



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

18
ZET

FACULTAD DE INGENIERIA

FALLA DE ORIGEN

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN TANQUE CILINDRICO
DE CONCRETO PRESFORZADO PREFABRICADO,
CON CAPACIDAD DE 50,000 M³

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
FRANCISCO ALFREDO ARZAMENDI RICAÑO

JULIO 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.

*Con profundo cariño
a mis hijos Adriana y Oscar,
quienes son, sin lugar a dudas,
el mejor motivo de mi existencia*

*A mi amada esposa Aida,
invaluable amiga,
inseparable compañera,
y mujer ideal*

*A la memoria de mi madre,
Doña Lucrecia Ricaño Herrero,
con todo mi amor
y agradecimiento*

*A todos mis profesores,
a mis smodales,
a la Facultad de Ingeniería,
con mi reconocimiento
y mi gratitud*



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-021/95

Señor
FRANCISCO ALFREDO ARZAMENDI RICAÑO
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. JOSE MANUEL SALINAS SANDOVAL**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**" DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN TANQUE CILINDRICO DE CONCRETO
PRESFORZADO PREFABRICADO, CON CAPACIDAD DE 50,000 M³ "**

- INTRODUCCION**
- I. ANALISIS COMPARATIVO Y CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO**
- II. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**
- III. PROCESO CONSTRUCTIVO**
- IV. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

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 03 de marzo de 1995.
EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

M.

PROLOGO

OBJETIVOS

El primer propósito de este trabajo, es ilustrar al lector sobre las ventajas que ofrecen las técnicas del Presfuerzo, y de la Prefabricación, cuando se aplican simultáneamente a la construcción de tanques de almacenamiento de agua.

Como un segundo propósito, se pretende que esta tesis sirva para orientar y asistir, tanto al ingeniero proyectista como al ingeniero de campo, durante las respectivas fases de diseño y construcción de tanques cilíndricos prefabricados.

Estos tanques, debido al creciente desarrollo e industrialización de las técnicas mencionadas, resultan frecuentemente la mejor combinación de forma, materiales y tecnología, para el uso referido.

CONTENIDO

En el primer capítulo, se pretende familiarizar al lector con los actuales, y siempre interesantes, conceptos del presfuerzo y de la prefabricación, tratándolos en forma individual.

Asimismo, se introduce al lector al interesante mundo de los tanques, repasando de una manera breve pero ilustrativa, los diversos tipos que de ellos existen, sobretodo en función de su forma y de los materiales de que están hechos.

Se comentan también, las principales, e ingeniosas, variantes estructurales y constructivas que se han desarrollado para obtener una óptima relación beneficio-costos de estas estructuras.

Por medio de una corta reseña histórica, situaremos al lector dentro de una perspectiva cronológica y evolutiva de estas obras de ingeniería; criticadas severamente en sus albores, y a las que no se les concedía futuro alguno, ya que, de hecho, ocurrieron algunos accidentes importantes.

Al término del segundo capítulo, se espera que el lector, a quien se supone familiarizado con los principios básicos de análisis y diseño estructural, haya ampliado o reafirmado, según el caso, sus conocimientos sobre estos temas en particular, y que su criterio se haya enriquecido lo suficiente, para que pueda valorar con objetividad, las ventajas que los tanques cilíndricos prefabricados ofrecen en relación a sus homólogos de otro tipo.

Estas ventajas, como se verá en el transcurso de esta obra, inciden en los tres aspectos fundamentales de cualquier obra civil: el estructural, el constructivo y el económico.

Dentro de este mismo segundo capítulo, se encuentra un análisis comparativo de las principales alternativas existentes para cada uno de los tres elementos constitutivos de un tanque, que son: la losa de fondo, el muro y la cubierta. Asimismo, se exponen las razones por las que el autor eligió las alternativas correspondientes durante el proyecto del tanque de 50,000 m³, tema de esta tesis.

En el tercer y cuarto capítulos, se aborda con detalle, pero en un lenguaje práctico y sencillo, el diseño propiamente dicho de esta estructura, la cual dada su capacidad y dimensiones, muy por arriba del promedio, resulta idónea para ilustrar las bondades de la prefabricación, y del presfuerzo, cuando se combinan sinérgicamente en la construcción moderna.

-Sin el auxilio de estas técnicas, este tanque no hubiera podido construirse con la sencillez, economía y sobre todo rapidez, con que se erigió-.

En el quinto capítulo, se enumeran en forma condensada y secuencial, las distintas facetas constructivas que conforman esta obra en su totalidad, desde la prefabricación, hasta los trabajos finales de campo, destacando principalmente, en congruencia con el objetivo de esta tesis, los conceptos de obra relacionados únicamente con la estructura en sí.

Un vistazo al diagrama de barras de este tanque, permitirá al lector tener una mejor idea de la, en ocasiones sorprendente, rapidez constructiva que permiten los tanques prefabricados, pues prácticamente la fabricación de todos los precolados se realiza simultáneamente con los trabajos preliminares de campo.

El autor espera que esta tesis, que presenta para la obtención de su título de Ingeniero Civil, contribuya, aún cuando modestamente, a llenar la relativa carencia que existe en cuanto a literatura de tanques en lo general, y de tanques prefabricados en lo particular.

TANQUE LA CALDERA

Con este nombre se le conoce al tanque de 50,000 m³ tema de este trabajo, y del cual haremos un breve apunte en este espacio.

Su proyecto nació en respuesta a la creciente demanda de agua potable generada por la población de la delegación Iztapalapa, D.F., y en especial, por las comunidades asentadas en los alrededores del cerro La Caldera, a cuyo pie se localiza este tanque, y del cual toma su nombre.

Financiado por el DDF, y operado por la DGCOH, este tanque se ha comportado eficientemente desde su erección, en el año 1979.

Su construcción, incluyendo la prefabricación en planta, estuvo a cargo de la empresa Presisa, S.A.; el proyecto, y cálculos estructurales, fueron realizados por el autor.

Localizado a un costado de la autopista México-Puebla, desde la cual se divisa fácilmente, este tanque tiene una característica especialmente distintiva: -su colosal volumen o capacidad-.

De hecho, es considerado -el tanque cilíndrico más grande del orbe-.

AGRADECIMIENTO

El autor desea expresar sus respetos y su gratitud, hacia los ingenieros Eduardo Escalante Robleda, y Enrique Domínguez Meneses, ex-jefe de proyectos y gerente, respectivamente, de la planta de elementos presforzados Presisa, S.A., por la confianza que depositaron en su persona, al encargarle la elaboración de los proyectos, y cálculos estructurales, de las diversas obras que fueron fabricadas, construidas y montadas por esa empresa, entre los años 1976 y 1981.

Esta experiencia fué, sin duda, de las más enriquecedoras en la vida profesional del autor.

Francisco Alfredo Arzamendi Ricaño
Ciudad Universitaria
Julio de 1995

CONTENIDO

PROLOGO	6
CAPITULO I. INTRODUCCION	
Ingeniería Civil	10
El Presfuerzo	12
La Prefabricación	31
Los Tanques	34
CAPITULO II. ANALISIS COMPARATIVO	
Losas de cubierta	48
Losas de fondo	52
Muros	54
CAPITULO III. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	
Consideraciones	60
Estructuración	61
Dimensiones generales	64
Segmentación del postensado	68
Solicitaciones	70
Esfuerzos permisibles	71
CAPITULO IV. DISEÑO ESTRUCTURAL	
Muro pretensado y postensado	73
Losa de cubierta	98
Losa de fondo	108
CAPITULO V. PROCESO CONSTRUCTIVO	
Conceptos de obra	111
Etapas constructivas	113
Diagrama de barras	115
CAPITULO VI. CONCLUSIONES	
Estructurales	116
Constructivas	117
Económicas	118
BIBLIOGRAFIA	119
APENDICE A	120

CAPITULO I

INTRODUCCION

"Si he podido ver un poco más lejos que algunos otros, ha sido porque estuve parado sobre los hombros de gigantes"

Sir Isaac Newton

RECONOCIMIENTO

Fueron necesarios cinco mil años para descubrir y organizar, apenas crudamente, los principios de mecánica estructural que el estudiante universitario actual aprende en unas cuantas semanas.

Se necesitaron otros dos mil años para refinar y desarrollar estos principios hasta su estado actual. El esfuerzo y dedicación de grandes cerebros, de todos los tiempos, ha dado como resultado nuestra *teoría estructural moderna*.

En efecto, las generaciones actuales de ingenieros, son las herederas de un gran acervo de conocimientos que se ha venido transmitiendo -y enriqueciendo- de generación en generación.

Las grandes obras modernas son posibles gracias a la gran capacidad analítica de gentes como: *Pitágoras, Aristóteles, Arquímedes, Galileo, Newton, Bernoulli, Euler, Coulomb, Clapeyron, Saint-Venant*, y más recientemente de personajes como: *Maxwell, Cremona, Mohr, Castigliano, Müller-Breslau, Cross y Terzaghi*, entre otros muchos.

En cuanto al tema de tanques en particular, es necesario reconocer las grandes aportaciones hechas por: *S. Timoshenko*, y su desarrollo de la teoría de placas, membranas y

cascarones; y por *E. Freyssinet*, y su desarrollo de la teoría moderna del concreto presforzado y de los materiales y accesorios que lo integran

INGENIERIA CIVIL. Arte por definición

A todo la largo y a todo lo ancho del planeta se yerguen, majestuosas, fascinantes y admirables en verdad, las obras de *Ingeniería Civil*

En efecto, difícilmente podemos encontrar dentro de los numerosos y diversos campos del saber humano, una actividad, que como la *Ingeniería Civil*, aporte tantos beneficios inmediatos y mediatos, que genere masivamente fuentes de trabajo directas e indirectas, y cuyos productos finales posean tanta utilidad y tanta belleza

Las obras civiles, además, llevan implícitas en sus materiales y en sus formas la manifestación clara de la función que desempeñan, y nos permiten visualizar simultáneamente un problema y su respectiva solución, por ejemplo: un puente que une las márgenes de un caudaloso río

Dentro de los exponentes típicos de las obras de Ingeniería se encuentran: las imponentes presas hidroeléctricas, los puentes, las autopistas, los rascacielos y otros más. Los tanques de almacenamiento de agua, toda proporción guardada, merecidamente pueden incluirse en la lista anterior.

Permítasenos transcribir, antes de introducirnos de lleno a los interesantes mundos de los tanques, de la prefabricación y del presfuerzo, la definición literal del concepto matriz del que se deriva esta obra:

INGENIERIA CIVIL : *"Rama de la Ingeniería que se ocupa de las construcciones civiles y de las obras públicas".*

INGENIERIA : *"Arte de aplicar los conocimientos científicos a la invención, con el fin de subsanar en forma práctica un problema o una necesidad". Y finalmente...*

ARTE : *"Conjunto de reglas y conocimientos para hacer bien una cosa".*

Se corrobora así la frase tema:

Ingeniería Civil : un arte por definición.

EL PRESFUERZO Concepto y variantes

DEFINICION

El reconocido ingeniero y profesor, *T.Y. Lin*, en su libro *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*, define a esta técnica ingenieril de la siguiente manera:

"Presfuerzo es la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura, o en parte de ella, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio"

El concepto de presfuerzo es universal, es decir, sus principios pueden aplicarse a cualquier material, ya sea éste madera, acero o concreto.

En el caso particular de las estructuras de concreto, el presfuerzo se consigue mediante hilos o tendones de acero de alta resistencia, los que se preestiran y anclan contra el concreto, precomprimiéndolo.

ANTECEDENTES DEL PRESFUERZO

La primera aplicación práctica de este principio, hace muchos siglos quizás, fue la fabricación de *barriles* a base de duelas de madera zunchadas con cintas metálicas, las que al tensarse alrededor de las duelas las comprimían entre sí, evitando la fuga de los líquidos contenidos.

Los primeros intentos por presforzar concreto se remontan a 1886, cuando un ingeniero norteamericano, *P.H. Jackson*, patentó un sistema a base de varillas de acero atadas sobre arcos de concreto. Simultánea pero independientemente, *Dohering*, patentó en Alemania un sistema de losa con metales tensados.

Por desgracia: ambos métodos fracasaron rotundamente, debido a que la compresión inducida en el concreto, muy escasa por cierto, se perdía al poco tiempo como consecuencia de la contracción natural del concreto y del flujo plástico del mismo.

Posteriormente, en 1908, y luego en 1925, hubo sendos intentos por retensar las varillas de refuerzo por medio de tuercas y torniquetes; pero todo fue en vano. La

comunidad ingenieril de esa época le adjudicó al presfuerzo el estigma de: impráctico y antieconómico

No fue sino hasta 1928, en Francia, cuando el ingeniero *E. Freyssinet*, inició el desarrollo moderno del presfuerzo al introducir los alambres de alta resistencia. Estos alambres se caracterizaban por tener una resistencia a la ruptura de hasta $17,500 \text{ kg/cm}^2$, con la cual por fin se podían generar -con ventajas estructurales- esfuerzos permanentes en el concreto.

Freyssinet, no sólo mejoró el acero, sino que además desarrolló, patentó y comercializó: los gatos hidráulicos, los dispositivos de anclaje y toda clase de accesorios relacionados con el presfuerzo en su modalidad de *postensado*.

El *pretensado*, por su parte, tuvo su primera aplicación práctica en Alemania, donde *E. Hoyer*, estiró alambres entre dos cabezales separados varias decenas de metros, colocando los elementos de concreto alineados uno tras otro: iniciando así, la era de la prefabricación en serie de miembros de concreto presforzado.

Después de 1950, el concreto presforzado empezó a cobrar importancia mundial y las patentes proliferaron, principalmente en Europa. Paralelamente, en Estados Unidos, se desencadenó la apertura de plantas de productos precolados y pretensados, enfocadas a proveer al naciente mercado de puentes y edificios presforzados.

Actualmente, la aplicación del presfuerzo se ha extendido a un sin número de estructuras modernas, entre las que se encuentran, además de los puentes y edificios, las naves industriales, los sistemas de piso y cubierta, las armaduras, los durmientes, y por supuesto: los tanques.

PRINCIPIOS GENERALES DEL PRESFUERZO

El concreto presforzado, en opinión del autor, es una *relación simbiótica*, bastante exitosa por cierto, entre los dos materiales que lo integran: el acero y el concreto. En efecto, el acero le confiere al frágil concreto, material masivo y económico, la elasticidad de que carece; reciprocamente, el concreto le confiere al acero, material deformable, la rigidez que permite aprovechar al máximo su alta resistencia.

Con el propósito de analizar y explicar el comportamiento mecánico del concreto presforzado, éste se puede visualizar, según *T.Y. Lin*, en tres diferentes formas o analogías, que son:

ANALOGIA DEL CONCRETO SIMPLE. El presfuerzo transforma al concreto en un material elástico, es decir, el concreto presforzado no es otra cosa que "concreto simple" pero "resistente" a la tensión.

En realidad, si el concreto resistiera tensiones en la misma proporción que resiste compresiones, el acero de prefuerzo sería de escasa o nula utilidad. En la construcción de tanques circulares, esta analogía es la que mejor describe el comportamiento del concreto. Ver figura (1.1)

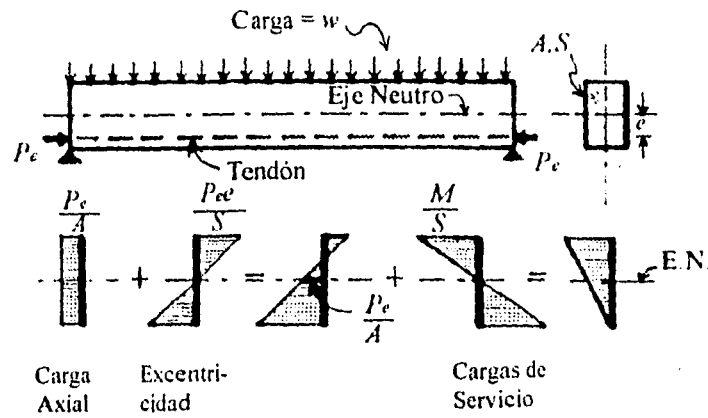


Figura (1.1) - Analogía del "Concreto Simple"

ANALOGIA DEL CONCRETO REFORZADO. Este concepto visualiza al concreto prefuerzo como una combinación de concreto y acero trabajando en forma similar al concreto reforzado, donde el acero absorbe la tensión, y el concreto la compresión, y entre ambos materiales forman un par resistente contra el momento flexionante exterior. Ver figura (1.2)

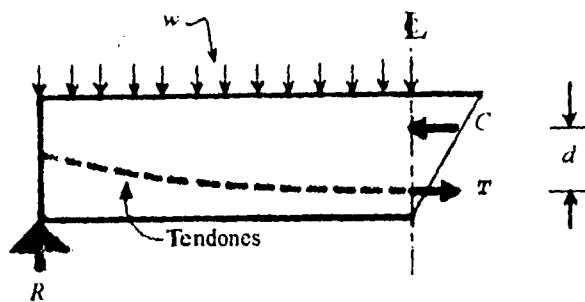


Figura (1.2) - Analogía del "Concreto Reforzado"

De hecho, el concreto presforzado resulta una extensión del concreto reforzado y de sus principios, ya que, en éste, las varillas de refuerzo tienen la misión de "coser" o controlar las grietas de tensión en el concreto, función que también cumple el acero de presfuerzo, sólo que éste va un paso más allá, al no permitir siquiera la aparición de tales grietas. Ver figura (1.3)

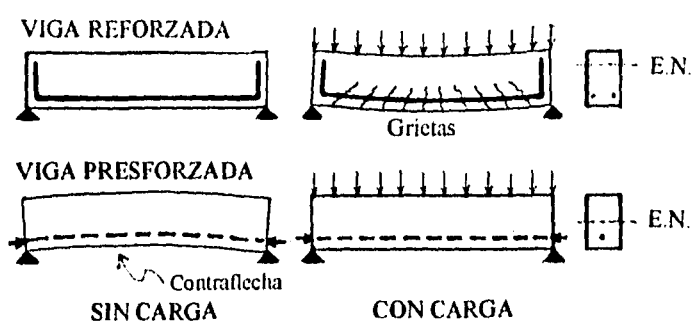


Figura (1.3) - Analogía del "Concreto Reforzado"

Como consecuencia de lo anterior, toda la sección transversal resulta aprovechable estructuralmente, tanto en el aspecto de esfuerzos como en el de rigidez.

Comúnmente, el momento de inercia de la sección transversal de un miembro de concreto presforzado, es el doble, o aún el triple, del momento de inercia de la sección agrietada del mismo miembro, si éste fuera de concreto reforzado.

ANALOGIA DEL CUERPO LIBRE. Bajo este concepto, el objetivo es balancear las cargas externas de un miembro de concreto presforzado, como se hace con cualquier cuerpo libre en reposo; para ello, los tendones se reemplazan por fuerzas concentradas y/o uniformemente repartidas, según el caso. Ver figura (1.4)

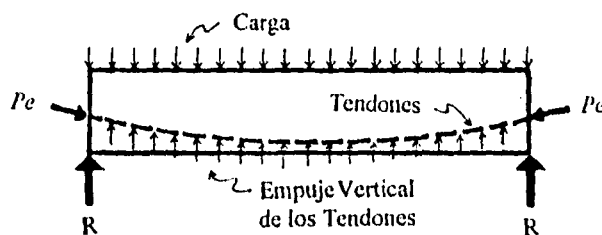


Figura (1.4) - Analogía del "Cuerpo Libre"

El desarrollo de este concepto, se debe al ingeniero *T.Y. Lin*, quien lo ha extendido exitosamente a las estructuras indeterminadas a través de su método *Cargas Balanceadas*.

En cualquiera de las analogías anteriores, el principio de: *Superposición de Causas y Efectos*, se aplica invariablemente.

TIPOS DE CONCRETO PRESFORZADO

El concreto presforzado, ofrece un buen número de variantes y subvariantes, que usadas inteligentemente, le proporcionan una gran flexibilidad para adaptarse a muy diversas condiciones constructivas, y de carga.

PROCEDIMIENTO. Una primera gran clasificación del concreto presforzado, es la que se refiere a su procedimiento constructivo, y consta de las siguientes tres categorías:

Pretensado. Método de tensado, en el cual, los tendones se estiran antes del vaciado del concreto, se cortan después del fraguado y se anclan por simple adherencia. Este método se utiliza casi únicamente en elementos precolados.

Postensado. Método de tensado, en el cual, los tendones se estiran contra el concreto ya endurecido y se anclan al miembro por medio de dispositivos mecánicos. A diferencia del pretensado, el postensado se aplica tanto en elementos precolados como colados en el lugar. Cuando se trata de elementos precolados, el postensado puede aplicárseles en su posición final, o fuera de ella.

Mixto. Método que resulta de la combinación, en cualquier proporción, de los dos anteriores.

TRAYECTORIA. Atendiendo a la trayectoria de los tendones, el presfuerzo suele dividirse en:

Presfuerzo circular. En esta modalidad, los tendones forman círculos completos alrededor de una estructura. Se utiliza principalmente en tuberías, y tanques, de enrollado continuo.

Presfuerzo lineal. En esta modalidad, los tendones pueden tener cualquier trayectoria que no sea circular, es decir, pueden ser **rectos, doblados** o **curvos**. Se utilizan

principalmente en vigas, losas y columnas. -Los tendones curvos tienen particular aplicación en los tanques cilindricos prefabricados- Ver figura (1.5)



Figura (1.5) - Trayectorias de Tendones

ANCLAJE. Atendiendo a su tipo de anclaje, los tendones de presfuerzo pueden ser:

Tendones adheridos. Son los que transmiten su carga al concreto valiéndose de la adherencia natural entre ambos materiales. Normalmente, los elementos de concreto pretensado utilizan estos tendones. Ver figura (1.6)



Figura (1.6) - Tipos de Anclaje

Tendones anclados. Transmiten su carga por medio de dispositivos mecánicos de anclaje. Este tipo de tendones, siempre alojados en ductos, pueden convertirse en adheridos si se recubren con lechada inyectada a presión a través de dichos ductos. -En los tanques de concreto presforzado es indispensable lechadear los tendones para protegerlos contra la corrosión-

LONGITUD. El *presfuerzo lineal*, ya sea recto, doblado o curvo, tiene a su vez dos subvariantes, que son:

Presfuerzo corrido. Significa que todos los tendones, pre o postensados de un miembro, se encuentran anclados en los extremos de éste

Presfuerzo escalonado. Se aplica tanto en miembros de concreto pretensado como postensado; y significa que uno, o varios tendones, se encuentran anclados en alguna sección intermedia del miembro. Ver figura (1.7)

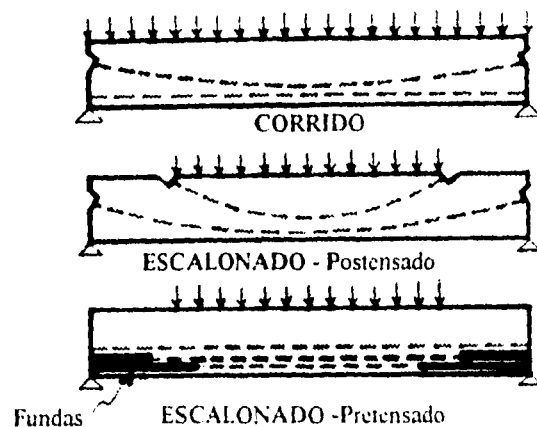


Figura (1.7) - Longitud de Tendones

Este método resulta un recurso muy útil cuando se desea esforzar un determinado segmento del miembro, sin sobreesforzar el resto, o bien, para controlar la contraflecha.

COMPENSACION. Dependiendo de que durante el proyecto, se prevean o no, esfuerzos de tensión en el concreto bajo condiciones de servicio, el presfuerzo puede dividirse en:

Presfuerzo total. Es aquel, que por su cuantía y punto de aplicación, no permite que se desarrollen esfuerzos de tensión en el concreto; es decir, la tensión está totalmente compensada.

Presfuerzo parcial. Es aquel que si permite ciertos esfuerzos de tensión en el concreto; es decir, la tensión está subcompensada. Ver figura (1.8)

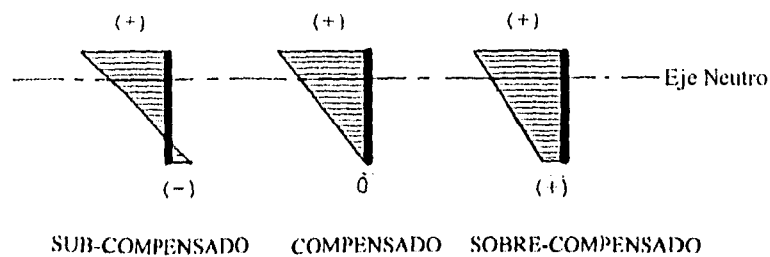


Figura (1.8) - Esfuerzos bajo Cargas de Servicio

-Cabe hacer notar, que los tanques presfuerzados deben diseñarse con tensión "sobrecompensada"; lo que quiere decir, que al concreto se le suministra un esfuerzo extra de compresión *fer*, llamado *compresión residual*; el cual, contribuye a garantizar la hermeticidad de estas estructuras permanentemente en contacto con agua, u otros líquidos-.

ETAPAS DE CARGA

Todos los miembros de concreto presfuerzado, colados *in situ* o precolados, deben diseñarse teniendo en cuenta que estarán sometidos a diferentes etapas de carga a través de su vida, empezando desde su misma fabricación, hasta la etapa final de las cargas de servicio. Convencionalmente, podemos clasificar dichas etapas de la siguiente manera:

ETAPA INICIAL (fabricación). Frecuentemente, es en esta etapa donde se presentan las condiciones de carga más críticas que rigen o controlan el diseño de un elemento presfuerzado. Existen dos subetapas a las que hay que prestar especial atención, que son:

•**El tensado.** En esta operación, los tendones se ven sometidos a su prueba más crítica, ya que se encuentran sujetos al máximo estiramiento posible, que llega a ser hasta del 80 % de la resistencia última del acero.

Posteriormente tienen lugar las *pérdidas de presfuerzo*, inmediatas y mediatas, relajando los tendones a un nivel de esfuerzos más aliviado, de entre el 50 y el 60 % de su resistencia última

La transferencia. En esta operación, la fuerza de los tendones se transfiere al concreto, precomprimiéndolo.

Debido a la naturaleza de los procedimientos constructivos, la transferencia ocurre cuando el concreto aún está "tierno", es decir, cuando todavía no desarrolla el 100 % de su resistencia nominal de proyecto; adicionalmente, los tendones ejercen su mayor empuje posible, pues las pérdidas en ese momento son todavía pequeñas. Más aún, no existen cargas externas sobre el miembro, salvo el peso propio, que ayuden a contrarrestar los efectos del presfuerzo.

Asimismo, también debe prestarse especial atención a -la secuencia de transferencia- para evitar excentricidades indeseadas, que pudieran atentar contra la integridad del elemento en cuestión.

