

1ej. 51

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**



**"DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN  
TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE  
CONCRETO PRESFORZADO"**

**TESIS PROFESIONAL**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :  
JAVIER FABIAN HUERTA**

[1981?]



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.

# I N D I C E

	Página
INTRODUCCION	1
CAPITULO I ANALISIS ESTRUCTURAL	4
CAPITULO II GENERALIDADES DE PREESFUERZO	32
CAPITULO III DIMENSIONAMIENTO	45
CAPITULO IV PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	62
APENDICE	
TABLAS DE COEFICIENTES	67
PLANOS ESTRUCTURALES	72
BIBLIOGRAFIA	78

# Introducción

## Descripción del Problema.-

El tema de la presente tesis se refiere al diseño y ejecución de un tanque para almacenamiento de agua. Dicho tanque está destinado al suministro de agua potable a una población cuyos requerimientos fueron determinados mediante estudios ajenos a nuestro tema; dichos estudios determinaron que la capacidad de almacenamiento debía ser de 2020 m<sup>3</sup>, la altura del tirante de 5.5 mts. y la sección del tanque, circular.

El tanque se encuentra, actualmente, construido y en servicio en una colonia del Estado de México.

Debido a los innúmeros problemas que se tienen utilizando tanques de concreto colado en obra, tales como cimbra, vibrado, cavidades, impermeabilizaciones, etc., que redundan posteriormente en dificultades para evitar la fuga del líquido, se ha recurrido a la utilización del concreto preesforzado ya que con este elemento se pueden inducir en el concreto esfuerzos tales que cuando el tanque se encuentre trabajando en las condiciones para las cuales fue diseñado, queden todavía actuando en sus paredes es---

fuerzos de compresión llamados "esfuerzos residuales", -  
lográndose de esta manera que las paredes de nuestro tan-  
que no trabajen nunca en ninguno de sus puntos a tensión,  
reduciendo de este modo la posibilidad de fisuras en las  
paredes del mismo.

GENERALIDADES.- Uno de los factores que tiene -  
mayor importancia en el análisis para la obtención de --  
los elementos mecánicos de diseño, es el tipo de junta -  
entre la pared del cilindro y la base del mismo.

Los elementos mecánicos resultantes se ven gran-  
demente afectados por el tipo de junta pared - base. --  
Timoshenko, en su libro Plates and Shells, muestra las  
soluciones matemáticas para el análisis de los esfuerzos  
en una pared cilíndrica, con diferentes condiciones de -  
carga y de frontera. A partir de dichas ecuaciones y me-  
diante unas llamadas "constantes del tanque", se han lle-  
gado a deducir las tablas que se incluyen al final de es-  
te trabajo, que nos dan coeficientes para determinar los  
elementos mecánicos para las diversas condiciones de car-  
ga y de frontera. Las tablas son tomadas del libro ----  
Prestressed Concrete Cylindrical Tanks cuyo autor es L.R.  
Creasy.

He creído conveniente mostrar las soluciones para nuestro tanque, de tal manera que se puedan ver las diferencias entre las 3 condiciones principales de la unión de la pared del tanque con la base.

También y como una medida de la exactitud de -- las tablas de coeficientes, he hecho la comparación solucionando el problema mediante 2 caminos diferentes.

Es pertinente hacer notar que la mayoría de las operaciones en este trabajo, se hicieron con regla de cálculo, por lo cual la aproximación en ellas es la que proporciona este sistema.

C A P I T U L O I

ANALISIS ESTRUCTURAL

## CONDICION "EMPOTRADA EN LA BASE"

En las gráficas que aparecen más adelante, Pag. -  
15. podremos observar lo siguiente:

El momento "negativo" en la base del tanque es mucho mayor que el momento "positivo", máximo que nos aparece en la pared.

Las tensiones radiales tienen un máximo a una altura aproximada de  $0.35 \cdot h$  y rápidamente pasan a ser cero en la base, ya que ésta no puede deformarse radialmente y por lo tanto la base toma toda la tensión perimetral.

Si el tanque se construyera con el sistema reforzado, no se tendrían demasiados problemas para la distribución del acero, dentro de la pared del tanque. No es lo mismo para el caso que nos ocupa, debido a que necesitaríamos tener una trayectoria curva del cable de preesfuerzo, similar a la del diagrama de momentos flexionantes; esto nos produce:

- 1.- Imposibilidad de usar el pretensado, que es lo que se persigue. Se podría pensar que el postensado sería una buena solución, pero se tiene el inconveniente de que este sistema, incrementa demasiado el costo por los anclajes necesarios, y los ductos que sería menester de -

jar en el interior de las dovelas. Precisamente, para poder pretensar, el tanque se hizo a base de dovelas precoladas y pretensadas en fábrica, para aprovechar la rapidez y la calidad que se obtiene en la prefabricación.

2.- Se producirían en las dovelas efectos de alabeo difíciles de evitar y que ocasionarían problemas graves a la hora del montaje del tanque.

La aparición, en la pared del tanque, de los elementos mecánicos que se observan en las gráficas al final de este inciso, tienen su explicación en la figura que se muestra a continuación y que esquemáticamente muestra la forma en que la carga de la presión del contenido se reparte según sea la deformabilidad de la pared.

La pared se deforma tanto vertical como horizontalmente, y esto es lo que produce la aparición del momento flexionante vertical y la tensión que he denominado perimetral.

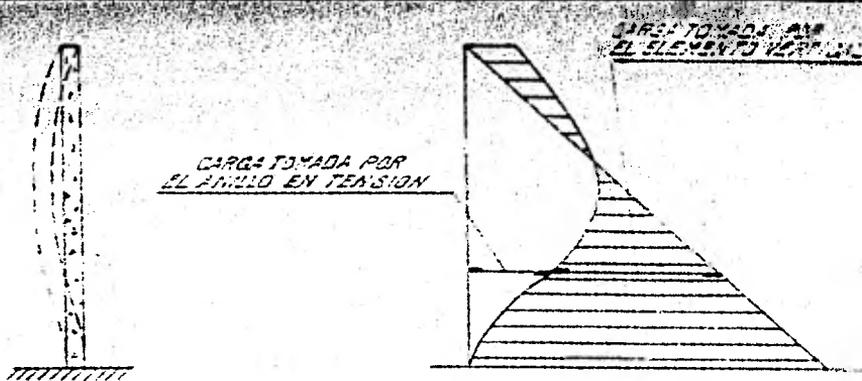


FIG. 1

Es de hacer notar que las condiciones de junta de la cubierta con la pared también produce cambio de los elementos mecánicos; pero se presentan sólo localmente y por lo tanto las ecuaciones a resolver y las tablas son proporcionadas a la condición de que la pared del tanque, en su parte superior, se encuentra libre.

MOMENTO FLEXIONANTE.

Primeramente analizaremos el problema utilizando las ecuaciones que aparecen en el libro de Carlo Cestelli-Guidi y que son:

$$M = \frac{\gamma a^2}{2} (h-a) e^{-x/a} \left( \cos \frac{x}{a} - \frac{h}{h-a} \operatorname{sen} \frac{x}{a} \right)$$

En donde:

$$a = \sqrt{\frac{tD}{\pi}}$$

t = 15 cms. espesor de la pared.

D = 21.50 mts. diámetro del tanque, en realidad debería ser 21.65 pero esto es un re-

finamiento innecesario.

x = Altura de un punto en consideración con ---  
respecto a la base.

γ = 1 ton/m<sup>3</sup>, peso específico del material con-  
tenido.

h = 5.5 altura de la pared del tanque en me---  
tros.

Sustituyendo:

$$a = \sqrt{\frac{0.15 \times 21.5}{3.14}} = 1.02$$

$$M = \frac{\frac{1 \times 1.04}{2} (5.5 - 1.02)}{e^{x/1.02}} \left( \cos \frac{x}{1.02} - \frac{5.5}{5.5-1.02} \operatorname{sen} \frac{x}{1.02} \right)$$

$$M = \frac{2.33}{e^{x/1.02}} \left( \cos \frac{x}{1.02} - 1.23 \operatorname{sen} \frac{x}{1.02} \right)$$

Tabulando se tiene:

PUNTO	x(mts)	x/a	e <sup>x/a</sup>	( $\frac{x}{a}$ )°C	cos $\frac{x}{a}$	sen $\frac{x}{a}$	$\frac{2.33}{e^{x/a}}$
A	0	0	1.00	0	1.0000	0.0000	2.3300
B	0.5	0.49	1.63	28.07	0.8821	0.4705	1.4080
C	1.0	0.98	2.66	56.15	0.5570	0.8305	0.8628

D	1.5	1.47	4.35	84.22	0.1007	0.9949	0.5276
E	2.0	1.96	7.10	112.30	-0.3795	0.9253	0.3232
F	2.5	2.45	11.60	140.37	-0.7701	0.6379	0.1978
G	3.0	2.94	18.95	168.45	-0.9796	0.2003	0.1211
H	3.5	3.43	31.00	196.53	-0.9586	-0.2846	0.0740
I	4.0	3.92	50.30	224.60	-0.7108	-0.7034	0.0456
J	4.5	4.41	82.50	252.68	-0.2976	-0.9547	0.0278
K	5.0	4.90	134.00	280.75	0.1866	-0.9825	0.0171
L	5.5	5.40	220.00	309.40	0.6343	-0.7739	0.0104

Sustituyendo Valores en la Fórmula

				M	$\frac{t-m}{m}$
A	2.330	(1.0	-1.23 x 0	) =	2.330
B	1.408	(0.8821	-1.23 x 0.4705	) =	0.427
C	0.8628	(0.5570	-1.23 x 0.8305	) =	-0.4012
D	0.5276	(0.1007	-1.23 x 0.9949	) =	-0.5919
E	0.3232	(-0.3795	-1.23 x 0.9253	) =	-0.4503
F	0.1978	(-0.7701	-1.23 x 0.6379	) =	-0.3076
G	0.1211	(-0.9796	-1.23 x 0.2003	) =	-0.1485
H	0.0740	(-0.9586	+1.23 x 0.2846	) =	-0.0450
I	0.0456	(-0.7108	+1.23 x 0.7034	) =	0.0070
J	0.0278	(-0.2976	+1.23 x 0.9547	) =	0.0243
K	0.0171	( 0.1866	+1.23 x 0.9825	) =	0.0238
L	0.0104	( 0.6334	+1.23 x 0.7739	) =	0.0164

Determinemos ahora los momentos flexionantes por medio de las tablas, que como ya dijimos anteriormente, apa

recen al final de este trabajo y que son tomadas del libro --  
Prestressed Concrete Cylindrical Tanks. de L. R. Creasy.

La tabla a usar es la número 11, que como se indica-  
en ella, es una tabla de coeficientes para "momentos en pared  
cilíndrica" en condición de "base fija" y carga triangular o -  
"carga de líquido".

La tabla indica:

$$\text{Momento} = (\text{coeficiente}) \times (wH^3) \text{ ft. lb. por ft.}$$

Si hacemos un análisis dimensional, observamos que -  
el coeficiente debe ser adimensional para que se tenga con---  
gruencia de unidades, por lo que no necesitamos hacer un cam-  
bio de unidades y directamente usamos el sistema métrico deci-  
mal.

Tenemos:

$$H = 5.5 \text{ mts.}$$

$$D = 21.5 \text{ mts.}$$

$$t = 0.15 \text{ mts.}$$

Para entrar a la tabla necesitamos obtener el factor  
 $H^2/Dt$ .

Cuando el valor numérico de dicho factor queda com-  
prendido entre dos de los que aparecen en la tabla, el coefi-

ciente se encuentra interpolando linealmente.

Aplicando a nuestro problema:

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{5.5^2}{21.5 \times .15} = 9.4$$

$$WH^3 = 1 \times 5.5^3 = 166.37$$

	$\frac{H^2}{Dt} = 8$	$\frac{H^2}{Dt} = 10$	$\frac{H^2}{Dt} = 9.4$	M $\frac{(t-m)}{m}$
0.1 H	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.2 H	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
0.3 H	0.0002	0.0001	0.0001	0.0166
0.4 H	0.0008	0.0004	0.0005	0.0831
0.5 H	0.0016	0.0007	0.0010	0.1664
0.6 H	0.0028	0.0019	0.0022	0.3660
0.7 H	0.0038	0.0029	0.0032	0.5324
0.8 H	0.0029	0.0028	0.0028	0.4658
0.9 H	-0.0022	-0.0012	-0.0015	-0.2493
1.0 H	-0.0146	-0.0122	-0.0129	-2.1462

#### TENSION PERIMETRAL

Determinemos ahora la fuerza perimetral que actúa en la pared del tanque, y hagámoslo también por medio de las ecuaciones que nos proporciona el libro de Carlo Cestelli-Guidi:

$$p = \gamma (h-x) - \gamma h e^{-x/a} \left( \cos \frac{x}{a} + \frac{h-a}{h} \operatorname{sen} \frac{x}{a} \right)$$

En donde las literales tienen el mismo significado que en la ecuación para la obtención del momento flexionante.

Para nuestro problema:

$$p = 1 (h - x) - \frac{1 \times 5.5}{e^{x/a}} (\cos \frac{x}{a} + \frac{5.5 - 1.02}{5.5} \operatorname{sen} \frac{x}{a})$$

$$p = (h - x) - \frac{5.5}{e^{x/a}} (\cos \frac{x}{a} + 0.814 \operatorname{sen} \frac{x}{a})$$

Punto	$h - x$	$\frac{5.5}{e^{x/a}} (\cos \frac{x}{a} + 0.814 \operatorname{sen} \frac{x}{a})$	$p(t/m^2)$	$F = \frac{p \times D}{2} (Kg/m)$
A	5.0	$\frac{5.5}{1.00} (1.0 + 0.814 \times 0.0)$	0	0.0
B	5.0	$\frac{5.5}{1.63} (0.8821 + 0.814 \times 0.4705)$	0.732	7869
C	4.5	$\frac{5.5}{2.66} (0.5570 + 0.814 \times 0.8305)$	1.952	20984
D	4.0	$\frac{5.5}{4.35} (0.1007 + 0.814 \times 0.9949)$	2.850	30637
E	3.5	$\frac{5.5}{7.10} (-0.3795 + 0.814 \times 0.9253)$	3.211	34518
F	3.0	$\frac{5.5}{11.6} (-0.7701 + 0.814 \times 0.6379)$	3.118	33518
G	2.5	$\frac{5.5}{18.95} (-0.9796 + 0.814 \times 0.2003)$	2.736	29412
H	2.0	$\frac{5.5}{31.0} (0.9586 - 0.814 \times 0.2846)$	2.211	23768
I	1.5	$\frac{5.5}{30.3} (-0.7108 - 0.814 \times 0.7034)$	1.640	17630
J	1.0	$\frac{5.5}{82.5} (-0.2976 - 0.814 \times 0.9547)$	1.071	11513
K	0.5	$\frac{5.5}{134} (0.1866 - 0.814 \times 0.9825)$	0.525	5644
L	0.0	$\frac{5.5}{220} (0.6334 - 0.814 \times 0.7739)$	0.000	0.0

Determinemos ahora la tensión perimetral en nuestro tanque, mediante el uso de las tablas de coeficientes para la misma condición de "base empotrada".

