6.5 | -8.63 | -3.16 |
| 5 | -8.0 | -1.17 | -8.00 | -1.04 |
| 6 | -8.0 | -13.9 | -7.45 | -8.86 |
| 7 | -8.0 | -16.1 | -6.80 | -5.58 |

| CANTIDADES DE OBRA ESTIMADAS | | |
|---|----------------|----------|
| CONCEPTO | UNIDAD | CANTIDAD |
| Concreto f'c 250 kg/cm ² | m ³ | 1.6 |
| Acero de refuerzo f'y 4200 kg/cm ² | kg | 42.0 |
| Varilla de 3/4" | kg | 17.8 |
| Varilla de 1/2" | kg | 6.00 |
| Varilla de 1/2" | kg | 3.32 |
| Acero estructural A-36 (Placa) | kg | 23.4 |



COORTE E - E



COORTE F - F

NOTAS:
 Aclaraciones en centímetros excepto las indicadas en otra unidad, astronómica y elevaciones en metros. El hormigón más allá del grapado grueso será de 3/4" - Se usará concreto de f'c 250 kg/cm². El caso de refuerzo será corrugado, de grado estructural, con un f'y de 4200 kg/cm² con espesores de 30 diámetros, los pasantes a 90° serán de una curva larga que 3 diámetros y una longitud de 12 diámetros. El acero estructural de una curva larga que 3 diámetros y una longitud de 12 diámetros. La aplicación de la placa de anclaje de las varillas será A-36. La aplicación de la soldadura se hará con electrodo de E-70-12. Las celdas de acero en los muros se amarrarán los cables longitudinales y solo se hará la medida y sujeción al muro.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA ESPECIAL DE HERMOBILLO

PREVA ABELARDO L. RODRIGUEZ
 OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS
 MENSULA DE MURO-PLANO ESTRUCTURAL

TESIS PROFESIONAL
 ERNESTO JARAMILLO MARDUEZ

PLANO No. 2 | MAYO-1999

BIBLIOGRAFLA

BIBLIOGRAFIA

CASTELEIRO, Manuel, Introducción al Método de Elementos Finitos. Principios Generales y Formulación. España, Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Barcelona, 1979, 95 p.

CIEPS Consultores, S.A. de C.V., Programa Especial de Hermosillo, Son. (Informe Final). México, 1991

CIEPS Consultores S.A. de C.V., Instructivo Técnico para Diseño de Puentes (Tomo IV). México, 1988, 230 p.

CFE, Manual de Diseño de Obras Chilas (C.2.2. Diseño Estructural de Cimentaciones). México, 1981

CFE, Manual de Diseño de Obras Chilas (A.2.10. Obras de Excavación). México, 1981

GONZALEZ Cuevas, O. M., Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. México, Edit. Limusa, 1990, 275 p.

IMCYC, A.C., Diseño de Estructuras de Concreto conforme al Reglamento ACI 318-83 (Tomo II). México, Edit. Limusa, 1989, 281 p.

IMCYC, A.C., Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-89) y Comentarios (ACI 318R-89). México, 1991, 279 p.

LEWIS, P.E. , The Finite Element Method (Principles and Applications), Gran Bretaña, Addison-Wesley Publishing Company, 1991, 420 p.

LUNA Morales, José M., Una Aplicación del Método del Elemento Finito al Diseño Estructural de Obras de Control y Excedencias (Tesis), México, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1977, 52 p.

MELI Piralla, Roberto. Diseño Estructural, México, Edit. Limusa, 1991, 581 p.

RESENDIZ Nuñez, Daniel, Presas de Tierra y Enrocamiento , México, Edit. Limusa, 1988, 545 p.

TORRES Herrera, F. ,Obras Hidráulicas, México, Edit. Limusa, 1992, 294 p.

WILSON, Edward L., SAP80 Program and User Manual, Universidad de California, E.U.A., 1989