ETAPA INTERMEDIA. En esta etapa intervienen las maniobras de estibe, transporte y montaje. Afecta únicamente a miembros precolados.

Es de primordial importancia asegurarse que los elementos presforzados -sean apoyados e izados apropiadamente todo el tiempo-. El ingeniero proyectista deberá especificar claramente, con dibujos de ser preciso, los puntos de estibe e izaje de cada uno de los diferentes miembros precolados que integren una estructura. Ver figura (1.9)

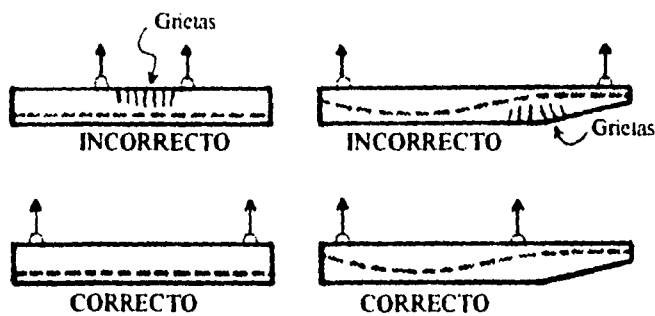


Figura (1.9) - Izaje de Elementos Presforzados

A diferencia de las pasivas varillas del concreto reforzado, los tendones del concreto presforzado constituyen una fuerza "viva" e irreversible, es decir, no cambia de signo si se invierte la posición del elemento. por el contrario -se magnifica-, pudiendo provocar el colapso del miembro precolado en cuestion

ETAPA FINAL. Esta etapa, llena de variantes, es en la que se aplican a la estructura las cargas muerta y viva de trabajo, y las solicitaciones eventuales como sismo, viento y asentamientos diferenciales.

A continuación se enuncian estas variantes, que previstas o no, suelen presentarse en esta etapa.

Sección compuesta. Es un recurso constructivo que permite, mediante colados complementarios, aumentar la capacidad de carga de un elemento precolado y simultáneamente integrarlo al resto de la estructura.

En consecuencia, se tienen dos o más, diferentes secciones transversales resistentes, con sendas condiciones de carga. El ingeniero proyectista, debe valorar los esfuerzos que se producen en cada una, considerando sus respectivas propiedades geométricas. Ver figura (1.10)

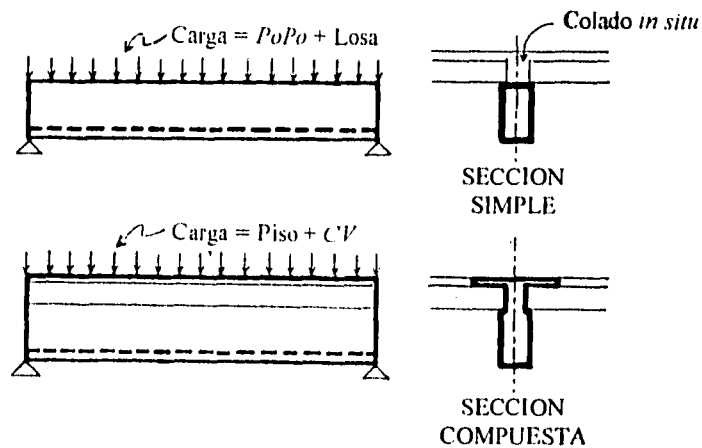


Figura (1.10) - Secciones Resistentes

Esta alternativa suele proporcionar ciertas ventajas económicas, puesto que el miembro precolado le sirve de cimbra al colado complementario de liga.

-En el tanque *La Caldera*, el autor utiliza este recurso en las traves portantes de la losa de cubierta-

Dosificado. Esta variante consiste en la administración por etapas del presfuerzo de un miembro

Más que una condición de carga en si, es un recurso del que echa mano el ingeniero proyectista para evitar sobreesfuerzos en un miembro, o estructura, durante sus primeras etapas de carga. Se aplica indistintamente a miembros precolados o colados en el lugar.

El dosificado es particularmente útil cuando la relación: *carga total-peso propio*, es tan alta, que la totalidad del presfuerzo de diseño no puede aplicarse en una sola operación, pues el elemento se colapsaría, o se pandearía, en el mejor de los casos; por lo que los tendones se tensan en dos, o más etapas conforme las cargas de trabajo se van aplicando a la estructura. Ver figura (1.11)

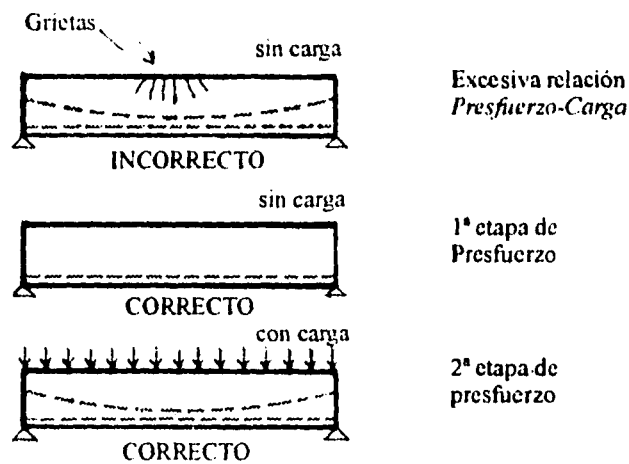


Figura (1.11) - Dosificado del Presfuerzo

El presforzado inicial puede ser *pre* o *postensado*, pero los presforzados subsecuentes son todos postensados.

Secuencia de cargas. Algunos miembros presforzados resultan particularmente sensibles, durante su construcción, -a una secuencia incorrecta en el orden de aplicación de la carga muerta-, ya que como lo mencionamos anteriormente, los efectos del presfuerzo pueden magnificarse en sentido desfavorable.

El ingeniero proyectista debe evitar que esto ocurra, investigando las posibles secuencias de carga, y en su caso, indicando con claridad, y para cada miembro, la secuencia correcta de carga. Ver figura (1.12)

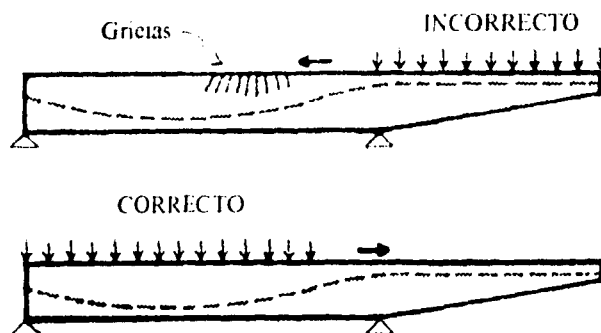


Figura (1.12) - Secuencia de Carga

Durante el diseño, el ingeniero proyectista debe investigar el comportamiento de un miembro, o estructura, tanto bajo cargas normales, como bajo sobrecargas eventuales.

NIVELES DE CARGA. Particularmente, los miembros presforzados deben investigarse bajo las siguientes condiciones de carga:

• **Carga de trabajo.** En esta etapa, ya se han aplicado al miembro todas las cargas de presfuerzo y de servicio. Debe verificarse que las deflexiones (flechas y contraflechas), se mantengan dentro de ciertos límites, y no comprometan el adecuado funcionamiento de la estructura.

• **Carga de Agrietamiento.** Esta etapa se presenta cuando la tensión en el concreto, debida a una sobrecarga, provoca que éste se agriete, sobreviniendo un brusco reajuste de esfuerzos, y una disminución de la resistencia al cortante.

Al disminuir la sobrecarga, las grietas se cierran y desaparecen por acción del presfuerzo. En este sentido, puede decirse que las estructuras de concreto presforzado son: "auto-reparables".

• **Carga de ruptura.** Comúnmente, las estructuras presforzadas se diseñan por esfuerzos de trabajo, sin embargo, ocasionalmente puede ser necesario revisar a la falla un miembro determinado; especialmente, aquellos sujetos a tensión axial importante.

El amplio espectro de condiciones y etapas de carga posibles en el concreto presforzado, sugiere una gran complejidad en los trabajos de gabinete, pero esto no es

necesariamente cierto, además, conforme el ingeniero proyectista adquiere cierta experiencia, le es relativamente fácil checar, por simple inspección, muchas de las etapas aquí descritas.

De hecho, los cálculos con cierto detalle y profundidad se realizan sólo para una, o dos, de estas etapas; las que el ingeniero proyectista considere que gobiernan el diseño del miembro.

Los cálculos pueden simplificarse sustancialmente -si se parte de un enfoque correcto del problema- y se utilizan los métodos apropiados de análisis. Podemos parafrasear aquí al profesor *Lin*, diciendo que:

"el diseño de concreto presforzado no es tan fácil... pero tampoco tan difícil".

CONCRETO PRESFORZADO vs CONCRETO REFORZADO

Para el lector familiarizado con los principios del concreto reforzado, las diferencias y analogías de éste con el concreto presforzado, le permitirán entender mejor las ventajas y desventajas de uno con respecto al otro.

COMPARACION ESTRUCTURAL. Una de las diferencias más señaladas entre ambos, es la que se refiere a la resistencia de sus materiales o componentes; mientras que el concreto reforzado utiliza varillas con resistencia última del orden de los 4,200 kg/cm², el concreto presforzado utiliza tendones con resistencia última de hasta 19,500 kg/cm².

En lo que toca al concreto, la diferencia no es tan desproporcionada, pero sí importante. En efecto, el concreto armado requiere de resistencias a los 28 días de entre 200 y 250 kg/cm², mientras que en el concreto presforzado el valor mínimo es de 300, y el óptimo de 350 kg/cm².

No es aconsejable utilizar resistencias mayores, pues resultarían muy costosas. Además, el excedente en resistencia no se traduce en ventajas estructurales de importancia.

MAYOR RESISTENCIA. El concreto para presfuerzo precisa de resistencias mayores, por las siguientes razones:

- Para admitir una mayor cantidad de presfuerzo, y por ende aumentar la resistencia potencial de la estructura.
- Para resistir adecuadamente las altas concentraciones de esfuerzos, que se generan en las zonas de anclaje.

- Para desarrollar una mayor resistencia f'_{ci} a la temprana edad de la transferencia
- Para aumentar el módulo de elasticidad E_c , y consecuentemente, disminuir las pérdidas por acortamiento elástico del concreto, y por flujo plástico del mismo. También, para controlar mejor las contraflechas
- Para disminuir la contracción natural del secado, y reducir las pérdidas que ocurren por esta fuente
- Para desarrollar una mayor resistencia al *esfuerzo cortante*, puesto que las secciones presforzadas son más esbeltas. Aquí cabe aclarar, que los tendones curvos ayudan a contrarrestar la fuerza cortante externa; y la precompresión en el concreto reduce la tensión diagonal asociada al cortante y a la torsión.

COMPARACION FUNCIONAL. No existe gran diferencia entre uno y otro, excepto tal vez, en el aspecto de las deflexiones bajo cargas de servicio, ya que, la contraflecha natural del concreto presforzado compensa prácticamente la deflexión total.

Por otra parte, la vida útil del concreto presforzado es muy similar a la del concreto reforzado; como lo es su resistencia al fuego y a la fatiga. La impermeabilidad es mayor en el concreto presforzado, debido a la ausencia de grietas capilares.

Dado que las estructuras presforzadas, hablando de edificios, son por lo general menos peraltadas, sus entrepisos gozan de una mayor altura libre o útil; o alternativamente, su altura total es menor.

COMPARACION ECONOMICA. Los materiales para concreto presforzado, tienen un costo unitario mayor que los materiales convencionales del concreto reforzado; no obstante, el costo global de las estructuras presforzadas frecuentemente resulta menor. Las razones de ello son las siguientes:

•**Costo de los aceros.** El acero para presfuerzo cuesta, en promedio, el doble del acero para refuerzo; sin embargo, en el concreto reforzado se requiere una cantidad de este material de entre cuatro y cinco veces la requerida en el concreto presforzado, para elementos de características similares.

El costo de esta partida resulta, a fin de cuentas, menor en el concreto presforzado.

•**Costo de los concretos.** Similarmente, el concreto de 350 kg/cm^2 utilizado en el concreto presforzado, tiene un costo unitario mayor que el de 200 kg/cm^2 utilizado en el concreto reforzado; sin embargo, las estructuras presforzadas son, en promedio, un 50 % más esbeltas que las reforzadas.

El costo de esta partida, al igual que con el acero, resulta menor en el concreto presforzado.

·**Costo de las cimbras.** Como consecuencia directa de los peraltes más reducidos y de las secciones más esbeltas, propias del concreto presforzado, la superficie de contacto con moldes y cimbras es menor, lo que repercute favorablemente en los costos

LOS MATERIALES PARA CONCRETO PRESFORZADO

·**CONCRETO.** El diseño de las mezclas para concreto presforzado debe permitir una *buena trabajabilidad*, sin menguar su resistencia.

·**Revenimiento.** Debe ser el menor posible que, sin comprometer la plasticidad de la mezcla, permita reducir la contracción del concreto durante el secado; es decir, el factor de incidencia del cemento, debe mantenerse tan bajo como sea posible.

El revenimiento promedio, bajo condiciones normales de vibrado, es de unos 7.5 cm, pero puede reducirse, inclusive hasta cero, con un vibrado cuidadoso.

·**Proporcionamiento.** La mezcla deberá basarse en una relación *agua-cemento* no mayor de 0.45, en peso. El consumo de cemento, en promedio, será de 10 sacos por metro cúbico de concreto. El tamaño máximo del agregado grueso será de $\frac{3}{4}$ de pulgada.

·**ACERO.** Este material es el producto de un elaborado proceso de fabricación a base de aleaciones, principalmente con carbono, manganeso y sílice. También se le somete a templados en frío mediante tirones graduales, con el objeto de aumentar su resistencia por el realineamiento de los cristales.

En general, mientras más pequeño es el diámetro de los alambres, más alta resulta su resistencia unitaria a la ruptura.

El auge que el presfuerzo ha cobrado en años recientes se debe, indiscutiblemente, al desarrollo de este acero de alta resistencia, cuyo esfuerzo mínimo a la ruptura es, como ya dijimos, de 19,500 kg/cm² en promedio. Ver figura (1.13)

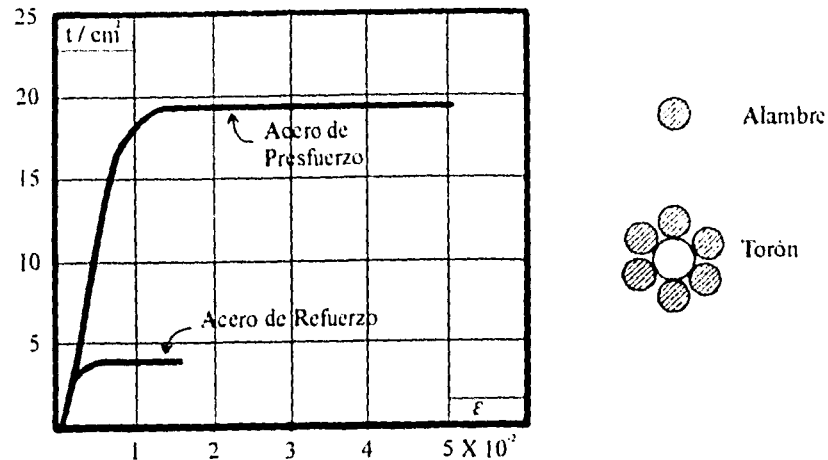


Figura (1.13) - Curvas Esfuerzo - Deformación y Tipos de Tendón

La *ASTM*, ha clasificado nominalmente a este acero como grado 270-K, nombre que nos indica, en kilolibras por pulgada cuadrada, la resistencia mínima a la ruptura que usualmente garantizan los fabricantes.

·**Tendones.** Se entiende por tendón: aquel elemento alargado y flexible, usualmente de acero, que se utiliza para comprimir al concreto, mediante un estirado previo.

TIPOS DE TENDONES. Existen tres tipos de tendón, que son:

·**Alambres.** Son lisos, y se encuentran disponibles en diámetros pequeños, comúnmente en 5 y 7 mm

·**Torones.** Son haces de seis alambres enrollados helicoidalmente alrededor de otro central. Los diámetros nominales más frecuentemente utilizados son: $\frac{3}{8}$ y $\frac{1}{2}$ pulgadas. Ver figura (1.13)

·**Cables.** Son haces de torones, o de alambres, pero sin torcer.

El acero de presfuerzo se surte en rollos de 1.20 m de diámetro y 3 toneladas de peso, aproximadamente.

ACCESORIOS, ANCLAJES Y EQUIPO

ACCESORIOS. Estos solamente se requieren en el postensado. Los más importantes son:

Ductos. Son mangueras flexibles de lámina corrugada que sirven de guía, y de funda protectora, a los tendones. Se colocan y fijan en su posición antes del colado del miembro. Especial cuidado debe tenerse para que no sufran dobleces ni obstrucciones.

Los diámetros disponibles más comunes oscilan entre 1 1/2 y 2 pulgadas.

Lechadas. El postensado puede ser adherido, o no adherido. En el primer caso, es necesario inyectar lechada de cemento a través de los ductos. Usualmente, se inyecta por un extremo hasta que sale por el otro.

Las lechadas también protegen a los tendones contra la corrosión; -esto es particularmente útil cuando de tanques de agua se trata-

La pasta tendrá una relación *agua-cemento* de 0.5 en volumen. Si la holgura del ducto lo permite, se podrá utilizar una pasta *cemento-arena* en proporción 1:1, conservando la relación *agua-cemento* anterior.

Para la inyección, basta una presión de unos cuantos kg/cm^2 .

ANCLAJES. Son dispositivos que permiten la sujeción, temporal o definitiva, de los tendones de presfuerzo.

Solamente en Estados Unidos existen más de cien patentes. Entre los sistemas más utilizados se encuentra el *Freysmet*; el cual basa su funcionamiento en *el principio de cuña y fricción*. Consta de una base, un barril y cuñas. -Este sistema, dada su sencillez, se recomienda para el postensado de muros de tanque-

EQUIPO. En el pretensado como en el postensado, los tendones se estiran por medio de gatos, comúnmente hidráulicos, cuyas capacidades van desde 3 hasta 200 toneladas. Los hay que estiran uno, o varios tendones a la vez; pero en cualquier caso, deben estar provistos de un manómetro calibrado que indique la presión en el gato.

Es una buena costumbre -medir el alargamiento de los tendones durante el gateo, y cotejarlo con la elongación teórica esperada-, de esta manera, la tensión aplicada al tendón puede valorarse con mayor certidumbre

PERDIDAS DE PRESFUERZO

La fuerza de tensión inicial en un tendón sufre mermas inevitables, algunas de ellas de cierta consideración

Las causas o fuentes son diversas y se encuentran estrechamente ligadas a factores tales como: el módulo de elasticidad del concreto, el proporcionamiento de la mezcla, la intensidad del curado, la edad de transferencia, el esfuerzo promedio en el concreto, el tipo de anclaje, la fricción entre tendones y ductos, la curvatura de los ductos, y finalmente... el tiempo.

Pudiera parecer un tanto complicado, y de hecho lo es, valorar con precisión la magnitud total de las pérdidas; sin embargo, una vez identificadas las fuentes una por una, el problema se simplifica.

En la práctica, muchas veces las pérdidas sencillamente se estiman como un porcentaje de la tensión inicial del tendón. Este porcentaje oscila entre: un 15 % en el mejor de los casos, y un 30 % o más, en el peor de ellos.

PRESFUERZO INICIAL. Se llama *Presfuerzo Inicial*, al esfuerzo o fuerza de tensión necesaria para estirar un tendón justo antes de la transferencia. La mayoría de los reglamentos limitan su valor al 70 % de la resistencia última; lo que numéricamente equivale a

$$f_{si} = 0.7 \times 19,500 = 13,650 \text{ kg/cm}^2$$

PRESFUERZO EFECTIVO. Se llama *Presfuerzo Efectivo* o de diseño, a la fuerza, o esfuerzo, que queda en un tendón después de deducir del *presfuerzo inicial* las pérdidas ocurridas. Comúnmente se le representa con el símbolo P_e .

Existen recursos enfocados a contrarrestar las pérdidas de presfuerzo, tales como: el retensado, el sobregateo, el sobrecurado y el prerrelajamiento; sin embargo, todos resultan incosteables y poco prácticos, a excepción tal vez, del sobregateo, el cual se utiliza en ocasiones para compensar las pérdidas debidas al corrimiento de las cuñas de anclaje.

En ningún caso la suma del presfuerzo inicial y el sobregateo excederá del 80 % de la resistencia última. Numéricamente esto equivale a

$$0.8 \times 19,500 = 15,600 \text{ kg/cm}^2$$

Las pérdidas, su fuente y su valor mínimo promedio, pueden estudiarse en la tabla 1.1.

TABLA 1.1 Porcentajes mínimos de pérdidas de presfuerzo

Fuente	pretensado	postensado
Corrimiento del anclaje	1	3
Deformación elástica del concreto	3	1
Contracción del concreto	3	4
Deformación plástica del concreto	7	5
Relajamiento del acero	3	3
	Subtotal	
	17	16
Fricción y curvatura*	0	15
	Total	
	17	31

* Sólo en tendones curvos o doblados.

LA PREFABRICACION Concepto y aplicaciones

La incorporación del término *prefabricación*, al ámbito ingenieril, es relativamente reciente. Literalmente, significa

"...proceso de fabricación, comúnmente en planta y en serie, de elementos arquitectónicos o estructurales".

Si nos apegáramos estrictamente a la definición anterior, tendríamos que considerar como "prefabricados" a algunos insumos tradicionales de la construcción, tales como el block, el tabique, y la varilla, entre otros; con lo que caeríamos en ambigüedades.

Consideramos, que en términos constructivos, una definición más apropiada es la siguiente:

"Prefabricado es aquel elemento arquitectónico o estructural, no insumo, fabricado en un lugar diferente al de su posición final".

Cuando estos elementos son de concreto, se les conoce indistintamente como: *prefabricados o precolados*.

Entre los elementos más susceptibles de ser prefabricados se encuentran: las traveses, los sistemas de piso, las cubiertas, las columnas, los faldones, las fachadas, y como veremos más adelante: -los muros para tanque-. Ver figura (1.14)

Cabe hacer notar, que cuando los elementos se fabrican en el sitio mismo de la obra, pero fuera de su posición final: también se les considera prefabricados.

La prefabricación, como recurso de la ingeniería moderna, debiera considerarse dentro de los campos del Proyecto y la Planeación, como una alternativa viable para muchos tipos de obras.

La prefabricación, asimismo, ha permitido que el presfuerzo extienda considerablemente su campo de acción; particularmente en su modalidad de pretensado; y recíprocamente, la creciente demanda de elementos presfuerzados ha contribuido al crecimiento de la industria de la prefabricación.

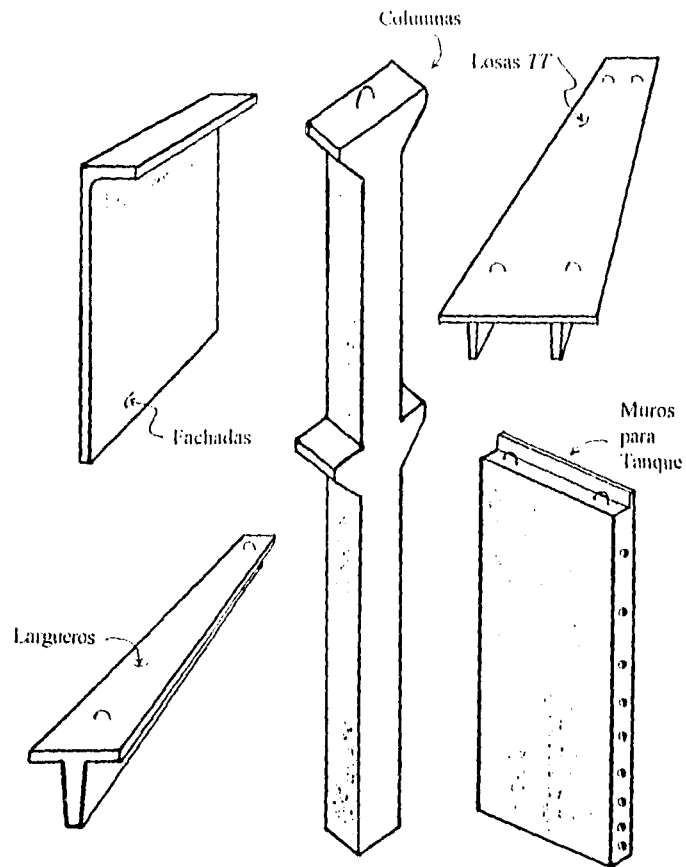


Figura (1.14) - Elementos Prefabricados

Las obras o proyectos más aptos para prefabricarse, son aquellos susceptibles de dividirse en elementos iguales o repetitivos, fabricables en serie. Además, deben ser fácilmente transportables y montables. Ver figura (1.15)

-Los tanques, sin duda, son altamente prefabricables-

VENTAJAS. Las principales ventajas que ofrece la técnica de la prefabricación, son las siguientes:

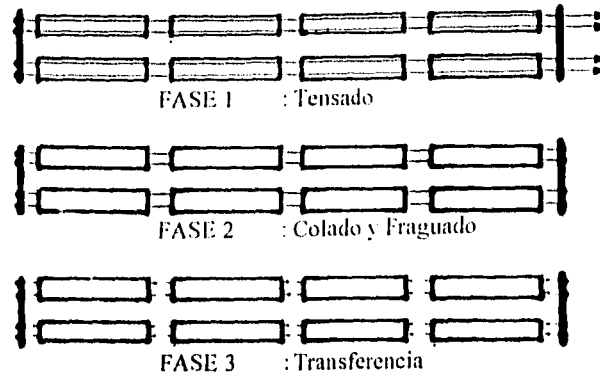


Figura (I.15) - Fabricación en Serie de Elementos Pretensados

•Posibilita la fabricación anticipada, o simultánea, de varios elementos o miembros constitutivos de una obra o estructura. Esto se traduce frecuentemente en un acortamiento sustancial de la duración de la obra.

•Evita costosas operaciones de cimbrado y descimbrado.

•Contribuye a evitar, que por razones climatológicas, se suspenda un proceso constructivo.

•Contribuye a simplificar las actividades administrativas en obra.

•Permite un mejor control de calidad, propio de procesos industriales.

Por otra parte, el costo extra que generan el flete y el montaje de los precolados, es la principal desventaja de la prefabricación.

LOS TANQUES Su función y tipos

FUNCION

Desde un punto de vista genérico y literal, la *Real Academia Española* nos proporciona la siguiente definición:

"tanque es una estructura que sirve para contener y almacenar líquidos, o materiales a granel".

En este trabajo, nos referiremos exclusivamente a los tanques construidos para el almacenaje de agua a *superficie libre*, es decir, sin presión.

Este tipo de obras pertenecen también al ámbito de la Ingeniería Sanitaria, puesto que son parte importante del funcionamiento de los *Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable*. De éstos, haremos una breve descripción que nos permita apreciar, desde una perspectiva funcional, la utilidad de los tanques.