La tabla a utilizar es la tabla 17. Otra vez interpolaremos para obtener los valores correspondientes a  $H^2/Dt = 9.4$ .

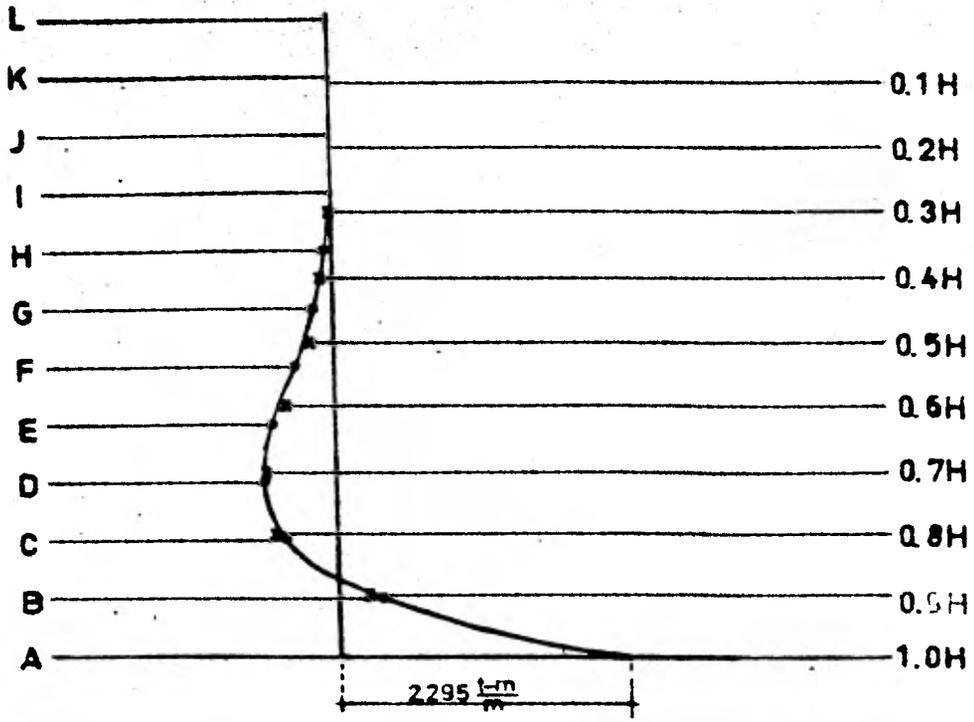
La tabla nos indica que para encontrar la tensión perimetral, debemos multiplicar el valor de los coeficientes por  $WHR$ .

$$WHR = 1 \times 5.5 \times 10.75 = 59.125$$

Punto	$\frac{H^2}{Dt} = 8$	$\frac{H^2}{Dt} = 10$	$\frac{H^2}{Dt} = 9.4$	$T=cWHR(t/m)$
0.0H	-0.011	-0.011	-0.011	-0.650
0.1H	0.104	0.098	0.100	5.912
0.2H	0.218	0.208	0.211	12.475
0.3H	0.335	0.323	0.327	19.334
0.4H	0.433	0.437	0.439	25.956
0.5H	0.534	0.542	0.540	31.927
0.6H	0.575	0.608	0.598	35.357
0.7H	0.530	0.589	0.571	33.760
0.8H	0.381	0.440	0.422	24.951
0.9H	0.151	0.179	0.171	10.110

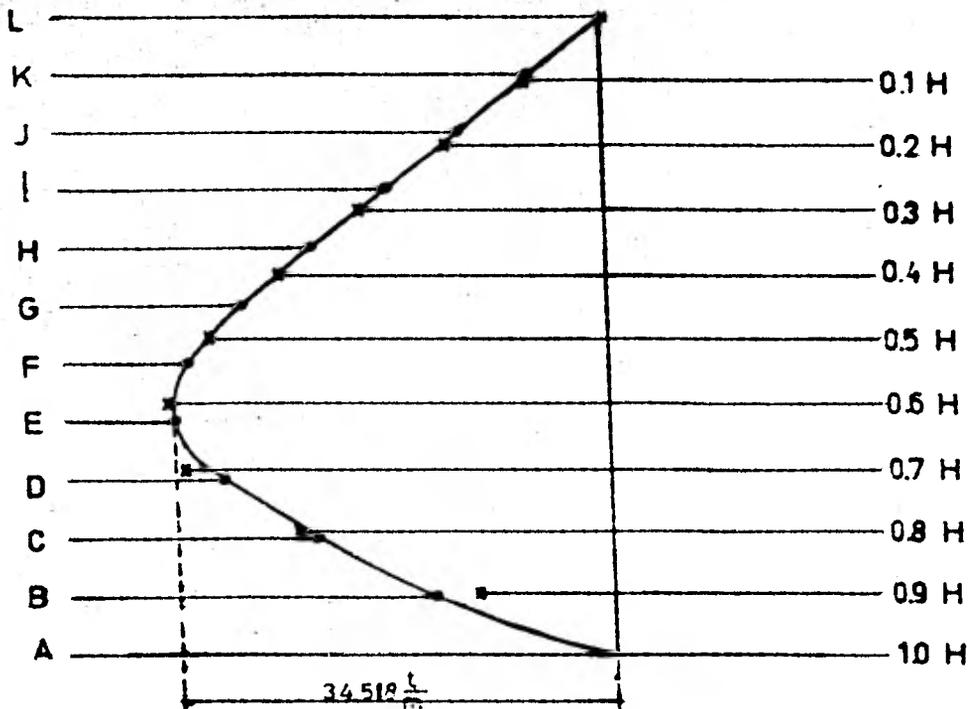
En las gráficas que aparecen en seguida, se muestran los elementos obtenidos según los dos procedimientos -

que se han graficado juntos para su fácil comparación.



MOMENTO FLEXIONANTE  
 "base empotrada"

valores obtenidos  
 usando tabla  
 valores obtenidos  
 usando la fórmula



TENSION PERIMETRAL

“base empotrada”

- x valores obtenidos usando tabla
- valores obtenidos usando la fórmula

## CONDICION "BASE ARTICULADA"

Si observamos las gráficas que aparecen al final - de este inciso, notaremos lo siguiente:

El momento Flexionante de la base de la pared vale cero (articulación).

El Momento Flexionante máximo que aparece es mucho menor que el Momento Flexionante (negativo) que nos aparece para la condición de "base empotrada" (generalmente del orden de  $1/3$ ).

La Fuerza Perimetral es un poco mayor que la que se tenía para la condición de "base empotrada".

Con el objeto de mostrar otro procedimiento para obtener los elementos mecánicos de un tanque, usaremos ahora el que en el libro de J.L.R. Creasy, éste denomina "Técnica del Tanque Vacío".

El procedimiento para la obtención de las fórmulas está basado en las siguientes consideraciones:

Si se tiene un tanque cuya pared sea deslizante, - no se tiene momento flexionante en la pared del mismo y la fuerza cortante y la deformación son proporcionales a la -- presión aplicada. Si nuestro tanque está articulado o empotrado

trado en la base, nos aparecerán en dicha base un momento  $M_o$  y/o un empuje radial  $Q_o$ . El momento, el Cortante y la deformación radial en posiciones intermedias a diferentes puntos sobre una vertical, se pueden obtener calculando la influencia que tienen un Momento  $M_o$  y/o un empuje radial  $Q_o$  sobre la pared de un tanque vacío.

Antes de presentar las ecuaciones correspondientes, veamos las que son llamadas "constantes del tanque".

Las expresiones así denominadas son las siguientes:

$$B^4 = \frac{Et}{D^2K}$$

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

En donde:  $E$  = Módulo de Elasticidad. (Para  $f'c=350$   $E=320,000$   $kg/cm^2$ ).

$\nu$  = Módulo de Poisson

$t$  = Grueso de la pared del tanque

Sustituyendo y tomando  $\nu = 0.2$

Obtenemos  $B = \frac{1.8}{(Dt)^{1/2}}$

Como podrá observarse, estas expresiones encierran propiedades físicas del material a utilizar, así como propiedades geométricas del tanque.

Las expresiones dadas por el libro Prestressed Con

crete Cylindrical Tanks, para el momento en la base  $M_o$  y el empuje radial  $Q_o$ , son:

$$\begin{aligned}
 M_o &= \left[ 1 - \frac{1}{BH} \right] \times \left[ \frac{WDHt}{2 [12 (1-\nu^2)]^{1/2}} \right] \\
 &= \left[ 1 - \frac{1}{BH} \right] \times \left[ \frac{WDHt}{6.8} \right] \\
 Q_o &= \left[ \frac{WDHt}{2 [12 (1-\nu^2)]^{1/2}} \right] \times \left[ 2B - \frac{1}{H} \right] \\
 &= \frac{WDt}{6.8} (2BH-1)
 \end{aligned}$$

para la condición "base empotrada".

Para la condición de "base articulada" se tiene:

$$\begin{aligned}
 M_o &= 0 \text{ (articulación)} \\
 Q_o &= \frac{B^3 W D^2 H t^2}{2 [12 (1-\nu^2)]} = \frac{WH}{3.7} \times (Dt)^{1/2}
 \end{aligned}$$

La segunda igualdad, en las ecuaciones anteriores, resulta de introducir en la primera los valores de las llamadas "constantes del tanque".

Para determinar la forma en que actúan en nuestro tanque  $M_o$ , y  $Q_o$  se hace uso de las siguientes expresiones:

$\delta_x$  = Deformación radial de la pared del tanque - vacío a una distancia  $x$  arriba de la base.

$$= \frac{1}{2 B^3 K} \left[ B M_o \psi(Bx) + Q_o \theta(Bx) \right]$$

$$M_x = \frac{1}{B} \left[ B M_o \phi(Bx) + Q_o \delta(Bx) \right]$$

El subíndice  $x$  indica que son efectos sobre la -

pared de nuestro tanque en puntos situados a una altura  $x$  -  
de la base.

Las expresiones  $\Phi (Bx)$ ,  $\psi (Bx)$ ,  $\theta (Bx)$  y  $\delta (Bx)$   
son funciones exponenciales de  $x$ , pero afortunadamente en -  
el tantas veces citado libro, ya aparecen tabuladas en la -  
tabla número diez.

Aplicemos lo anterior a nuestro problema:

$$M_x = \frac{1}{B} [B M_0 \Phi (Bx) + Q_0 \delta (Bx)]$$

pero por ser la pared de nuestro tanque de la condición "ag  
articulado en la Base", entonces tenemos:

$$M_0 = 0 \text{ (Articulación)}$$

y por lo tanto:

$$M_x = \frac{1}{B} [Q_0 \delta (Bx)]$$

Para hacer uso de la tabla 10 que contiene -  
los valores de las funciones exponenciales antes mencionadas,  
podemos hacer uso de unidades inglesas o del sistema Métrico  
Decimal. Usando unidades inglesas:

$$D = 21.5 \text{ mts.} = 21.5 \times 3.281 = 70.6 \text{ ft.}$$

$$H = 5.5 \text{ mts.} = 5.5 \times 3.281 = 18.15 \text{ ft.}$$

$$t = 0.15 \text{ mts.} = 0.15 \times 3.281 = 0.49 \text{ ft.}$$

Aplicando los valores anteriores se tiene:

$$B = \frac{1.8}{(Dt)^{1/2}} = \frac{1.8}{\sqrt{70.6 \times 0.49}} = 0.305$$

$$Q_0 = \frac{WH}{3.7} (Dt)^{1/2} = \frac{63.5 \times 19.15}{3.7} (70.6 \times 0.49)^{1/2} = 1835$$

$$\frac{1}{B} Q_0 = \frac{1}{0.305} \times 1835 = 6016$$

Tabulando, obtenemos:

PUNTO	x (fts)	[ B x ]	$\delta$ [ B x ]	$\frac{M}{lb-ft}$ ft	$\frac{M}{Kg-m}$ m
A	0	0.	0	0	0
B	1	0.305	0.2212	1335	605
C	2	0.610	0.3109	1878	852
D	3	0.915	0.3170	1913	868
E	4	1.220	0.2771	1670	759
F	5	1.525	0.2224	1338	607
G	6	1.830	0.1552	938	425
H	7	2.135	0.1111	668	303
I	8	2.440	0.0565	341	155
J	9	2.745	0.0204	123	56
K	10	3.050	0.0045	27	12

Como una mera comprobación de los resultados a -- que hemos llegado, obtengamos ahora los valores del momento flexionante, utilizando la tabla de coeficientes aplicando ahora la tabla número 13.

Es de hacer notar que el encabezado de la tabla -- dice "cargas combinadas de líquido y gas"; sin embargo esta tabla es aplicable a cada tipo de carga por separado:

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{5.5^2}{21.5 \times 0.15} = 9.4$$

$$WH^3 = 1 \times 5.5^3 = 166.37$$

$$M = \text{coef.} \times (WH^3)$$

Tabulando, obtenemos:

PUNTO	coeficientes para:			M t-m/m
	H <sup>2</sup> /Dt=8	H <sup>2</sup> /Dt=10	H <sup>2</sup> /Dt=9.4	
0.1 H	0.0000	0.0000	0.0000	0.000
0.2 H	0.0000	0.0000	0.0000	0.000
0.3 H	-0.0002	-0.0002	-0.0002	-0.033
0.4 H	0.0000	-0.0001	-0.0001	-0.017
0.5 H	0.0007	0.0002	0.0004	0.066
0.6 H	0.0020	0.0011	0.0014	0.233
0.7 H	0.0038	0.0025	0.0029	0.433
0.8 H	0.0057	0.0043	0.0047	0.782
0.9 H	0.0054	0.0045	0.0048	0.800
1.0 H	0.0000	0.0000	0.0000	0.000

Al final de este capítulo se han graficado los resultados de los dos procedimientos que son, por supuesto, similares.

