

J.A. Llombart
V. Antón
Ingenieros de Caminos

**Depósitos cilíndricos pretensados.
Consideraciones sobre el proyecto**

Artículo publicado en el n.º 157
de la revista Hormigón y Acero

4.º trimestre 1985

Depósito legal: M. Sep. 853-1958

Depósitos cilíndricos pretensados. Consideraciones sobre el proyecto

J.A. Llombart
V. Antón
Ingenieros de Caminos

Los depósitos de agua, constituidos por una pared cilíndrica de hormigón apoyada sobre una solera, han sido utilizados durante muchos años como elementos reguladores en el abastecimiento de agua de poblaciones. Existe gran número de ellos en toda España y actualmente se siguen construyendo con la citada tipología, dadas sus evidentes cualidades estructurales y sus favorables aspectos económicos, ya que es posible emplear unas cantidades mínimas de materiales, con un óptimo aprovechamiento desde el punto de vista resistente.

La presión hidrostática del agua origina en las paredes unos esfuerzos tangenciales de tracción, cuya magnitud es variable con la altura, existiendo además una flexión vertical de escasa importancia que puede llegar a ser prácticamente nula con el depósito lleno de agua y dadas unas determinadas condiciones de apoyo de la pared sobre la solera.

La naturaleza de los esfuerzos de las paredes, analizadas como láminas cilíndricas, determina consecuentemente la disposición de unas armaduras circulares destinadas a soportar la tracción resultante. En depósitos de cierta magnitud, (con diámetros superiores a los veinte metros, aproximadamente) la experiencia ha demostrado la necesidad de constituir dicha armadura activa, con el objeto de que el hormigón permanezca permanentemente comprimido bajo cualquier hipótesis de llenado del depósito, con las consiguientes ventajas desde el punto de vista de la estanquidad.

En el sentido vertical, si bien un pretensado puede ser conveniente a efectos de conseguir una compresión biaxial en el hormigón, no se suele disponer, dada la escasa importancia de los esfuerzos de flexión vertical a que están sometidas las paredes. En la mayor parte de los casos, las armaduras verticales pueden resolverse satisfactoriamente mediante barras corrugadas de moderada cuantía, con ventajas económicas sobre el pretensado, sin detrimento de estanquidad.

Los depósitos proyectados con los criterios antedichos, pueden representar una excelente solución por sus cualidades funcionales y por su bajo costo; sin embargo, desgraciadamente se producen con frecuencia casos de falta de estanquidad en este tipo de estructuras, que obligan “a posteriori” a costosas impermeabilizaciones. En la mayor parte de estos casos, existen fisuras horizontales en las paredes cuya causa resulta aparentemente difícil de determinar.

La presente comunicación tiene por objeto prevenir este tipo de patología fijando unos criterios de proyecto que se deben tener en cuenta, y que si bien podrían parecer que están motivados por efectos de segundo orden, un riguroso análisis estructural ha permitido mostrar que no es así y que la magnitud de los esfuerzos de flexión que deben ser soportados por armaduras verticales pueden en ocasiones ser del orden de tres veces superiores a los que se determinan con la sola consideración de la presión que el agua ejerce sobre la lámina cilíndrica. Las consecuencias de estos efectos, en caso de que no sean tenidos en cuenta, no afectan a la seguridad global de la estructura, gracias a la capacidad de redistribución del hormigón; sin embargo, originan una fuerte fisuración horizontal y por tanto, la pérdida de estanquidad del depósito.

A continuación se describen los puntos básicos para el proyecto, así como un procedimiento para el análisis mediante ordenador, que permite la obtención de las leyes de deformaciones y esfuerzos en cualquier sección de la pared, debidas a la acción de cada uno de los cables de pretensado, presión del agua, fenómenos reológicos y teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas y diferidas de pretensado.

Se hará hincapié en el estudio de las distintas fases de construcción siendo posible, con la ayuda del ordenador, obtener un orden en el tesado de cables que minimiza los esfuerzos verticales de flexión en las paredes.

Finalmente, se expondrán unos criterios de dimensionamiento de las armaduras pasivas para impedir fisuraciones que pongan en peligro la estanquidad del depósito.

DISPOSICION Y DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS ACTIVAS

La tendencia en el diseño es disponer las armaduras activas de forma que den lugar a unas leyes lineales de presiones y desplazamientos sobre las paredes, de sentido contrario a las provocadas por el agua, que compensen a éstas, dejando una tensión de compresión residual, en la hipótesis de depósito lleno; para lo cual, es necesario que los dos bordes sean libres o con una coacción muy pequeña. En este caso, sólo se producirán esfuerzos verticales para las hipótesis de depósito parcialmente lleno.