En el libro *Ingeniería Sanitaria*, del ingeniero *Ernesto Murguía Vaca*, encontramos una definición muy realista para los *Sistemas de Abastecimiento*, los que según el citado autor:

"...son una consecuencia de gigantescas obras ingenieriles, construidas con más o menos dificultades a base de enorme esfuerzo humano, y de elevados costos".

Podemos añadir a lo anterior, que su función es dotar de agua potable a las poblaciones, y cubrir así, las *aplicaciones* o usos municipales que se le dan al líquido.

Dentro de estos usos se encuentran: el doméstico, el comercial, el industrial y el público, además de los inevitables desperdicios y las indeseables fugas.

Las etapas o conceptos fundamentales que conforman un *Sistema de Abastecimiento*, son las siguientes:

·**Fuentes de abastecimiento.** La lluvia, los ríos, los lagos, los manantiales, los depósitos subterráneos y los océanos

·**Obras de captación.** Las cisternas, los canales derivadores, las presas, las norias, las galerías filtrantes y los pozos

- **Líneas de conducción.** Los canales y las tuberías
- **Obras de regulación.** Los Tanques y los depósitos
- **Redes de distribución.** Las tuberías por gravedad y a presión

Desde un punto de vista hidráulico.

*"Un tanque es aquella estructura en la que se modifica el régimen de la fuente -o de entrada-, en un régimen de consumo -o de salida-". Su nombre técnico completo es: **tanque de regulación o regularización.***

Si además, se utiliza para retener volúmenes de agua para otros fines, recibe el nombre de: *tanque de almacenamiento y regulación.*

CAPACIDAD. Para determinar la capacidad de un tanque, es decir, su volumen de regulación, puede emplearse el mismo procedimiento gráfico usado para analizar el funcionamiento hidráulico de un vaso de almacenamiento: se representan en un plano coordinado *tiempo-volumen* las leyes o curvas de alimentación y de demanda, y por medio de paralelas a la curva de alimentación, se localizan los puntos máximo y mínimo de la curva de demanda: la diferencia de ordenadas entre ambos, representa el volumen buscado. Ver figura (1.16)

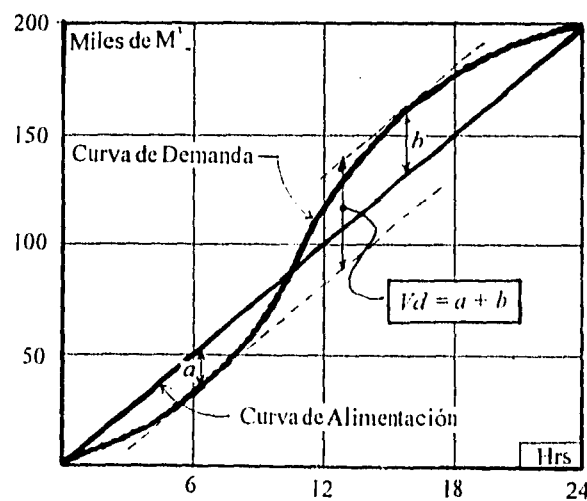


Figura (1.16) - Volumen de Regulación

La curva de demanda se estima teniendo en cuenta el tamaño de la población, pero proyectada a futuro.

Para trazar una curva de demanda, debe tomarse en consideración una *dotación* o consumo promedio por habitante, de entre 150 y 300 litros diarios.

Dada la distribución demográfica de nuestro país, se construyen más frecuentemente tanques de entre 1,000 y 10,000 m³ de capacidad. También se construyen tanques elevados de menor capacidad, conocidos como depósitos, los cuales se elevan para incrementar la presión en la red. Esta presión no debe ser menor de 1 kg/cm².

TIPOS DE TANQUES

Existen diversos tipos o categorías en los que se clasifican los tanques según la característica que se desea considerar; a saber:

DESTINO Por su uso o destino, se dividen en:

•**Tanques o silos.** Se utilizan para almacenar materiales a granel; tales como azúcar, granos, cemento, etc.

•**Depósitos petroquímicos.** Usados para almacenar petróleo y fluidos derivados del mismo

•**Tanques de regulación.** Usados para rectificar regímenes y almacenar agua potable

ELEVACION Por su elevación, ver figura (1.17), se dividen en:

•**Tanques enterrados y semienterrados**

•**Tanques elevados**

•**Tanques superficiales**

Estos últimos, constituyen el grupo o categoría más utilizada.

De aquí en adelante todos los tanques que se mencionen en esta obra, a menos que se especifique otra cosa, se entenderá que son: tanques superficiales y de regulación.

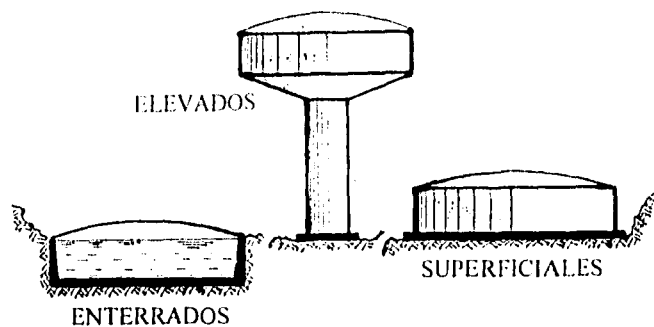


Figura (1.17) - Tipos de Desplante

FORMA Por su forma, se dividen en

Tanques rectangulares o paralelepípedos. Estos tanques frecuentemente resultan más costosos que sus equivalentes cilíndricos. Además, son altamente hiperestáticos, y su construcción es más compleja

Sin embargo, los gigantescos tanques (de hasta 200,000 m³) de las grandes ciudades - no son nunca circulares-, puesto que ello generaría elevadas fuerzas de tensión en los muros, y porque, la buena utilización del predio disponible no es compatible con esta forma.

De hecho, es precisamente la versatilidad de adaptación topográfica, su característica más útil. Ver figura (1.18)

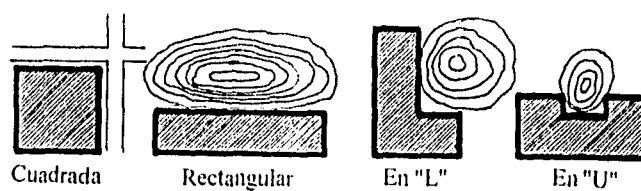


Figura (1.18) - Plantas Típicas en Paralelepípedos

·**Tanques circulares o cilíndricos.** La gran mayoría de los tanques se proyectan y construyen con esta configuración. Esto se debe principalmente a dos razones:

- 1 **Alta eficiencia estructural**
- 2 **Mínima relación *perímetro-volumen*.**

La construcción de un tanque circular frecuentemente es más sencilla y rápida que la de su equivalente rectangular; consecuentemente, el costo suele resultar menor.

Por otra parte, el mayor inconveniente que presentan los tanques circulares, como ya dijimos, es su escasa adaptabilidad a topografías desfavorables. El ingeniero proyectista sólo dispone de una variable para hacer adaptaciones geométricas: *el tirante*; el cual, por razones hidráulicas, muchas veces resulta intocable.

TIPO CONSTRUCTIVO Por los materiales de que están hechos, y el proceso constructivo involucrado, los tanques se dividen en:

- TANQUES DE ACERO**
- TANQUES DE CONCRETO REFORZADO**
- TANQUES DE CONCRETO PRESFORZADO**
- TANQUES PREFABRICADOS**

Dada la importancia que la clasificación anterior tiene dentro del contexto de esta tesis, haremos una breve exposición de cada una de las categorías mencionadas:

TANQUES DE ACERO

Estos tanques se construyen soldando lienzos premoldeados de placa de acero A-36, de entre $\frac{1}{2}$ y 1 pulgadas de espesor, hasta conformar la totalidad de la membrana o recipiente.

Su ventaja principal es, sin duda, su excelente impermeabilidad. La facilidad de reparación también es otra característica valiosa.

Sin embargo, los altos costos de la estructura y del mantenimiento, frecuentemente los sitúan en desventaja ante sus similares de concreto.

Otro punto desfavorable, es el permanente riesgo de corrosión y de contaminación por herrumbre. Esto es particularmente grave en ciudades cerca del mar, o en zonas tropicales.

Su rango de aplicación práctica es muy limitado, oscila entre los 100 y 1000 m³, aunque se han construido de mucho mayor tamaño.

Son particularmente indicados cuando se precisa de tanques elevados, o se almacenan líquidos a presión.

Sus costos de mantenimiento crecen paralelamente con el tamaño del tanque; en ocasiones, estos costos, tan sólo en los primeros diez años, superan el propio costo del tanque.

TANQUES DE CONCRETO REFORZADO

En el ámbito de los tanques de almacenamiento, el concreto armado tradicional ha sido una mala experiencia.

Para tratar de restringir las grietas por tensión, es necesario echar mano de muros muy robustos y con altos porcentajes de refuerzo. Sin embargo, las grietas aparecen tarde o temprano, propiciando la aparición de fugas y la corrosión del refuerzo, lo que conduce a la inevitable inutilización del tanque. Ver figura (1.19)

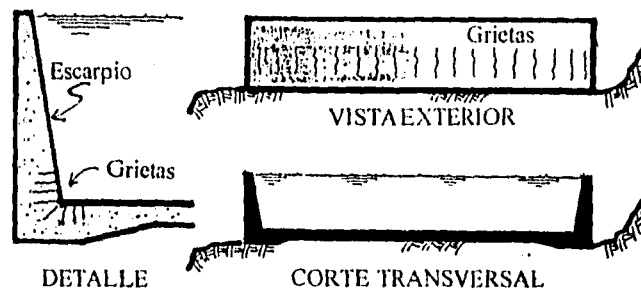


Figura (1.19) - Muros Robustos en Tanques Reforzados

Otra fuente potencial de problemas, y de fugas, en estos tanques, resultan ser: las juntas de colado en los muros. Se sugiere evitar las juntas constructivas en la unión del muro

con la losa de fondo, debiendo colarse monolíticamente con esta losa, una porción del muro de 50 cm de altura, cuando menos.

La forma de estos tanques puede ser rectangular o circular. Su desplante comúnmente es superficial, aunque también los hay enterrados y semienterrados.

No se recomienda su construcción en capacidades mayores de 1,000 m³.

TANQUES DE CONCRETO PRESFORZADO

Aunque se han construido numerosos tanques presforzados rectangulares, la gran mayoría son circulares. De aquí en adelante, dentro del contexto de esta tesis, por el término *tanque presforzado* nos referiremos exclusivamente a tanques circulares.

Estos tanques representan una económica combinación de forma y materiales, y superan eficazmente las desventajas de que adolecen sus homólogos reforzados.

Los materiales para concreto presforzado, como ya vimos, tienen un costo unitario mayor, sin embargo, frecuentemente los tanques presforzados resultan más económicos que los reforzados, puesto que consumen menos materiales.

ANTECEDENTES DE LOS TANQUES PRESFORZADOS

"El que considera las cosas en sus orígenes...obtendrá una visión más clara de ellas"

Aristóteles

Como ya se mencionó en el primer capítulo, el principio del presfuerzo fue aplicado intuitivamente, hace cientos de años, a la fabricación de barriles de madera zunchados. Ver figura (1.20)

Evidencias de los primeros intentos por presforzar tanques las encontramos ya desde 1920, cuando *Hewett*, en Estados Unidos, colocó varillas alrededor de un tanque y las esforzó con torniquetes; desgraciadamente, el poco presfuerzo que pudo haber generado -se perdió con el tiempo-, como resultado de la contracción y del flujo plástico del concreto.

Adicionalmente, la construcción de tales estructuras era tediosa, sobre todo si la comparamos con los estándares modernos. En el tanque *Great Falls*, por ejemplo, construido

en 1945, había un total de 1,053 torniquetes para tensar bandas metálicas a su alrededor; y se precisó de seis hombres durante varios días para cubrir diez vueltas completas... apretando tuercas

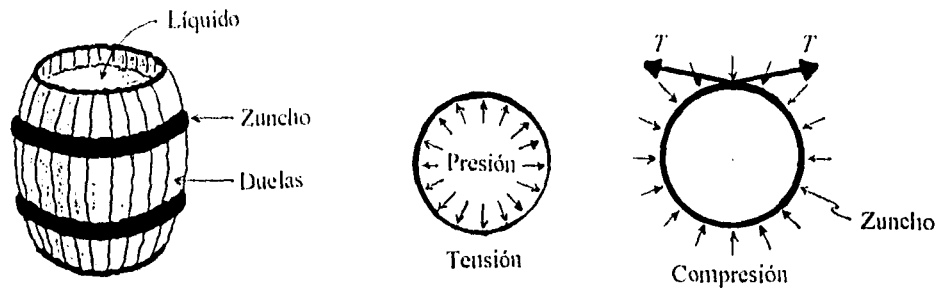


Figura (1.20) - Aplicaciones tempranas del Presfuerzo

Estas primeras estructuras eran muy propensas a desarrollar fugas, y, en general, no eran muy satisfactorias. La dificultad fundamental residía en la baja resistencia de las bandas metálicas empleadas; es decir: -resultaba imposible comprimir suficientemente los tanques con los materiales disponibles entonces-

Posteriormente, en 1945, se patentó en Estados Unidos un sistema que tensaba y enrollaba alambres de alta resistencia alrededor del muro de concreto en una sola operación continua, para lo cual se disponía de una máquina autopropulsora. A este procedimiento de tensado se le conoce como: el *Sistema Preload*. Ver figura (1.21)

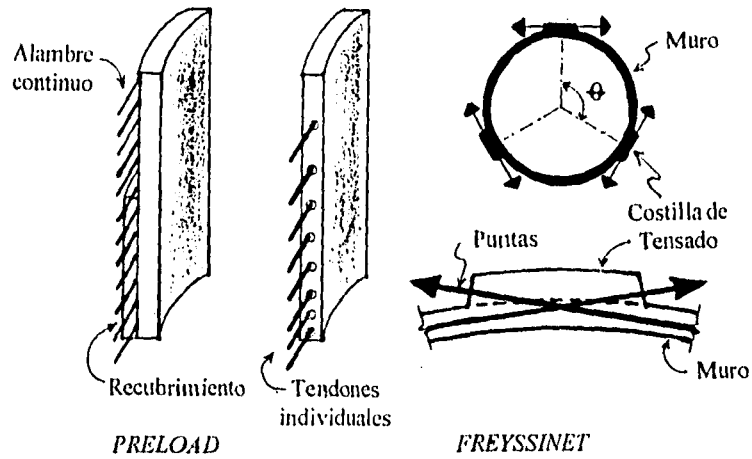


Figura (1.21) - Sistemas *Preload* y *Freyssinet*

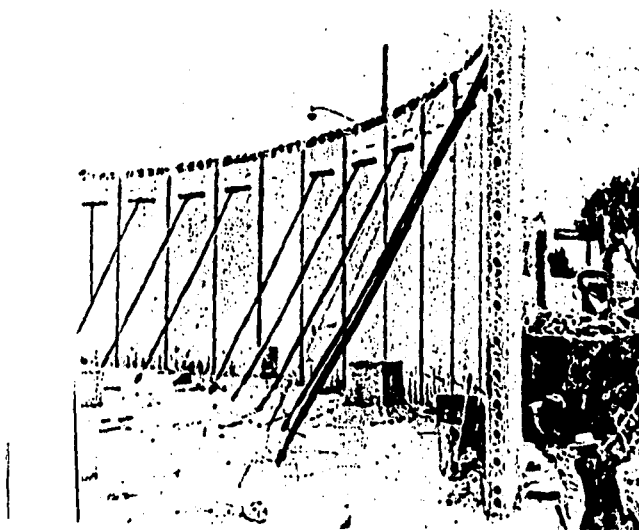
Ya para 1951, se habían construido alrededor de 700 grandes tanques con este sistema

Una desventaja importante de estos tanques es que, aún cuando se recubren con mortero hidráulico, los alambres quedan expuestos a la corrosión, puesto que este recubrimiento no está presforzado. De hecho, varios accidentes ocurrieron con este procedimiento.

Posteriormente, el ingeniero francés *E. Freyssinet*, desarrolló y popularizó un nuevo método, conocido precisamente como: *Sistema Freyssinet*.

-El tanque *La Caldera*, tema de esta tesis, se construyó con este sistema-

SISTEMA FREYSSINET. Consiste en el tensado de segmentos consecutivos de tendón hasta completar círculos o anillos; estos segmentos de tendón se encuentran "ensartados" en ductos alojados dentro del muro del tanque, formando círculos horizontales; los tendones se anclan en "costillas" uniformemente espaciadas en la periferia del tanque y construidas expreso para ello, ver figura (1.21). En estas costillas se traslapan las puntas de dos tendones adyacentes pertenecientes a un mismo círculo o zuncho.



Los tendones se segmentan para reducir las pérdidas de presfuerzo por fricción, las que de otra manera: alcanzarían valores prohibitivos.

En este sistema, los ingenieros pueden echar mano de éste y de otros recursos, que permiten, no sólo reducir las pérdidas, sino también uniformizar la intensidad del presfuerzo en todo el perímetro del tanque. Estos recursos son entre otros

•**Segmentación** Como ya se dijo, su efecto es doble: disminución de pérdidas y uniformizado de esfuerzos.

•**Tensado bilateral** Significa que cada segmento de tendón se estira o gatea por sus dos extremos o puntas, simultánea o subsecuentemente

Su efecto es el de dividir un tendón en "dos", lo que reduce un 50 % las pérdidas respectivas. Algunas veces, esta operación compromete la rápida construcción del tanque, y se desecha.

•**Defasamiento** Significa el agrupamiento de los tendones en dos grupos alternados: nones y pares; cuyos puntos de tensado se encuentran girados o *defasados* entre sí la mitad del ángulo entre dos costillas de un mismo zuncho

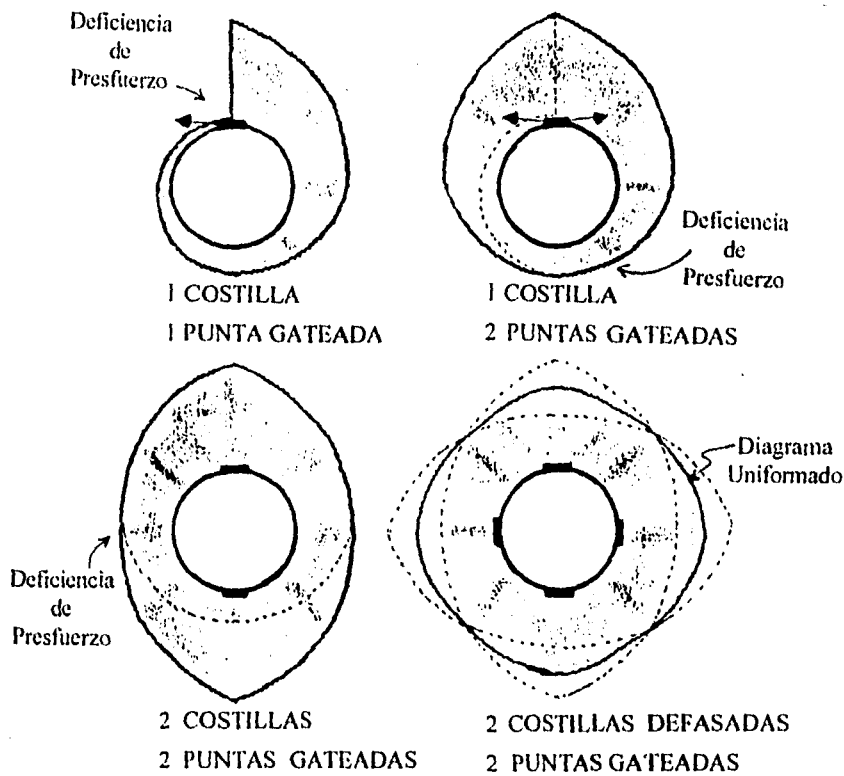


Figura (1.22) - Pérdidas por Fricción en el postensado circular

En la figura (1 22) se aprecia claramente: que entre mayor sea el número de segmentos, menor será la pérdida de presfuerzo, y su diagrama de intensidad tenderá a un círculo perfecto

Este sistema, salvo algunos refinamientos, es el que se aplica cotidianamente, tanto en tanques colados *in situ* como en prefabricados.

Por ser la técnica de campo que más protección ofrece contra la corrosión: -el *Sistema Freyssinet* es el único procedimiento que recomendamos-

CARACTERISTICAS DE LOS TANQUES PRESFORZADOS

El espesor de diseño del muro, frecuentemente está gobernado por razones de facilidad de colado, más que por los esfuerzos actuantes, y, en consecuencia, el espesor del muro puede fácilmente mantenerse constante en toda su altura. Los muros constantes, además de consumir menos materiales, permiten la utilización de cimbras deslizantes que agilizan sensiblemente los trabajos de campo.

Una de las características del concreto presforzado es que, si así se diseña, puede permanecer bajo esfuerzos de compresión durante todas las etapas de carga; esto es particularmente útil cuando de tanques de agua se trata, pues los riesgos de corrosión y de fugas prácticamente se eliminan.

Es muy conveniente, desde el punto de vista de la hermeticidad, que las juntas de colado, al momento de levantar el muro, sean verticales, para que el mismo presfuerzo horizontal impida que, en dichas juntas, se generen grietas y fugas, como sucede con los tanques reforzados. Sin embargo, colar con juntas verticales resulta complicado, por lo que las juntas de colado suelen ser horizontales.

Por lo anterior, el autor considera una práctica sensata: el dotar a los tanques presforzados de una *compresión nominal residual mínima* f_{cr} de entre 5 y 10 kg/cm², en todas las secciones.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS TANQUES PRESFORZADOS

La presión hidrostática produce dos efectos principales en las paredes de un recipiente cilíndrico: **TENSION AXIAL** en el sentido horizontal, y **FLEXION** en el sentido vertical. La magnitud y distribución de estos elementos mecánicos se discutirá con más detalle en el capítulo dos.

Por ahora será suficiente decir, que para suministrar adecuada resistencia al muro o pared de un tanque, es necesario presforzarlo tanto en el sentido horizontal o circular, como en el sentido vertical. Este último tipo de presfuerzo se aplica anclando los tendones en el extremo inferior del muro y tensándolos desde el extremo superior.

La modalidad de presfuerzo que se aplica a los tanques presforzados colados *in situ*, es únicamente la de *postensado*.

TANQUES PREFABRICADOS

El presfuerzo ha permitido a la prefabricación extender su campo de acción a la construcción de tanques. Así, estas estructuras que habían quedado sujetas a las técnicas constructivas tradicionales, actualmente se pueden realizar con los procedimientos industriales más modernos.

Hay tanques prefabricados tanto en versión circular, como en versión rectangular. De éstos, sólo diremos que frecuentemente resultan más costosos y de construcción más compleja que sus homólogos circulares.

Es importante hacer notar que: -los tanques prefabricados reúnen todas las ventajas de los tanques presforzados colados *in situ*, pero sin sus desventajas-.

También, permiten combinar las ventajas del *pretensado en fábrica* y del *postensado en obra*.

ANTECEDENTES DE LOS TANQUES PREFABRICADOS

Entre 1955 y 1960, se construyeron los primeros tanques que incluían *muros prefabricados* como parte de su proceso constructivo. Sin embargo, sus deficientes sistemas de presfuerzo, aunados a procedimientos constructivos bastante complicados, se tradujeron en prolongados períodos de construcción, y en exiguas, o nulas, ventajas económicas.

Como ejemplos podemos citar: al tanque *Sasolburgh*, en Sudáfrica, de 34,000 m³, tensado con el *Sistema Preload*, y al tanque *Windsor*, en Inglaterra, de 11,000 m³, tensado con alambres de 7 mm de diámetro.

Pero no fue sino hasta 1976, en Tultitlán, estado de México, cuando el ingeniero *Enrique Domínguez Meneses*, en su entonces recién fundada planta de presfuerzo *Presisa S.A.*, comenzaba a fabricar y construir tanques precolados con la tecnología y rapidez actuales.

Hombre práctico y de gran visión, así como presforzador y prefabricador nato, el ingeniero *E. Domínguez* supo plasmar en sus tanques las bondades de ambas técnicas, logrando estructuras de singular eficiencia y sencillez. Además, no sólo prefabricó los muros, sino que extendió a la cubierta y a su estructura de soporte -incluyendo las columnas-, la técnica de la prefabricación.

Un par de años después, en 1978, ya se habían levantado, en el estado de México y en el Distrito Federal, alrededor de veinte de estas estructuras, conocidas en el medio como *Tanques Presisa*. La primera de ellas se construyó en Arboledas, estado de México

CARACTERISTICAS DE LOS TANQUES PREFABRICADOS

-Los principios básicos que se aplican a los tanques presforzados, se aplican igualmente a los tanques prefabricados-, sólo que en éstos, para permitir su fabricación debe hacerse una adecuada segmentación, tanto del muro como del resto de la estructura, en piezas iguales entre sí, o cuando menos muy similares, de tal forma que puedan fácilmente fabricarse en serie, y en una planta. Ver figura (1.23)

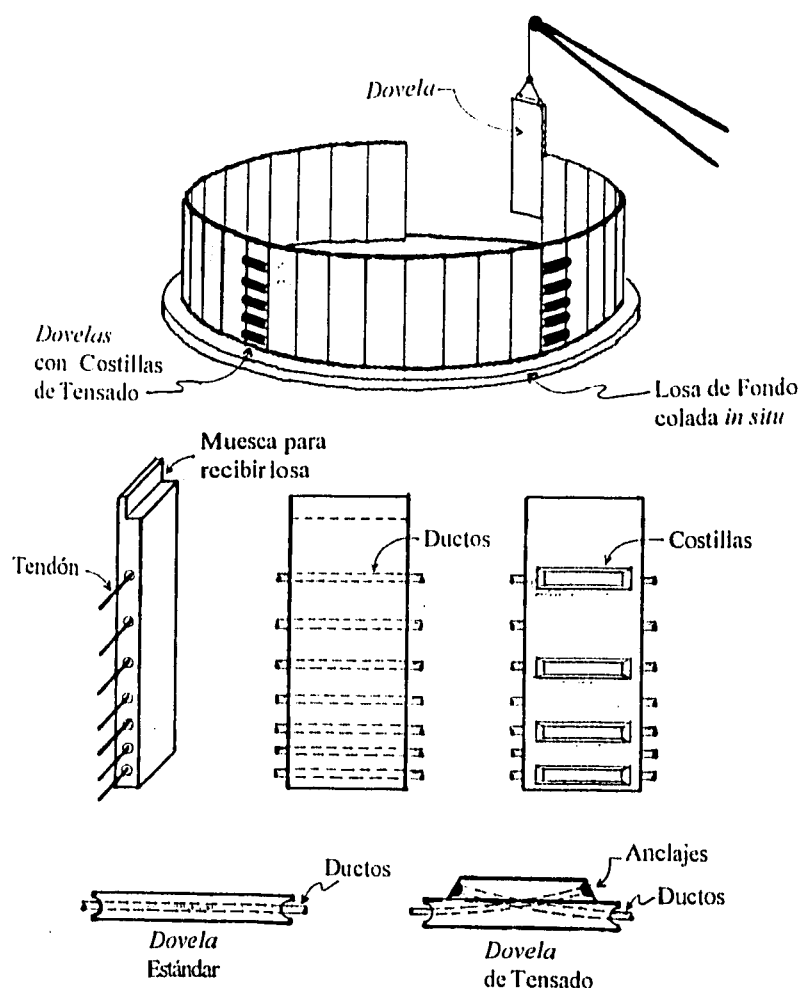


Figura (1.23) - Tanques Prefabricados

Los tanques prefabricados, en relación con sus homólogos, ofrecen varias características favorables frecuentemente decisivas, entre las que se encuentran las siguientes:

•**Construcción rápida.** Esta característica resulta decisiva cuando el factor tiempo es prioridad número uno. Un tanque prefabricado se puede levantar, en promedio, en tan sólo $\frac{1}{4}$ del tiempo empleado en construir uno similar, pero colado en el lugar.