## TENSION PERIMETRAL

El cálculo de la tensión perimetral lo haremos -- primero por la llamada "técnica del tanque vacío", y después, como comprobación y comparación, haciendo uso de la tabla 19, del multicitado libro de JLR Creasy.

Sabemos que en condición de pared deslizante en la base, la línea de presiones sigue una trayectoria recta, desde un valor cero en el borde superior de la pared, hasta un valor máximo en el fondo del tanque.

Este valor máximo es:

$$T = \frac{pD}{2}$$

Siendo:

$$p = 63.5 \times 18.15 = \gamma h = 1150 \text{ lbs/ft}^2$$

Entonces:

$$T = \frac{pD}{2} = \frac{1150 \times 70.6}{2} = 40700 \text{ lbs.}$$

Dado que la condición de apoyo de la base de la pared de nuestro tanque es una "articulación", nos debe aparecer en ella una fuerza igual y de sentido contrario, (-T) y por lo tanto, conociendo los efectos sobre la pared de dicha fuerza, podemos, por una superposición de causas y efectos, conocer la fuerza actuante en la pared del tanque en -

cualquier elevación de la misma.

Las ecuaciones para efectos de la fuerza (-T) ---

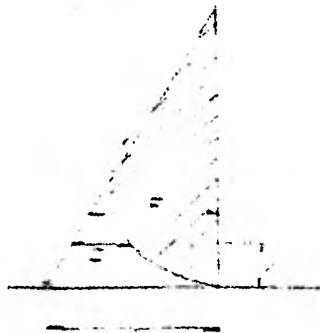
son:

$$z = \frac{2 Et}{D} \delta x$$

$$\delta x = \frac{1}{2 B^3 K} Q_0 \Theta (Bx)$$

$$Q_0 = \frac{B^3 W D^2 H t^2}{2 [12 (1 - \nu^2)]}$$

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



Sustituyendo y simplificando:

$$\delta x = \frac{1}{2 B^3 \frac{E t^3}{12 (1 - \nu^2)}} Q_0 \Theta (Bx)$$

$$\delta x = \frac{12 (1 - \nu^2)}{2 B^3 E t^3} Q_0 \Theta (Bx)$$

$$\delta x = \frac{12 (1 - \nu^2)}{2 B^3 E t^3} \frac{B^3 W D^2 H t^2}{2 [12 (1 - \nu^2)]} \Theta (Bx)$$

$$\delta x = \frac{W D^2 H t^2}{4 E t^3} \Theta (Bx)$$

$$\delta x = \frac{W D^2 H}{4 E t} \Theta (Bx)$$

$$z = \frac{2 E t}{D} \frac{W D^2 H}{4 E t} \Theta (Bx)$$

$$z = \frac{W H D}{2} \Theta (Bx)$$

← fuerza perimetral en -  
el fondo, si la pared-  
fuera deslizante.

Aplicando a nuestro caso y tabulando:

$$*B = \frac{1.8}{(Dt)^{1/2}} = \frac{1.8}{(70.6 \times 0.49)^{1/2}} = 0.305$$

\*Ver pag. 18

$$\frac{W H D}{2} = \frac{63.5 \times 18.15 \times 70.6}{2} = 40700$$

Los valores de  $\Theta (Bx)$ , se encuentran tabulados en la tabla 10, que se anexa al final de este trabajo.

PUNTO	x (fts)	Bx	$\Theta (Bx)$	z <sup>lb</sup> /ft	F <sup>lb</sup> /ft *	( $\frac{T}{F-z}$ ) lb/ft	T kg/m
A	0	0	1.0000	40700	40700	0	0
B	1	0.305	0.7032	28620	38458	9838	14639
C	2	0.610	0.4457	18140	36215	18075	26896
D	3	0.915	0.2446	9955	33973	24018	35739
E	4	1.220	0.1019	4147	31730	27583	41044
F	5	1.525	0.0071	289	29488	29199	43488
G	6	1.830	-0.0408	-1661	27245	28906	43012
H	7	2.135	-0.0606	-2466	25003	27469	40874
I	8	2.440	-0.0665	-2707	22761	25468	37896
J	9	2.745	-0.0592	-2409	20518	22927	34115
K	10	3.050	-0.0491	-1998	18276	20274	30168
L	11	3.355	-0.0353	-1437	16033	17470	25995
M	12	3.660			13791	13791	20521
N	13	3.965			11548	11548	17183
O	14	4.270			9306	9306	13847
P	15	4.575			7063	7063	10510

Q	16	4.880	4821	4821	7174
R	17	5.185	2579	2579	3838
S	18	5.490	336	336	500

\* Esta columna muestra las fuerzas que se tendrían si la base fuera deslizando.

Determinemos ahora la tensión, haciendo uso de la tabla 19 para comparar.

$$T = \text{coef.} \times W H R$$

Hacemos notar, otra vez, que de acuerdo a un análisis dimensional los coeficientes no tienen unidades.

$$W H R = 1 \times 5.5 \times 10.75 = 59.12$$

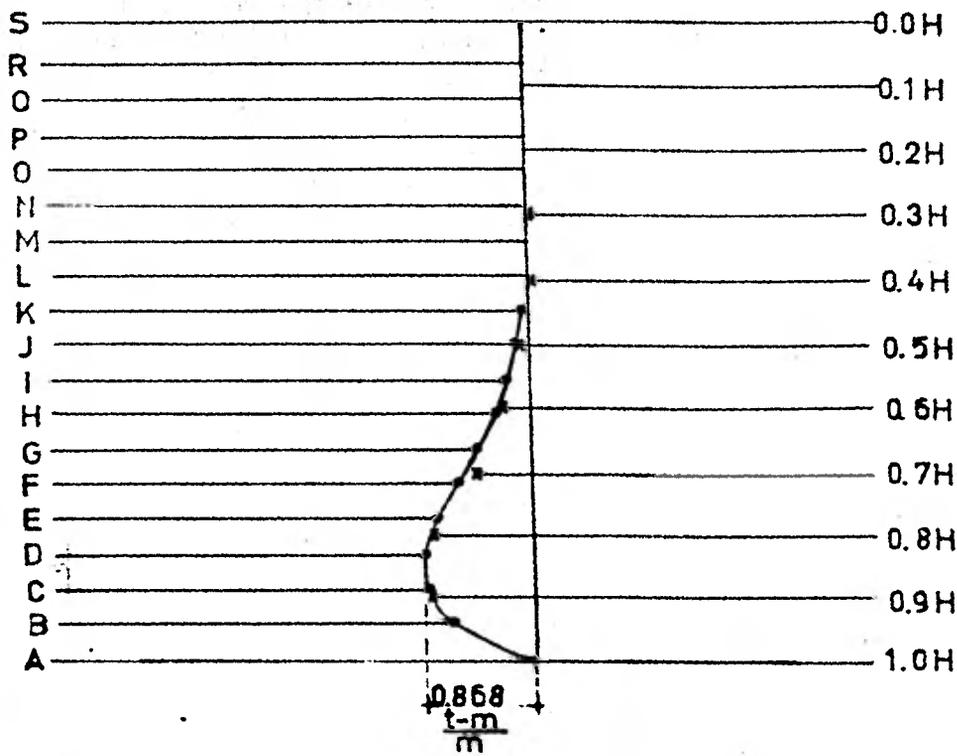
Para entrar a la tabla:

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{5.5^2}{21.50 \times 0.15} = 9.4$$

Tabulando obtenemos:

PUNTO	$\frac{H^2}{Dt} = 8$	$\frac{H^2}{Dt} = 10$	$\frac{H^2}{Dt} = 9.4$	T t/m.
0.0 H	-0.015	-0.008	-0.010	-0.591
0.1 H	0.096	0.095	0.095	5.616
0.2 H	0.208	0.200	0.201	11.883
0.3 H	0.324	0.311	0.315	18.625
0.4 H	0.443	0.428	0.432	25.539
0.5 H	0.563	0.552	0.556	32.871
0.6 H	0.661	0.666	0.664	39.256
0.7 H	0.697	0.730	0.720	42.566
0.8 H	0.621	0.678	0.661	39.078
0.9 H	0.386	0.433	0.419	24.771

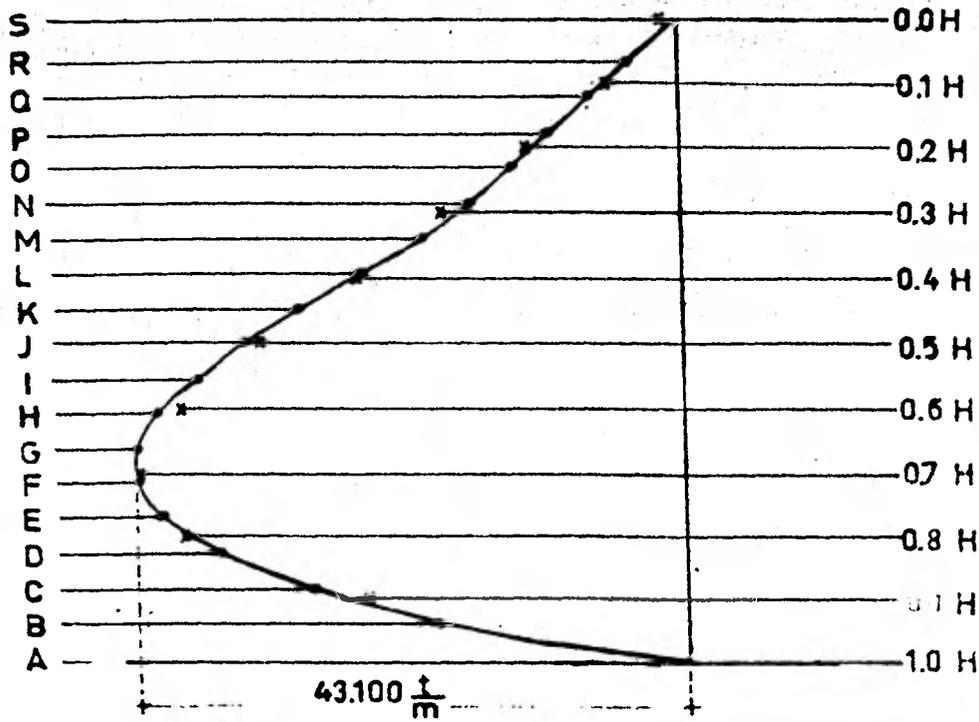
En las gráficas que aparecen enseguida se muestran los resultados obtenidos por los 2 caminos que, como se esperaba, son similares.



MOMENTO FLEXIONANTE

“base articulada”

- x valores obtenidos usando tabla
- valores obtenidos usando lo fórmula



TENSION PERIMETRAL  
 "base articulada"

- x valores obtenidos usando tabla
- valores obtenidos usando la fórmula

### CONDICION "BASE DESLIZANTE"

En virtud de que la base de la pared no se encuentra restringida, no puede aparecer en ella ni momento flexionante ni fuerza cortante, y los efectos de presión del líquido se reducen a producir, en la pared, solamente una fuerza perimetral proporcional a la profundidad. La presión en la base se encuentra con la muy conocida fórmula:

$$W = wH$$

y la tensión perimetral máxima (en la base) valdrá:

$$T = \frac{W D}{2}$$

para nuestro caso vale:

$$W = 1 \times 5.5 = 5.5 \text{ Ton/m}^2$$

y la tensión valdrá:

$$T = \frac{5.5 \times 21.5}{2} = 59.12 \text{ Ton/m.}$$

### CONDICION "BASE CON DESPLAZAMIENTO PARCIAL"

Esta condición no es muy usual y produce una reducción apreciable del momento flexionante y un incremento de la fuerza radial con respecto a la articulada, todo esto -- dependiendo de la magnitud del llamado Desplazamiento parcial. En general, los valores máximos tanto de fuerza radial como de momento flexionante, se encuentran dentro del rango que abarcan las condiciones analizadas.

Tanques, en estas 2 últimas condiciones, no son - muy usuales dadas las dificultades para hacer apoyos de la base de la pared que realmente cumplan con los requerimientos necesarios.

C A P I T U L O II

GENERALIDADES DE PREESFUERZO.- PERDIDAS

## GENERALIDADES DE PREESFUERZO.- PERDIDAS.

El presente capítulo se relaciona con los conceptos fundamentales del preesfuerzo y la forma como ésta actúa.

Como su nombre lo indica, preesforzar significa - inducir, en un material de alguna manera, esfuerzos que -- nos ayuden a contrarrestar los ocasionados cuando la es--- tructura esté trabajando bajo las cargas para las cuales - se diseñó.

El preesfuerzo en estructuras de concreto se da - generalmente mediante barras, cables (torones) o alambres, los cuales tienen un alto valor del límite de fluencia --- (fy) . .

Los esfuerzos de preesfuerzo pueden ser por pre-- tensado o por postensado. En el primer caso, los cables, - alambres o barras se tensan antes de colar el concreto, y - una vez que este ha alcanzado su resistencia de transferen - cia ( $f'_{ci}$ ) se destensa produciendo así, en el concreto, -- una fuerza de compresión, ya que el cable, barra o alambre, al cesar la fuerza de tensado, tiende a recuperar sus di-- mensiones originales. De esta manera la transferencia de-

la fuerza del cable, alambre o barra, se hace por adherencia del mismo dentro del concreto; es por ello que es muy importante determinar la resistencia que deberá alcanzar el concreto cuando se haga la transferencia de la fuerza de preesfuerzo, ya que si el concreto aún no alcanza la resistencia adecuada ( $f'_{ci}$ ), los cables, alambres o barras, pueden deslizarse (chorrearse) dentro del concreto, y la fuerza de preesfuerzo se perderá.

El postensado generalmente tiene lugar después de que el concreto ha alcanzado, prácticamente, la resistencia de diseño o un poco menos. El postensado se efectúa pasando los cables por ductos previamente formados en el interior de la pieza o elemento, por preesforzar, o como en el sistema Preload, por medio de cables alrededor de los elementos cilíndricos (tanques) que se quiere preesforzar. Estos cables siguen una trayectoria en espiral; posteriormente se recubre con un mortero para protección.