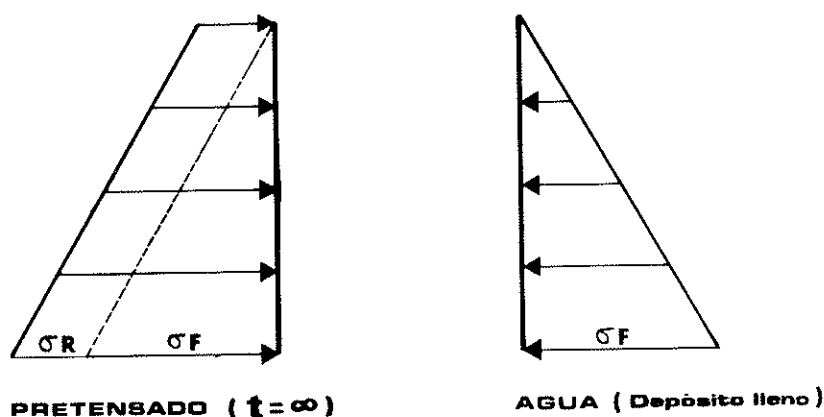


Fig. 1.

En la figura 1 se muestra un diagrama de esfuerzos axiales tangenciales motivados por el pretensado a tiempo infinito ($\sigma_R + \sigma_F$) y por el agua (σ_F). La tensión residual (σ_R) recomendada es del orden de 10 kg/cm^2 .

Con este criterio se pueden fijar los tipos de tendones que se deben utilizar y la separación entre ellos.

La fuerza en un cable no es constante en todos sus puntos, debido a las pérdidas ocasionadas por el rozamiento entre armaduras y vaina. Sin embargo, es conveniente para evitar esfuerzos horizontales en las paredes, que los cables produzcan una fuerza de desviación uniforme. Para ello se pueden disponer los cables desfasados en planta, de forma que los anclajes de un grupo coincidan con los centros del otro. En la figura 2 se muestran dos sistemas (A y B) de cables dispuestos con dicho criterio, así como el diagrama de tensiones a lo largo de su longitud.

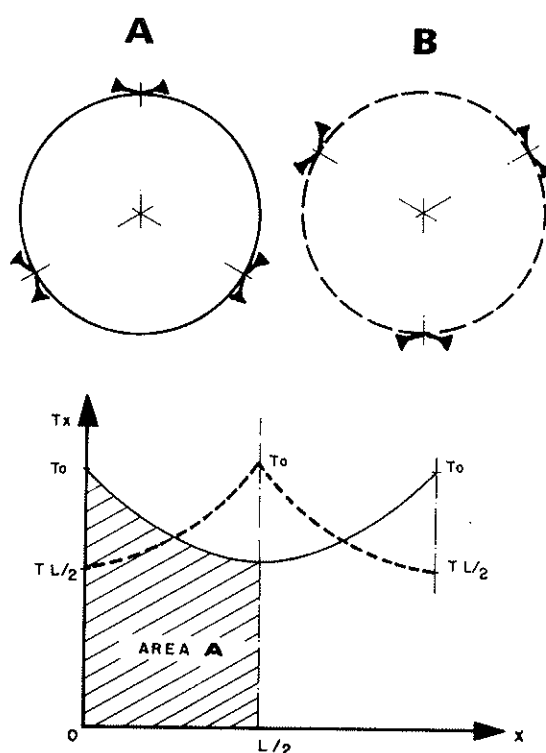


Fig. 2.

Si hacemos:

- T_0 Fuerza en anclaje.
- μ Coeficiente de rozamiento en curva.
- α Suma de valores absolutos de variaciones angulares desde el anclaje hasta la sección en estudio, medidas en radianes.
- K Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal.
- a_v Radio hasta el eje de vaina.

Entonces:

$$\alpha = \frac{X}{a_v}$$

$$\text{Area } A = \int_0^{L/2} T_o \cdot e^{-x \left(\frac{\mu}{a_v} + K \right)} \cdot dx = \frac{T_o}{-\left(\frac{\mu}{a_v} + K \right)} \left[e^{-L/2 \left(\frac{\mu}{a_v} + K \right)} - 1 \right]$$

El valor medio de la fuerza de pretensado será $T_m = \text{Area}/L/2$ y la fuerza radial que produce en la lámina, $t_m = T_m/a_v$.

METODO DE CALCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

El método de cálculo que se propone es válido para láminas cilíndricas de espesor constante, cargadas simétricamente respecto a su eje.

Es un método basado en formulaciones matemáticas muy similares a las que resuelven una viga flotante, dada la analogía formal entre las ecuaciones diferenciales que rigen el comportamiento de ambos tipos de estructuras. En este caso, sin embargo, se añaden una serie de aspectos derivados del pretensado, como son el estudio del orden de tesado, los efectos debidos a la retracción, fluencia y pérdidas diferidas en los cables, etc. Por otro lado este método permite cualquier tipo de condiciones de contorno: borde libre, apoyado, empotrado y apoyo-empotramiento elástico; un caso particular de este último, el apoyo sobre placas de neopreno es estudiado con detalle.

El método, por su sencillez, se puede implementar fácilmente incluso en pequeños microordenadores, quedando así su utilización al alcance de cualquier profesional.

Partimos de las leyes de deformaciones y esfuerzos correspondientes a una lámina cilíndrica de longitud infinita, sometida a una carga radial puntual. (Figura 3)

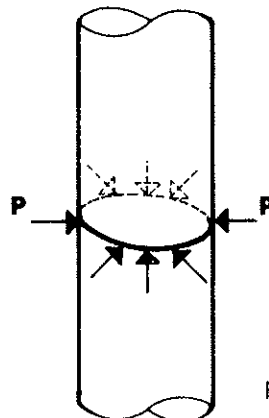


Fig. 3.