•**Menor costo.** Debido principalmente a la ausencia de cimbrados en obra.

•**Control de calidad.** Por ser los elementos precolados el producto de un proceso industrial.

•**Administración simple.** Ya que la plantilla de trabajadores en obra se reduce a un mínimo; lo mismo sucede con los insumos.

Por otro lado, las desventajas de más peso en cuanto a estos tanques son: el costo de los fletes *planta-obra*, y el costo del montaje.

RESUMEN GENERAL DE LOS TIPOS VISTOS DE TANQUES

En la tabla 1.2, se encuentra un resumen comparativo de las características que distinguen a los tanques cilíndricos, según su tipo.

TABLA 1.2 Características relativas en tanques

Concepto	Acero	Reforzado	Presforzado	Prefabricado
Costo estructura	400 %	300 %	200 %	100 %
Costo mantenimiento	1500 %	300 %	100 %	100 %
Tiempo de construcción	500 %	300 %	400 %	100 %
Vida útil	corta	corta	larga	larga
Administración en obra	simple	compleja	compleja	simple
Eficiencia estructural	alta	baja	alta	alta
Control de calidad	alto	bajo	bajo	alto
Impermeabilidad	alta	baja	alta	alta
Corrosión	alta	baja	nula	nula
Tamaño más frecuente	1,000	500	15,000	15,000
Equipo de montaje	ligero	no	no	ligero
Espacio p/maniobras	mínimo	no	no	amplio
Herram. especiales	soldadoras	no	gatos	gatos
Personal especializado	si	no	si	si
Experiencia constructiva	si	no	si	si

CAPITULO II

ANALISIS COMPARATIVO

El objetivo de este capítulo es exponer y comparar entre sí las soluciones estructurales más comúnmente utilizadas en cada uno de los tres componentes básicos en que se divide un tanque, que son:

1 LOSA DE CUBIERTA

2 LOSA DE FONDO

3 MURO

Asimismo, haremos la selección correspondiente para el tanque *La Caldera*, exponiendo las razones que la justifiquen.

LOSAS DE CUBIERTA Sus tipos y componentes

Esta losa no es un componente indispensable dentro del esquema estructural de un tanque. Su función es únicamente la de proteger al contenido contra impurezas y contaminación.

Las losas de cubierta se dividen en dos categorías básicas, que son:

· **Losas autoportantes**

· **Losas soportadas**

LOSAS AUTOPORTANTES. Generalmente se utilizan en tanques cuyo diámetro no excede los 15 metros. En estructuras mayores estas losas resultan poco prácticas e incostruibles.

Se construyen tanto en acero como en concreto. Su solución estructural consiste de una *membrana* o *cascarón*, tipo *domo*, en sus versiones hemisférico o parabólico. El espesor mínimo, si son de concreto, suele ser de unos 7 cm. Ver figura (2.1)

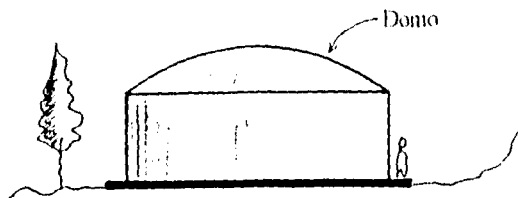


Figura (2.1) - Cubierta tipo Domo

LOSAS SOPORTADAS. Representan la solución casi universal para las cubiertas. Generalmente son losas corridas soportadas por un sistema de traveses y columnas.

La prefabricación permite la construcción de losas sin cimbra, lo cual es particularmente útil en tanques de gran altura o de gran diámetro. La prefabricación puede extenderse fácilmente a las traveses y a las columnas.

-El tipo de losa más adecuado para el tanque *La Caldera*, en base a lo anterior, resulta ser la *losa soportada*.

El autor propone, para este tanque, un sistema de losa tipo *Vigueta y bovedilla* apoyada sobre líneas de traveses prefabricadas tipo *T*, las cuales a su vez descansan sobre columnas precoladas.

Una breve descripción de estos componentes es la siguiente:

-Vigueta y bovedilla. Las características principales de este sistema son su versatilidad y su economía; aunque también podríamos agregar su manejabilidad y su colocación manual.

La losa de vigueta y bovedilla es un sistema constructivo mixto a base de elementos precolados, como lo son precisamente las viguetas y las bovedillas, y de un firme de compresión colado en el lugar. Ver figura (2.2)

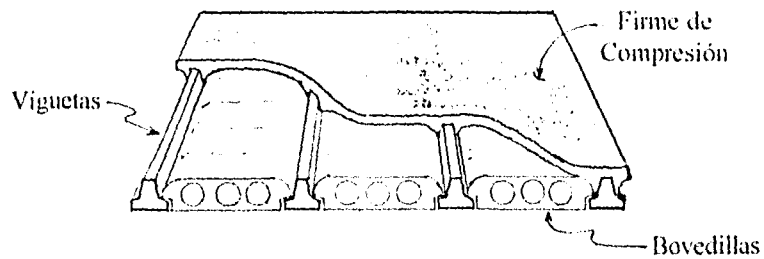


Figura (2.2) - Losa de *Vigueta y Bovedilla*

Las viguetas, dependiendo del fabricante, pueden ser reforzadas o presforzadas, y constituyen los nervios soportantes de la losa

Las bovedillas, de concreto simple, representan los elementos aligerantes y sirven además de cimbra para el colado complementario de compresión. Este colado se refuerza con malla electrosoldada, usualmente tipo 6x6-10/10. Este colado, al fraguar, se integra estructuralmente a las viguetas, formando una sección ligera pero resistente.

Trabes T. Debido a que en las plantas de precolados normalmente se cuenta con moldes para *losas TT*, resulta muy práctico aprovechar dichos moldes para fabricar estas ligeras trabes de concreto presforzado. Ver figura (2.3)

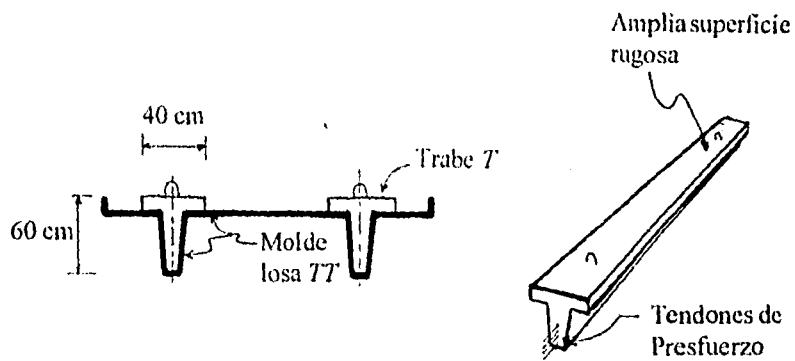


Figura (2.3) - Trabes T

•**Columnas.** Normalmente son de concreto reforzado, de sección cuadrada, y en su parte superior cuentan con preparaciones para recibir a las traveses portantes.

Las columnas prefabricadas en general, pueden "empotrarse" a las zapatas por varios métodos constructivos; para este caso utilizaremos el sistema de la *zapata-candelero*. En este sistema, las columnas se introducen en dados huecos de zapatas coladas monolíticamente con la losa de fondo, se plomean y se empacan o "empotran" por medio de un *colado de liga* a base de lechada *cemento-arena*. Ver figura (2.4)

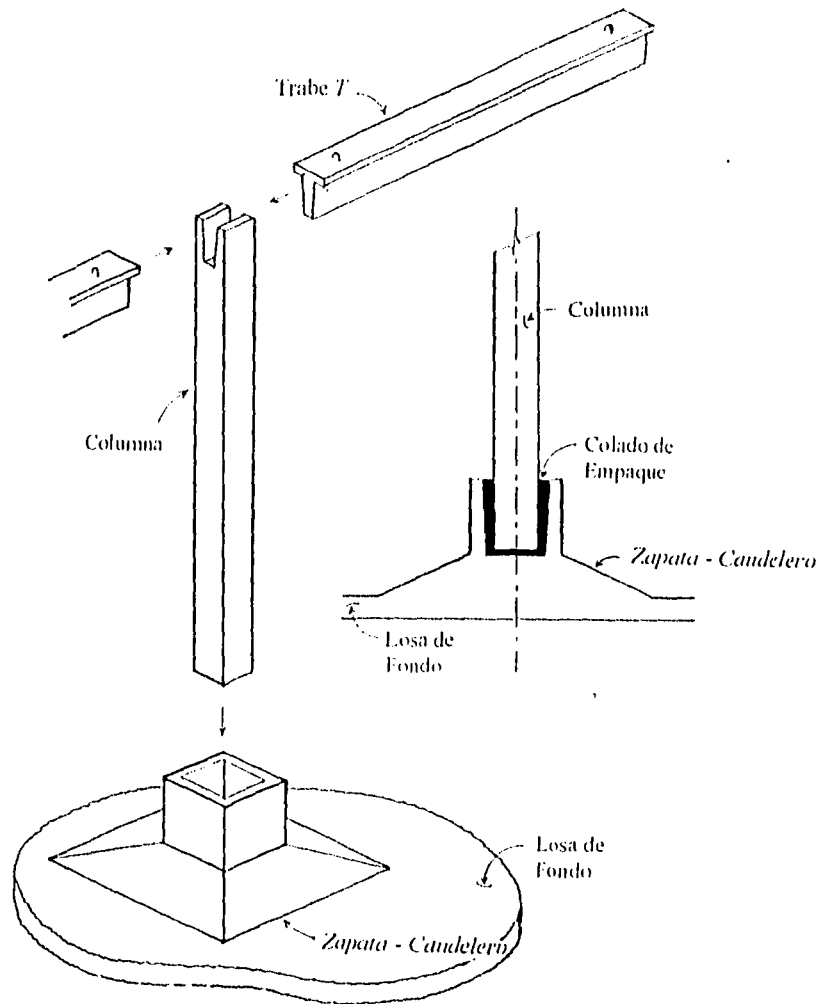


Figura (2.4) - Ensamblaje de Estructura Portante

LOSAS DE FONDO Sus tipos y formas

El trabajo estrictamente estructural de estas losas, es mínimo. De hecho, su característica más deseable es la flexibilidad más que la resistencia.

Los espesores comunes de estas losas oscilan entre los 10 y los 15 cm, y sus armados tienen más que ver con la contracción que con las solicitaciones, las cuales son básicamente dos: el peso del líquido, y las descargas de columnas y muros.

En el *Manual de Diseño de Obras Civiles*, editado por la CFE, en su capítulo sobre tanques dice: "Si las exploraciones indican que el subsuelo soportará la sobrecarga impuesta por el tanque con hundimientos tolerables y sin que haya riesgo de falla por resistencia, se recurrirá a una cimentación somera y bastará retirar los materiales superficiales sueltos o de origen orgánico".

El caso anterior es el que se presenta con más frecuencia, puesto que los tanques demandan una capacidad de carga del suelo de apenas unas 10 ton/m², capacidad que fácilmente puede aportar casi cualquier tipo de suelo, así se trate de suelos cohesivos, friccionantes o mixtos.

En lo que respecta a su geometría, las losas pueden clasificarse en dos grupos, que son:

·LOSAS PLANAS

·LOSAS PLATO

Ambas se encuentran representadas esquemáticamente en la figura (2.5). La geometría compuesta de las losas plato sugiere complicaciones constructivas, y de hecho las hay, pero éstas tienen plena justificación tanto estructural como económica, y sus ventajas crecen en razón al tamaño del tanque.

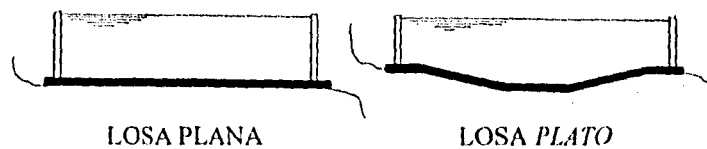


Figura (2.5) - Tipos de Losa de Fondo

La ventaja estructural que se obtiene de estas losas, está relacionada con la disminución de la altura del muro y consecuentemente del tirante hidráulico, lo que a su vez implica menor presión y menores esfuerzos en el muro.

La ventaja económica radica en el importante ahorro que se obtiene, en materiales y tonelaje, al "recortar" el muro en su extremo inferior. Se hace notar que la mayor incidencia de tendones horizontales se localiza precisamente en la parte "recortada".

-Un tanque con losa *plato* es, en promedio, un 10 % más económico que su homólogo de losa plana-

Sin embargo, la geometría de las losas *plato* no puede establecerse en forma indiscriminada, por ello, el autor sugiere dos reglas o recomendaciones empíricas, que son:

1 Pendiente máxima : 10 %. En efecto, la pendiente radial de la superficie cónica de estas losas debe mantenerse baja, pues de lo contrario, al crecer la componente horizontal del empuje del líquido, se da lugar a distribuciones bastante complejas de esfuerzos tanto en el suelo como en la losa misma.

Estos estados de esfuerzos son imposibles de valuar de manera práctica, y tendríamos en consecuencia una losa diseñada con un alto grado de incertidumbre.

2 Recorte máximo : $\frac{1}{3} H_0$. Esta recomendación sugiere que para mantener el costo total del tanque dentro de límites aceptables, el recorte no debe exceder de una tercera parte de la altura original del muro.

La explicación de lo anterior tiene que ver con los volúmenes de excavación involucrados, especialmente si se trata de suelos duros o rocosos.

JUNTAS DE CONSTRUCCION. Cualquiera que sea el tipo de losa empleada, se trata invariablemente de un elemento colado *in situ* y de gran extensión, por lo que es prácticamente imposible realizar un colado monolítico, es decir, sin juntas de construcción.

El esquema de la figura (2.6), representa una sugerencia de como debe seccionarse la losa de fondo para su colado, y la secuencia en que deben efectuarse éstos.

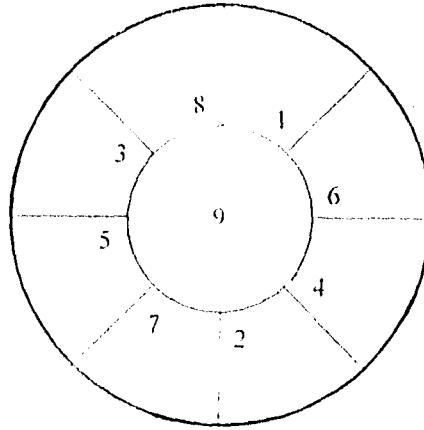


Figura (2.6) - Secuencia sugerida de Colados

En cualquier caso, las juntas deben asearse y prepararse cuidadosamente antes de vaciar el concreto fresco. Pues como es obvio, la impermeabilidad del tanque resultaría comprometida si se tienen juntas deficientes.

MUROS Sus variantes estructurales

El muro es el componente más importante en el comportamiento estructural de un tanque presforzado, pues debe soportar solicitaciones tanto a tanque lleno, como a tanque vacío.

Dependiendo del tipo de unión *muro-losa de fondo*, los muros pueden dividirse en tres categorías básicas, que son:

MUROS CONTINUOS En este caso, debido al empotramiento, el muro le transmite flexión vertical a la losa de fondo y también tensión o compresión anular.

MUROS ARTICULADOS. En este caso, el muro le transmite a la losa de fondo únicamente tensión o compresión anular. El muro está en libertad de girar en su extremo inferior, pero está impedido de deslizarse radialmente.

MUROS LIBRES O DESLIZANTES. En este caso, el muro no le transmite ningún elemento mecánico a la losa de fondo; en consecuencia, estos muros tienen libertad de girar y de desplazarse radialmente en su base.

Por supuesto que adicionalmente los muros le transmiten a la losa su peso propio y las cargas tributarias muerta y viva de la cubierta. Estas cargas, en rigor, surten el efecto de

un "presfuerzo vertical", pero su influencia es muy pequeña para ser tomada en cuenta en el análisis.

Como ya dijimos, el muro es la parte medular de la estructura de un tanque, por ello abundaremos un poco sobre las ventajas y desventajas que cada tipo de muro ofrece. También analizaremos las subvariantes que resultan de las combinaciones entre ellos.

MUROS CONTINUOS

Paradójicamente, *la continuidad*, característica tan deseable en otras estructuras, puede ser un factor muy incómodo en el caso de los tanques, debido a que en ellos se generan momentos flexionantes de gran magnitud precisamente en el empotramiento o base del muro. Ver figura (2.7)

Esta desfavorable combinación de ubicación y magnitud de los momentos flexores dificulta la posibilidad de contrarrestarlos en forma práctica, ya sea con refuerzo o con presfuerzo. Por la razón anterior estos muros frecuentemente resultan antieconómicos.

Otra característica desfavorable de los muros continuos, es su alta sensibilidad a los hundimientos diferenciales de la losa de fondo, estos movimientos tienden a fracturarlos, o a debilitarlos en el mejor de los casos.

Resumiendo: no es recomendable utilizar muros continuos, sobre todo en tanques de cierta envergadura. En todo caso, este tipo de muro deberá usarse en tanques colados en el lugar. El autor sugiere descalificarlos de todo uso en tanques prefabricados.

MUROS ARTICULADOS

El efecto de "articulación" en estos muros se consigue construyendo pequeños "topes" perimetrales en la losa de fondo, adosados a las caras interior y exterior del muro. Figura (2.7)

Aunque no se generan momentos flexores en su base, si se generan en las secciones próximas a la mitad de la altura, y su magnitud llega a ser de cierta consideración. Sin embargo, estos momentos son tomados en forma relativamente sencilla por el presfuerzo vertical.

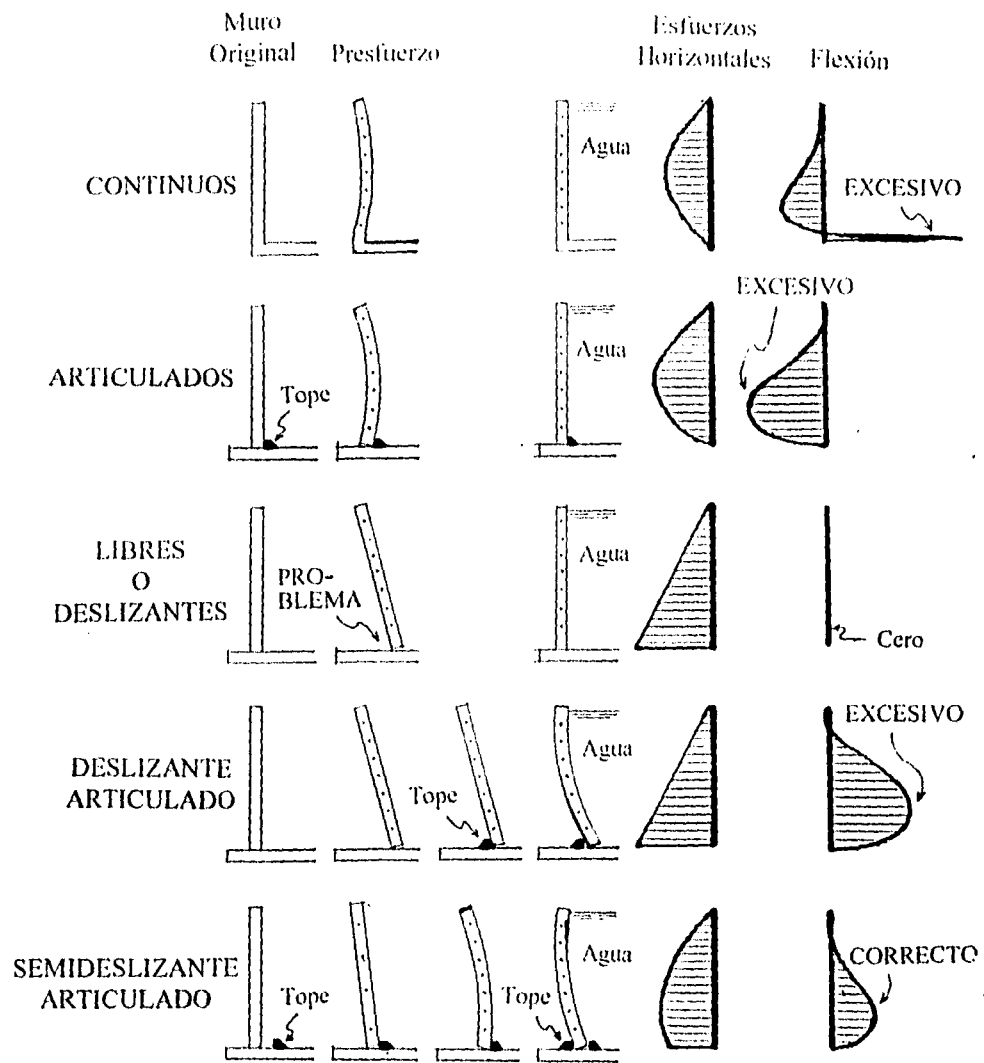


Figura (2.7) - Tipos de Muro

Estos muros prácticamente son insensibles a hundimientos diferenciales de la losa de fondo, lo cual no deja de ser una gran ventaja.

Su gran inconveniente, desde el punto de vista del presfuerzo, es que no admiten precompresiones horizontales en su base.

En descargo de estos muros, diremos que su construcción resulta más sencilla que la de sus similares continuos o deslizantes.

MUROS DESLIZANTES

Su análisis resulta relativamente fácil, puesto que el diagrama de esfuerzos horizontales de tensión o compresión sigue el mismo patrón triangular de la presión hidrostática.

En estos muros, los momentos flexionantes son nulos.

Como su nombre lo indica, estos muros tienen plena libertad en su base para permitir deflexiones radiales, es decir, "deslizarse", cuando se ven sujetos a la presión del presfuerzo horizontal o al empuje del líquido. Ver figura (2.7)

Sus ventajas estructurales más importantes son dos:

1 Precompresión completa. La distribución de las compresiones debidas al presfuerzo horizontal, como ya se dijo, sigue un patrón triangular, como consecuencia de esto se provee al muro, a través de toda su altura, de una resistencia proporcional al empuje hidrostático.

2 Momentos nulos. Por lo cual no precisan de presfuerzo vertical.

Teóricamente, los muros deslizantes pueden considerarse completamente determinados. En la práctica, la resistencia generada por la fricción entre muro y losa de fondo es difícil de eliminar, lo cual produce un efecto de "articulación parcial" que induce momentos flexionantes, cuya valuación exacta es imposible de lograr.

Aún cuando inicialmente, durante el proceso de postensado, se consiguiera un deslizamiento completo en la base del muro, no es posible asegurar que así será durante las repetidas operaciones subsecuentes de llenado y vaciado a través de toda la vida del tanque. Siempre habrá incertidumbre estructural.

El problema principal, sin embargo, es otro: *el sello*. En efecto, comúnmente fabricados a base de materiales ahulados como el *Neopreno*, los sellos pierden su consistencia y elasticidad debido a los movimientos constantes y al paso del tiempo, convirtiéndose así, en una fuente potencial de fugas hidráulicas.

MUROS DESLIZANTES-ARTICULADOS

Este tipo de muros, resultado de la combinación de los dos tipos anteriores, proporciona las ventajas de cada uno, sin sus inconvenientes

Su secuela constructiva consta de los siguientes pasos:

1 Construcción del muro

2 Aplicación del postensado horizontal. Con el muro en libertad de deslizarse en la base

3 Construcción tope perimetral exterior. Integrado a la losa y adosado al muro

4 Llenado del tanque

De esta forma se provee al muro de un diagrama triangular de compresiones similar al del caso anterior, pero al impedirse los deslizamientos subsecuentes mediante el tope, se forza al muro a trabajar como "articulado" una vez concluido el presfuerzo horizontal. Ver figura (2.7)

Este tipo de muro también tiene sus bemoles. En efecto, al llenar el tanque se generan momentos de respetable envergadura más o menos a $1/3$ de la altura del muro, y debido a la ausencia de contramomentos del presfuerzo horizontal, es necesario, entonces, tomarlos íntegramente con un generoso presfuerzo vertical, lo cual se refleja directamente en el costo de la estructura.

MUROS SEMIDESLIZANTES-ARTICULADOS

Este tipo de muros es una subvariante del caso anterior, y su finalidad es reducir hasta en un 50 % la magnitud de los momentos, que como ya vimos, deben ser tomados únicamente con presfuerzo vertical, abatiendo con ello el número necesario de tendones. Ver figura (2.7)

-En el tanque *La Caldera*, dado su extenso perímetro, el uso de este tipo de muros se encuentra plenamente justificado, y por lo tanto: es el que utilizaremos.-

A pesar de que su nombre suena un tanto sofisticado, en realidad su construcción es bastante sencilla, y consta de los siguientes pasos:

1 Construcción del muro

2 Construcción tope perimetral interior. Este tope se separa de la cara interior del muro la mitad de la distancia calculada que recorrería el muro, si éste fuera completamente deslizante

3 Aplicación del postensado horizontal

4 Construcción tope perimetral exterior. Este tope se adosa a la cara exterior del muro para impedir su deslizamiento hacia afuera una vez que obre el empuje del líquido

5 Llenado del tanque

Esta solución es perfectamente compatible con la utilización de muros prefabricados, puesto que el "presfuerzo vertical" se aplica fácilmente en planta por medio de tendones pretensados.



Postensado

CAPITULO III

CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

"No existe la solución única... sólo existe un conjunto de soluciones razonables"

Máxima ingenieril

Como corolario de ella podemos afirmar que el *Diseño Estructural* no es una ciencia exacta, sino más bien es una actividad subjetiva regida por los conocimientos, el criterio y la experiencia del diseñador.

Académicamente podríamos definir a este *arte-ciencia* de la siguiente manera:

"Diseño Estructural es la parte de la Ingeniería que se ocupa de definir los materiales, la forma y las dimensiones, correspondientes a las estructuras de las obras civiles".

Cualquier estructura, diseñada correctamente, debe reunir como mínimo las siguientes tres características: *seguridad, funcionalidad y economía*.

Los reglamentos de construcción, la factibilidad constructiva y, en su caso, la compatibilidad arquitectónica, son factores que limitan o rigen cualquier proceso de diseño estructural.