En el postensado, la transferencia de la fuerza de los cables al concreto se hace usando mecanismos de anclaje en los extremos de los cables. Una vez que se han tensado los cables, puede rellenarse o no el ducto mediante una inyección de lechada.

## PERDIDAS DE PREESFUERZO

Un aspecto importante en el preesfuerzo es el referente a las pérdidas del mismo. Tales pérdidas fueron el motivo de alguno de los fracasos que se tuvieron al -- inicio de la aplicación del preesfuerzo.

Las pérdidas son:

- 1.- Pérdidas por fricción y curvatura.
- 2.- Pérdidas por relajación del acero.
- 3.- Pérdidas por flujo plástico del concreto.
- 4.- Pérdidas por contracción diferida del concreto.
- 5.- Pérdidas por contracción instantánea del concreto.
- 6.- Pérdidas por anclaje.

1.- Pérdidas por fricción y curvatura.- El rozamiento entre el cable y la superficie de concreto sobre el que desliza, origina la pérdida de preesfuerzo por fricción. Para los efectos en esta pérdida, tiene primordial importancia el acabado de las paredes del ducto, ya que es función de la textura de la superficie del mismo; también deberá evitarse, a toda costa, que durante el colado de concreto haya filtraciones de lechada dentro

del ducto, que pudieran aumentar la magnitud de esta -- pérdida e incluso impedir el postensado.

Por lo antes expuesto, debe tenerse buen cuidado de que al fijar el ducto éste siga una trayectoria bien definida y sin cambios bruscos de dirección.

Al tensarse un cable siguiendo una trayectoria curva, - se tiene que el cable se arrastra pegándose hacia el interior del ducto; esto origina pérdidas que son función del ángulo de desviación, desde un extremo hasta el punto en consideración; ésta es la pérdida llamada por curvatura.

La pérdida por fricción es directamente proporcional al coeficiente de fricción entre el cable y la pared del ducto. La solución matemática para el cálculo de esta pérdida se deduce de considerar el alambre infinitamente delgado y que la fricción es proporcional a la presión lateral entre el ducto y el cable.

Como puede notarse en el cálculo de esta pérdida, concurren demasiados factores que no siguen ninguna ley matemática (v. g. filtraciones de lechada, mal alineamiento del ducto, acabados de la superficie del ducto, etc.), - ya que son circunstanciales; sin embargo se ha llegado-

a la fórmula siguiente comunmente aceptada:

$$F = F_0 e^{-\mu\theta - kl}$$

en donde:

F = Fuerza en el cable en cualquier punto.

F<sub>0</sub> = Fuerza en el extremo del cable o sea en el punto de aplicación.

θ = Suma de desviaciones angulares desde el punto de aplicación hasta el punto considerado.

μ = Coeficiente de fricción.

l = Longitud del cable hasta el punto en consideración.

k = Coeficiente de curvatura.

La fórmula anterior puede transformarse para  $(\mu\theta + kl) < 0.2$  en

$$T = \frac{T_0}{1 + \mu\theta + kl}$$

Los valores de μ y k, son valores que sólo pueden obtenerse experimentalmente y por lo mismo se tienen diferentes valores para los mismos, por lo cual es importante que se recabe la mayor información sobre este tipo de coeficientes que se hayan observado en obras similares anteriores. A continuación mostraremos los coeficientes recomendados según los diferentes autores:

SISTEMA DE PREESFUERZO	Sistema Frevssinet		Sistema Magnel		Sistema Lee-McCall	
	$\mu$	K/m	$\mu$	K/m	$\mu$	K/m
Formado por varilla o tubo metálico extendidos.	0.55	0.	0.30	0.0032	0.55	0.0016
Cable de hule flexible	0.55	0.0065	0.30	0.0016	0.55	0.0032
Cable de hule rígido - anteriormente.	0.55	0.0016	0.30	0.0016	0.55	0.0016
Cable metálica.	0.35	0.0032	0.30	0.0016	0.30	0.0016

## MACHATURIAN-GURFINKEL

Tipo de Acero	Valores Observados		Valores Recomendados	
	K	$\mu$	K	$\mu$
Alambres	0.0005-0.0030	0.15-0.35	0.0015	0.25
Varillas	0.0001-0.0005	0.08-0.30	0.0003	0.20
Alambres Galvanizados	0.0005-0.0020	0.15-0.30	0.0015	0.25

2.- Pérdidas por relajación del acero.- Esta pérdida se produce por el comportamiento viscoelástico de material y es -- función de la fuerza y del tiempo de duración de la misma. Experimentalmente se ve que si se tiene un alambre de ---- preesfuerzo sometido a una fuerza durante un tiempo y a -- una elongación constante, se observa que la intensidad de la fuerza decrece con el tiempo, siguiendo una variación - parabólica, o sea, que durante los primeros días se tiene-

una pérdida grande que va decreciendo hasta tender a - estabilizarse en un lapso de alrededor de 20 días de - aplicada la carga.

Estas pérdidas son de la magnitud mostrada adelante según los diferentes autores:

T.Y. LIN	KHACHATURIAN	CAMESA
5 %	4.8%	5 %

3.- Pérdidas por flujo plástico del concreto.- Esta pérdida es originada por efectos similares a los que produce en el acero la aplicación de una fuerza con el tiempo.

Al someter al concreto a los esfuerzos del preesfuerzo, éste sufre una compresión que con el paso del tiempo - produce en él una fluencia plástica que al principio - alcanza un alto valor y después tiende a cero. Esta - pérdida también es conocida como pérdida por fluencia - lenta o por deformación diferencial.

La fórmula para su valuación es la siguiente:

$$f_s = (C_c - 1) n f_c$$

en donde:

$C_c$  = Coeficiente de deformación plástica.

$n$  = Relación modular del acero al concreto.

$f_c$  = Esfuerzo de compresión en el concreto.

Los coeficientes  $C_c$  recomendados se muestran enseguida:

T.Y. LIN

Bajo agua	1.5 - 2.0
En aire húmedo	2.5 - 3.0
En Atmósfera ordinaria	3.0 - 4.0
En aire seco	4.0 - 5.0

KHACHATURIAN

Resistencia del Concreto.	Humedad Relativa Promedio		
	100 %	70 %	50 %
Normal	1.0-2	1.5-3	2.0-4
Alta	0.7-1.5	1.0-2.5	1.5-3.5

4.- Pérdidas por contracción. Esta pérdida se produce por 2 efectos: las reacciones químicas de los componentes del concreto, durante el proceso de endurecimiento; pero la pérdida por este concepto se supone despreciable; no así la que representa la pérdida de humedad del concreto con el tiempo. Esta pérdida puede ser reversible por condiciones ambientales, pero por motivos de -

seguridad se considera siempre irreversible. Las condiciones ambientales que pueden evitar estas pérdidas serían por ejemplo: ambiente muy húmedo.

También esta pérdida acontece velozmente los primeros días y posteriormente tiende a cero.

Las especificaciones alemanas nos dicen:

$$f_s = C E_s$$

siendo el valor del coeficiente C:

1.- Bajo el agua	0.0000
2.- En aire húmedo	0.0001
3.- En atmósfera ordinaria	0.0002
4.- En aire seco	0.0003

5.- Pérdida por contracción instantánea llamada también pérdida por deformación elástica. Al momento de aplicar la fuerza sobre el concreto, éste queda sometido a compresión y por lo tanto tiende a sufrir un acortamiento. Este acortamiento hace que el cable pierda parte de la elongación que le dió la fuerza y por lo tanto esta fuerza se reduce.

Si la pieza se preesforzara mediante un solo cable, este tipo de pérdida no sucedería pues el concreto se iría acortando al mismo tiempo que el cable se fuera es

forzando. Esta pérdida tiene lugar cuando son dos o más cables los necesarios para producir el preesfuerzo total. El primer cable que se tense tendrá la mayor pérdida por los sucesivos aumentos de compresión al irse tensando los demás cables; en virtud de esta secuencia de efectos el último cable no experimentará este tipo de pérdida.

En la práctica se acostumbra tomar una pérdida promedio para todos los cables que es dada por la fórmula siguiente:

$$f_s = \frac{N-1}{2} \times \frac{1.2 f_{cg}}{N} n$$

en donde:

$f_s$  = pérdidas de esfuerzo en el acero.

$f_{cg}$  = esfuerzo en el concreto a la altura del c.g. de los cables.

$N$  = Número de cables

$n$  = Relación de los módulos de elasticidad del acero y el concreto.

#### 6. - Pérdida por corrimiento de anclajes,

Dependiendo del tipo de anclajes, esta pérdida tiene lugar en el momento de destensar los cables, y de pasar el esfuerzo de los mismos al concreto mediante el anclaje. El

anclaje en el momento de la transferencia sufre ligeros - desplazamientos que pueden ser: en el tipo de anclajes de cono; el corrimiento del cono macho hasta que éste empo-- tra perfectamente en la campana, o en otro tipo el corri-- miento del anclaje hasta topar perfectamente con la placa de apoyo. Estos corrimientos andan del orden de 0.1 a -- 0.8 cm.

En general el corrimiento de anclaje sólo ocasiona pérdi-- das hasta un cierto punto a partir del extremo del tensa-- do.- Esto se debe a que la fricción existente entre el ca-- ble y el ducto actúa ahora en sentido inverso, y tiende - a evitar que el cable deslice hacia adentro.

En nuestro caso y dada la longitud de los tendones y a -- que la fricción debida a la curvatura es grande, el efec-- to de la pérdida por anclaje no afecta nuestras pérdidas-- en el centro del claro. A mayor abundancia, la distribu-- ción de tendones es hecha en "tresbolillo", lo cual nos - da una mejor distribución de esfuerzos en todo el períme-- tro del tanque.

Sin embargo, esta pérdida sí deberá estudiarse en el caso de tendones cortos en donde sí puede ser de importancia.-

Para este fin, remito al lector al libro tantas veces men

cionado Prestressed Concrete de Khachaturian - Gurfin--  
kel.

C A P I T U L O    I I I

DIMENSIONAMIENTO

## D I S E Ñ O

Una vez obtenidos los elementos mecánicos, procedamos ahora al diseño de las paredes de nuestro tanque.

Inicialmente se pensó en la posibilidad de hacer un tanque de pared deslizante en la base; sin embargo, al respecto, se encontraron serias objeciones por lo que se refiere, sobre todo, a la impermeabilización de las juntas. Como ya se mencionó con anterioridad, la pared del tanque debería hacerse a base de dovelas precoladas, preesforzadas en planta, para aprovechar las ventajas inherentes de la prefabricación como son: una buena dosificación, el curado, la supervisión y la uniformidad debida a los moldes.

Como las dovelas debían ser transportadas de la planta de fabricación al sitio donde se ubicara el tanque, el tamaño de las mismas debería ser tal que fueran transportables; esto nos obligaría a tener un número grande de juntas. Consultando el fabricante de los productos recomendables para la impermeabilización de dichas juntas, sólo garantizaba el correcto funcionamiento de sus productos por un lapso de 5 años.

Otro factor que nos llevó a desecher esta solución fue que el procedimiento común, cuando se tiene una pared de

este tipo, implica considerar un cierto efecto de momento flexionante vertical en la pared, debido a efectos de fricción que se presentarían al deslizar la base de la pared en un plazo más o menos largo por intemperización de los elementos constituyentes de la junta deslizante.

La solución de base empotrada también se desechó por los motivos ya explicados anteriormente, y que básicamente son:

El momento flexionante que nos aparece en la bases relativamente grande comparado con el momento flexionante que nos aparece en la condición de base articulada. Esto nos obligaría a usar una mayor cantidad de acero de preesfuerzo que para la condición base articulada. Como ya se dijo antes podría recurrirse, para reducir la cantidad de preesfuerzo, a postensar las dovelas con trayectorias de cables curvas, pero que producirían alabeos de las mismas

En virtud de lo anterior, se llegó a la conclusión de que el tanque se haría en la condición "Base Articulada".

Se hicieron los siguientes considerandos:

A.- La pared será a base de dovelas;

B.- Las dovelas se unirán entre sí mediante colados en obra;

C.- La losa de piso será reforzada;

D.- El terreno de cimentación tiene una resistencia de  $15 \text{ T/M}^2$ ;

E.- Las dovelas serán precoladas y preesforzadas en planta;

F.- Las dovelas llevarán los ductos para alojar los cables de postensado;

G.- La cubierta del tanque será con pendiente y soportada por columnas en el interior del mismo;

H.- La cubierta tendrá travesaños portantes preesforzadas y elementos canales también precolados y preesforzados.

#### DISEÑO DE DOVELAS

De la gráfica de momentos flexionantes tenemos que:

$$M_{flex} = 0.868 \frac{t \cdot m}{m}$$

supondremos a la dovela un espesor de 15 cms. (6"), valor mínimo recomendado, y revisaremos para los efectos mecánicos bajo esta consideración. Tenemos:

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 15^2}{6} = 3750 \text{ cm}^3 .$$

Esfuerzos:

$$F_t = F_b = \frac{M}{s} = \frac{86800}{3750} = 23.15 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos de tensión debidos al momento flexionante aparecen en la cara exterior de la pared y por lo tanto si presforzamos para dar  $23.15 \text{ kg/cm}^2$  de compresión los esfuerzos resultantes serían cero. Sin embargo, como medida adicional contra la aparición de grietas, efectos de temperatura, etc., se ha deseado tener un "esfuerzo residual" de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , entonces

$$f = 23.15 + 5 = 28.15 \text{ kg/cm}^2$$

entonces, por metro:  $28.15 \times 15 \times 100 = 42225 \text{ kg}$ .

usando cables de  $3/8"$

$$f_s = \text{límite de ruptura} = 18400 \text{ kg/cm}^2$$

tensando al 70% de la ruptura tenemos:

$$f_t = 0.7 \times 18400 = 12880 \text{ kg/cm}^2$$

\*si las pérdidas se consideran de 20%

$$f \text{ efectiva} = 12880 \times 0.8 = 10304 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area de un cable} = 0.516 \text{ cm}^2$$

$$F \text{ efectiva por cable} = 10304 \times 0.516 = 5317 \text{ kg/cable}$$

$$\text{número de cables necesarios} = \frac{42205}{5317} = 7.94/\text{m}$$

$$\text{cables } 3/8 \text{ a cada } \frac{100}{7.94} = 12.6 \text{ cm}$$

o sea @ 25 en cada cara

(\*Este valor de 20% de pérdidas es el normalmente usado en todos los cálculos de preesfuerzo. La obtención del mismo es una aplicación de los conceptos de pérdida de preesfuerzo. Hemos querido, para ejemplificar la aplicación de la teoría de pérdidas, hacer un cálculo de pérdidas de postensado ya que por la aparición en ellas de la desviación angular el ejemplo será más completo. Este cálculo aparece en la sección correspondiente.)