Flecha:
$$W = \frac{P}{8 \beta^3 D} \cdot e^{-\beta x} (\text{sen } \beta x - \cos \beta x) = C_1 \cdot P$$

Giro:
$$\theta = -\frac{P}{4 \beta^2 D} \cdot e^{-\beta x} \cdot \text{sen } \beta x = C_2 \cdot P$$

Momento flector:
$$M = \frac{P}{4 \beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \text{sen } \beta x) = C_3 \cdot P$$

Esfuerzo cortante:
$$Q = -\frac{P}{2} e^{-\beta x} \cos \beta x = C_4 \cdot P$$

Esfuerzo axil:
$$N = \frac{E \cdot h \cdot W}{a}$$

Siendo:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot (1 - \nu^2)}{a^2 \cdot h^2}}$$

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^3)}$$

E = Módulo de elasticidad

ν = Coeficiente de Poisson

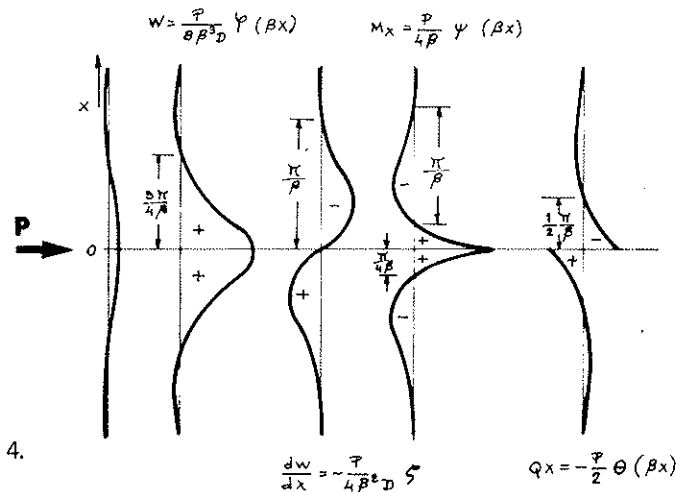
a = Radio medio

h = Espesor

x = Distancia desde la posición de la carga hasta la sección en estudio.

Convenio de signos utilizados

Fuerza positiva la dirigida hacia el eje del cilindro y negativa en sentido contrario. El valor de x es siempre positivo para calcular las C, pero cuando la sección en estudio está por debajo de la carga, se cambian de signo C₂ y C₄ que corresponden a las leyes de giros y cortantes, respetándose el signo de C₁ y C₃. (Figura 4)



En cuanto a axiles, la compresión se toma positiva y la tracción negativa.

Si utilizamos estas fórmulas, válidas para una pieza indefinida, superponiendo los efectos debidos a la carga radial exterior, con los debidos a 4 fuerzas ficticias, de forma que se cumplan las condiciones de contorno, obtenemos las leyes de deformaciones y esfuerzos correspondientes a una lámina de cualquier longitud. (Figura 5).

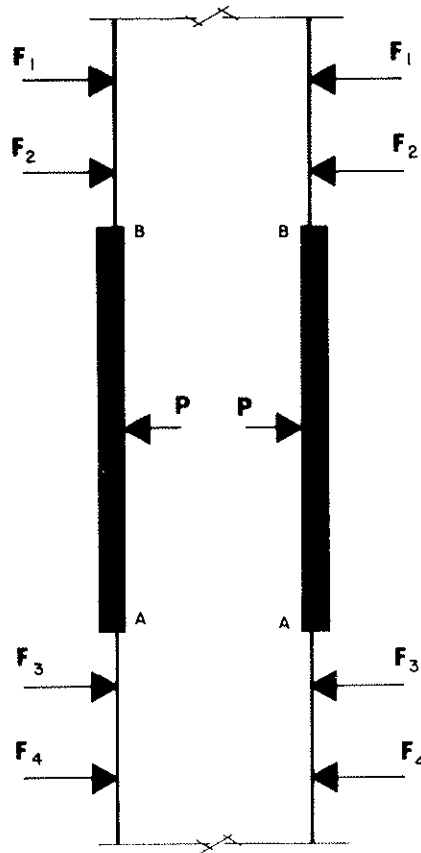


Fig. 5.

Obtención de las fuerzas ficticias

Se plantea un sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas, dos ecuaciones para cada borde del depósito. En cada una de ellas se considera la influencia sobre el contorno de las 4 fuerzas ficticias y de la carga exterior, imponiendo la condición de borde correspondiente.

Condiciones de contorno:

1. Libre: Ecuaciones de momento flector y cortante igual a $\phi(W_{1,J} = C_3; W_{1+1,J} = C_4)$.
2. Apoyado: Ecuaciones de flecha y momento flector igual a $\phi(W_{1,J} = C_1; W_{1+1,J} = C_3)$.
3. Empotrado: Ecuaciones de flecha y giro igual a $\phi(W_{1,J} = C_1, W_{1+1,J} = C_2)$.
4. Apoyo o/y empotramiento elástico: Ecuaciones mixtas flecha-cortante y giro-momento igual a deformación o esfuerzo en el apoyo. $(W_{1,J} = C_1 \mp C_4/K_1)$
 $(W_{1+1,J} = C_2 + C_3/K_2)$.