CONSIDERACIONES

La siguiente, es una relación de las suposiciones teóricas y consideraciones en general, sobre las que basaremos el diseño del tanque *La Caldera*:

·El tanque se construirá de concreto presforzado, y sus componentes estructurales serán prefabricados

·El presfuerzo vertical será a base de tendones pretensados en planta

·El presfuerzo circular horizontal será a base de tendones postensados en obra

·Durante el análisis de esfuerzos se aplicarán los principios de la *Teoría General de la Elasticidad*, sólo que en forma simplificada de acuerdo al método *Coefficientes de Membrana*.

·El concreto se comporta como un material linealmente elástico.

·Las secciones planas permanecen planas después de la flexión.

·Los esfuerzos de flexión en una fibra cualquiera, crecen proporcionalmente con la distancia de ésta al *eje neutro*

·El dimensionamiento en general se hará sobre la base de *esfuerzos admisibles*.

·Los esfuerzos admisibles de trabajo y los detalles constructivos en general, serán los que recomiendan el *Reglamento ACI* y el *Manual de Diseño de Obras Civiles* de la *CIE*. Aunque el autor puede diferir de ellos en algunos casos.

·El muro, y ambas losas, no se revisarán a la falla, debido a la gran certidumbre con que se conocen las cargas actuantes sobre ellos.

ESTRUCTURACION

En este espacio expondremos brevemente los criterios asumidos que condujeron al diseño definitivo del tanque, desglosándolos en sus tres partidas principales que son: *losa de fondo, losa de cubierta y muro*. Ver figura (3.1)

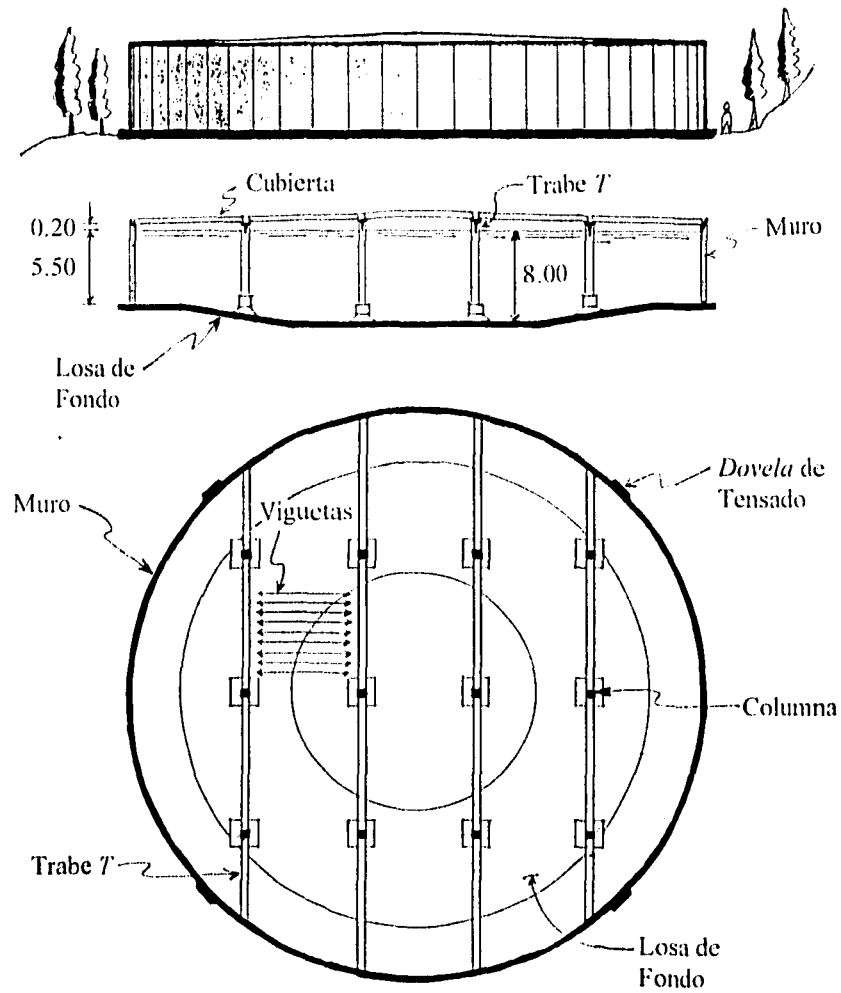


Figura (3.1) - Estructuración

LOSA DE FONDO. El trabajo estructural que desempeña esta losa, es el de transmitir al terreno las cargas consistentes en el peso del líquido, el peso del muro, el peso de la losa de cubierta y la eventual carga viva sobre ésta, además, debe resistir las reacciones anulares que le imponen los topes perimetrales que "articulan" al muro.

Afortunadamente, ninguna de las solicitaciones anteriores genera en la losa estados elevados de esfuerzos, o deformaciones de consideración. De hecho, y como ya se dijo, la característica más deseable en esta losa es la flexibilidad, más que la resistencia.

El esfuerzo de compresión vertical en esta losa, bajo condiciones de servicio, es del orden de 1 kg/cm^2 . Los esfuerzos anulares también son insignificantes, lo mismo que la contraflexión que provocan las cargas concentradas de las *zapatas-candeletero*.

Por lo anterior, el refuerzo que se especifique para armar esta losa será básicamente para controlar la contracción, ya que, además, esta losa ni siquiera está expuesta a cambios severos de temperatura.

El espesor o peralte de la losa se determina más por razones constructivas que estructurales. Los espesores más frecuentes van desde los 10 hasta los 20 cm.

-Para el tanque *La Caldera*, dada su vasta superficie de desplante, se propone un peralte de losa de 15 cm.-

El peralte será uniforme a través de toda la losa, sin necesidad de costillas o atiesadores, ni radiales ni anulares, puesto que no existe justificación estructural para construirlos.

En lo que se refiere a las características del terreno, se preferirá un terreno cuyos estratos sean homogéneos y horizontales, a un terreno resistente pero heterogéneo, en el que pudieran generarse asentamientos diferenciales, es decir, se preferirá un asentamiento uniforme, aunque sea alto, a varios asentamientos pequeños, pero desiguales.

LOSA DE CUBIERTA. En el capítulo anterior expusimos los motivos por los que, en nuestra opinión, la opción constructiva de esta losa debe ser a base de elementos prefabricados del tipo *vigueta y bovedilla* apoyada sobre un sistema de traves y columnas también prefabricadas.

Las traves serán de sección en *T* por su ligereza y la gran superficie de apoyo que ofrecen a las viguetas. El patín tendrá un ancho de 40 cm, el cual es suficiente para que las viguetas se apoyen fácilmente y con seguridad. Su peralte será de 60 cm para aprovechar, como ya se dijo en el capítulo anterior, los moldes de las *losas TT'* que, usualmente, tienen ese peralte.

Las columnas soportarán cargas verticales relativamente bajas, pero su relación de esbeltez es alta ($kl_u/r = 57$) y se les debe proveer entonces de una rigidez adecuada.

Una sección cuadrada de 40 cm de lado, se ha observado, aporta satisfactoria y económicamente la rigidez y la capacidad de carga necesarias. Una columna robusta pero con escaso índice de refuerzo, generalmente es más económica, sobre todo si es prefabricada, que una esbelta con altos porcentajes de acero.

A la losa de cubierta se le dotará de una pendiente radial mínima de 1 %, para drenar las descargas pluviales.

MURO. Su espesor, por simplicidad constructiva, debe ser constante y tan esbelto como lo permitan los procedimientos de fabricación y/o los esfuerzos admisibles en vigor.

Estructuralmente el muro se comporta como una *membrana* que se expande y se contrae con las operaciones de llenado y vaciado, por lo cual es conveniente que tenga cierta rigidez, sobre todo si se trata, como es el caso, de un tanque voluminoso.

Todos los tanques construidos previamente a éste, se han comportado satisfactoriamente con muros de 18 cm, pero sus diámetros han sido sensiblemente inferiores; por lo cual, en esta ocasión, propondremos un muro ligeramente más grueso, de 20 cm, y revisaremos su comportamiento más adelante en el capítulo de diseño.

Para su fabricación, el muro debe segmentarse en *henzos* o *dovelas*, cuyo ancho debe ser el mayor posible que permita un ágil manejo durante su traslado y montaje.

No debemos olvidar, que el número total de *dovelas* en que se divida al tanque, deberá permitir el espaciamiento correcto y uniforme de las *dovelas de tensado* alrededor del muro. El ancho de las *dovelas* deberá diseñarse congruentemente con esta condición.

La experiencia indica que las *dovelas* deben tener un ancho no menor de 1.80 m, ni mayor de 2.30 m. Similarmente, su altura no debe ser menor de 5 m, ni mayor de 7 m; lo anterior se debe tanto a razones de fabricación como constructivas.

Las *dovelas* se fabricarán "con el presfuerzo vertical incluido", es decir, se pretensarán axialmente en el sentido longitudinal al momento de fabricarse.

En lo que se refiere al presfuerzo horizontal, se proveerán tramos de ducto integrados que atravesarán las *dovelas* a lo ancho.

Las *dovelas*, por lo general, se fabrican planas, por lo que no debe olvidarse dotar a los ductos transversales con la "flecha" que corresponda al radio de curvatura del tanque.

DIMENSIONES GENERALES

Las combinaciones geométricas que satisfacen el volumen nominal de un tanque pueden ser infinitas. Afortunadamente, desde el punto de vista del diseño, para el tanque *La Caldera* la *DGCOH* fijó en 8 m el valor del tirante hidráulico H_0 , medido sobre el punto más bajo del tanque. Ya definido este parámetro, el problema de diseño se simplifica.

En base a las "recetas" propuestas por el autor en el segundo capítulo en el inciso relativo a la geometría de las losas *plato*, se propone un "recorte" del muro de 2.50 m, lo que representa un 31 % del tirante original y con lo cual podemos ya calcular el tirante en el muro.

El muro, sin embargo, debe contar con una altura adicional que le sirva de margen de seguridad en caso de sobrelLENADOS accidentales, este margen usualmente es de 20 cm y recibe el nombre de *bordo libre*. Entonces la altura total del muro será

$$H = H_0 - 2.50 + 0.20 = 5.70 \text{ m}$$

Con los datos anteriores podemos esbozar el esquema geométrico de la figura (3.2), a partir del cual podremos determinar el resto de las dimensiones del tanque.

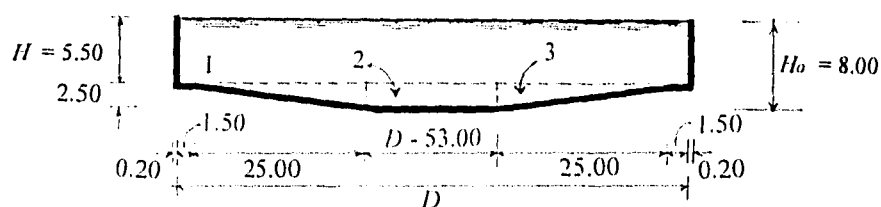


Figura (3.2) - Volúmenes parciales

De dicha figura (3.2), tenemos

$$V_1 + V_2 + V_3 = 50,000 \text{ m}^3 \quad [3.1]$$

donde,
$$V_1 = \pi \frac{D^2 H}{4} = 4.32 D^2 \quad [3.2]$$

$$V_2 = \pi \frac{2.50(D - 53)^2}{4} = 1.963 D^2 - 208.1 D + 5,514 \quad [3.3]$$

$$V_3 = \pi \frac{25 \times 2.50}{2} \left(D - 53 + \frac{2}{3} \times 25 \right) = 98.18 D - 3,567 \quad [3.4]$$

Sustituyendo [3.2], [3.3] y [3.4] en [3.1] y factorizando, tenemos

$$D^2 - 17.49D - 7.648 = 0$$

Resolviendo esta ecuación cuadrática mediante la fórmula general, se tiene que

$$D = 96.63 \text{ m. } \longrightarrow 96.70 \text{ m}$$

Redondeando este valor a 96.70 m incluiremos, en forma aproximada, el volumen de líquido que desalojan las columnas que soportan la cubierta. En la figura (3.3) se muestran las dimensiones definitivas del tanque

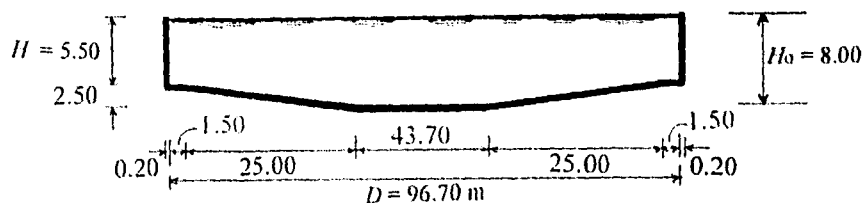


Figura (3.3) - Dimensiones Generales

DOVELAS. Una vez determinado el diámetro, puede conocerse la longitud del perímetro del muro, elemento al que, como ya dijimos, es necesario segmentar en *dovelas*, para su fabricación en planta.

Este procedimiento de segmentación se realiza por tanteos, proponiendo valores iniciales tanto del ancho de las *dovelas*, como de la holgura donde se colará el castillo de liga entre ellas.

Sea 0.15 m el primer valor propuesto de la holgura, y sea *b* el ancho de la *dovela*, entonces el número total de *dovelas* será

$$d = \frac{P}{(b + 0.15)} \quad [3.5]$$

donde, $P = \text{perímetro del tanque} = \pi D = 303.79 \text{ m}$

Como veremos en el inciso siguiente, es conveniente que *d* sea divisible por 8 para permitir la segmentación y el defasamiento de los tendones de postensado. Propongamos un valor inicial del ancho de la *dovela*, $b = 2.15 \text{ m}$, e introduzcámoslo en [3.5]

$$d = \frac{303.79}{(2.15 + 0.15)} = 132$$

Dividiendo por 8, tenemos

$$\frac{132}{8} = 16.5 \rightarrow 16$$

Fijando el cociente anterior en 16, podemos recalculer el número exacto de *dovelas* mediante

$$d = 16 \times 8 = 128 \text{ pzas}$$

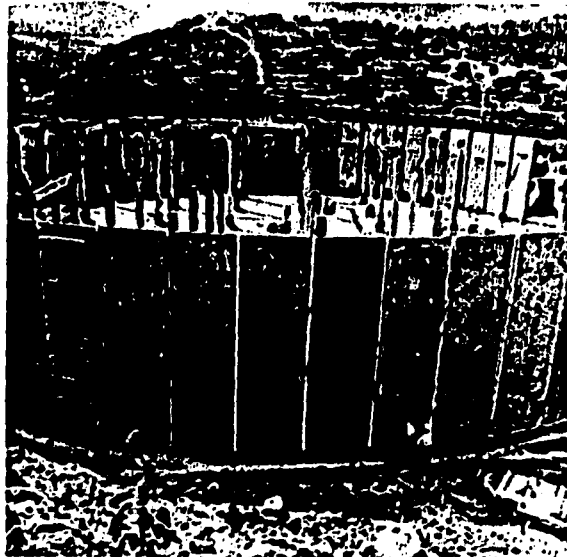
Conociendo la cantidad de *dovelas* podemos calcular el ancho de cada una despejando *b* de la ecuación [3.5]

$$b = \frac{p}{d} - 0.15 = 2.22 \text{ m}$$

Redondeando este valor, tendremos el ancho definitivo de las *dovelas* y de sus respectivas holguras

$$b = 2.20 \text{ m}; \text{ holgura} = 0.17 \text{ m}$$

La geometría resultante de las *dovelas* se muestra en la figura (3.4).



Dovelas

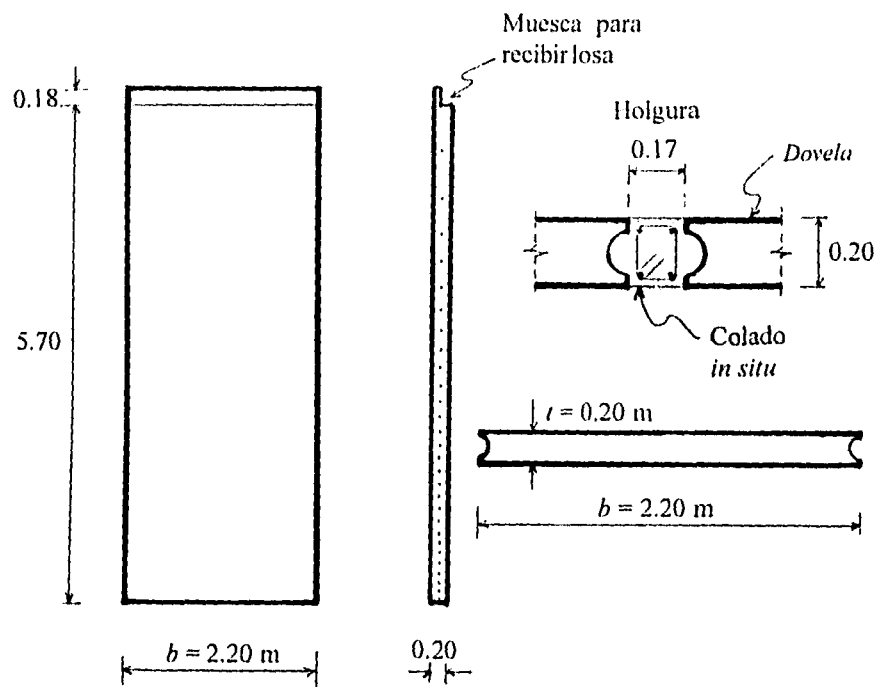


Figura (3.4) - Dimensiones de Dovelas

SEGMENTACION DEL POSTENSADO

Como se estudió en el primer capítulo, la segmentación de los tendones de postensado es indispensable para reducir las pérdidas por fricción y curvatura, las que de otra manera, para un tanque de esta envergadura, prácticamente anularían el efecto del presfuerzo horizontal en el muro

Entre mayor sea el número de segmentos que se obtengan, mayor será la homogeneidad perimetral del presfuerzo en el muro y la precompresión en el concreto tendrá un promedio más alto.

Pero por otra parte, un número excesivo de segmentos resulta impráctico y costoso.

La experiencia indica que las longitudes más recomendables para segmentar tendones oscilan entre los 35 y los 45 m

El número de segmentos circulares en que se dividirá el perímetro completo del tanque se obtiene mediante

$$s = \frac{P}{l} \quad [3.6]$$

donde, $P =$ perímetro del tanque = 303.79 m

$l =$ longitud de cada segmento, en [m]

Introduciendo un primer valor tentativo de l a [3.6], obtendremos una primera aproximación de s , sea $l_1 = 40$, entonces

$$s = \frac{303.79}{40} = 7.6$$

Redondeando al número entero inmediato superior, tenemos

$$s = 8$$

nota: debe cuidarse que este valor de s sea congruente con el número de *dovelas* d , calculado anteriormente.

Despejando l de la ecuación [3.6], tendremos la longitud de cada tendón para fines de la evaluación de pérdidas

$$l = \frac{P}{s} = \frac{303.79}{8} = 37.97 \text{ m}$$

como, $35.00 < 37.97 < 45.00 \text{ m}$, se acepta.

ANGULO DE DEFASAMIENTO. Como medida complementaria para uniformizar la precompresión alrededor del muro, según vimos en el primer capítulo, existe un recurso muy eficaz, llamado: *defasamiento de las dovelas de tensado*.

Se entiende por *defasamiento entre dovelas*, al ángulo cuyo valor es la mitad de la abertura θ entre dos dovelas de tensado adyacentes y pertenecientes al mismo grupo de tendones (ones o pares). Ver figura (3.5)

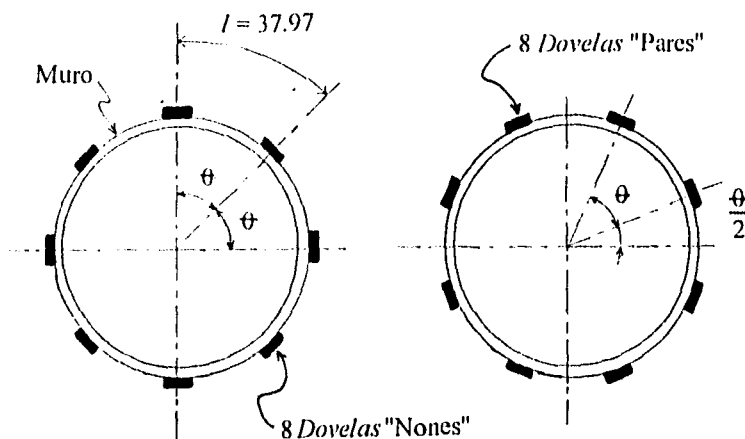


Figura (3.5) - Defasamiento entre *Dovelas* de Tensado

Para este tanque tenemos que

$$\theta = \frac{360^\circ}{8} = 45^\circ$$

Y por definición, el defasamiento será

$$\frac{\theta}{2} = 22.5^\circ = \pi \frac{22.5}{180} = 0.393 \text{ rad}$$

Con la pareja de valores l y θ , ya podemos valuar las pérdidas por fricción y curvatura. Esto lo haremos en el capítulo correspondiente al diseño estructural.

SOLICITACIONES

Durante el diseño de este tanque se tomarán en cuenta, cuando menos, las siguientes acciones:

•**Peso propio del tanque y sus accesorios.** Para fines de su evaluación se considerará que el concreto tiene un peso volumétrico de 2.4 ton/m^3 .

•**Presión interior del líquido.** Para calcularla se considerará que el peso volumétrico del agua es de 1 ton/m^3 .

·**Carga viva sobre la cubierta.** A esta losa se le dará un tratamiento de "azotea", por lo que su *carga viva* se considerará de 100 kg/m^2 .

·**Deformaciones.** Se considerarán las impuestas al tanque por el postensado y la presión del líquido.

·**Sismo.** Se revisará que la estructura soporte adecuadamente los efectos que pudiera causar un sismo, cuya magnitud se evaluará mediante los criterios expuestos en el *Manual de Diseño de Obras Civiles* de la CFE, en su capítulo correspondiente.

En el caso de tanques, dicho manual dice que para el análisis sísmico se aplique el método de las *Masas Equivalentes*, el cual aplicaremos aquí al pie de la letra.

·**Presfuerzo.** Se considerarán los efectos que causen sobre la estructura, tanto el presfuerzo vertical, como el horizontal, después de deducir las pérdidas correspondientes.

·**Topes perimetrales.** Se valorará la influencia en la distribución de esfuerzos que ejerzan las restricciones (topes) impuestas al muro en su base.

·**Viento.** Dada su reducida altura y su baja relación de esbeltez, se considerará que esta estructura no es sensible a los efectos del viento.

ESFUERZOS PERMISIBLES Y CONSTANTES DE CALCULO

El diseño del tanque en general se realizará utilizando las siguientes constantes de cálculo:

$$E_s = \text{módulo de elasticidad del acero} = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = \text{módulo de elasticidad del concreto} = 10,000\sqrt{f'_c}$$

$$\mu = \text{coeficiente de fricción por curvatura} = 0.30$$

$$K = \text{coeficiente de fricción lineal} = 0.003$$

$$\nu = \text{relación de Poisson para el concreto} = 0.20$$

$$f'_c = \text{resistencia del concreto a los 28 días}$$

$$250 \text{ kg/cm}^2, \text{ para concreto reforzado}$$

$$350 \text{ kg/cm}^2, \text{ para concreto presforzado}$$

$$f_y = \text{límite de fluencia en el acero de refuerzo} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pu} = \text{límite de fluencia mínimo en el acero de presfuerzo} = 19,500 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO REFORZADO

Compresión	$0.45 f'_c$	112 kg/cm ²
Tensión		0
Tensión en losa de fondo		5 kg/cm ²
Cortante	$0.29 \sqrt{f'_c}$	5 kg/cm ²
Aplastamiento	$0.30 f'_c$	75 kg/cm ²
Varillas (tensión)	$0.40 f_y$	1,680 kg/cm ²

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO PRESFORZADO

EN EL CONCRETO :

Compresión	$0.45 f'_c$	160 kg/cm ²
Tensión		0
Cortante (sin refuerzo)	$0.25 \sqrt{f'_c}$	5 kg/cm ²
Aplastamiento	$0.25 f'_c$	90 kg/cm ²

EN LOS TENDONES :

Acción del gato	$0.80 f_{pu}$	15,600 kg/cm ²
Presfuerzo inicial	$0.70 f_{pu}$	13,650 kg/cm ²
Presfuerzo efectivo	$0.60 f_{pu}$	11,700 kg/cm ²

CONVENCION DE SIGNOS

Compresión	=	positivos	(+)
Tensión	=	negativos	(-)

CAPITULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL

MURO PRETENSADO Y POSTENSADO

CONSIDERACIONES TEORICAS. Los muros de un tanque presforzado están sujetos a una compleja combinación de esfuerzos de compresión y de cortante, tanto en la dirección horizontal como en la vertical. Ver figura (4.1)

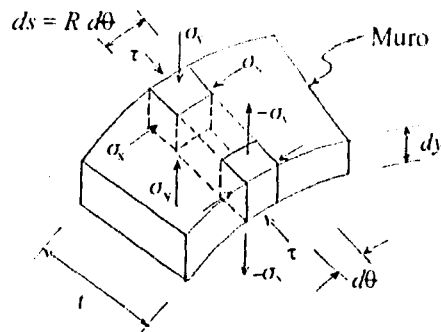


Figura (4.1).- Esfuerzos en el Muro

TEORIA GENERAL. La teoría general desarrollada por *Timoshenko* para analizar estructuras cilíndricas bajo presión interna, es algo complicada, y hay un número considerable de factores involucrados.

El análisis detallado de un muro incluiría expresiones como la siguiente

$$Q_0 = \left[\frac{B^3 \gamma D^2 H t^2}{2\sqrt{12(1-\nu^2)}} \right] \times \left[\frac{2B-1}{H} \right]$$

donde, Q_0 = fuerza cortante radial en la base del muro debida a la presión del líquido, en [kg/m]

$$B = \sqrt{\frac{E_c I}{D^2 K}}$$

$$K = \frac{E_c I^3}{12(1-\nu^2)}$$

ν = relación de *Poisson* para el concreto = 0.20

D = diámetro del tanque, en [m]

H = altura o tirante en el muro, en [m]

t = espesor del muro, en [m]

γ = peso volumétrico del líquido, en [kg/m³]

Como se puede apreciar, con la fórmula anterior apenas estaríamos valuando un solo elemento mecánico en un punto determinado: los trabajos de gabinete resultarían muy complejos.

Por lo tanto, para la aplicación práctica de esta teoría es necesario realizar algunas simplificaciones, como las que encontramos en la obra *Prestressed Concrete Cylindrical Tanks*, del ingeniero británico *Leonard R. Creasy*, mismas que transcribiremos a continuación en forma condensada.