Horizontalmente, el acero de refuerzo en la dove la deberá ser el acero mínimo contra el agrietamiento y manejo, ya que los esfuerzos en este sentido son tomados por los cables de postensado.

Usando especificaciones del American Concrete -- Institute (ACI)

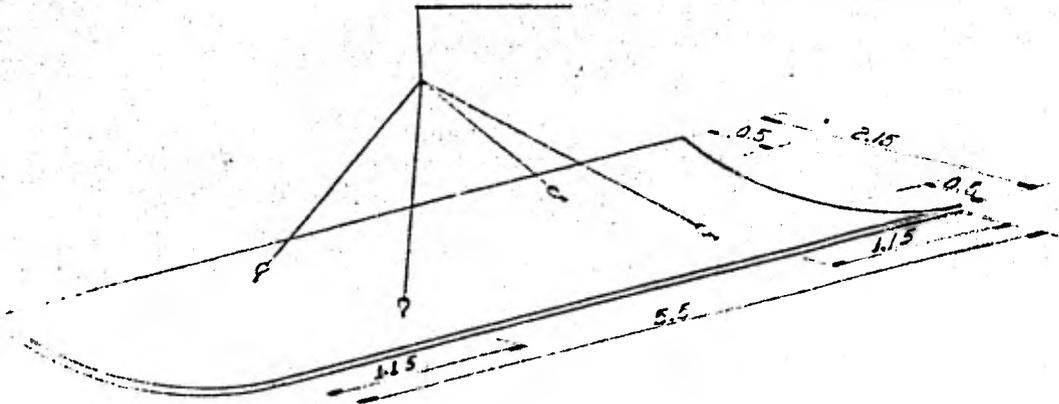
$$As_{\min} = 0.0025 \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vars. \# 3 a cada } \frac{71}{3.75} = 19 \text{ cm.}$$

Por seguridad se armará con vars. # 3 a cada 30- en 2 caras.

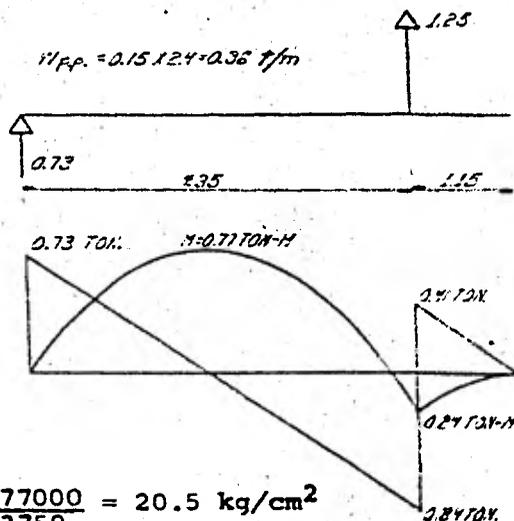
Se hace necesaria la revisión para determinar -- los efectos del peso propio durante el manejo.

### Cable para manejo



La forma cóncava de la dovela nos da mayor resistencia a la flexión. Para el análisis exacto de los esfuerzos debidos al peso propio, o sea, los esfuerzos producidos por Momento Flexionante al levantar la dovela, como se indica, deberíamos determinar el momento de inercia de la dovela con respecto al eje principal de su sección, y a continuación determinar los módulos de sección y obtener los esfuerzos. Como una simplificación haremos esta revisión, considerando la dovela como si fuera una placa plana y de 1 metro de ancho.

Si usamos los puntos mostrados tanto para transporte como para montaje, tendremos en la condición mas favorable:



Por lo tanto:

$$f = \frac{M}{S} = \frac{77000}{3750} = 20.5 \text{ kg/cm}^2$$

$20.5 \text{ kg/cm}^2 < 28.15$  esfuerzo de preesfuerzo. Si consideramos la curvatura de la dovela, tendremos un mayor factor de seguridad.

#### DISEÑO DEL POSTENSADO

El postensado de las dovelas se hará mediante alambres utilizando el sistema Prescon.

Usaremos alambres de 7 mm. Procediendo por tanteos, encontramos una separación de tendones de 39 cm.

Entonces: Fuerza en el punto de máxima tensión  $= 43100 \times 0.39 = 16809 \text{ kg}$ . esta fuerza nos pondría en un estado de esfuerzos -

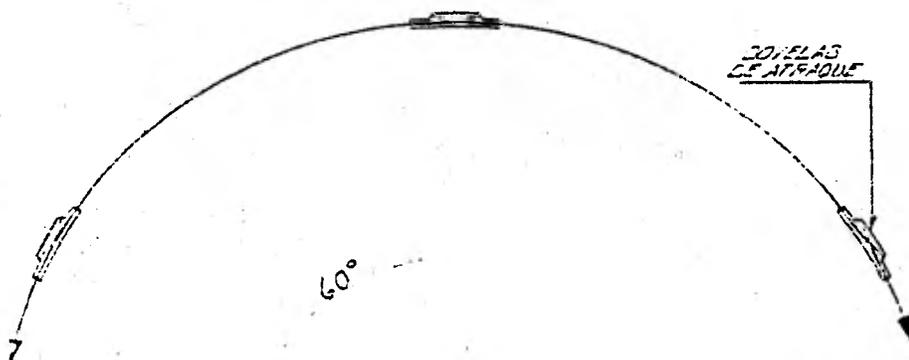
de tensión de cero, pero la compresión residual recomendada es aproximadamente  $10 \text{ kg/cm}^2$ ; entonces

$$10 \times 15 \times 39 = 5850 \text{ kgs.}$$

$P_{\text{total}} = 16809 + 5850 = 22659 \text{ kgs/tendón}$  (en el punto de máxima tensión).

Determinemos las pérdidas de preesfuerzo: (ver capítulo GENERALIDADES DE PREESFUERZO)

1.- Pérdidas por fricción y curvatura.



En virtud de que los tendones se tensarán por ambos extremos, para las pérdidas por fricción y curvatura equivale a considerar un punto fijo en el centro del cable, de tal manera que las pérdidas acontecen únicamente para la  $1/2$  del mismo.

Aplicando la fórmula a nuestro problema:

$$T = \frac{T_0}{1 + \mu \theta + kL}$$

T = Tensión en el punto medio del cable

T<sub>0</sub> = Tensión en el extremo del cable

$$\theta = \text{Desviación angular} = 60^\circ = \frac{\pi}{3}$$

$$l = \frac{\pi d}{6} = \frac{3.14 \times 21.65}{6} = 11.33 \text{ mts.}$$

Para escoger los valores de  $\mu$  y  $k$ , se tienen dificultades, ya que estos son valores empíricos y su elección está más bien basada en experiencias en obras anteriores. Los valores son tan variables como se muestra en la tabla que podemos ver en el capítulo GENERALIDADES DE PREESFUERZO.

Para nuestro problema usaremos los siguientes valores:

$$k = 0.0030$$

$$\mu = 0.15$$

sustituyendo

$$T = \frac{T_0}{1 + 0.15 \frac{\pi}{3} + 0.003 \times 11.33}$$

$$T_0 = T(1 + 0.157 + 0.034) = 1.19 T$$

$$T = \frac{T_0}{1.19} = 0.84 T_0$$

$$\text{Pérdida} = 16\%$$

2.- Pérdida por relajación del acero.- Según la información de fabricantes, esta pérdida anda del orden del 4%. (cap. II)

$$\text{Pérdida} = 4\%$$

3.- Pérdida por flujo plástico del concreto

$$f = (C_c - 1) f_c \cdot n$$

$$f_c = \frac{P}{A} \text{ (preesfuerzo concéntrico)} = \frac{22659}{15 \times 39} = 39 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2100000}{320000} = 6.56$$

Si tomamos  $C_c = 3$

$$f = (3-1) \times 39 \times 6.56 = 512 \text{ kg/cm}^2$$

Si el esfuerzo de trabajo del alambre es:

$$0.8 \times 0.7 \times 15000 = 8400$$

$$\text{entonces: pérdida} = \frac{512}{8400} = 6.1 \%$$

4.- Pérdida por contracción:

$$f_s = C E_s$$

$$\text{Tomando } C = 0.0002$$

$$E_s = 2100 \text{ 000}$$

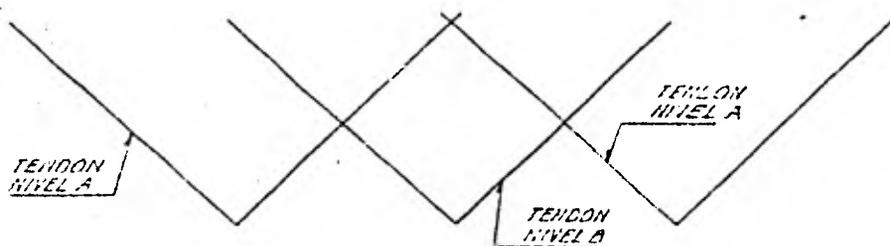
$$A f_s = 0.0002 \times 2100,000 = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Entonces: pérdida} = \frac{420}{8400} = 5.0\%$$

5.- Pérdida por contracción instantánea: Esta pérdida se refiere al caso de cuando se tiene una pieza con los cables localizados uno cerca del otro, y estos cables se -

van a postensar uno por uno; en nuestro caso no tenemos ese problema porque los alambres que forman el tendón se tensan todos al mismo tiempo. Al respecto, se podría objetar que los efectos del primer tendón tensado sí afectaría los esfuerzos de los otros; sin embargo como los demás tendones se encuentran a una distancia considerable (39 cms), y como además los tendones se van tensando parcialmente y en forma alternada, los efectos de la contracción instantánea son prácticamente nulos en nuestro caso. En el caso de la pérdida por fricción y curvatura es importante observar lo siguiente:

Dada la distribución de cables tendremos una pérdida como se muestra en la siguiente gráfica:



Sumando gráficamente los esfuerzos mostrados obtenemos que la pérdida media vale  $\frac{16}{2} = 8\%$ .

Entonces:

Pérdida total:

$$8 + 4 + 6.1 + 5.0 = 23.1\%$$

Si la resistencia última del alambre a utilizar --  
es:

$$f_s = 15500 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.7 f_s = 0.7 \times 15500 = 10850$$

y  $f$  (efectiva) de preesfuerzo =  $0.769 \times 10850 = 8343 \text{ kg/cm}^2$  -

si el tendón tiene 7 alambres de 7 mm. de diámetro:

$$A_s = 7 \times 0.38485 = 2.694 \text{ cm}^2$$

$$F = 2.694 \times 8343 = 22476 \text{ kgs.}$$

Aun cuando en los puntos más abajo del valor máximo de tensión podría reducirse el preesfuerzo según necesidades, no se acostumbra hacerlo; sin embargo en la parte superior el preesfuerzo se va cambiando para obtener una reducción del mismo.

Así pues, si ponemos, a partir de la base hacia --  
arriba, tendones como se muestra en la siguiente tabla, tendremos los esfuerzos mostrados en la misma:

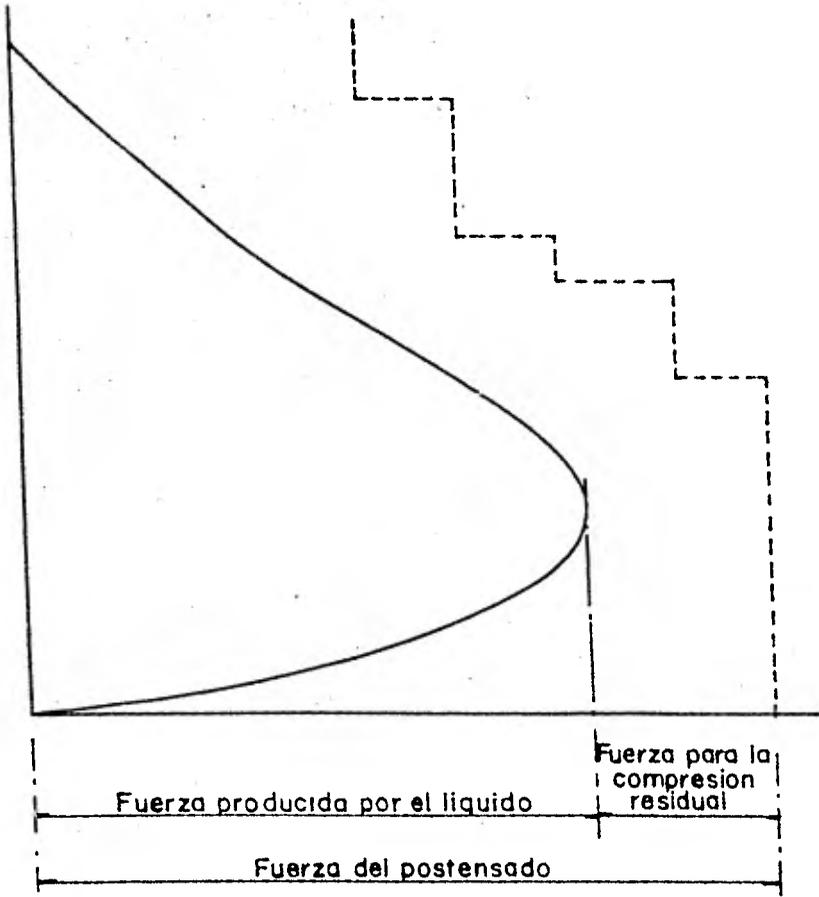
	Fuerza (Kg)	Esfuerzo de Preesfuerzo (Kg/cm <sup>2</sup> )
7 alambres	22476	38.42
7 "	22476	38.42
7 "	22476	38.42
7 "	22476	38.42
7 "	22476	38.42
7 "	22476	38.42
7 "	22476	38.42
6 "	19266	32.93

6 alambres	19266	32.93
5 "	16055	27.44
4 "	12844	21.95
4 "	12844	21.95
4 "	12844	21.95
3 "	9633	16.47

Los esfuerzos debidos a la carga del agua los determinamos de la gráfica de tensión perimetral (condición articulada) y en el mismo orden valen:

Fza. (kg/m)	Fza. Kg/39 cm.	f (kg/cm <sup>2</sup> )
12090	4715	8.05
27800	10842	18.50
36900	14391	24.60
42100	16419	28.03
43100	16809	28.73
41600	16224	27.73
37000	15210	26.10
31800	12402	21.20
25700	10023	17.13
19600	7644	13.07
15000	5850	10.00
10800	4212	7.20
7200	2808	4.80
3000	1170	2.00

En la figura siguiente mostramos gráficamente las curvas de fuerzas de preesfuerzo y la demanda por efectos - del contenido del líquido.