Siendo:

I=1 borde inferior.

I=3 borde superior.

J Variable de 1 a 5

$W_{I,J}$ Coeficientes del sistema de ecuaciones.

Para bordes tipos libre, apoyado o empotrado, el sistema de ecuaciones será:

$$\text{Extremo A } \begin{cases} F_1 \cdot W_{11} + F_2 \cdot W_{12} + F_3 \cdot W_{13} + F_4 \cdot W_{14} = -P \cdot W_{15} \\ F_1 \cdot W_{21} + F_2 \cdot W_{22} + F_3 \cdot W_{23} + F_4 \cdot W_{24} = -P \cdot W_{25} \end{cases}$$

$$\text{Extremo B } \begin{cases} F_1 \cdot W_{31} + F_2 \cdot W_{32} + F_3 \cdot W_{33} + F_4 \cdot W_{34} = -P \cdot W_{35} \\ F_1 \cdot W_{41} + F_2 \cdot W_{42} + F_3 \cdot W_{43} + F_4 \cdot W_{44} = -P \cdot W_{45} \end{cases}$$

Los coeficientes W , son los que multiplicados por el valor de la fuerza ficticia F dan la influencia de ésta sobre el borde estudiado, considerada la pieza de longitud infinita.

A continuación se deducen las ecuaciones correspondientes a un borde apoyado sobre placas de neopreno. Se operaría análogamente para cualquier otro tipo de apoyo o empotramiento elástico.

- Flecha final en sección de borde (debido a fuerzas ficticias más fuerzas exteriores) igual a desplazamiento horizontal del apoyo:

$$C_{11} \cdot F_1 + C_{12} \cdot F_2 + C_{13} \cdot F_3 + C_{14} \cdot F_4 + C_{15} \cdot P = \delta_n \quad (1)$$

- Cortante final en sección de borde (debido a fuerzas ficticias más fuerzas exteriores) igual a fuerza horizontal transmitida a la lámina por el apoyo.

$$C_{41} \cdot F_1 + C_{42} \cdot F_2 + C_{43} \cdot F_3 + C_{44} \cdot F_4 + C_{45} \cdot P = \pm K_1 \cdot \delta_n \quad (2)$$

Siendo:

$K_1 = G \cdot S / \text{Esp}$: Coeficiente de rigidez del apoyo.

G : Módulo de elasticidad transversal neopreno.

S : Área del apoyo por metro lineal de circunferencia.

Esp : Espesor neto de neopreno.

Hay que observar que el signo de δ_n y el de $K_1 \cdot \delta_n$ es el mismo cuando la ecuación se aplica al borde inferior ya que en él, a una flecha positiva corresponde un cortante producido por la reacción de apoyo positivo, según el convenio establecido, mientras que δ_n y $K_1 \cdot \delta_n$ tienen signos distintos si se aplica al borde superior, ya que en éste, a una flecha positiva corresponde un cortante debido a la reacción de apoyo, negativo.

- Giro final en sección de borde (debido a fuerzas ficticias más fuerzas exteriores) igual a giro del apoyo:

$$C_{21} \cdot F_1 + C_{22} \cdot F_2 + C_{23} \cdot F_3 + C_{24} \cdot F_4 + C_{25} \cdot P = \theta_n \quad (3)$$

- Momento final en sección de borde (debido a fuerzas ficticias más fuerzas exteriores) igual a momento transmitido a la lámina por el apoyo.

$$C_{31} \cdot F_1 + C_{32} \cdot F_2 + C_{33} \cdot F_3 + C_{34} \cdot F_4 + C_{35} \cdot P = +K_2 \cdot \theta_n \quad (4)$$

Siendo K_2 : Coeficiente de rigidez del apoyo por giros.

Con apoyos de neopreno:

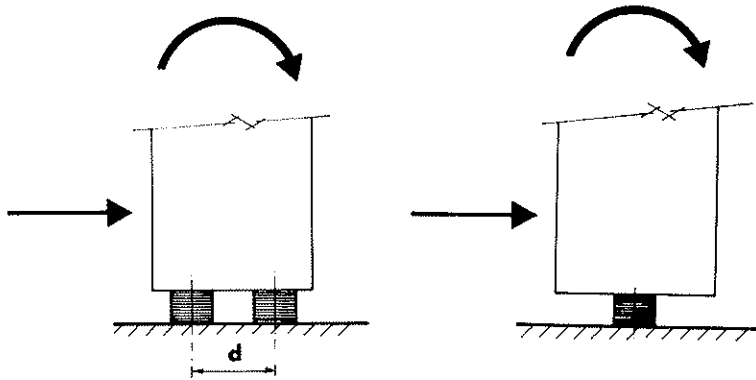


Fig. 6.

$$K_2 = \frac{S \cdot E}{Esp} \cdot \frac{d^2}{2} \text{ (Si existen 2 placas separadas entre ejes la distancia d.)}$$

E: Módulo de elasticidad neopreno.

$$K_2 = \frac{a^5 \cdot b \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n} \text{ (una sola placa)}$$

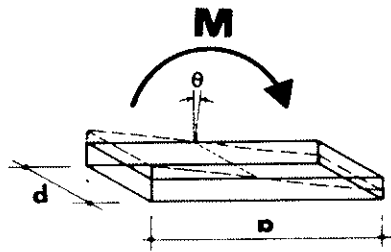


Fig. 7.