METODO SIMPLIFICADO. El método simplificado, basado en *coeficientes de membrana*, toma la siguiente forma general

$$M_h = [VN] \times [FF] \times [FC]$$

donde, M_h = (para este ejemplo) momento vertical en el nivel h del muro, en [kg·m/m].

VN = *variable numérica*

FF = *factor de forma*

FC = *factor de cantilever*

El *factor de forma* es un parámetro adimensional igual a $\left[\frac{H^2}{Dt} \right]$, y es una constante para una estructura en particular.

La *variable numérica* puede precalcularse para valores particulares del *factor de forma*, en todos los valores de h

El producto de ambos recibe el nombre de *coeficiente de membrana* C , y reduce la expresión general a la forma siguiente

$$M_{hj} = C \times [F'C] \quad [4.1]$$

En esta expresión el *factor cantilever* representa la naturaleza triangular o rectangular del diagrama de presiones y se determina mediante γH^3 ó ρH^2 , respectivamente.

Los valores del *coeficiente de membrana* C para un rango de valores del *factor de forma* y para diferentes alturas h , se encuentran compilados y tabulados en el apéndice A, tanto para diagramas de presión triangulares como rectangulares. En estas tablas se incluyen únicamente los *coeficientes de membrana* correspondientes a los valores 1.6 y 2.0 del *factor de forma*, y para muro articulado en su base.

Con los *coeficientes de membrana* de la tabla correspondiente, se pueden calcular unitariamente: fuerzas anulares o circulares, momentos verticales, y fuerzas cortantes

Este método de análisis es de gran ayuda para evitar errores numéricos durante los trabajos de gabinete.

PROCEDIMIENTO. El procedimiento de análisis simplificado es el siguiente:

- 1 Cálculo del *factor de forma* $\left[\frac{H^2}{Dt} \right]$ de la estructura
- 2 Cálculo del *factor cantilever*:
 $[\gamma H^3]$ para diagramas triangulares
 $[\rho H^2]$ para diagramas rectangulares
- 3 Consulta en las tablas correspondientes para obtener los valores buscados de C , a través de toda la altura del muro
- 4 Cálculo de las propiedades geométricas unitarias del muro
- 5 Valuación de los esfuerzos correspondientes

TENSION HORIZONTAL - ANALISIS

PRESION HIDROSTATICA. Todo recipiente cilindrico, cerrado en el fondo, y conteniendo algún líquido en su interior, experimenta una presión radial interna contra sus paredes, la cual se determina mediante la expresión

$$p_h = \gamma h \quad [4.2]$$

donde, p_h = presión normal al muro, a una profundidad h

γ = peso volumétrico del líquido

h = profundidad medida desde la superficie del líquido hasta el punto donde se valúa la presión

Esta presión da lugar a un empuje P contra el muro, de acuerdo al principio de la *Hidrostatica* que dice

"La fuerza P ejercida por un líquido sobre un área plana A , es igual al producto del peso específico del líquido _ por la profundidad h_{cg} del centro de gravedad de la superficie y por el área de la misma", o sea

$$P = \gamma h_{cg} A \quad [4.3]$$

donde, h_{cg} = semialtura del muro de un tanque = $\frac{H}{2} = 2.85$ m

Sin embargo, un cilindro no presenta ningún área plana, y para poder calcular el empuje horizontal, debemos auxiliarnos de otro principio hidrostático que dice:

"La componente horizontal P_h de la fuerza hidrostática sobre una superficie cualquiera (plana o irregular), es igual a la fuerza perpendicular a la proyección vertical A_v de dicha superficie", es decir

$$P_h = \gamma h_{cg} A_v \quad [4.4]$$

Aplicando estos principios a un tanque y analizando una mitad como *cuerpo libre*, ver figura (4.2), podremos determinar fácilmente la fuerza de tensión horizontal que se induce en el muro de dicho tanque, suponiendo que el muro es *libre* en su base. El procedimiento es el siguiente:

1 Se valúa la proyección vertical del muro. De la figura (4.2), se tiene que

$$A_v = HD$$

2 Se sustituyen h_{cg} y A_v en [4.4], quedando

$$P_h = \frac{\gamma H^2 D}{2} \quad [4.5]$$

o bien,

$$= \gamma H^2 R$$

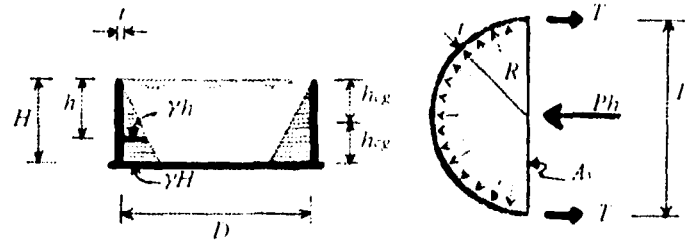


Figura (4.2) - Tensión en el muro

TENSION HORIZONTAL. Del diagrama de *cuerpo libre* de la figura (4.2), tenemos que por condición de equilibrio

$$2T = P_h \quad [4.6]$$

Sustituyendo [4.5] en [4.6], se tiene

$$2T = \frac{\gamma H^2 D}{2}$$

de donde,

$$T = \frac{\gamma H^2 D}{4} \quad [4.7]$$

Y el esfuerzo promedio de tensión en el muro es

$$f_t = \frac{T}{Ht} \quad [4.8]$$

Sustituyendo [4.7] en [4.8], tenemos

$$f_t = \frac{\gamma H D}{4t} \quad [4.9]$$

Siguiendo un razonamiento similar, podremos establecer que el esfuerzo de tensión en el muro a una profundidad h está dado por

$$f_{th} = \gamma \frac{H D}{2t} \quad [4.10]$$

Con esta expresión se puede trazar el diagrama triangular de esfuerzos de tensión horizontal, que se induce en el muro. Ver figura (4.3)

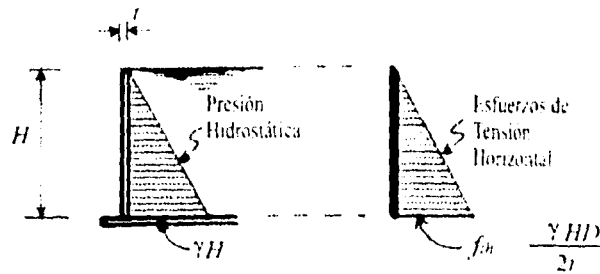


Figura (4.3) - Diagramas triangulares análogos

DIAGRAMAS DEL PRESFUERZO HORIZONTAL. Por razonamientos análogos, podemos establecer las expresiones que valían la magnitud y la distribución de los esfuerzos sobre el muro cuando el diagrama de presiones es externo y de forma rectangular (debido a la *compresión residual* del presfuerzo). Ver figura (4.4)

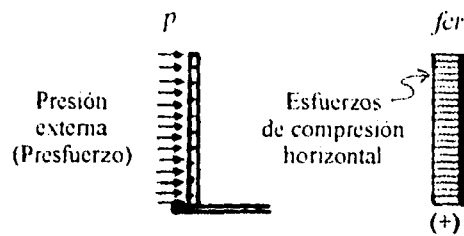


Figura (4.4) - Diagramas rectangulares análogos

Se tiene entonces que

$$f_{cr} = \frac{pD}{2t} \quad [4.11]$$

donde, p = presión radial constante

Y la fuerza axial resultante será

$$C_r = f_{cr} Ht \quad [4.12]$$

Por supuesto que la presión del líquido no es rectangular ni externa, pero la *compresión residual* en el muro si lo es. Las expresiones anteriores serán de gran utilidad durante el cálculo del presfuerzo.

Ahora bien, para equilibrar o compensar la fuerza de tensión T generada en el muro por el líquido, será necesaria otra fuerza igual en magnitud pero de signo contrario, esta fuerza es precisamente el *presfuerzo horizontal* C_t . La letra C nos indica que es una fuerza de compresión, y el subíndice t denota la naturaleza triangular del diagrama que la engendra.

Por equilibrio tenemos que

$$C_t = T \quad [4.13]$$

Y sustituyendo [4.7] en [4.13], queda

$$C_t = \frac{\gamma H^2 D}{4} \quad [4.14]$$

Como se puede apreciar en la figura (4.3) , la distribución a través de la altura del muro, de esta fuerza C_t , deberá ser triangular para contrarrestar proporcionalmente los esfuerzos de tensión, producidos por el líquido, en cualquier nivel del muro.

Adicionalmente, y como ya se estudió en capítulos anteriores, debe dotarse al muro de una *compresión remanente o residual* C_r que haga las veces de "factor de seguridad".

Estamos ya, entonces, en condiciones de valuar la fuerza total de presfuerzo requerida, por medio de la expresión

$$C_p = C_t + C_r \quad [4.15]$$

Sustituyendo [4.12] y [4.14] en [4.15], tenemos

$$C_p = \frac{\gamma H^2 D}{4} + f_{cr} H t$$

donde,	γ = peso volumétrico	=	1 ton/m ³
	H = altura del muro	=	5.70 m
	D = diámetro del tanque	=	96.70 m
	t = espesor del muro	=	0.20 m
	f_{cr} = compresión residual	=	100 ton/m ²

por lo que,
$$C_p = \frac{(5.70)^2 \times 96.70}{4} + 100 \times 5.70 \times 0.20 = 899.4 \text{ ton} \quad [4.16]$$

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

Que es la fuerza total neta que deben suministrar los tendones en conjunto.

Para determinar el número necesario de tendones, simplemente tendremos que conocer la carga neta o efectiva que aporta cada tendón. Lo cual haremos en el inciso que sigue.

PRESFUERZO HORIZONTAL - POSTENSADO

En este tanque, cada tendón estará compuesto por un arreglo de cuatro torones de ½ pulgada de diámetro cada uno

Si el área individual de cada torón es

$$a_s = 0.986 \text{ cm}^2$$

Entonces el área del tendón correspondiente será

$$A_{ps} = 4 \times 0.986 = 3.94 \text{ cm}^2 \quad [4.17]$$

CARGA EFECTIVA. La carga efectiva de presfuerzo se obtiene con

$$P_e = f_{se} A_{ps} \quad [4.18]$$

donde, f_{se} = esfuerzo efectivo en el tendón después de deducir las pérdidas de presfuerzo = $f_{si} - \Sigma p$ [4.19]

$$f_{si} = 0.70 f_{pu} = 13,650 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Sigma p &= \text{suma de pérdidas de presfuerzo} \\ &= p_l + p_c \quad \text{en [kg/cm}^2] \end{aligned} \quad [4.20]$$

$$\begin{aligned} p_l &= \text{pérdidas lineales ordinarias} \\ &= (16 + 5) \% \text{ de } f_{si} = 0.21 f_{si} = 2,867 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \quad [4.21]$$

$$p_c = \text{pérdidas por curvatura}$$

PERDIDAS DE PRESFUERZO. En el primer capítulo vimos que las pérdidas mínimas, sin incluir las de curvatura, para un tendón postensado sumaban un 16 %;

agregaremos conservadora y estimativamente otro 5 % y tendremos un total de pérdidas lineales ordinarias p_l igual al 21 % del presfuerzo inicial f_{st} , según se aprecia en [4.21].

Las pérdidas por curvatura se valúan con cualquiera de las expresiones siguientes

$$P_c = f_{st}(1 - e^{-\mu Kl})$$

o bien,
$$P_c = f_{st} \left(K + \frac{\mu l}{R} \right) \quad [4.22]$$

donde, $K =$ coeficiente de fricción lineal $= 0.003$

$\mu =$ coeficiente por curvatura $= 0.3$

$R =$ radio del tanque $= \frac{1}{2} \times 96.70 = 48.35 \text{ m}$

$l =$ distancia entre el gato y el punto donde se desea valuar las pérdidas.

En este caso será a la mitad de la longitud de cada tendón

$= \frac{1}{2} \times (37.97 + 2.00) = 19.99 \text{ m}$

nota: se han agregado 2.00 m al tendón por los traslapes de las puntas en las dovelas de tensado.

Sustituyendo las literales por su valor numérico en [4.22], tenemos

$$P_c = 13,650 \times 19.99 \times \left(0.003 + \frac{0.3}{48.35} \right) = 2,511 \text{ kg/cm}^2 \quad [4.23]$$

Sustituyendo [4.21] y [4.23] en [4.20], tenemos que el total de pérdidas es

$$\Sigma p = 2,867 + 2,511 = 5,378 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo f_{st} y Σp en [4.19], tenemos el esfuerzo efectivo

$$f_{se} = 13,650 - 5,378 = 8,272 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo este valor y [4.17] en [4.18], tenemos que la carga neta o efectiva de cada tendón es

$$P_e = 8,272 \times 3.94 = 32,591 \text{ kg/cm}^2$$

CANTIDAD DE TENDONES. Y el número necesario de tendones se obtiene entonces por

$$n = \frac{C_p}{P_e} \quad [4.24]$$

Sustituyendo [4.16] y P_e en [4.24], se tiene

$$n = \frac{8994 \cdot 1.000}{32.591} = 276$$

Redondeando al entero inmediato superior, tendremos finalmente definido el número de tendones que compondrán el arreglo del postensado horizontal

$$n = 27.6 \rightarrow 28 \text{ tendones } 4 \phi \frac{1}{2}''$$

LOCALIZACION DE TENDONES La distribución de los tendones a través de la altura del muro, deberá ser de tal forma, que el diagrama resultante de esfuerzos sea la suma de uno triangular (C'_1) y uno rectangular (C'_2)

No basta entonces, con hacer coincidir los centroides de diagrama y tendones, es necesario, además, distribuirlos proporcionalmente en el muro para que sigan el patrón trapezoidal mencionado.

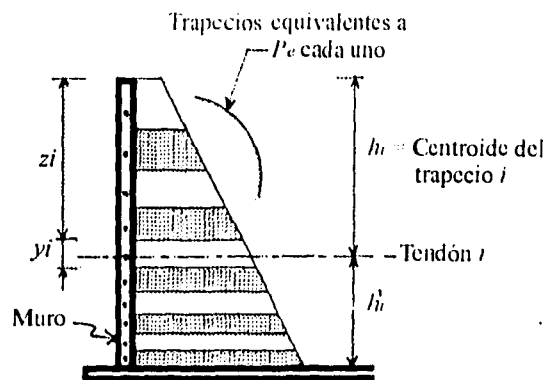


Figura (4.5) - Localización de Tendones

Para tal efecto, el autor desarrolló las siguientes expresiones que definen la posición individual, con respecto a la altura del muro, de cada tendón. Se basan en la segmentación, en pequeños trapezoides, del diagrama de presfuerzo. Ver figura (4.5). Tenemos entonces

$$z_i = z_{i-1} + y_{i-1} \quad [4.25]$$

$$0 = y_i^2 + \left(2z_i + \frac{P}{500}\right)y_i - \frac{P_e}{250D} \quad [4.26]$$

$$h_i = z_i + \left(1 - \frac{3z_i + y_i}{6z_i + 3y_i}\right)y_i \quad [4.27]$$

$$h'_i = H - h_i \quad [4.28]$$

donde, i = número del tendón correspondiente

z_i = profundidad del lado superior del trapecio i , en [m]

y_i = ancho del trapecio i , en [m]

h_i = profundidad del tendón i , en [m]

p = componente radial de la *compresión residual*

$$= \frac{2f_c}{D} \quad (\text{despejando de [4.11]})$$

$$= \frac{2 \times 0.20 \times 100}{96.70} = 0.414 \text{ ton/m}^2$$

P_e = carga neta de un tendón = 32.591 ton

h'_i = altura del tendón i , en [m]

H = altura del muro = 5.70 m

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1 sean, $i = 1$, $z_0 = 0$, $y_0 = 0$

2 determinese z_i , mediante [4.25]

3 determinese y_i , mediante [4.26]

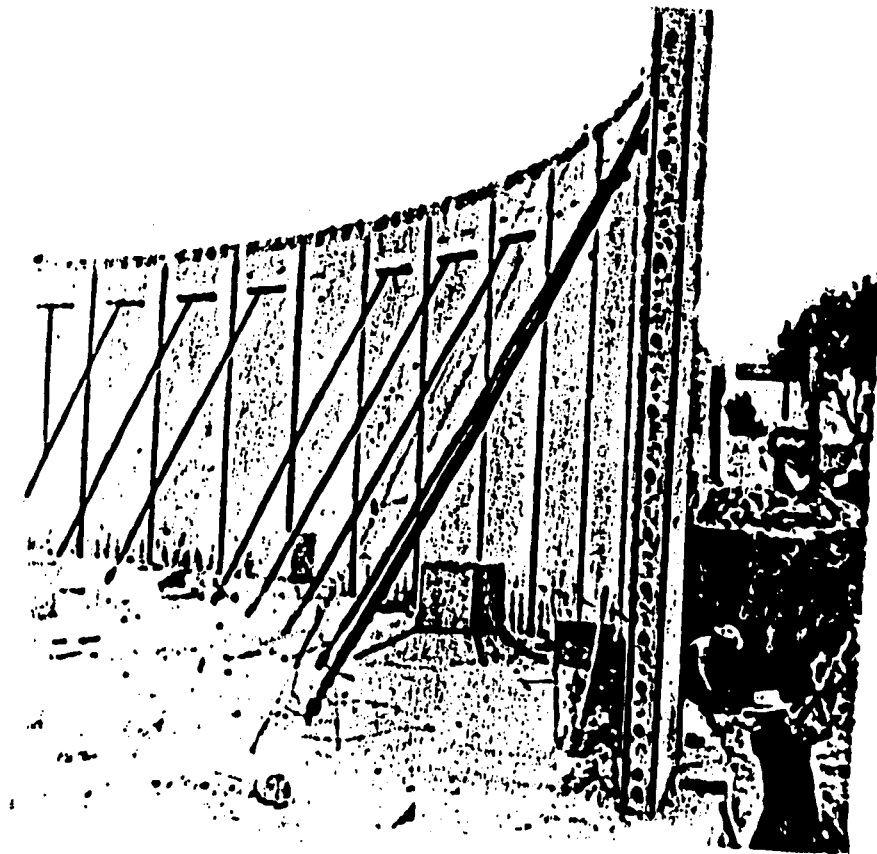
4 determinese h_i , mediante [4.27]

5 determinese h'_i , mediante [4.28]

6 $i = i + 1$

7 repítase el procedimiento desde el paso 2

La localización de los tendones utilizando esta sección, se muestra en la tabla 4.1



Localización de Ductos

TABLA 4.1 Localización de tendones En [m]

tendón	z_{i-1}	y_{i-1}	z_i	y_i	h_i	h'_i
1	0.00	0.00	0.00	0.82	0.55	5.15
2	0.00	0.82	0.82	0.46	1.07	4.63
3	0.82	0.46	1.28	0.36	1.47	4.23
4	1.28	0.36	1.64	0.31	1.80	3.90
5	1.64	0.31	1.94	0.27	2.08	3.62
6	1.94	0.27	2.21	0.24	2.34	3.36
7	2.21	0.24	2.46	0.23	2.57	3.13
8	2.46	0.23	2.68	0.21	2.79	2.91
9	2.68	0.21	2.89	0.20	2.99	2.71
10	2.89	0.20	3.09	0.19	3.19	2.51
11	3.09	0.19	3.28	0.18	3.37	2.33
12	3.28	0.18	3.46	0.17	3.54	2.16
13	3.46	0.17	3.63	0.16	3.71	1.99
14	3.63	0.16	3.79	0.16	3.87	1.83
15	3.79	0.16	3.95	0.15	4.02	1.68
16	3.95	0.15	4.10	0.15	4.17	1.53
17	4.10	0.15	4.25	0.14	4.32	1.38
18	4.25	0.14	4.39	0.14	4.46	1.24
19	4.39	0.14	4.53	0.13	4.59	1.11
20	4.53	0.13	4.66	0.13	4.73	0.97
21	4.66	0.13	4.79	0.13	4.86	0.84
22	4.79	0.13	4.92	0.12	4.98	0.72
23	4.92	0.12	5.05	0.12	5.11	0.59
24	5.05	0.12	5.17	0.12	5.23	0.47
25	5.17	0.12	5.29	0.12	5.35	0.35
26	5.29	0.12	5.40	0.11	5.46	0.24
27	5.40	0.11	5.52	0.11	5.57	0.13
28	5.52	0.11	5.63	0.11	5.69	0.01
Centroide						1.99

REVISION DE ESFUERZOS HORIZONTALES

El arreglo de tendones recién calculado, genera esfuerzos de compresión horizontal en el muro. Verificaremos ahora que estos esfuerzos no rebasen los *esfuerzos permisibles* consignados en el capítulo tres.

Para ello, haremos una evaluación de dichos esfuerzos en diferentes alturas del muro y construiremos un diagrama con los valores obtenidos

No debemos olvidar, que el muro que vamos a analizar es del tipo *semideslizante-articulado*

Lo anterior implica que:

HAY DOS CONDICIONES DISTINTAS DE FRONTERA EN LA BASE

Por lo tanto, deben construirse los diagramas virtuales correspondientes a cada una de ellas, y una vez obtenidos éstos procederemos a calcular:

- 1 el **DIAGRAMA REAL A TANQUE VACIO** y
- 2 el **DIAGRAMA REAL A TANQUE LLENO**

Que son los resultantes de combinar los dos primeros.

Aplicando el método simplificado de análisis descrito al principio de este capítulo, tendremos lo siguiente:

1 Determinación numérica del *factor de forma*

$$\left[\frac{H^2}{Dt} \right] = \frac{5.70^2}{96.70 \times 0.20} = 1.7$$

nota: el valor más cercano a 1.7 que se encuentra en las tablas es 1.6, por lo tanto, podemos interpolar y obtener el valor exacto de los *coeficientes C*, o podemos utilizar conservadoramente los correspondientes a 1.6. Haremos esto último

2 Determinación del *factor de cantilever*. En este caso el presfuerzo se divide en dos diagramas: uno triangular y otro rectangular. Valuaremos ambos y superpondremos sus efectos:

diagrama triangular, $\gamma H^3 = 185.2 \text{ ton}$

diagrama rectangular, $\rho H^2 = 13.4 \text{ ton}$

3 Consulta de las tablas correspondientes del anexo A, con cuyos valores aplicados a la fórmula general: $C \times [H^2C]$, podremos elaborar la tabla 4.2.

TABLA 4.2 Esfuerzos virtuales - tanque 100 % articulado

Altura (1)	γH^3 (2)	$C_{(tri)}$ (3)	pH^2 (4)	$C_{(rec)}$ (5)	F(t/m) (6)	E TV (7)
1.0 H	185.2	0.271	13.4	1.271	67	34
0.9 H	185.2	0.303	13.4	1.203	72	36
0.8 H	185.2	0.341	13.4	1.141	78	39
0.7 H	185.2	0.369	13.4	1.069	83	41
0.6 H	185.2	0.385	13.4	0.985	85	42
0.5 H	185.2	0.385	13.4	0.885	83	42
0.4 H	185.2	0.362	13.4	0.756	77	39
0.3 H	185.2	0.314	13.4	0.614	66	33
0.2 H	185.2	0.233	13.4	0.433	49	24
0.1 H	185.2	0.124	13.4	0.224	26	13
0.0 H	185.2	0	13.4	0	0	0

En la columna (6), tenemos representadas fuerzas horizontales por unidad de longitud vertical de muro, en [t/m].

Para transformar a esfuerzos en [kg/cm²], debemos multiplicar dicha columna por el factor $1000 / (20 \times 100) = 0.5$ y tendremos la columna (7) de esfuerzos.

En esta columna (7), hemos calculado los esfuerzos virtuales que se producirían a tanque vacío si éste fuera 100 % articulado, es decir, articulado durante toda la aplicación del postensado.

Ahora, debemos calcular los esfuerzos virtuales que se producirían a tanque vacío si éste fuera 100 % deslizante, es decir, con libertad para deflexionarse radialmente durante toda la operación de postensado.

Para tal efecto, no necesitaremos recurrir a las tablas de *coeficientes de membrana*, pues los esfuerzos son simplemente proporcionales a la presión interna en cada punto de la altura del muro. Y se calculan con la conocida expresión que aquí transcribimos

$$f_m = \frac{\gamma H D}{2t} \quad [4.10]$$

La cual después de las sustituciones puede reescribirse

$$f_{th} = 24.2 h \text{ en [kg/cm}^2\text{]} \quad [4.28]$$

donde, h = nivel del muro donde se desea valorar el esfuerzo, en [m]

Adicionalmente, debemos incluir en este análisis al esfuerzo extra de seguridad que hemos llamado *compresión residual*, y cuyo valor teórico es constante a través de toda la altura del muro, e igual a

$$f_{cr} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS HORIZONTALES REALES Con este valor, y aplicando la expresión [4.28] a diferentes alturas del muro, elaboraremos la tabla 4.3.

TABLA 4.3 Esfuerzos virtuales - muro 100 % deslizando. Y combinación de diagramas para obtener los **ESFUERZOS REALES** a TANQUE VACIO y a TANQUE LLENO

Altura (1)	h (8)	f_{ct} (9)	f_{cr} (10)	E tv (11)	E TV (7)	TV (12)	C(tri) (3)	Agua (13)	TLL (14)
1.0 H	0.00	0	10	10	34	22	0.271	-25	-3
0.9 H	0.57	14	10	24	36	30	0.303	-28	2
0.8 H	1.14	28	10	38	39	38	0.341	-32	6
0.7 H	1.71	41	10	51	41	46	0.369	-34	12
0.6 H	2.28	55	10	65	42	54	0.385	-36	18
0.5 H	2.85	69	10	79	42	60	0.385	-36	24
0.4 H	3.42	83	10	93	39	66	0.362	-34	32
0.3 H	3.99	96	10	106	33	70	0.314	-29	41
0.2 H	4.56	110	10	120	24	72	0.233	-22	50
0.1 H	5.13	124	10	134	13	73	0.124	-11	62
0.0 H	5.70	138	10	148	0	74	0	0	74

La columna (12) de la tabla 4.3, representa **LOS ESFUERZOS HORIZONTALES REALES A TRAVES DE LA ALTURA DEL MURO CUANDO EL TANQUE ESTA VACIO** y soporta el presfuerzo de los 28 tendones.

La columna (14) de la tabla 4.3, representa **LOS ESFUERZOS REALES EN EL MURO CUANDO EL TANQUE ESTA LLENO A CAPACIDAD** (5.50 m más el bordo libre 0.20 m), lo que representa un tirante eventual de 5.70 m

Como se puede apreciar, no se generan esfuerzos de tensión en el muro, excepto en la parte superior (-3 kg/cm²), sin embargo, este esfuerzo desaparece inmediatamente al bajar

el nivel del líquido hasta el *trante de servicio*, que es, como vimos en el tercer capítulo, igual a

$$H_s = 5.50 \text{ m}$$

Además, debemos considerar que la losa de cubierta, en su unión con el muro, hace las veces de "articulación", lo cual impide que se desarrollen esfuerzos (de cualquier signo) en ese punto.

Adicionalmente, debemos recordar que por simplicidad numérica utilizamos conservadoramente un *factor de forma* igual a 1.6, en vez del real 1.7. Aplicando este último, con toda seguridad no se presentaría ningún esfuerzo de tensión.