FUERZAS PERIMETRALES

Como los esfuerzos de compresión en las dovelas no deben sobrepasar los valores de  $f_c = 1.200 \text{ psi} = 84.84 \text{ --- kg/cm}^2$  (ver tabla pág. 54), y ya que nosotros tenemos única mente como esf. máximo = 38.42 vemos que el espesor de la dovela es correcto, por ser el mínimo recomendable.

C A P I T U L O   I V

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

## PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Dovelas: El espesor de las dovelas está en función primeramente del espesor mínimo recomendable y los esfuerzos; la altura de las mismas está condicionada por la capacidad del tanque, y el ancho se determinó atendiendo a obtener un número par de las mismas, además que las dimensiones de las dovelas denominadas de atraque fueran manejables en virtud de su peso, ya que una dovela de estas, demasiado grande presentaría el problema de manejo, y demasiado chicas representaría un gran número de juntas en la obra. Siendo estas -- juntas las partes más peligrosas en lo que respecta a fugas, obviamente, mientras menos juntas se tengan, habrá menos posibilidades de fisuras.

Para la ejecución de las dovelas se recurrió hacer un molde de concreto armado, en donde primeramente se colaron las seis dovelas "de atraque".

Este molde, una vez que se tuvieron coladas las 6 dovelas, se relleno su parte central y se procedió al colado de las dovelas faltantes.

Las laterales del molde se hicieron mediante un perfil metálico a lo largo del mismo, perfil en el cual se ----

hicieron las incisiones correspondientes para permitir el paso de la banda de P.V.C. y las varillas del armado horizontal. (Ver planos al final del presente trabajo).

Los ductos para el paso futuro del postensado se previeron mediante el uso de poliductos firmemente soportados contra la cimbra y los cables previamente tensados para impedir el movimiento de los mismos durante el vibrado.

Una vez que el concreto empezaba a fraguar, se retiraron los poliductos.

Las dovelas se curaron a vapor-procedimiento común en preesforzados-, por la necesidad de demoldar para continuar los colados.

#### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Habiéndose terminado las terracerías, se procedió a colar la losa de fondo, así como los candeleros para recibir las columnas interiores precoladas. Se coló también simultáneamente la preparación para recibir las dovelas.

Una vez que el colado estuvo terminado y cuando este alcanzó una resistencia del 70% de  $f'_{ci}$ , se procedió a colocar las columnas interiores, nivelándose y plomeándose éstas.

Se procedió a efectuar el colado complementario del candelero. Seguidamente se procedió a colocar las dovelas; nivelándose y plomeándose. (La nivelación es un detalle importante para la coincidencia perfecta de los ductos de postensado, pues la no correspondencia de un ducto y otro nos podría producir importantes pérdidas por fricción).

Se introdujeron los alambres de los tendones de preesfuerzo dentro de los ductos correspondientes, antes del colado de los castillos de unión entre dovela y dovela.

Se procedió a hacer la unión de la banda de P.V.C. en la base de las dovelas, mediante el método de calentar la banda con soleras calientes, de tal modo que se fundan los dos extremos para unir.

Existe también el procedimiento de unir las bandas de P.V.C. mediante un pegamento especial. Sin embargo, se considera más eficiente la unión en caliente por lo que se prefirió este método.

Se procedió al colado de los castillos antes mencionados, para lo cual los cables de los tendones se envolvieron en ductos de lámina impermeables para evitar que el concreto del castillo penetrara entre los alambres del postensado.

Una vez que el concreto de los castillos alcanzó una resistencia de  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  se procedió al postensado.

Como se indica en el plano adjunto se siguió un cierto orden de tensado; éste tiene por objeto no esforzar demasiado unas zonas del tanque mientras otras estén sueltas pues podrían producirse fisuras o deformaciones excesivas.

Lo anterior también nos reduce grandemente las pérdidas por "contracción instantánea".

Ya que el tanque estuvo completamente postensado se efectuó el colado en la zona inferior interior de las dovelas para obtener la impermeabilidad del depósito y para fijar debidamente la base. (Ver planos)

Seguidamente se procedió al montaje de las trabes portantes sobre las paredes del tanque y las columnas, colando el nudo de dichas trabes en las columnas.

Se hizo enseguida el montaje de las canaletas precoladas preesforzadas.

Se efectuó el colado complementario de las paredes del tanque.

Es conveniente decir que el tanque, objeto de este trabajo, se encuentra en servicio con resultados satisfactorios.

APPENDIX I

TABLES OF MATHEMATICAL FUNCTIONS  
TABLES OF MEMBRANE COEFFICIENTS.

Table 10. Table of Functions  $\psi(\beta z)$ ,  $\psi'(\beta z)$ ,  $\psi''(\beta z)$ ,  $\Delta\psi(\beta z)$

$\beta z$	$\psi(\beta z)$	$\psi'(\beta z)$	$\psi''(\beta z)$	$\Delta\psi(\beta z)$
0	1.0000	1.0000	1.0000	0
0.1	0.9907	0.8190	0.2605	0.0005
0.2	0.9651	0.4998	0.0619	0.0019
0.3	0.9247	0.2481	0.0077	0.0030
0.4	0.8703	0.1264	0.0024	0.0038
0.5	0.8128	0.0615	0.0009	0.0042
0.6	0.7532	0.0329	0.0004	0.0044
0.7	0.6925	0.0181	0.0002	0.0045
0.8	0.6316	0.0100	0.0001	0.0045
0.9	0.5714	0.0056	0.0000	0.0045
1.0	0.5128	0.0032	0.0000	0.0044
1.1	0.4566	0.0019	0.0000	0.0043
1.2	0.4036	0.0012	0.0000	0.0042
1.3	0.3545	0.0008	0.0000	0.0041
1.4	0.3100	0.0005	0.0000	0.0040
1.5	0.2708	0.0003	0.0000	0.0039
1.6	0.2366	0.0002	0.0000	0.0038
1.7	0.2071	0.0001	0.0000	0.0037
1.8	0.1820	0.0001	0.0000	0.0036
1.9	0.1611	0.0000	0.0000	0.0035
2.0	0.1441	0.0000	0.0000	0.0034
2.1	0.1307	0.0000	0.0000	0.0033
2.2	0.1204	0.0000	0.0000	0.0032
2.3	0.1128	0.0000	0.0000	0.0031
2.4	0.1074	0.0000	0.0000	0.0030
2.5	0.1038	0.0000	0.0000	0.0029
2.6	0.1014	0.0000	0.0000	0.0028
2.7	0.1000	0.0000	0.0000	0.0027
2.8	0.0994	0.0000	0.0000	0.0026
2.9	0.0995	0.0000	0.0000	0.0025
3.0	0.0999	0.0000	0.0000	0.0024
3.1	0.0999	0.0000	0.0000	0.0023
3.2	0.0999	0.0000	0.0000	0.0022
3.3	0.0999	0.0000	0.0000	0.0021
3.4	0.0999	0.0000	0.0000	0.0020

MOMENTS IN CYLINDRICAL WALL

TRIANGULAR LOAD

Fixed Base, Free Top

Mom. = conf.  $\times \beta^2 \text{ ft. lb. per ft.}$

Positive sign indicates tension in the outside

'Liquid' Load

Fig. 4a

$\beta z$	Coefficients of point									
	$\psi_{111}$	$\psi_{211}$	$\psi_{311}$	$\psi_{411}$	$\psi_{511}$	$\psi_{611}$	$\psi_{711}$	$\psi_{811}$	$\psi_{911}$	$\psi_{1011}$
0.4	0.0005	0.0010	0.0021	0.0037	0.0057	0.0081	0.0110	0.0144	0.0184	0.2305
0.8	0.0011	0.0021	0.0041	0.0071	0.0111	0.0161	0.0221	0.0291	0.0371	0.4615
1.2	0.0017	0.0032	0.0062	0.0112	0.0172	0.0242	0.0322	0.0412	0.0512	0.6420
1.6	0.0023	0.0043	0.0083	0.0143	0.0213	0.0293	0.0383	0.0483	0.0593	0.8225
2.0	0.0029	0.0054	0.0104	0.0174	0.0254	0.0344	0.0444	0.0554	0.0674	1.0030
2.4	0.0035	0.0065	0.0125	0.0205	0.0295	0.0395	0.0505	0.0625	0.0755	1.1835
2.8	0.0041	0.0076	0.0146	0.0236	0.0336	0.0446	0.0566	0.0696	0.0836	1.3640
3.2	0.0047	0.0086	0.0166	0.0266	0.0376	0.0496	0.0626	0.0766	0.0916	1.5445
3.6	0.0053	0.0096	0.0186	0.0286	0.0406	0.0536	0.0676	0.0826	0.0986	1.7250
4.0	0.0059	0.0106	0.0206	0.0306	0.0436	0.0576	0.0726	0.0886	0.1056	1.9055
4.4	0.0065	0.0116	0.0226	0.0326	0.0466	0.0616	0.0776	0.0946	0.1126	2.0860
4.8	0.0071	0.0126	0.0246	0.0346	0.0496	0.0656	0.0826	0.1006	0.1196	2.2665
5.2	0.0077	0.0136	0.0266	0.0366	0.0526	0.0696	0.0876	0.1066	0.1266	2.4470
5.6	0.0083	0.0146	0.0286	0.0386	0.0556	0.0736	0.0926	0.1126	0.1326	2.6275
6.0	0.0089	0.0156	0.0306	0.0406	0.0586	0.0776	0.0976	0.1186	0.1386	2.8080
6.4	0.0095	0.0166	0.0326	0.0426	0.0616	0.0816	0.1026	0.1246	0.1466	2.9885
6.8	0.0101	0.0176	0.0346	0.0446	0.0646	0.0856	0.1076	0.1306	0.1506	3.1690
7.2	0.0107	0.0186	0.0366	0.0466	0.0676	0.0886	0.1116	0.1346	0.1566	3.3495
7.6	0.0113	0.0196	0.0386	0.0486	0.0706	0.0926	0.1166	0.1406	0.1626	3.5300
8.0	0.0119	0.0206	0.0406	0.0506	0.0736	0.0966	0.1206	0.1466	0.1686	3.7105

Table 11

MOMENTS IN CYLINDRICAL WALL

RECTANGULAR LOAD

Fixed Base, Free Top

Mom. = conf.  $\times \beta^2 \text{ ft. lb. per ft.}$

Positive sign indicates tension in the outside

'Gas' Load

Fig. 4b

$\beta z$	Coefficients of point									
	$\psi_{111}$	$\psi_{211}$	$\psi_{311}$	$\psi_{411}$	$\psi_{511}$	$\psi_{611}$	$\psi_{711}$	$\psi_{811}$	$\psi_{911}$	$\psi_{1011}$
0.4	0.0005	0.0010	0.0021	0.0037	0.0057	0.0081	0.0110	0.0144	0.0184	0.2305
0.8	0.0011	0.0021	0.0041	0.0071	0.0111	0.0161	0.0221	0.0291	0.0371	0.4615
1.2	0.0017	0.0032	0.0062	0.0112	0.0172	0.0242	0.0322	0.0412	0.0512	0.6420
1.6	0.0023	0.0043	0.0083	0.0143	0.0213	0.0293	0.0383	0.0483	0.0593	0.8225
2.0	0.0029	0.0054	0.0104	0.0174	0.0254	0.0344	0.0444	0.0554	0.0674	1.0030
2.4	0.0035	0.0065	0.0125	0.0205	0.0295	0.0395	0.0505	0.0625	0.0755	1.1835
2.8	0.0041	0.0076	0.0146	0.0236	0.0336	0.0446	0.0566	0.0696	0.0836	1.3640
3.2	0.0047	0.0086	0.0166	0.0266	0.0376	0.0496	0.0626	0.0766	0.0916	1.5445
3.6	0.0053	0.0096	0.0186	0.0286	0.0406	0.0536	0.0676	0.0826	0.0986	1.7250
4.0	0.0059	0.0106	0.0206	0.0306	0.0436	0.0576	0.0726	0.0886	0.1056	1.9055
4.4	0.0065	0.0116	0.0226	0.0326	0.0466	0.0616	0.0776	0.0946	0.1126	2.0860
4.8	0.0071	0.0126	0.0246	0.0346	0.0496	0.0656	0.0826	0.1006	0.1196	2.2665
5.2	0.0077	0.0136	0.0266	0.0366	0.0526	0.0696	0.0876	0.1066	0.1266	2.4470
5.6	0.0083	0.0146	0.0286	0.0386	0.0556	0.0736	0.0926	0.1126	0.1326	2.6275
6.0	0.0089	0.0156	0.0306	0.0406	0.0586	0.0776	0.0976	0.1186	0.1386	2.8080
6.4	0.0095	0.0166	0.0326	0.0426	0.0616	0.0816	0.1026	0.1246	0.1466	2.9885
6.8	0.0101	0.0176	0.0346	0.0446	0.0646	0.0856	0.1076	0.1306	0.1506	3.1690
7.2	0.0107	0.0186	0.0366	0.0466	0.0676	0.0886	0.1116	0.1346	0.1566	3.3495
7.6	0.0113	0.0196	0.0386	0.0486	0.0706	0.0926	0.1166	0.1406	0.1626	3.5300
8.0	0.0119	0.0206	0.0406	0.0506	0.0736	0.0966	0.1206	0.1466	0.1686	3.7105

TABLE 13.