Siendo:

a y b dimensiones.

G: Módulo elástico, tangencial.

$$t = \frac{Esp}{n} \text{ (espesor de 1 capa)}$$

n: Número de capas.

El signo de θ_n y el de $K_2 \cdot \theta_n$ son contrarios cuando se refieren al borde inferior ya que a un giro negativo corresponde un momento sobre la lámina debido al apoyo, positivo y son del mismo signo cuando se refieren al borde superior. (Figura 8)

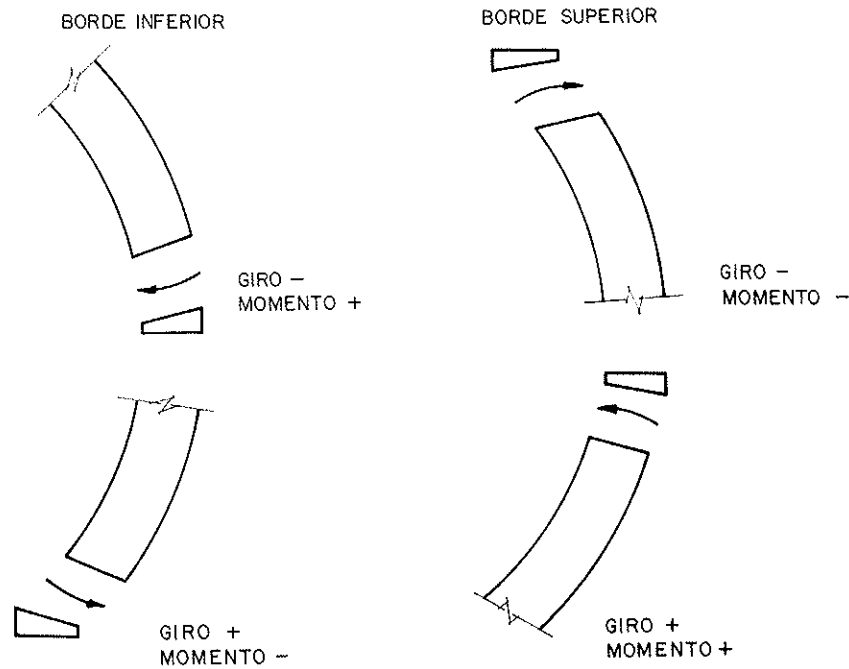


Fig. 8.

Despejando δ_n de (2) y sustituyendo en (1) tenemos:

$$\left(C_{11} \mp \frac{C_{41}}{K_1} \right) \cdot F_1 + \left(C_{12} \mp \frac{C_{42}}{K_1} \right) \cdot F_2 + \left(C_{13} \mp \frac{C_{43}}{K_1} \right) \cdot F_3 + \\ + \left(C_{14} \mp \frac{C_{44}}{K_1} \right) \cdot F_4 = - \left(C_{15} \mp \frac{C_{45}}{K_1} \right) \cdot P$$

Los signos $-$ corresponden al borde inferior y los $+$ al superior.

Despejando θ_n de (4) y sustituyendo en (2) tenemos:

$$\left(C_{21} \pm \frac{C_{31}}{K_2} \right) \cdot F_1 + \left(C_{22} \pm \frac{C_{32}}{K_2} \right) \cdot F_2 + \left(C_{23} \pm \frac{C_{33}}{K_2} \right) \cdot F_3 + \\ + \left(C_{24} \pm \frac{C_{34}}{K_2} \right) \cdot F_4 = - \left(C_{25} \pm \frac{C_{35}}{K_2} \right) \cdot P$$

Los signos $+$ corresponden al borde inferior y los $-$ al superior.

Estas 2 últimas ecuaciones de donde se han eliminado las incógnitas δ_n y θ_n son las que intervienen en el sistema cuando la condición de contorno es apoyo o empotramiento elástico.

Si en una hipótesis de carga actúa más de una fuerza, en el segundo miembro de las ecuaciones se añadirán tantos sumandos como fuerzas intervengan.

En el caso de hipótesis con cargas triangulares (presión de un líquido) o rectangulares (presión de un gas), se pueden descomponer éstas en cargas puntuales y sumar sus efectos, utilizando la formulación anterior.

Con notación matricial será:

$$[W] \cdot [F] = [P]$$

Siendo:

- W : Matriz de rigidez 4 x 4.
- F : Matriz columna de las incógnitas (4 fuerzas ficticias).
- P : Matriz columna, una para cada hipótesis de carga.

Situación de las fuerzas ficticias:

La posición de las fuerzas ficticias puede elegirse de forma que se anulen determinados coeficientes, para mayor comodidad de cálculo y facilidad de comprobación.