El diseño del postensado horizontal se considera entonces: correcto.

FLEXIÓN VERTICAL - ANALISIS

La secuela para analizar la flexión vertical es análoga a la que utilizamos en el inciso anterior, aunque con ligeras variantes. Consiste en seguir paso a paso el siguiente procedimiento simplificado:

- 1 **Cálculo del factor de forma** $\left[\frac{H^3}{Dt} \right] = 1.7$
- 2 **Cálculo de los factores cantilever**

diagrama triangular,	$\gamma H^3 = 185.2$
diagrama rectangular,	$\rho H^2 = 13.4$
	suma = 198.6

3 **Consulta en las tablas del apéndice A.** En esta ocasión toca a los coeficientes C que corresponden a momentos flexionantes con muro "articulado". Estos coeficientes aplicados a la fórmula general [4.1], nos proporcionan los elementos para construir la tabla 4.4.

4 **Cálculo del Módulo de Sección Unitario de una sección horizontal del muro,** calculado, en este caso, sobre un metro de largo. Ver figura (4.6)

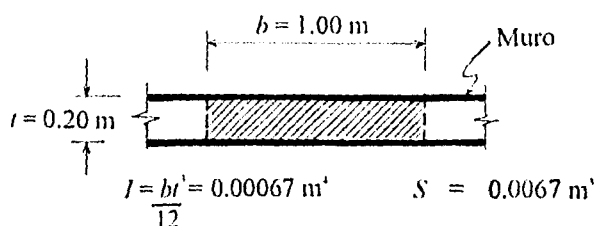


Figura (4.6) - Tramo unitario de Muro

5 Cálculo de los esfuerzos de flexión. Los valores de las columnas (17) y (19), representan los momentos flexores verticales por metro de muro, en [ton-m/m]. Para calcular los esfuerzos correspondientes, en [kg/cm²], multiplicamos estas columnas por el factor $0.1 / 0.0067 = 15$, y obtendremos las dos columnas siguientes:

•Columna (18): representa los **ESFUERZOS VERTICALES REALES DE FLEXION A TANQUE VACIO** que impone el arreglo de tendones de presfuerzo horizontal.

•Columna (21): representa los **ESFUERZOS VERTICALES REALES DE FLEXION A TANQUE LLENO** debidos a la acción combinada del presfuerzo horizontal y la presión del liquido.

TABLA 4.4 Esfuerzos por flexión a tanque vacio y tanque lleno

Altura (1)	$C_{(t+r)}$ (15)	$C_{x_{FC}}$ (16)	MomTV (17)	E TV (18)	Mom A (19)	E Agua (20)	E TLL (21)
1.0 H	0	0	0	0	0	0	0
0.9 H	0.0012	0.24	0.12	2	-0.10	-3	-2
0.8 H	0.0044	0.87	0.44	7	-0.38	-12	-6
0.7 H	0.0091	1.81	0.90	13	-0.78	-25	-12
0.6 H	0.0145	2.88	1.44	21	-1.25	-40	-19
0.5 H	0.0195	3.87	1.94	29	-1.68	-54	-25
0.4 H	0.0236	4.69	2.34	35	-2.03	-66	-30
0.3 H	0.0255	5.06	2.53	38	-2.19	-70	-33
0.2 H	0.0232	4.61	2.30	34	-1.99	-64	-30
0.1 H	0.0155	3.08	1.54	23	-1.33	-43	-20
0.0 H	0	0	0	0	0	0	0

PRESFUERZO VERTICAL

El esfuerzo vertical que rige el diseño, será el mayor valor que aparezca en cualquiera de las columnas (18) ó (21), en este caso, el esfuerzo de 38 kg/cm^2 que aparece en la columna (18) resulta ser el valor para diseñar el presfuerzo vertical.

Adicionalmente, debemos incrementar este valor debido a que cada *dovela*, además de resistir el momento que geoméricamente le corresponde, debe también resistir el momento que tributariamente le corresponde por la holgura entre *dovelas* adyacentes, ya que los *castillos de liga* carecen de presfuerzo vertical. El factor de amplificación será entonces

$$\frac{(2.20 + 0.17)}{2.20} = 1.08$$

En consecuencia, el esfuerzo amplificado de diseño es

$$1.08 \times 38 = 41 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora bien, para "compensar" o contrarrestar este esfuerzo, requeriremos de una carga vertical axial igual a

$$N = 41 A_d \quad [4.29]$$

donde, $A_d = \text{área de la sección transversal de una } dovela$
 $= 20 \times 220 = 4,400 \text{ cm}^2$

entonces, $N = 41 \times 4,400 = 180,400 \text{ kg}$

CARGA EFECTIVA. Si la carga efectiva P_e de un torón de $\frac{1}{2}$ " de diámetro, considerando un 15 % de pérdidas, es

$$P_e = 0.85 \times 13,650 \times 0.986 = 11,440 \text{ kg}$$

CANTIDAD DE TORONES. El número necesario de torones será entonces

$$n = \frac{N}{P_e} = \frac{180,400}{11,400} = 16 \text{ torones } \phi \frac{1}{2}"$$

El arreglo final y el diagrama de esfuerzos por flexión se muestran en la figura (4.7).

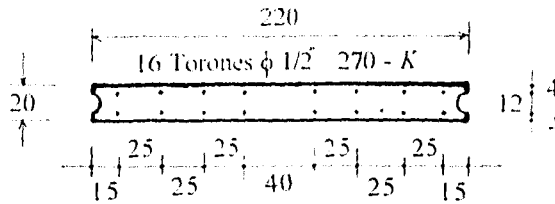


Figura (4.7) - Arreglo del "Presfuerzo Vertical" en (cm)

REVISION BAJO CONDICIONES DE ESTIBE Y MONTAJE

En efecto, tal y como lo advertimos en el primer capítulo, cuando se sospecha que un determinado miembro precolado puede estar expuesto a condiciones críticas durante las maniobras de estibe y montaje, es necesario verificar los esfuerzos respectivos.

Las *dovelas* de este tanque ameritan, sin duda, una revisión de esfuerzos para tales condiciones

ESFUERZO. El esfuerzo al centro del claro de la *dovela*, considerándola simplemente apoyada en sus extremos, es

$$f_t = 1.3 \frac{M}{S}$$

donde, $S = \frac{220 \times (0.20)^2}{6} = 0.0147 \text{ m}^3 = \text{módulo de sección de la } \textit{dovela}$

1.3 = factor de impacto dinámico

$$M = \frac{\omega \ell^2}{8}$$

donde, $\ell = 5.70 \text{ m}$

$$\omega = \gamma_c A_c = 2.4 \times 0.44 = 1.06 \text{ ton/m}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la expresión que valía f_t y multiplicando por el factor de conversión de unidades 0.1, tenemos que el esfuerzo es

$$f_t = \frac{0.1 \times 1.3 \times 1.06 \times (5.7)^2}{8 \times 0.0147} = 38 \text{ kg/cm}^2$$

Dado que este esfuerzo de tensión recién obtenido, resulta menor que el esfuerzo de compresión del "presfuerzo vertical", que es de 42 kg/cm², entonces las *dovelas* se consideran aptas para ser sometidas a las maniobras de estibe y montaje.

REVISION SISMICA

Las grandes incertidumbres características de los movimientos sísmicos, hacen prácticamente imposible establecer, dentro de límites razonables, un criterio único que garantice en forma absoluta la ausencia de daños a una estructura azotada por un sismo de cualquier magnitud.

De hecho, las recomendaciones contenidas en los reglamentos de construcción, en su apartado sísmico, no pretenden necesariamente evitar los posibles daños, sino más bien: minimizarlos.

El *Manual de Diseño de Obras Civiles* de la CFE, en su capítulo sobre tanques, recomienda un procedimiento de análisis sísmico denominado *Masas Equivalentes*.

Este método será el que aplicaremos aquí para evaluar, de alguna manera, el efecto sísmico sobre el tanque *La Caldera*.

CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA. Con el fin de racionalizar hasta donde sea posible el diseño por sismo, la CFE ha clasificado a las estructuras en diferentes categorías, que son

•**Destino.** Por el uso o función que desempeñan, las estructuras se han clasificado en tres grupos: *A*, *B* y *C*. Este tanque pertenece al **GRUPO C**.

•**Estructuración.** Por su forma y funcionamiento estructural, las obras se han clasificado en tres tipos: *I*, *II* y *III*. Este tanque se clasifica dentro del **TIPO I**.

•**Terreno.** En función de su rigidez, los terrenos se han clasificado en tres tipos: *I*, *II* y *III*. El suelo correspondiente a este tanque se clasifica como **TIPO I**.

•**Sismicidad regional.** La República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas sísmicas: *A*, *B*, *C* y *D*. Este tanque se localiza en la **ZONA B**.

PARAMETROS SISMICOS. Para efectuar un análisis telúrico, es necesario definir o calcular previamente algunos parámetros importantes, como son: el *coeficiente sísmico básico C*, la *aceleración espectral de diseño a* y el *periodo natural de la estructura T*, entre otros.

El *coeficiente sísmico básico* es el factor por el que se multiplica el peso total de una estructura para obtener la fuerza cortante horizontal en la base de la misma. Se representa por

$$C = \frac{F}{W} \quad [4.30]$$

el cual, para esta estructura en particular tiene un valor de

$$C = 0.16 \quad [4.31]$$

Sin embargo, este valor admite reducciones, cuya magnitud depende del periodo natural de la estructura y de la ductilidad de la misma

Ductilidad. Debido a la escasa capacidad de la estructura para disipar energía por deformación de sus elementos, en este caso el muro, no se considerará ninguna reducción por este concepto.

Período natural. Para valuar la posible reducción que por diferencia de periodos *suelo-estructura* pudiera existir, disponemos del *Espectro de Aceleraciones de Diseño* esquematizado en la figura (4.8). Cuya curva representa los valores modificados del *coeficiente sísmico básico C*, y con los que se obtiene la fuerza cortante de diseño en la base del tanque.

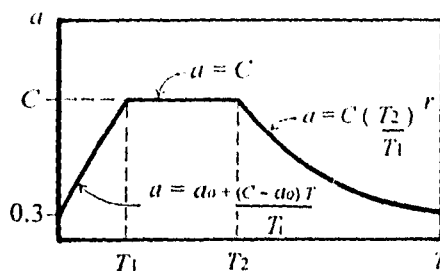


Figura (4.8) - Espectro de Aceleraciones de Diseño

Los parámetros que definen el espectro de la figura (4.8), tienen los siguientes valores:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{en [seg]} \quad [4.32]$$

= período natural de la masa de la estructura

$$T_1 = 0.3 \text{ seg}$$

$$T_2 = 0.8 \text{ seg}$$

$$a_0 = 0.03$$

$$a = C \left(\frac{T_2}{T} \right) \quad [4.33]$$

$$C = 0.16$$

$$r = \frac{1}{2}$$

METODO DE LAS MASAS EQUIVALENTES - CFE De acuerdo al *Manual de Diseño* de la CFE, la fuerza horizontal sobre las paredes de un tanque debida al empuje hidrodinámico de un líquido de masa M y tirante H , puede calcularse aplicando el criterio estático a una estructura equivalente en la que la masa del líquido se sustituye por otras dos: M_0 y M_1 .

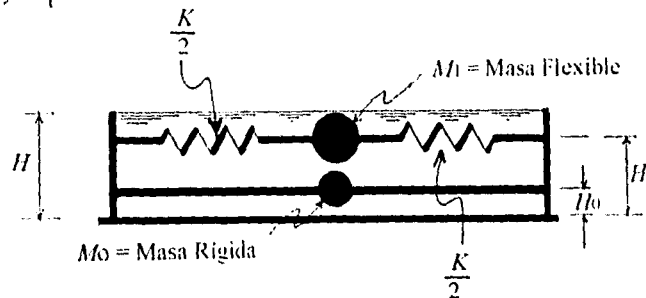


Figura (4.9) - Masas Equivalentes - CFE

Estas "masas equivalentes", ver figura (4.9), se determinan mediante las siguientes expresiones

$$M_0 = \frac{\tanh\left(1.7 \frac{R}{H}\right)}{1.7 \frac{R}{H}} \times M \quad [4.34]$$

y,
$$M_1 = 0.46 \tanh\left(1.84 \frac{H}{R}\right) \frac{R}{H} \times M \quad [4.35]$$

donde, $H =$ altura del muro = 5.70 m

$R =$ radio del tanque = 48.35 m

$M =$ masa del líquido

$$M = \frac{W}{g} = \frac{\gamma \pi R^2 H}{g} \quad [4.36]$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

M_0 = masa rigidamente unida al depósito

M_1 = masa ligada al depósito mediante un resorte horizontal de rigidez K

$$K = \frac{4.75 g M_1^2 H}{MR^2} \quad [4.37]$$

Sustituyendo las literales de la expresión [4.36] por su respectivo valor numérico, tendremos que la masa de agua es

$$M = \frac{\pi \times (48.35)^2 \times 5.70}{9.81} = 4,267 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$$

Con este valor conocido podemos determinar la *masa rígida* si lo sustituimos en [4.34], se tiene entonces

$$M_0 = \frac{4,267}{14.42} = 296 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$$

Y sustituyendo M en [4.35], tendremos que la *masa flexible* es

$$M_1 = \frac{0.46 \times \tanh(0.217) \times 48.35}{5.70} \times 4,267$$

donde, $\tanh(0.217) = \frac{1 - e^{-2(0.217)}}{1 + e^{-2(0.217)}} = 0.213$

entonces, $M_1 = 3,546 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$

Sustituyendo este valor en [4.37], tendremos que la *rigidez* de la masa anterior es

$$K = \frac{4.75 \times 9.81 \times (3,546)^2 \times 5.70}{4,267 \times (48.35)^2} = 334.8 \text{ ton/m}$$

Sustituyendo este valor en [4.32], tendremos el *periodo natural* de la *masa flexible*

M_1

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{3.546}{3348}} = 20.4 \text{ seg}$$

Sustituyendo este valor en [4.33], tendremos definido el *coeficiente de aceleraciones de diseño*

$$a = 0.16 \times \sqrt{\frac{0.8}{20.4}} = 0.025$$

CORTANTE SISMICO. Finalmente, estamos ya en condiciones de valuar los cortantes sísmicos en la base del muro, originados por cada una de las *masas equivalentes*, mediante las siguientes expresiones

$$V_0 = C M_0 g \quad [4.38]$$

y,
$$V_1 = a M_1 g \quad [4.39]$$

Reemplazando las literales por su respectivo valor numérico y sumando los resultados, tendremos la fuerza cortante total V en la base del muro

$$V_0 = 0.16 \times 296 \times 9.81 = 465 \text{ ton}$$

$$V_1 = 0.025 \times 3.546 \times 9.81 = 870 \text{ ton}$$

cuya suma es,
$$V = 1,335 \text{ ton}$$

ESFUERZO CORTANTE. Ahora podemos proceder a valuar el esfuerzo cortante sísmico en la base del muro.

Para ello, y por simplicidad, asumiremos que la fuerza cortante se reparte en dos proyecciones del muro (una a cada lado), paralelas a la dirección del movimiento sísmico, y cuyos espesores (de las proyecciones) son constantes e iguales a 20 cm.

Entonces el esfuerzo cortante por sismo será en promedio de

$$v_s = \frac{V}{A_m} \quad [4.40]$$

donde, $A_m =$ área horizontal del muro, idealizado según el criterio ya descrito
 $= 2 \times 9670 \times 20 \times \phi = 290,100 \text{ cm}^2$

donde, $\phi =$ coeficiente de reducción de resistencia $ACI = 0.75$

Sustituyendo en [4.40], tendremos el esfuerzo actuante

$$v_s = \frac{1,335 \times 1,000}{290,100} = 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible al cortante, según lo establecimos en el capítulo tres, es

$$v_a = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Como v_s resulta menor que v_a , luego entonces, podemos aceptar como correctas las dimensiones propuestas para el muro de este tanque.

Existen expresiones que permiten calcular las alturas H_0 y H_1 , correspondientes a los puntos de aplicación de cada una de las dos fuerzas sísmicas que acabamos de calcular V_0 y V_1 . Sin embargo, este tipo de estructuras no están sujetas a volteamiento, por lo cual prescindiremos del cálculo de dichos valores.

CUBIERTA

Por razones geométricas relacionadas con la distribución de las columnas dentro del tanque, se estableció convencionalmente la modulación típica que se muestra en la figura (4.10).

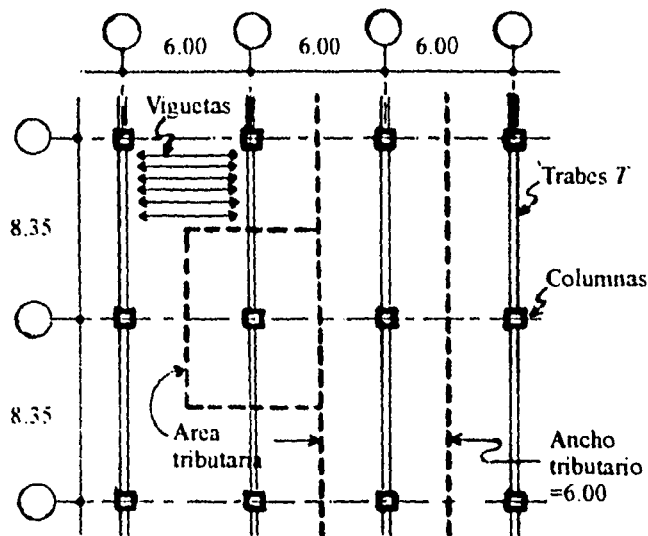


Figura (4.10) - Modulación de Ejes

De esta modulación puede establecerse que el ancho tributario de carga para las trabes es igual a 6.00 m, y similarmente, el área tributaria de carga para las columnas es de $6.00 \times 8.35 = 50 \text{ m}^2$

TRABES PORTANTES

CARGAS. Estas trabes serán presforzadas y prefabricadas, y se diseñarán para que soporten las siguientes cargas:

• **Peso propio.** Consiste en el peso de estas *trabes T* de 40 cm de ancho en el patín y 60 cm de peralte. $P_o P_o = 200 \text{ kg/m}$

• **Carga muerta.** Compuesta por el peso de la losa de *vigueta y bovedilla* incluyendo el firme de compresión. $CM = 250 \text{ kg/m}^2$

• **Carga viva.** Debido a que a la cubierta se le da un tratamiento de *azotea*, la carga viva sobre ella será la mínima que recomiendan algunos reglamentos $CV = 100 \text{ kg/m}^2$

PROPIEDADES GEOMETRICAS. Estos valores, que usualmente proporciona el fabricante, se calculan fácilmente.

La sección transversal escogida para estas trabes portantes y sus respectivas propiedades geométricas, tanto para la *sección simple* como para la *sección compuesta*, se encuentran en la figura (4.11).

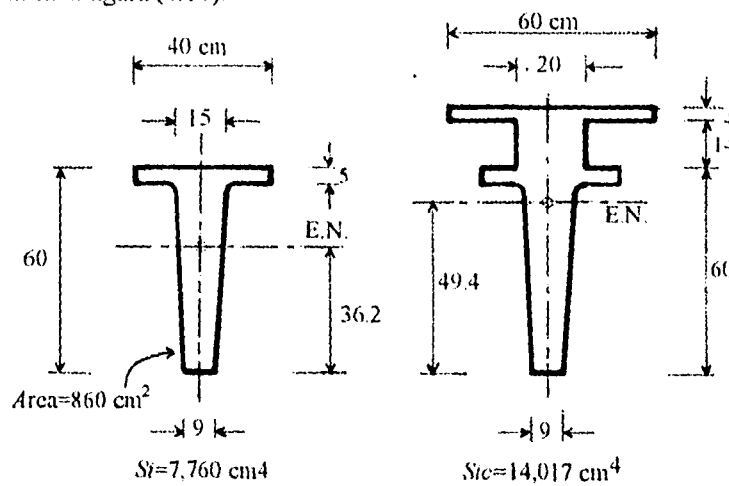
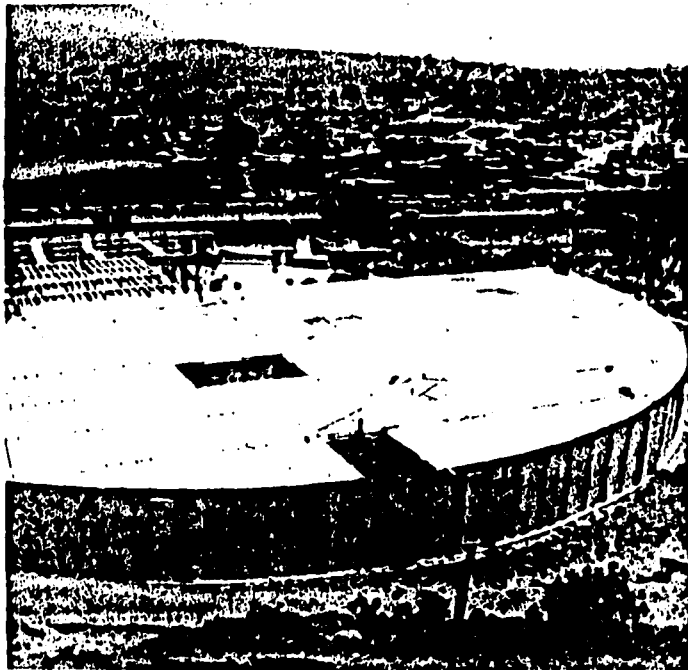


Figura (4.11) - Secciones Simple y Compuesta

ANALISIS DE ESFUERZOS Para determinar los esfuerzos deflexión sobre estas traves simplemente apoyadas, calcularemos primero los momentos al centro del claro y los combinaremos con la sección resistente que corresponda. Estos esfuerzos, ya calculados, se encuentran en la tabla 4.5



Cubierta

TABLA 4.5 Esfuerzos de tensión por cargas de trabajo

Concepto	Cargas (x m ²)	w	M Flex (kg-m)	S _i (cm ⁴)	Esfuerzo (kg/cm ²)
Peso propio	35	200	1,740	7,760	-22
Losa de viguetas apuntaladas al centro del claro	250	560	4,872	7,760	-63
Desapuntalamiento de las viguetas	0	940	8,178	14,017	-58
Carga viva	100	600	5,220	14,017	-37
suma = 0.385 ton/m ²					f _i = -180

CALCULO DEL PRESFUERZO - PRETENSADO. Una vez conocido el esfuerzo de tensión en la fibra inferior de la trabe, resulta sencillo determinar el presfuerzo efectivo P_e requerido para contrarrestar ese esfuerzo, y además, para dotar a la trabe de una ligera compresión adicional de 5 kg/cm², como margen de seguridad.

El esfuerzo total que debe generar el presfuerzo P_e en la fibra inferior de la trabe, será entonces

$$f = 180 + 5 = +185 \text{ kg/cm}^2$$

CANTIDAD DE TORONES. Para conocer el número de torones de 1/2" que se precisan, nos auxiliaremos del diagrama de esfuerzos de la figura (4.12).

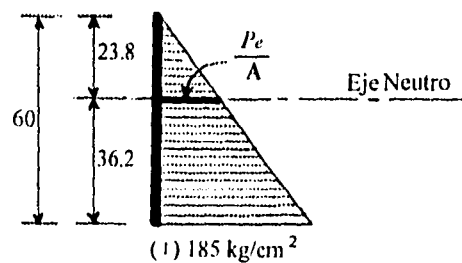


Figura (4.12) - Diagrama de esfuerzos para diseñar el Presfuerzo

De dicha figura (4.12), y por semejanza de triángulos, se determina fácilmente que

$$\frac{P}{A} = \frac{185 \times 238}{60} = 73 \text{ kg/cm}^2$$

de donde, $P_e = 73 \times 860 = 62,780 \text{ kg}$

CARGA EFECTIVA Ahora bien, si un torón de $\frac{1}{2}$ " de diámetro aporta una *carga efectiva*, después de considerar un 15 % de pérdidas, igual a

$$0.85 \times 13,650 \times 0.986 = 11,440 \text{ kg}$$

Entonces se requieren

$$\frac{62,780}{11,440} = 5.5 \rightarrow 6 \text{ torones}$$

Redondeando al entero inmediato superior tendremos el número real de torones, en este caso 6, y cuya carga efectiva real será entonces

$$P_e = 6 \times 11,440 = 68,640 \text{ kg}$$

EXCENTRICIDAD. Para determinar la posición del centroide del acero de presfuerzo e , igualamos el esfuerzo actuante con la popular fórmula para valuar esfuerzos de flexión, mejor conocida como la *fórmula de la escuadria*, tomando en cuenta, además, los esfuerzos axiales que genera el presfuerzo independientemente de su ubicación.

Quedando entonces que

$$f_{ic} = \frac{P}{A} + \frac{P_e e}{S_i} = 185 \text{ kg/cm}^2 \quad [4.41]$$

donde, e = excentricidad del presfuerzo, en [cm]

$$A = 860 \text{ cm}^2$$

$$S_i = \text{módulo de sección inferior} = 7,760 \text{ cm}^3$$

$$f_{ic} = \text{esfuerzo de compresión en la fibra inferior}$$

Despejando e de la expresión [4.41], tenemos

$$e = \frac{S_j}{P_p} \left(f_n - \frac{P_p}{A} \right)$$

Sustituyendo las literales por su valor numérico, tenemos

$$e = \frac{7,760}{68,640} \times \left(185 - \frac{68,640}{860} \right) = 12 \text{ cm}$$

Valor que representa la distancia, medida desde el *eje neutro*, a que debe colocarse el centroide de los torones. También puede expresarse, por comodidad, en términos de la excentricidad complementaria, dada por

$$e' = y_j - e = 36.2 - 12.0 = 24.2 \text{ cm}$$

Se propone finalmente, el arreglo de torones ilustrado en la figura (4.13). Cuyo centroide real tiene una $e' = 24.5 \text{ cm}$

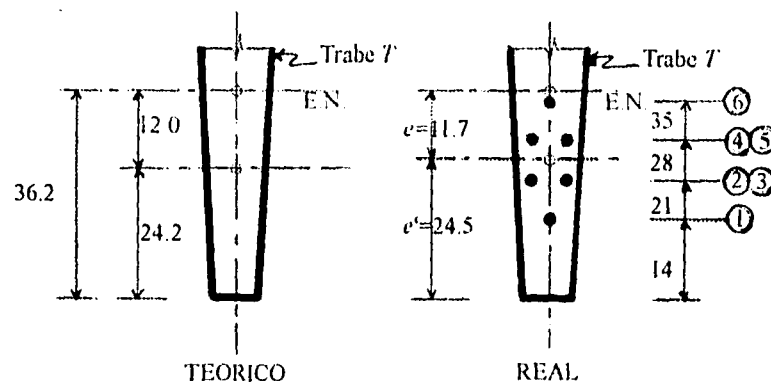


Figura (4.13) - Arreglo final de torones en Travesa 7

ESCALONAMIENTO. Si trazamos el diagrama de esfuerzos flexionantes de la fibra inferior, se advierte que en los apoyos el esfuerzo de compresión rebasa el valor permisible establecido en el tercer capítulo y que es de 160 kg/cm^2 .