MOMENTS IN CYLINDRICAL WALL  
TRAPDOOR LOAD  
Uniform Base, Free Top  
Mom. = coef.  $\times (wH^2 + pH^3)$  lb. per ft.  
Positive sign indicates tension in the outside

Combined 'Liquid' and  
'Gas' Load  
Fig. 4a and 4b

H/D	Coefficients at point									
	0.111	0.211	0.311	0.411	0.511	0.611	0.711	0.811	0.911	1.011
0.4	+0.020	+0.072	+0.111	+0.0230	+0.0701	+0.0348	+0.1152	+0.0713	+0.1973	0
0.8	+0.049	+0.064	+0.117	+0.0207	+0.0761	+0.1319	+0.0429	+0.2292	+0.0187	0
1.2	+0.094	+0.058	+0.111	+0.0177	+0.0232	+0.2811	+0.0296	+0.263	+0.0121	0
1.6	+0.091	+0.060	+0.091	+0.0145	+0.0195	+0.216	+0.0255	+0.212	+0.0553	0
2.0	+0.095	+0.033	+0.073	+0.0114	+0.0158	+0.199	+0.0219	+0.205	+0.0165	0
3.0	+0.094	+0.016	+0.060	+0.0071	+0.0092	+0.0127	+0.0155	+0.0133	+0.0113	0
4.0	+0.091	+0.007	+0.0016	+0.0011	+0.0157	+0.001	+0.0197	+0.0119	+0.0092	0
5.0	+0.090	+0.001	+0.0004	+0.0016	+0.0191	+0.001	+0.001	+0.001	+0.001	0
6.0	+0.090	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	0
8.0	+0.090	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	0
10.0	+0.090	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	0
12.0	+0.090	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	0
14.0	+0.090	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	0
16.0	+0.090	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	0

TABLE 14.

MOMENTS IN CYLINDRICAL WALL  
UNIFORM FULL FL. FL. APPLIED AS FLOW  
UNIFORM BASE, FREE TOP  
Mom. = coef.  $\times H^3$  lb. per ft.  
Positive sign indicates tension in outside

'Empty Tank'  
Fig. 6

H/D	Coefficients at point									
	0.111	0.211	0.311	0.411	0.511	0.611	0.711	0.811	0.911	1.011
0.4	+0.013	+0.051	+0.101	+0.151	+0.201	+0.251	+0.301	+0.351	+0.401	0
0.8	+0.017	+0.041	+0.081	+0.121	+0.161	+0.201	+0.241	+0.281	+0.321	0
1.2	+0.020	+0.027	+0.034	+0.041	+0.048	+0.055	+0.062	+0.069	+0.076	0
1.6	+0.025	+0.031	+0.037	+0.043	+0.049	+0.055	+0.061	+0.067	+0.073	0
2.0	+0.032	+0.037	+0.042	+0.047	+0.052	+0.057	+0.062	+0.067	+0.072	0
3.0	+0.043	+0.047	+0.051	+0.055	+0.059	+0.063	+0.067	+0.071	+0.075	0
4.0	+0.050	+0.053	+0.056	+0.059	+0.062	+0.065	+0.068	+0.071	+0.074	0
5.0	+0.057	+0.059	+0.061	+0.063	+0.065	+0.067	+0.069	+0.071	+0.073	0
6.0	+0.063	+0.064	+0.065	+0.066	+0.067	+0.068	+0.069	+0.070	+0.071	0
8.0	+0.071	+0.071	+0.071	+0.071	+0.071	+0.071	+0.071	+0.071	+0.071	0
10.0	+0.078	+0.077	+0.076	+0.075	+0.074	+0.073	+0.072	+0.071	+0.070	0
12.0	+0.083	+0.082	+0.081	+0.080	+0.079	+0.078	+0.077	+0.076	+0.075	0
14.0	+0.087	+0.086	+0.085	+0.084	+0.083	+0.082	+0.081	+0.080	+0.079	0
16.0	+0.090	+0.089	+0.088	+0.087	+0.086	+0.085	+0.084	+0.083	+0.082	0

\* When this table is used for moments applied at the top, while the top is hinged, 0.011 at the bottom of the wall and 1.011 at the top. Moment applied at an edge is positive when it causes outward rotation at that edge.

TABLE 15.

MOMENTS IN CYLINDRICAL WALL  
SHEAR FULL FL. Q. APPLIED AT TOP  
FIXED BASE, FREE TOP  
Mom. = coef.  $\times V^2$  lb. per ft.  
Positive sign indicates tension in outside

'Empty Tank'  
Fig. 6

H/D	Coefficients at point									
	0.111	0.211	0.311	0.411	0.511	0.611	0.711	0.811	0.911	1.011
0.4	+0.012	+0.012	+0.012	+0.012	+0.012	+0.012	+0.012	+0.012	+0.012	+0.012
0.8	+0.015	+0.015	+0.015	+0.015	+0.015	+0.015	+0.015	+0.015	+0.015	+0.015
1.2	+0.018	+0.018	+0.018	+0.018	+0.018	+0.018	+0.018	+0.018	+0.018	+0.018
1.6	+0.021	+0.021	+0.021	+0.021	+0.021	+0.021	+0.021	+0.021	+0.021	+0.021
2.0	+0.024	+0.024	+0.024	+0.024	+0.024	+0.024	+0.024	+0.024	+0.024	+0.024
3.0	+0.032	+0.032	+0.032	+0.032	+0.032	+0.032	+0.032	+0.032	+0.032	+0.032
4.0	+0.040	+0.040	+0.040	+0.040	+0.040	+0.040	+0.040	+0.040	+0.040	+0.040
5.0	+0.048	+0.048	+0.048	+0.048	+0.048	+0.048	+0.048	+0.048	+0.048	+0.048
6.0	+0.056	+0.056	+0.056	+0.056	+0.056	+0.056	+0.056	+0.056	+0.056	+0.056
8.0	+0.064	+0.064	+0.064	+0.064	+0.064	+0.064	+0.064	+0.064	+0.064	+0.064
10.0	+0.072	+0.072	+0.072	+0.072	+0.072	+0.072	+0.072	+0.072	+0.072	+0.072
12.0	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080
14.0	+0.088	+0.088	+0.088	+0.088	+0.088	+0.088	+0.088	+0.088	+0.088	+0.088
16.0	+0.096	+0.096	+0.096	+0.096	+0.096	+0.096	+0.096	+0.096	+0.096	+0.096

\* When this table is used for shear applied at the base, while the top is fixed, 0.011 is the bottom of the wall and 1.011 is the top. Shear being upward is positive, outward is negative.

TABLE 16.

STRESS AT BASE OF CYLINDRICAL WALL  
Q = coef.  $\times (pH^2 + wH)$  (lb. per sq. ft.)  
Q = 111 lb. force at base  
Positive sign indicates stress acting inward

H/D	Coefficients at point		
	Tension at base, fixed base	Compression at base, fixed base	Stress per sq. ft. at base, fixed base
0.4	0.430	0.215	0.215
0.8	0.375	0.152	0.223
1.2	0.310	0.089	0.221
1.6	0.247	0.026	0.223
2.0	0.184	0.003	0.187
3.0	0.121	0.000	0.121
4.0	0.058	0.000	0.058
5.0	0.000	0.000	0.000
6.0	0.000	0.000	0.000
8.0	0.000	0.000	0.000
10.0	0.000	0.000	0.000
12.0	0.000	0.000	0.000
14.0	0.000	0.000	0.000
16.0	0.000	0.000	0.000

TABLE 11.

**'Liquid' Load—Fixed**  
Fig. 4a

TENSION IN CIRCULAR RINGS  
RECTANGULAR LOAD  
HORIZONTAL LOAD, FACE TOP  
T = conf. in plik. per ft.  
Positive sign indicates tension

11°	Coefficients at point									
	0.011	0.011	0.211	0.311	0.411	0.511	0.611	0.711	0.811	0.911
0.0	+0.101	+0.110	+0.220	+0.310	+0.402	+0.494	+0.586	+0.678	+0.770	+0.862
0.1	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
0.2	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
0.3	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
0.4	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
0.5	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
0.6	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
0.7	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
0.8	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
0.9	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930
1.0	+0.101	+0.210	+0.300	+0.390	+0.480	+0.570	+0.660	+0.750	+0.840	+0.930

TABLE 12.

**'Liquid' Load—Pinned**

TENSION IN CIRCULAR RINGS  
RECTANGULAR LOAD  
HORIZONTAL LOAD, FACE TOP  
T = conf. in plik. per ft.  
Positive sign indicates tension

11°	Coefficients at point									
	0.011	0.111	0.211	0.311	0.411	0.511	0.611	0.711	0.811	0.911
0.0	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.1	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.2	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.3	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.4	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.5	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.6	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.7	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.8	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
0.9	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568
1.0	+0.424	+0.440	+0.456	+0.472	+0.488	+0.504	+0.520	+0.536	+0.552	+0.568

TABLE 13.

**'Gas' Load—Fixed**  
Fig. 4b

TENSION IN CIRCULAR RINGS  
RECTANGULAR LOAD  
HORIZONTAL LOAD, FACE TOP  
T = conf. in plik. per ft.  
Positive sign indicates tension

11°	Coefficients at point									
	0.011	0.111	0.211	0.311	0.411	0.511	0.611	0.711	0.811	0.911
0.0	+0.142	+0.155	+0.311	+0.381	+0.451	+0.521	+0.591	+0.661	+0.731	+0.801
0.1	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
0.2	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
0.3	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
0.4	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
0.5	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
0.6	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
0.7	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
0.8	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
0.9	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931
1.0	+0.142	+0.211	+0.301	+0.391	+0.481	+0.571	+0.661	+0.751	+0.841	+0.931

TABLE 14.

**'Gas' Load—Pinned**

TENSION IN CIRCULAR RINGS  
RECTANGULAR LOAD  
HORIZONTAL LOAD, FACE TOP  
T = conf. in plik. per ft.  
Positive sign indicates tension

11°	Coefficients at point									
	0.011	0.111	0.211	0.311	0.411	0.511	0.611	0.711	0.811	0.911
0.0	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.1	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.2	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.3	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.4	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.5	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.6	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.7	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.8	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
0.9	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938
1.0	+1.074	+1.170	+1.266	+1.362	+1.458	+1.554	+1.650	+1.746	+1.842	+1.938



Table 22A.

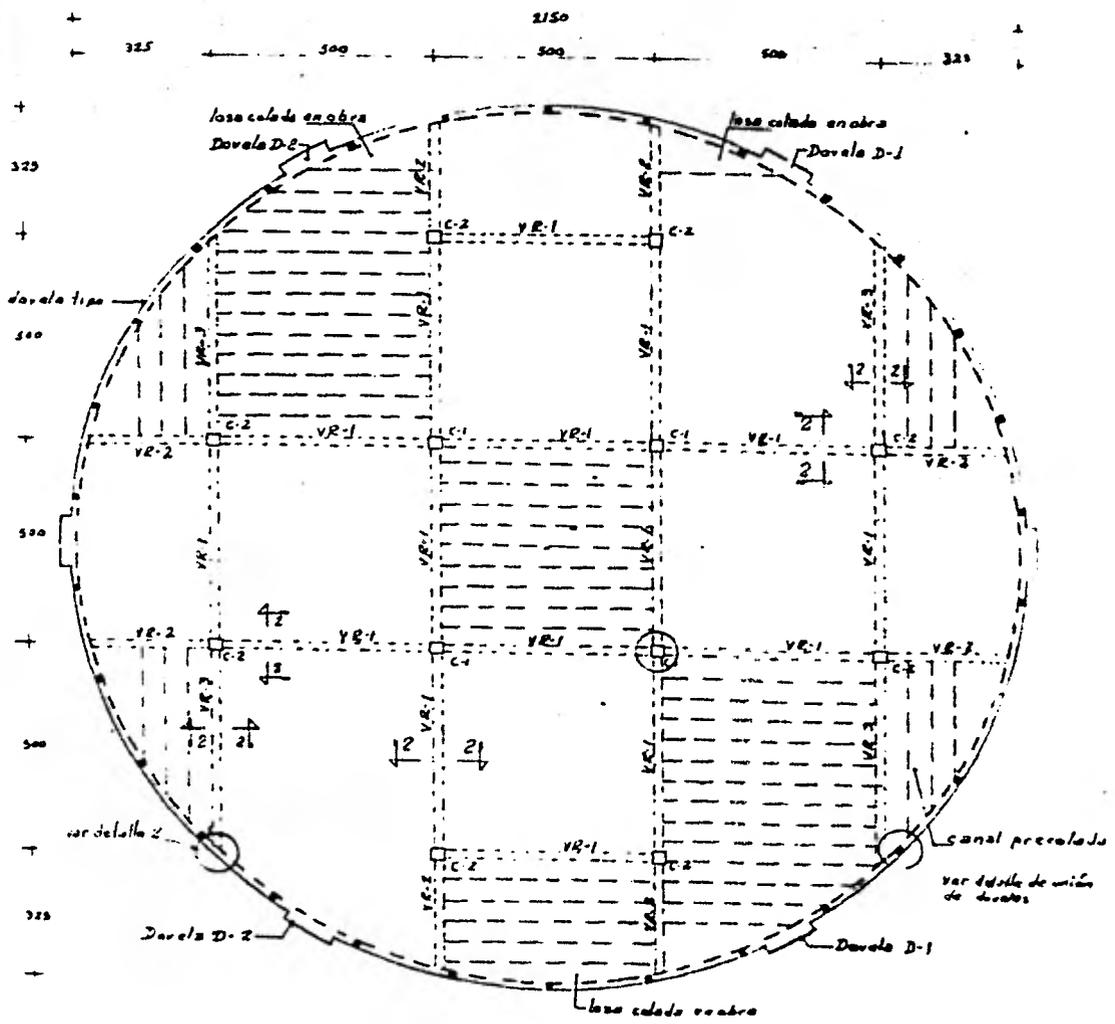
11°	Coefficients at point				
	.0511	.1011	.1511	.2011	
21	-16.84	-0.40	-4.90	-1.54	+0.23
22	-18.84	-10.36	-4.54	-1.64	+0.68
23	-25.84	-10.22	-3.26	-0.98	+1.26
41	-23.16	-12.98	-2.86	0.22	+1.36
42	-23.22	-10.42	-2.86	1.26	+1.66
54	-27.54	-10.84	-1.26	+1.60	+1.62

Table 22B.