Las distancias de las fuerzas próximas al extremo A serían (Figura 9):

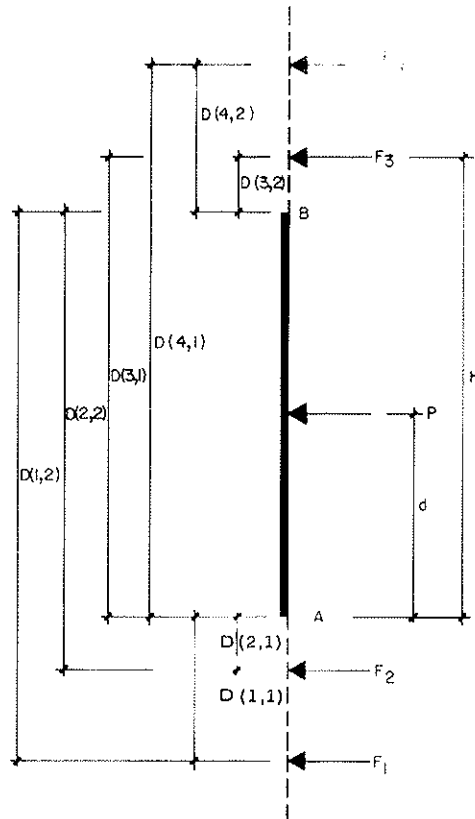
$$D(1, 1) \left\{ \begin{array}{l} \frac{\pi}{2\beta} \text{ (Borde libre o apoyo -- empotramiento elástico)} \\ \frac{3\pi}{4\beta} \text{ (Borde apoyado)} \\ \frac{\pi}{\beta} \text{ (Borde empotrado)} \end{array} \right.$$

$$D(1, 2) = H + D(1, 1)$$

$$D(2, 1) \left\{ \begin{array}{l} \frac{\pi}{4\beta} \text{ (Borde libre o apoyo -- empotramiento elástico)} \\ \frac{\pi}{4\beta} \text{ (Borde apoyado)} \\ \frac{3\pi}{4\beta} \text{ (Borde empotrado)} \end{array} \right.$$

$$D(2, 2) = H + D(2, 1)$$

Análogamente para el extremo B.



Leyes finales en cada sección

Para cada hipótesis de carga, conocidas las fuerzas ficticias, se deducen todas las leyes, deformada, giro, flector, cortante y axil, en cada sección del depósito, sumando los efectos de la carga exterior y los de las fuerzas ficticias.

Los valores del esfuerzo axil se obtienen directamente de los de la flecha, en cada sección mediante la fórmula: $N = \frac{E \cdot h \cdot w}{a}$ siendo:

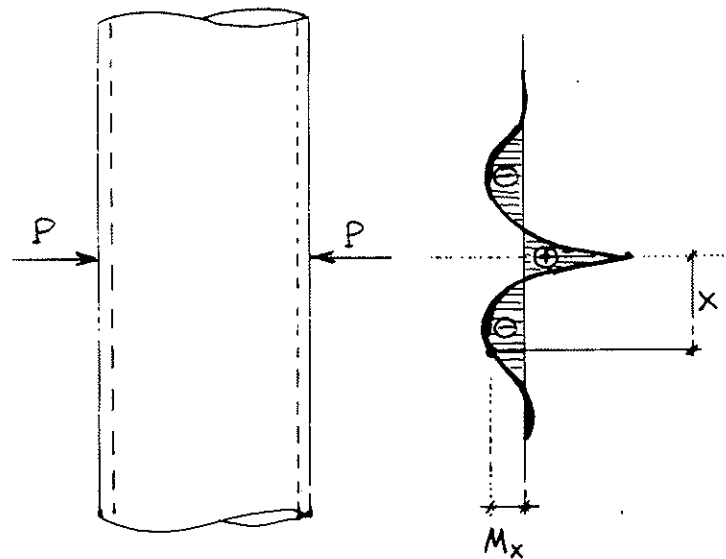
- E : Módulo de elasticidad
- h : Espesor.
- a : radio medio
- w : flecha

Leyes debidas a cables de pretensado, según el orden de tesado. Pérdidas instantáneas por acortamiento elástico

La influencia de los cables sobre la lámina, se estudia en 3 fases:

1. Cálculo de las leyes de deformaciones y esfuerzos debidas a cada uno de los cables por separado.
2. Definición del orden de tesado de cables.
3. Estado de la lámina después del tesado de cada cable.

- (1) Por el método ya indicado se pueden calcular las leyes de deformaciones y esfuerzos en las secciones de lámina deseadas, debidas a cada uno de los cables de pretensado, a partir de la fuerza media del cable y su ordenada, valores dimensionados previamente.
- (2) Conviene establecer un orden en el tesado de los cables, de manera que se disminuyan en lo posible, los momentos flectores verticales que se producen en las paredes en fase de construcción, hasta el momento de estar tesos todos los cables. Un criterio posible para establecer dicha secuencia es el siguiente: Se parte de tesar el cable más proximo al borde superior, ya que en esta zona los cables son más pequeños y por tanto producen menores esfuerzos locales en las paredes. A continuación se va eligiendo el cable en cuya sección el momento flector vertical acumulado es mínimo. (Fig. 10)



$$M_x = \frac{P}{4\beta} \cdot e^{-\beta x} \cdot [\cos \beta x - \text{sen } \beta x]$$

Fig. 10.

De esta forma los valores máximos de los momentos flectores verticales que aparecen durante la fase de construcción, se reducen hasta la tercera parte de los que resultarían si se procediese a tesar los cables consecutivamente desde el más alto al más bajo.