Lo anterior se considera intrascendente, puesto que sólo se da este sobreesfuerzo en tramos muy cortos, como lo muestra el diagrama de la figura (4.14). Sin embargo, para respetar los esfuerzos admisibles previamente establecidos, reduciremos este esfuerzo "cancelando" parcialmente el efecto del tendón número uno, enfundándolo en manguera flexible de cloruro de polivinilo (pvc), popularmente conocida como *poliducto*.

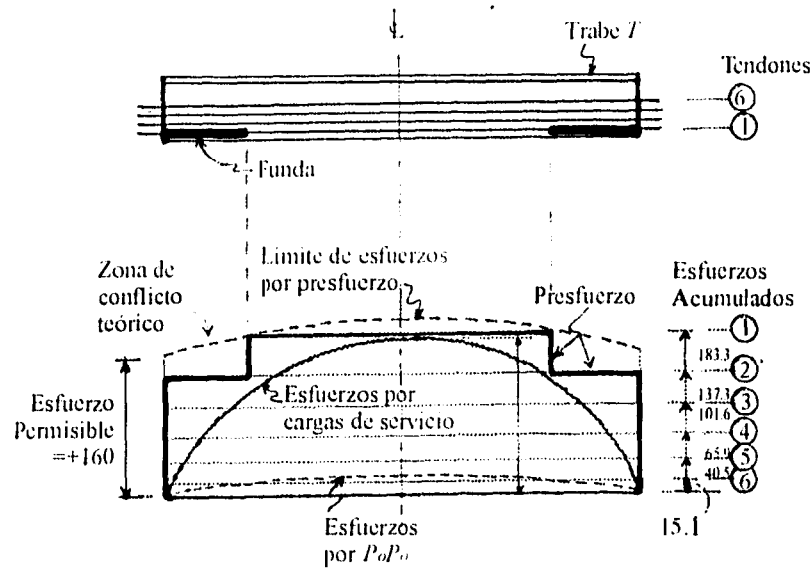


Figura (4.14) - Escalonamiento del Pretensado en Trabes T

La longitud de estas "fundas" de *poliducto* se determina fácilmente por medios gráficos. Pero para ello, es preciso conocer la influencia o "peso" de cada tendón de acuerdo a su excentricidad individual. Esto se muestra en la tabla 4.6.

TABLA 4.6 "Peso" individual de cada tendón. en [kg/cm²]

Tendón	e'	e	$\frac{P}{A}$	$\frac{Pe}{S_i}$	f_i
1	14	22.2	13.3	32.7	46
2	21	15.2	13.3	22.4	36
3	21	15.2	13.3	22.4	36
4	28	8.2	13.3	12.1	25
5	28	8.2	13.3	12.1	25
6	35	1.2	13.3	1.8	15

suma = **183**

COLUMNAS

Como ya vimos en el capítulo tres, las columnas serán de sección cuadrada y la dimensión de sus lados será de 40 cm. Su longitud es variable, por lo que con objeto de valuar los efectos de esbeltez del lado de la seguridad consideraremos, en este análisis, las columnas cuya longitud sea la mayor, y que en este caso resulta ser $l_u = 8.07$ m. Ver figura (4.15)

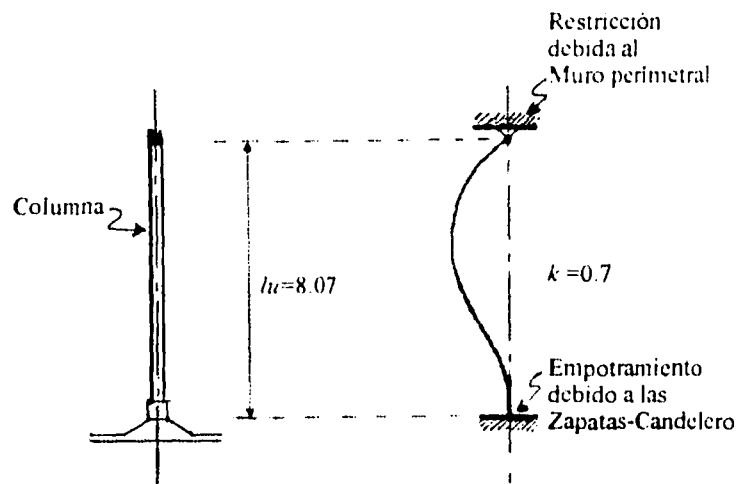


Figura (4.15) - Longitud Efectiva en columnas

MOMENTO AMPLIFICADO. El momento de diseño o "amplificado" de una viga-columna, se calcula mediante la expresión

$$M_a = \left(\frac{C_m}{1 - P/P_c} \right) \times M_o \quad [4.42]$$

donde, $M_o = P \cdot e$ 4.43]

= momento máximo actuante sobre la columna

P = carga vertical actuando sobre la columna

P_c = carga crítica de Euler

$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$ = factor que hace equivalente el diagrama de momentos flexionantes del elemento, con el diagrama de un elemento con momentos en ambos extremos

En este caso, el momento menor sobre un extremo de la columna es $M_1 = 0$, por lo que

$$C_m = 0.6 + 0.4(0) = 0.6 \quad [4.44]$$

CARGA CRITICA DE EULER La carga crítica de Euler se obtiene mediante la siguiente expresión

$$P_c = \pi^2 \frac{EI}{(kl_u)^2} \quad [4.45]$$

donde, $kl_u = 0.7 l_u = 0.7 \times 8.07 = 5.65 \text{ m}$

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5(1 + \beta_d)} \quad [4.46]$$

donde, $E_c = 10,000 f'_c = 1'581,000 \text{ ton/m}^2$

$$\begin{aligned} I_g &= \text{momento menor de inercia de la sección gruesa} \\ &= \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.40)^4}{12} = 0.002133 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_d &= \text{relación del momento por carga muerta al momento total} \\ &= 0.75 \text{ (aprox)} \end{aligned}$$

Sustituyendo los tres últimos valores en [4.46], tenemos

$$EI = \frac{1'581,000 \times 0.002133}{2.5 \times (1 + 0.75)} = 770.8 \text{ ton-m}^2$$

Sustituyendo el valor anterior y kl_u en [4.45], tenemos

$$P_c = \pi^2 \frac{770.8}{(5.65)^2} = 238.3 \text{ ton}$$

Sustituyendo C_m , M_o y P_c en [4.42], tenemos

$$M_a = \frac{0.6Pe}{1 - \frac{P}{238.3}} \quad [4.47]$$

donde, P = carga actuante vertical
 $= \Sigma w \times \text{área tributaria} = 0.385 \times 50.1 = 19.3 \text{ tón}$

e = excentricidad de la carga P , en este caso se aplicará la mínima,
 $= 0.1t = 0.1 \times 0.40 = 0.04 \text{ m}$

Sustituyendo P y e en [4.47], tendremos finalmente el momento "amplificado", que es

$$M_a = \frac{0.6 \times 19.3 \times 0.04}{1 - \frac{19.3}{238.3}} = 0.504 \text{ ton-m} = 50,400 \text{ kg-cm}$$

DIAGRAMA DE INTERACCION Ahora bien, para determinar la cuantía de acero de refuerzo requerido por las columnas, recurrimos al diagrama de interacción correspondiente, pero, apliquemos previamente el *factor de carga última* a P , tendremos entonces que

$$P_u = 1.5P = 29 \text{ ton}$$

Con este valor conocido podemos valuar el parámetro K del diagrama de interacción correspondiente a $d/t = 0.85$, como sigue

$$K = \frac{P_u}{bf_c''} \quad [4.48]$$

donde, $f_c'' = 0.85f_c' = 212 \text{ kg/cm}^2$

y, $b = t = 40 \text{ cm}$

Sustituyendo estos valores en [4.48], tenemos

$$K = 0.085$$

y también, $\frac{e}{t} = 0.1$

CUANTIA DE REFUERZO. Introduciendo este par de valores al diagrama de interacción correspondiente, obtenemos un *índice de refuerzo* q muy pequeño, de tal forma que la cuantía de acero se rige entonces por el *porcentaje mínimo* que recomienda el *ACI*, y que es

$$p_{\min} = 0.01 = \frac{A_s}{bt}$$

de donde, $A_s = 16 \text{ cm}^2$

Lo que equivale a,

$$\begin{array}{rcl} 4 \text{ varillas } \phi \ 3/4'' & = & 11.4 \text{ cm}^2 \\ 4 \text{ varillas } \phi \ 1/2'' & = & 5.1 \\ \hline \text{suma} & = & 16.5 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Por lo que toca a los estribos, también se especificará un armado mínimo, de acuerdo a la siguiente repartición:

$$E \# 3, @ 20 \text{ cm.}$$

LOSA DE FONDO

Por simple inspección, se puede apreciar que esta losa no estará sujeta a cargas que demanden grandes peraltes o elevados índices de refuerzo.

En la apreciación anterior se pueden incluir, sin duda, los efectos que pudieran causar las reducidas descargas que bajan las columnas a cada *zapata-candelero*, puesto que como vimos en el inciso anterior son apenas de 19.3 ton.

Estas *zapatas-candelero*, debido a su naturaleza *monolítica* con la losa de cimentación, no ameritan un análisis muy profundo.

Las funciones básicas que desempeña la losa de fondo perteneciente a un tanque con muro *semideslizante* o *articulado*, son las siguientes:

1 Función de Membrana. En este caso su misión es simplemente contener el líquido en el fondo del tanque.

2 Función de Diafragma. Absorbiendo las fuerzas radiales que le comunique el muro a través de los topes perimetrales, tanto a tanque vacío, como a tanque lleno.

Es precisamente esta segunda función la que, a juicio del autor, amerita una somera revisión estructural.

En efecto, el muro, conforme va recibiendo la carga hidrostática por el llenado del tanque, ejerce una fuerza cortante radial hacia afuera, la cual se encarga de resistir el tope perimetral exterior, el que a su vez, al transmitirlo a la losa lo transforma en una fuerza anular o tangencial, la que finalmente genera tensión en la losa.

CORTANTE RADIAL EN EL MURO La magnitud neta de esta fuerza cortante se obtiene, igualmente, por el *procedimiento simplificado* utilizado en incisos anteriores, el cual omitiremos por brevedad, pero cuyo resultado consignamos a continuación

$$Q_n = 3.1 \text{ ton/m}$$

donde, Q_n = cortante unitario neto, como resultante desumar algebraicamente los cortantes por el presfuerzo horizontal y por el empuje del líquido

ESFUERZO CORTANTE EN TOPES. Una vez conocida la fuerza cortante, podemos valorar el esfuerzo del mismo nombre que se genera en cada uno de los topes perimetrales, cuyos anchos en la base son de 15 cm

$$v_c = \frac{3,100}{15 \times 100} = 2.1 \text{ kg/cm}^2$$

El cual resulta menor que 5 kg/cm^2 , que es el permisible.

TENSION ANULAR EN LA LOSA. La componente anular de la fuerza cortante radial, se puede calcular con la expresión

$$A_n = \frac{1}{2} Q_n D \quad [4.49]$$

sustituyendo,

$$A_n = \frac{1}{2} \times 3.1 \times 96.7 = 150 \text{ ton}$$

ESFUERZO DE TENSION EN LA LOSA. Despreciando la fricción *suelo-losa* y asumiendo, conservadoramente, que esta fuerza de tensión anular la toma un "aro" de concreto de 25 m de ancho, el esfuerzo promedio sería entonces

$$a_n = \frac{150,000}{15 \times 2,500} = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

Valor que resulta menor que el esfuerzo permisible de 5 kg/cm^2 , que al respecto establecimos en el capítulo tres. Además, podríamos tomar en cuenta la contribución estructural de las varillas del armado propio de la losa.

Luego: la losa se considera correctamente dimensionada.

CONTRACCION. El armado mínimo que recomienda el reglamento *ACI* para controlar la contracción es

$$a_s = 0.0018 A_c$$

donde. A_c = área gruesa de la sección unitaria de concreto
 $= 0.0018 \times 15 \times 100 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se propone dos parrillas de varillas # 2.5 @ 30 cm
lo que equivale a $3.3 \text{ cm}^2/\text{m}$ en cada dirección



Tanque Terminado

CAPITULO V

PROCESO CONSTRUCTIVO

CONCEPTOS DE OBRA

Convencionalmente se ha dividido a este tanque en las partidas, o conceptos de obra, que se enumeran en la tabla 5.1, y cuyas cuantificaciones también se han incluido en dicha tabla.

Una vez conocidas todas las partidas, y su respectivo volumen de obra, estaremos en condiciones de programar fácilmente la construcción de este tanque.

En esta cuantificación se han incluido únicamente las partidas estructurales, es decir, no se han incluido ni las partidas hidráulicas como tuberías y accesorios, ni las partidas complementarias como banquetas, accesos y bardas. Estas partidas son comunes a todos los tanques independientemente de su tipo.

costo

Los análisis de costos unitarios practicados a numerosos tanques prefabricados de diversas capacidades, indican que se puede hablar de un *costo específico por unidad de volumen almacenado*, cuyo rango oscila, dependiendo del tamaño del tanque, entre los 15 y 25 dólares por metro cúbico de capacidad de almacenaje. Por supuesto, sin incluir partidas hidráulicas y de ornato.

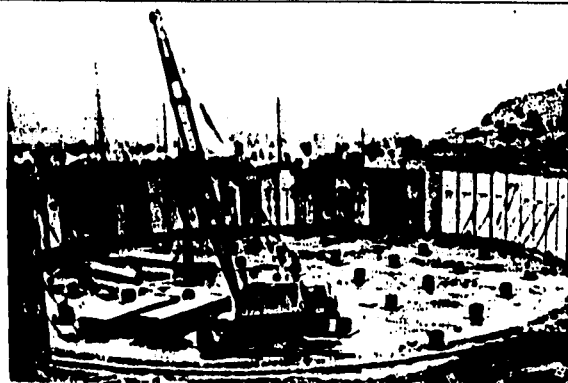
En base a lo anterior, podemos estimar que el costo de la estructura del tanque *La Caldera* es

$$\text{Costo Estructura} = \text{US\$ } 15 \times 50,000 = \text{US\$ } 750,000$$

Respetuosamente, el autor ha preferido consignar el costo en esta moneda, para que no pierda su significado con el paso del tiempo, debido a la inestabilidad de la moneda mexicana.

Tabla 5.1 CONCEPTOS DE OBRA - TANQUE LA CALDERA

Concepto	unid	cantidad
Trazo y nivelación	m ²	7,558
Excavación en material tipo I	m ³	5,000
Plantilla de saneamiento de 5 cm de espesor	m ²	7,558
Cimbra perimetral en losa de fondo	m	308
Concreto $f'_c = 250$ en losa de fondo	m ³	1,134
Acero $f_y = 4,200$ en losa de fondo	ton	51
Anclas en losa para apuntalar <i>dovelas</i>	pza	128
Coples para ducto engargolado	pza	3,584
Castillos de liga entre <i>dovelas</i>	m	730
Topes perimetrales (interior y exterior)	m	608
<i>Dovelas</i> prefabricadas estándar	pza	112
<i>Dovelas</i> prefabricadas de tensado	pza	16
Columnas prefabricadas de 40 x 40 cm	m	916
Trabes T prefabricadas de 40 x 60 cm	m	1,225
Viguetas y bovedillas 18 x 60	m ²	7,083
Firme de compresión $f'_c = 200$ en losa tapa	m ²	7,344
Junta elástica de sello en base de muro	m	304
Tendones $f_{pu} = 19,500$ en postensado de muro	ton	28
Fletes <i>planta-obra</i> de elementos precolados	ton	2,309
Montaje de elementos precolados	ton	1,389



Erección del Muro

ETAPAS CONSTRUCTIVAS

A continuación se incluye una relación condensada de las fases constructivas que mejor describen el proceso de erección de un tanque prefabricado.

A) OBRAS PREPARATORIAS

- 1 **Excavación.** Del terreno natural hasta encontrar el nivel proyectado de desplante, y remoción del material producto de la excavación
- 2 **Cepas.** Para alojar las tuberías de acuerdo al proyecto hidráulico
- 3 **Tuberías.** Instalación de tuberías y accesorios hidráulicos bajo tanque
- 4 **Drenes.** Construcción de drenes de grava (opcional)
- 5 **Relleno.** Relleno y compactación de zanjas

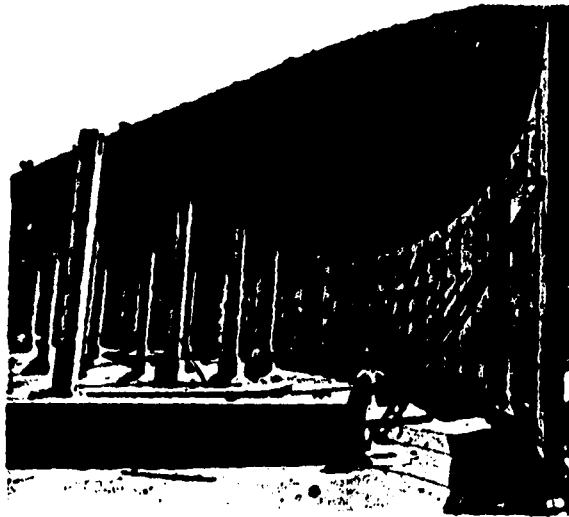
B) ESTRUCTURA

- 1 **Prefabricación.** Fabricación en planta de las dovelas paramuro, columnas, traveses y elementos de la losa tapa
- 2 **Plantilla.** Afine del terreno y tendido de la plantilla de saneamiento
- 3 **Losa de fondo.** Colado de la losa de cimentación y de las zapatas-candelero
- 4 **Ensamble*.** Flete, montaje y ensamble de elementos prefabricados
- 5 **Ensartado.** Introducción de los tendones de postensado a través de los ductos de las dovelas
- 6 **Colados de liga.** Colado de los castillos de unión entre dovelas
- 7 **Losa de cubierta.** Tendido de la losa tapa y colado del respectivo firme de compresión
- 8 **Postensado.** Aplicación (gateo) del postensado circular del muro
- 9 **Accesorios.** Colocación de respiraderos, registros, tomas, escaleras, etc.
- 10 **Acabados.** Detalles finales, acabados y limpieza

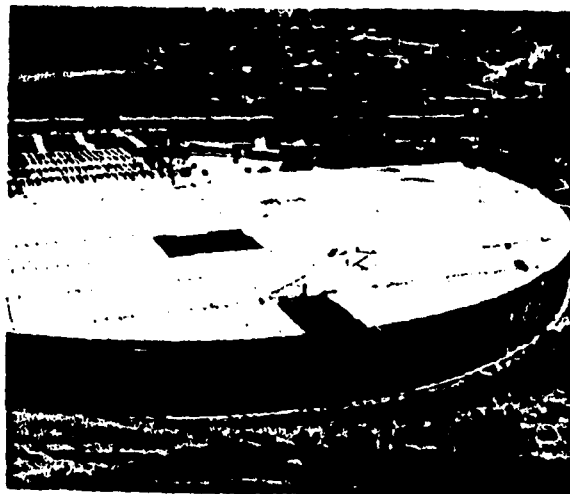
C) OBRAS COMPLEMENTARIAS

I Accesos Banquetas. Bardas Casetas

* Para el montaje de los elementos prefabricados se requieren grúas con capacidad para manejar fácilmente un peso de 3 ton en un radio de 20 m



Tanque en proceso de Ensamble



Tendido de Cubierta

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Primeramente, es necesario reconocer: que siempre habrá situaciones en las que el concreto presforzado no pueda competir económicamente con otros tipos de construcción.

Sin embargo, es indudable que las técnicas actuales de prefabricación y de presfuerzo permiten tener una prometedora visión sobre su incorporación masiva al diseño y construcción de estructuras en general, y de tanques en particular.

Por otra parte, al menos en nuestro país, todavía tenemos que vencer ciertas "inercias" que impiden el desarrollo generalizado de esta industria. Entre estos factores desfavorables se encuentran la relativamente baja disponibilidad de:

- 1 INGENIEROS.** Con experiencia en el cálculo y proyecto de concreto presforzado
- 2 PLANTAS.** Con mesas de tensado y equipos para el prefabricado de estructuras
- 3 CONSTRUCTORES.** Experimentados en trabajos de presfuerzo

A continuación, se comentan las conclusiones a que el autor ha podido llegar como consecuencia, no sólo de este trabajo, sino también de sus experiencias profesionales relacionadas con este tema.

Para facilitar su análisis y exposición, se han dividido en tres renglones, que son

- 1 Conclusiones estructurales**
- 2 Conclusiones constructivas**
- 3 Conclusiones económicas**

CONCLUSIONES ESTRUCTURALES

Después de analizar en esta obra, el amplio espectro de alternativas estructurales para tanques, hemos podido "sopesar" de una manera general las características y los rangos de aplicación de cada una de ellas.

Sin temor a equivocarnos podemos establecer, que a igualdad de otras circunstancias: la mejor opción tratándose de tanques sin presión, desplantados superficialmente, mayores de 3,000 m³ y sin restricciones topográficas o físicas en el predio, es sin duda la que consiste en:

-Una estructura cilíndrica a base de elementos presforzados y prefabricados de concreto, cuyo muro sea parcial o completamente "articulado" en su base-

Entre los fundamentos estructurales que avalan la afirmación anterior, se encuentran los siguientes:

- 1 **Alta eficiencia estructural del muro.** El cual trabaja como *membrana* o como *cascarón* indistintamente
- 2 **Alta certidumbre en el análisis de esfuerzos.** Debido al comportamiento "elástico" del concreto y a la geometría cilíndrica
- 3 **Alta inmunidad sísmica**
- 4 **Escasa vulnerabilidad ante hundimientos diferenciales**
- 5 **Cimentación somera**
- 6 **Esfuerzos permanentes de compresión en el muro**
- 7 **"Presfuerzo vertical" integrado de fábrica**
- 8 **Elevado control de calidad de los elementos**

CONCLUSIONES CONSTRUCTIVAS

En el aspecto constructivo, las ventajas que ofrece al contratista un tanque prefabricado, frecuentemente resultan decisivas. Entre ellas tenemos:

- 1 **Simplicidad en la ejecución de la obra**
- 2 **Rapidez constructiva**
- 3 **Mayor susceptibilidad de programarse eficientemente**
- 4 **Mayor cociente: supervisión-conceptos de obra**
- 5 **Aseo en obra**

Por las experiencias acumuladas de la diversidad de tanques construidos desde el nacimiento del presfuerzo -más de 4,000-, cuyas capacidades varían de algunas centenas a algunas centenas de millar de metros cúbicos, y por los argumentos expuestos en el contexto de esta tesis, tenemos suficientes razones para afirmar que:

-El dominio de la prefabricación, ahora aplicada a la ingeniería de tanques, se impondrá masivamente sobre las técnicas tradicionales para construir estas estructuras, debido a su calidad, su economía, su rapidez y su belleza.-

CONCLUSIONES ECONOMICAS

Desde un punto de vista estrictamente ingenieril, es decir, sin consideraciones de índole arquitectónico o de otro tipo, frecuentemente se escoge, de entre varios anteproyectos, a aquel que representa la alternativa más económica que satisfaga, adecuada y simultáneamente, los requisitos mínimos de *seguridad y funcionalidad*.

Los tanques prefabricados, a juicio del autor, representan muy frecuentemente la alternativa mencionada en el párrafo anterior.

Entre las características de estos tanques, que corroboran la opinión anterior, se encuentran:

- 1 Rapidez constructiva**
- 2 Menor consumo de materiales**
- 3 Ausencia de costosas cimbras en obra**
- 4 Plantillas reducidas de obreros en obra**
- 5 Nulo mantenimiento**

La suma de los factores anteriores contribuye a lograr tanques económicos que, sin duda, compiten ventajosamente con sus homólogos.

EN RESUMEN: podemos concluir que: un tanque de almacenamiento de agua mayor de 3,000 m³, debiera ser

CILINDRICO,

PRESFORZADO y

PREFABRICADO.

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute - "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado [ACI-318-81] y Comentarios" - México - 1981 - *IMCYC*

Cables Mexicanos S.A. - "Alambre y Cable para Concreto Presforzado" - México - 1981 - *CAMESA*

Comisión Federal de Electricidad - "Manual de Diseño de Obras Civiles" - México - 1981 - *CFE*

Creasy, Leonard R. - "Prestressed Concrete Cylindrical Tanks" - New York - 1961 - *John Wiley & Sons, inc.*

Giles, Ranald V. - "Mecánica de los Fluidos e Hidráulica" - México - 1974 - *McGraw-Hill Book Co.*

González Cuevas Oscar M., Robles F. V. Francisco, Casillas G. de L. Juan, Díaz de Cossio Roger. - "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado" - México - 1974 - *Limusa*

Hildebrand, F. B. - "Métodos de Cálculo para Ingenieros" - España - 1965 - *Aguilar*

Kinney, J. Sterling - "Análisis de Estructuras Indeterminadas" - México - 1963 - *CECSA*

Lin, T. Y. - "Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado" - New York - 1974 - *John Wiley & Sons, inc.*

Murguía Vaca, Ernesto - "Ingeniería Sanitaria" - México - 1974 - *UNAM*

REFERENCIAS

Timoshenko, S. - "Theory of Plates and Shells" - New York - 1940 - *McGraw-Hill Book Co.*

APENDICE A

TABLA DE COEFICIENTES DE MEMBRANA PARA TANQUES CON MURO "ARTICULADO" EN LA BASE Y FACTOR DE FORMA $[H^2/Dt] = 1.6$ Y 2.0

Altura	FUERZAS HORIZONTALES				MOMENTOS VERTICALES	
	triangular		rectangular		triangular y rectangular	
	[1.6]	[2.0]	[1.6]	[2.0]	[1.6]	[2.0]
1.0 H	0.271	0.205	1.271	1.205	0	0
0.9 H	0.303	0.260	1.203	1.160	0.0012	0.0009
0.8 H	0.341	0.321	1.141	1.121	0.0049	0.0033
0.7 H	0.369	0.373	1.069	1.173	0.0091	0.0073
0.6 H	0.385	0.411	0.985	1.011	0.0145	0.0114
0.5 H	0.385	0.434	0.885	0.934	0.0195	0.0158
0.4 H	0.362	0.419	0.756	0.819	0.0236	0.0199
0.3 H	0.314	0.369	0.614	0.669	0.0255	0.0219
0.2 H	0.233	0.280	0.433	0.480	0.0232	0.0205
0.1 H	0.124	0.151	0.224	0.251	0.0155	0.0145
0.0 H	0	0	0	0	0	0
Cortante en la base					0.204	0.189

FACTOR DE CANTILEVER

	MOMENTOS VERTICALES y FZAS. HORIZONTALES	CORTANTE
Diagrama triangular	γH^3	γH^2
Diagrama rectangular	pH^2	pH