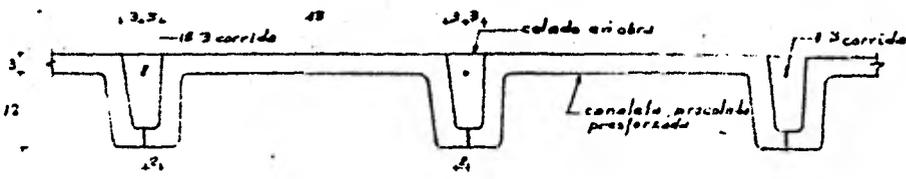
11°	Coefficients at point				
	.2511	.3011	.3511	.4011	
20	+15.10	+21.9	+36.0	+43.3	+25.3
24	+11.26	+25.9	+40.7	+51.8	+45.1
32	+0.10	+22.2	+45.0	+65.4	+63.2
40	+3.28	+16.3	+46.5	+77.9	+85.3
48	+0.70	+14.1	+45.3	+82.2	+103.0
56	+3.40	+9.2	+42.2	+94.0	+121.0

## BIBLIOGRAPHY

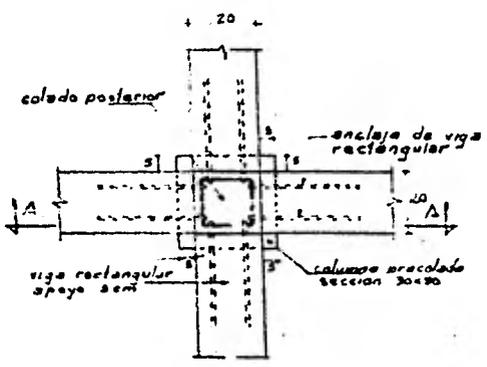
- Theory of Plates and Shells. S. Timoshenko.  
 Strength of Materials. S. Timoshenko. McGraw-Hill.  
 Design of Domes. J. S. Terrington. Concrete Publications Ltd.  
 Materials and Structures, Vol. (11). E. H. Salmon. Longmans.  
 B. S. Code of Practice, CP113 (1959). The Structural Use of Pre-stressed Concrete in Buildings.  
 B.S. Code of Practice, CP2007 (1960). Design and Construction of Reinforced Concrete Structures for the Storage of Water and other Aqueous Liquids.  
 Principles of Modern Building. R. Fitzmaurice. H.M. Stationery Office.



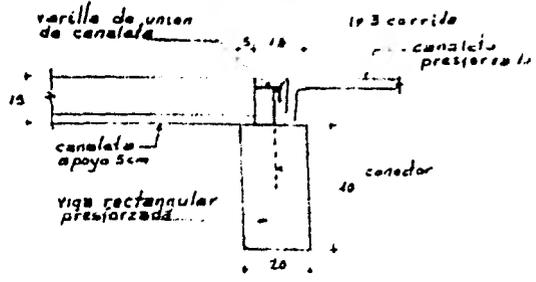
PLANTA CUBIERTA



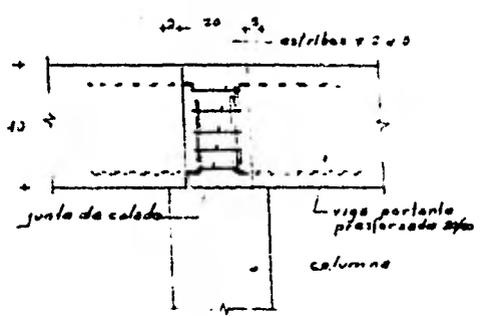
CORTE L-1



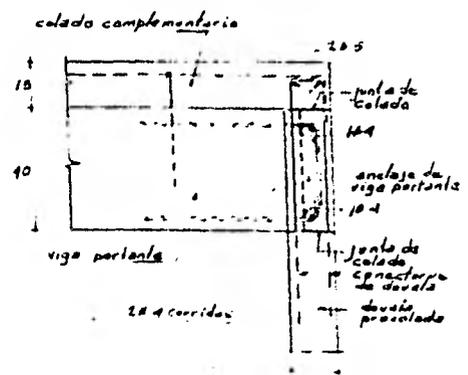
PLANTA DETALLE 1



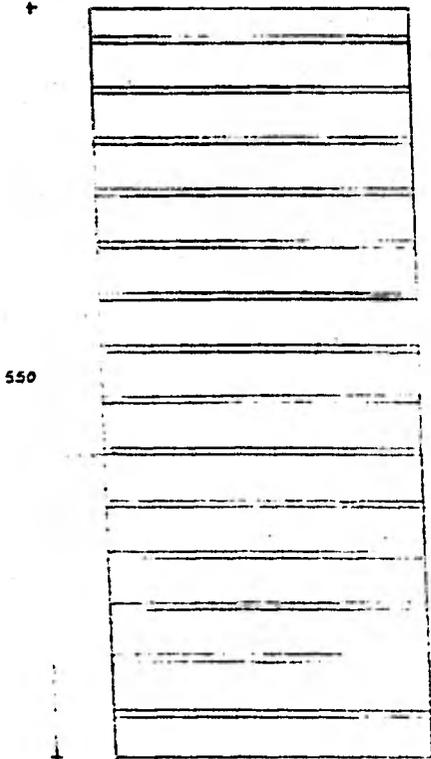
CORTE 2-2



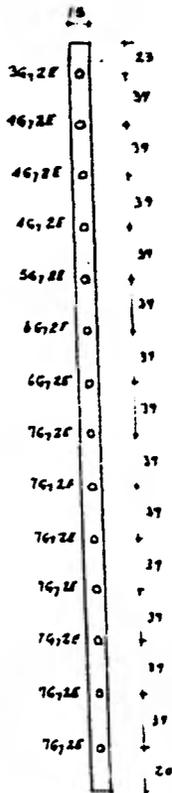
CORTE A-A DETALLE 1



DETALLE 2



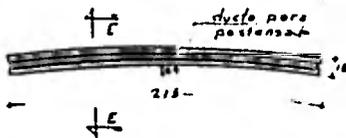
ELEVACION DOVELA TIPO



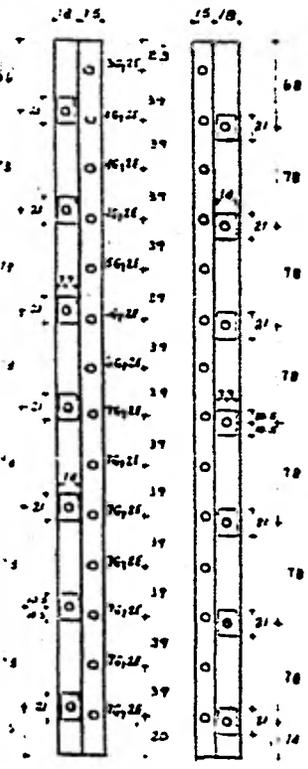
CORTE E-E

CLAVE:

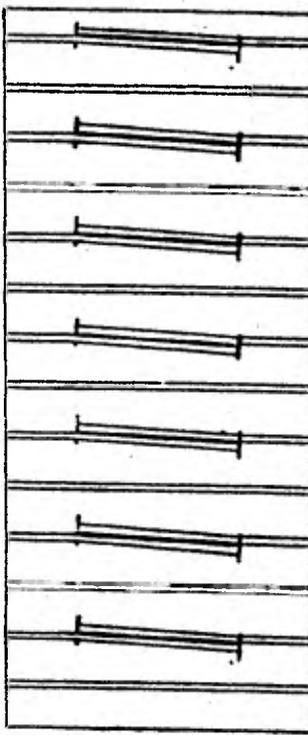
EJEMPLO: TENDÓN 76,2E  
 EL PRIMER NÚMERO SIGNIFICA QUE EL TENDÓN TIENE 7 ALAMBRES LISOS. LA 6 SIGNIFICA QUE SON TENDONES QUE SERÁN INYECTADOS DE LECHADA DE CEMENTO DESPUÉS DE POSTERIORIZADOS. EL SUB-INDICE 7 INDICA EL DIÁMETRO DE CADA UNO DE LOS ALAMBRES EN MILIMETROS. EL NÚMERO (2) SIGNIFICA QUE ESTOS CABLES VAN TENSADOS POR AMBOS EXTREMOS. LA E SIGNIFICA QUE EL TENDÓN LLEVA ANCLAJE ESPECIAL QUE PERMITE INTRODUCIR EL TENDÓN POR LOS DUCTOS, ANCLÁNDOLO POSTERIORMENTE.



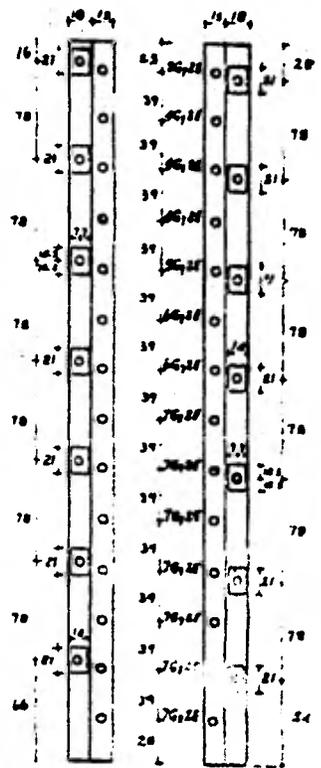
PLANTA DOVELA TIPO



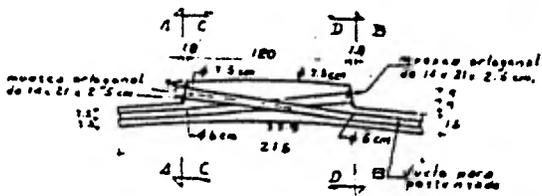
VISTA A-A VISTA B-B  
PARA D-1



ELEVACION DOVELAS  
DE ATRAQUE D-2

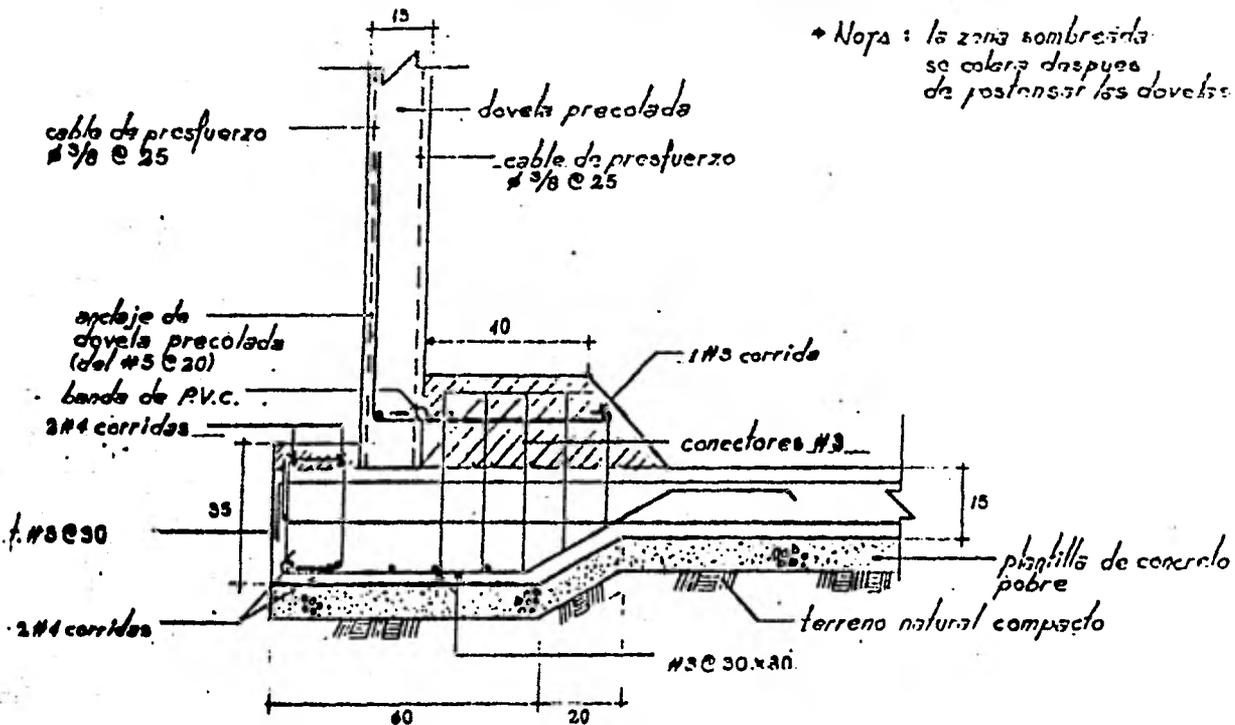


VISTA C-C VISTA D-D  
PARA D-2

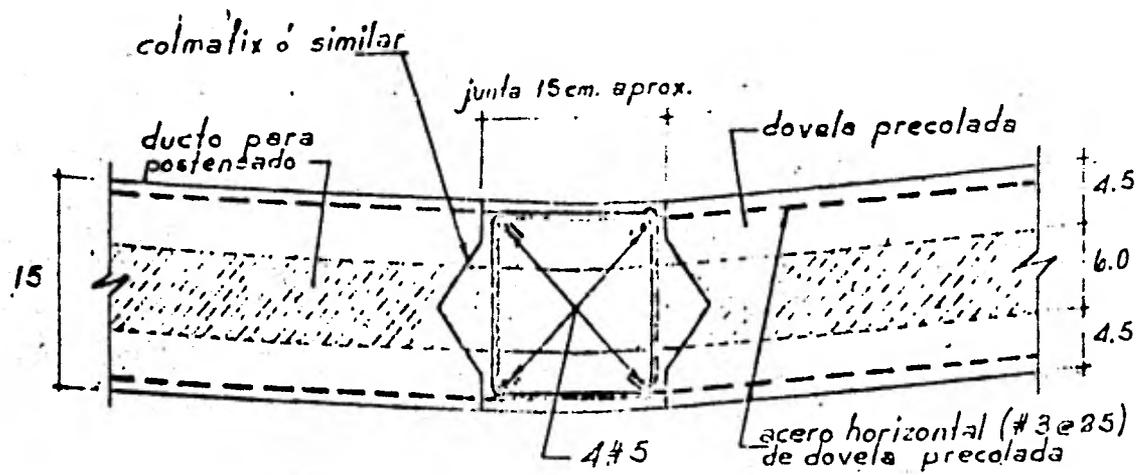


PLANTA DOVELA  
DE ATRAQUE D-1 Y D-2

LOCALIZACION DE DUCTOS PARA POSTENSAR



JUNTA ARTICULADA



DETALLE DE JUNTA DE DOVELAS

B I B L I O G R A F I A

EL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO

Autor: T. Y. Lin

PRESTRESSED CONCRETE

Autor: Khachaturian-Gurfinkel

PRESTRESEED CONCRETE CYLINDRICAL TANKS

Autor: J.L.R. Creasy

ALAMBRE Y CABLE PARA CONCRETO PREESFORZADO

Catálogo de: Cables Mexicanos, S.A.