- (3) Definido el orden de tesado de cables, se calcula el estado de la lámina después del tesado de cada cable, teniéndose en cuenta el efecto de las pérdidas por acortamiento elástico que se producen en los cables tesados con anterioridad.

$$\text{Les (Icab, Sec)} = \text{Les (Icab - 1, Sec)} + \text{Ley (Ord (Icab), Sec)} -$$

$$\sum_{I=1}^{Icab-1} \text{Ley (Ord (I), Sec)} \cdot \text{Incr/P (Ord (I))}$$

Siendo: Les (Icab, Sec) leyes de deformada, giro, momento, cortante, axil, al tesar el cable teso en lugar Icab.

Ley (Ord (Icab), Sec) ley debida al cable que se acaba de tesar.

$\sum_{I=1}^{Icab-1}$ Ley (Ord (I), Sec) x Incr/P (Ord (I)): Leyes producidas por las pérdidas instantáneas de los cables tesados con anterioridad a Icab. Estas pérdidas se producen como consecuencia del tesado de dicho cable Icab.

Retracción, Fluencia, Pérdidas diferidas

Retracción: Si la pared tiene los dos bordes libres, se produce en todas las secciones la misma flecha:

$$\delta_r = \epsilon_r \cdot R$$

siendo R el radio medio.

Los giros que se producen son ϕ al igual que los esfuerzos.

Si algún borde o los dos, está apoyado o empotrado, entonces se producen esfuerzos debidos al hiperestatismo.

Se calculan unas fuerzas ficticias que obligan a cumplir las condiciones de contorno.

$W_{11} \cdot F_1 + W_{12} \cdot F_2 + W_{13} \cdot F_3 + W_{14} \cdot F_4 = -\delta_r$ (Flecha igual a la de retracción, cambiada de signo).

$W_{21} \cdot F_1 + W_{22} \cdot F_2 + W_{23} \cdot F_3 + W_{24} \cdot F_4 = \phi$ (Giro igual a ϕ en caso de empotramiento y momento igual a ϕ en caso de apoyo simple).

Las leyes finales debidas a la retracción serán suma de las que se producen en el caso libre-libre más las debidas a las fuerzas ficticias calculadas.

Fluencia. --Si la pared tiene los dos bordes libres, se produce una ley de flechas debida a fluencia.

$$\delta_f = \varphi_t \cdot \frac{\sigma}{E_c} \cdot R$$

σ : Tensión en cada sección.

Y una ley de giros:

$$\theta_f = \varphi_t \cdot \theta$$

θ : Giro en cada sección a tiempo ϕ .

Si algún borde o los dos está apoyado o empotrado, estas leyes son las mismas que en el caso libre-libre y no se producen esfuerzos debidos a fluencia, ya que sus deformaciones son proporcionales a las deformaciones instantáneas.

Sin embargo, si alguno de los contornos es apoyo o empotramiento elástico, entonces la deformación por fluencia provoca esfuerzos en la lámina, al igual que la de retracción; para obtenerlos se calculan unas fuerzas ficticias que obligan a cumplir las condiciones de contorno.

Apoyo o empotramiento elástico. (Apoyos de neopreno)

$$\text{Ec. (1): } W_{11} \cdot F_1 + W_{12} \cdot F_2 + W_{13} \cdot F_3 + W_{14} \cdot F_4 + \delta_r + \delta_f = \delta_n \text{ (Flecha)}$$

$$\text{Ec. (2): } W_{21} \cdot F_1 + W_{22} \cdot F_2 + W_{23} \cdot F_3 + W_{24} \cdot F_4 = \pm K_1 \text{ (Cortante)}$$

De estas 2 se deduce:

$$\left(W_{11} \mp \frac{W_{21}}{K_1} \right) \cdot F_1 + \left(W_{12} \mp \frac{W_{22}}{K_1} \right) \cdot F_2 + \left(W_{13} \mp \frac{W_{23}}{K_1} \right) \cdot F_3 + \left(W_{14} \mp \frac{W_{24}}{K_1} \right) \cdot F_4 = -\delta_r - \delta_f$$

$$\text{Ec. (3) } W_{31} \cdot F_1 + W_{32} \cdot F_2 + W_{33} \cdot F_3 + W_{34} \cdot F_4 + \theta_f = \theta_n \text{ (Giro)}$$

$$\text{Ec. (4) } W_{41} \cdot F_1 + W_{42} \cdot F_2 + W_{43} \cdot F_3 + W_{44} \cdot F_4 = \mp K_2 \cdot \theta_n \text{ (Momento)}$$

De estas 2 se deduce:

$$\left(W_{31} \pm \frac{W_{41}}{K_2} \right) F_1 + \left(W_{32} \pm \frac{W_{42}}{K_2} \right) F_2 + \left(W_{33} \pm \frac{W_{43}}{K_2} \right) F_3 + \left(W_{34} \pm \frac{W_{44}}{K_2} \right) F_4 = -\theta_f$$

Las leyes de flechas y giros debidas a retracción y fluencia serán las obtenidas de las FI más las que se producirían con contornos libre-libre.

A partir de las flechas ocasionadas por retracción y fluencia se obtienen las pérdidas que éstas producen en los distintos cables y finalmente las deformadas y esfuerzos que dichas pérdidas provocan a su vez en las distintas secciones de la lámina. $\Delta P_1 = E_p \cdot A_p \cdot W/R$.

A continuación ya pueden calcularse las pérdidas por relajación del acero ΔP_2 :

$$\Delta P_2 = \rho_f [P_{ki} - 2 \cdot \Delta P_1]$$

Y por tanto:

$$\text{Pérdidas diferidas totales} = \Delta P_1 + \Delta P_2.$$

Siendo:

- W : Flecha en la sección del cable por la retracción y la fluencia
- E_p : Módulo de elasticidad del acero de pretensado.
- A_p : Area de acero del cable.
- R : Radio medio.
- ρ_f : Valor final de la relajación del acero.
- P_{ki} : Fuerza media del cable al descontar pérdidas instantáneas.

Las leyes de deformadas y esfuerzos en la lámina, a tiempo infinito y sin actuación de sobrecargas, es decir solamente sometida a cargas de pretensado, se obtienen sumando a las leyes obtenidas a tiempo cero, las ocasionadas por los fenómenos de retracción y fluencia y las debidas a las pérdidas diferidas de los cables.

Dado que estos fenómenos se producen en el transcurso de un largo período de tiempo, los coeficientes que intervienen en los sistemas de ecuaciones planteadas para el cálculo de fuerzas ficticias de retracción, fluencia y pérdidas diferidas en los cables, se toman con el módulo de elasticidad diferido del hormigón (Módulo instantáneo dividido por el coeficiente de evolución de la fluencia). Igualmente, en el caso de apoyos de neopreno, se tomarán los coeficientes de rigidez correspondientes a cargas lentas.

RESULTADOS

Para la verificación de la estructura es necesario analizar:

1. *Proceso constructivo*. Situación de la lámina después del tesado de cada uno de los cables.
2. *En servicio* - 2.1 Estado de la lámina a tiempo infinito (incluyendo efectos diferidos) y sin sobrecargas.
 - 2.2 Estado de la lámina a tiempo infinito y actuando las sobrecargas (Se debe estudiar para cada hipótesis de carga).

DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS PASIVAS

Para garantizar la estanquidad del depósito es necesario limitar la tensión de trabajo de las armaduras pasivas. A continuación recogemos los valores máximos que recomiendan algunas Normas extranjeras:

	<i>Norma británica</i>	<i>A.C.I.</i>
Elementos a flexión, en paramento interior	867 Kg/cm ²	1.120 Kg/cm ²
Elementos a flexión, en paramento exterior	1.275 Kg/cm ²	1.400 Kg/cm ²

Espesor de pared, ≥ 30 centímetros.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Los conceptos antedichos son aplicables al proyecto de depósitos circulares formados por una pared cilíndrica de hormigón apoyada sobre una solera. La armadura principal circular es activa, mediante tendones con vaina y las armaduras verticales pasivas; como hormigón armado. Los conceptos y procedimientos descritos son, asimismo, extensibles para cualquier tipo de vinculación de la pared con la solera (empotramiento, articulación fija, apoyo sobre neopreno en placas o en anillo continuo, teflón, etc.).

Para el desarrollo de los procesos indicados se requiere el uso de un pequeño microordenador, quedando así su utilización al alcance de cualquier profesional.

Los requisitos mínimos para asegurar las debidas condiciones de estanquidad, pueden resumirse de la siguiente forma:

- 1) Disposición adecuada de tendones circulares, tal que se produzca una compresión tangencial uniforme en el hormigón, con depósito lleno, a tiempo infinito, de 10 kg/cm^2 .
- 2) Método de cálculo riguroso:
 - Análisis exhaustivo de esfuerzos a lo largo de toda la altura de las paredes del depósito.
 - Dicho análisis se realizará después del tesado de cada cable.
 - Consideración rigurosa de las condiciones de borde en apoyos y coronación (placas de neopreno, anillo continuo, teflón, empotramiento, etc.).
 - Determinación de envolventes de esfuerzos producidos en todas las fases de construcción.
 - Consideración en el análisis, de la retracción, fluencia, pérdidas debidas al acortamiento elástico y pérdidas diferidas.
 - Verificación de esfuerzos verticales con el depósito parcialmente lleno.
- 3) Elección adecuada y optimización del orden de tesado de cables, con la condición de producir mínimos momentos flectores verticales en las paredes.
- 4) Dimensionamiento de armaduras verticales de acuerdo con las limitaciones expuestas en normativa específica para depósitos.

BIBLIOGRAFIA

- S. TIMOSHENKO – Teoría de placas y láminas.
- British Standard Code of Practice CP 2007 (Design and construction of Reinforced and Prestressed Concrete Structures for the Storage of Water and other Aqueous liquids).
- Handbook on BS 5337 (The Structural use of concrete for retaining aqueous liquids).
- Leonard R. Creasy – Prestressed Concrete Cylindrical Tanks (John Wiley and Sons).
- Billington – Thin Shell Concrete Structures (Mc. Graw - Hill).
- Harvey C. Olander – Design of cylindrical concrete water tanks (Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers).