

ANÁLISIS DE PÉRDIDAS DE PRETENSADO EN VIGAS DE CUBIERTA DEL EDIFICIO DE PILETAS II DE LA CENTRAL NUCLEAR ATUCHA I

Campastrì, Marcelo; Ingrassia, Franco; Zabala, Marcelo.

Ingenieros Civiles

Nucleoeléctrica Argentina S.A.

mcampastrì@na-sa.com.ar; fingrassia@na-sa.com.ar; mzabala@na-sa.com.ar

RESUMEN

En el marco de la extensión de vida de la Central Nuclear Atucha I, se planteó analizar el envejecimiento de las estructuras civiles. Se realizó un análisis de las pérdidas de tesado de las armaduras activas postesadas de las vigas principales de cubierta de techo del edificio de piletas de elementos combustibles II, para garantizar su estabilidad en el período de vida adicional.

El análisis de pérdidas de pretensado se realizó acorde normativas CIRSOC 201 y ACI 318-05.

Para calcular las pérdidas de pretensado, éstas fueron consideradas en el orden cronológico de su ocurrencia y con los parámetros resistentes de los materiales asociados a cada pérdida particular. Se consideró la pérdida total de tesado a tiempo infinito como la suma de las pérdidas instantáneas (fricción del cable, enclavamiento de conos, tesado no simultáneo) y de las pérdidas diferidas (retracción y fluencia lenta del hormigón, relajación del acero).

Debido a que la relajación del acero y la retracción del hormigón ocurren en forma simultánea y se afectan mutuamente se recurrió a un cálculo iterativo para determinar con precisión la pérdida final. El resultado final del análisis determinó una compresión total de la sección transversal bajo los parámetros del diseño original y el inicio de la descompresión en la fibra inferior de la viga para pérdidas de sección de armadura activa mayor 17%.

ABSTRACT

Within the framework of the life extension of Atucha I Nuclear Power Plant, the aging analysis of the civil structures was proposed. An analysis of the tensioning losses of the post-tensioned active reinforcements of the main roof deck beams of the Fuel Element Pool II Building was carried out to ensure their stability for the additional life period.

The analysis of prestressing losses was carried out in accordance with CIRSOC 201

Organiza:

and ACI 318-05 standards.

To calculate the prestressing losses, the losses were considered in the chronological order of their occurrence and with the resistant parameters of the materials associated with each particular loss. The total tensioning loss at infinite time was considered as the sum of the instantaneous losses (cable friction, cone interlocking, non-simultaneous tensioning) and the deferred losses (shrinkage and creep of concrete, relaxation of steel).

Since steel relaxation and concrete shrinkage occur simultaneously and affect each other, an iterative calculation was used to accurately determine the final loss. The final result of the analysis determined a total compression of the cross section under the parameters of the original design and the beginning of decompression in the lower fiber of the beam for active reinforcement section losses greater than 17%.

INTRODUCCIÓN

Emplazamiento

En cuanto al sitio de emplazamiento del edificio, éste se encuentra en el predio de la Central Nuclear Atucha a la margen derecha del Río Paraná de las Palmas, sobre la terraza superior de la formación de sedimentos pampeano que se levanta 25,15m sobre el nivel medio del mar.

En cuanto a su disposición respecto de los otros edificios, el edificio de Piletas II se corresponde con la silueta 7 de la **Figura 1**. Se encuentra estratégicamente ubicado 6 m al sur del edificio de Piletas I, alineado al canal de transferencia de elementos combustibles por el cual ingresan los EC quemados provenientes del reactor.

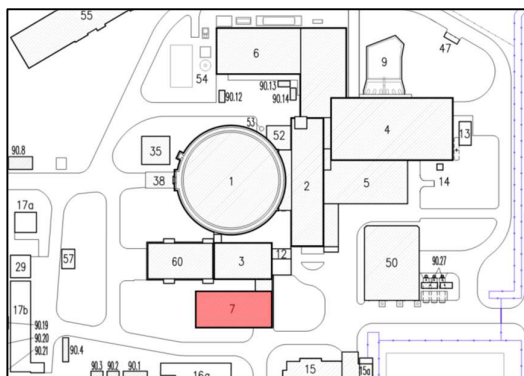


Figura 1 – Sector de emplazamiento del Edificio Piletas II

Organiza:

DISEÑO ORIGINAL DE ESTRUCTURA RESISTENTE

Diseño Arquitectónico

El edificio de Piletas II cuenta con dimensiones aproximadas en planta de 40m x 20m y una altura respecto del nivel 0,00m de +17,5m. Desde el nivel +0,00m hacia abajo, el edificio presenta los niveles -3,50m; -6,50m; -9,70m; -12,50m y -14,60m llegando por último a -17,20m como nivel más bajo. Por lo expuesto, la altura total de la edificación es del orden de los 36,60m.

Normativa, regulaciones y códigos aplicables

El diseño del Edificio fue provisto por KWU (Kraftwerk Union) siendo además el contratista principal de obra. El diseño original se realizó siguiendo las normas válidas en Alemania y Argentina vigentes de la época para las construcciones civiles (principalmente normas DIN). En particular cabe mencionar la Norma DIN 1045 hormigón armado, medición y ejecución de construcciones civiles.

Para la determinación de cargas de cálculo se respetó lo indicado en DIN 1055, siempre que no hubieran otras causas de servicio que exigieran condiciones de diseño más elevadas. Los trabajos de hormigón armado se realizaron en concordancia con la norma DIN 18331, considerando las regulaciones oficiales argentinas.

Estructura Resistente

La Infraestructura está compuesta por una estructura monolítica de Hormigón Armado colado in situ formada por tabiques y losas de espesor variados.

Distribuye toda la carga y las posibles sobrecargas de uso en una platea de fundación asentada a -19,00m respecto del nivel 0,00m.

La Superestructura también formada por una estructura monolítica de Hormigón Armado colado in situ, está formada por columnas, tabiques, vigas de hormigón pretensado, parapetos y losetas pre-moldeadas que conforman una parte del paquete de la cubierta (ver Figura 2).

Las losetas pre-moldeadas están apoyadas sobre vigas pretensadas simplemente apoyadas. Una vez montadas las vigas y las losetas, se continuó con el hormigonado de una capa de hormigón armado de 10cm para solidarizar vigas, cubierta, columnas y tabiques.

Organiza:

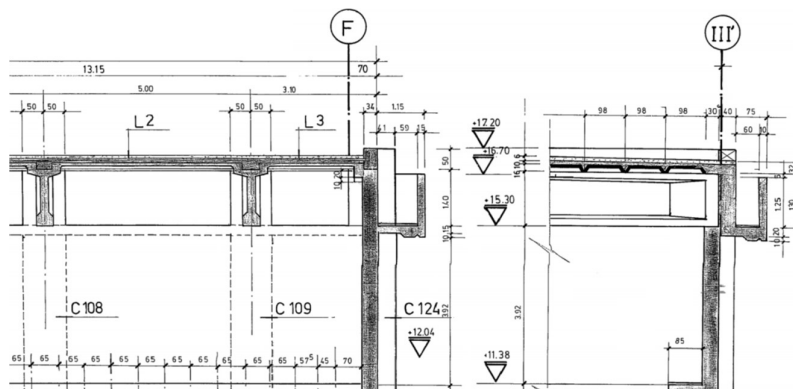


Figura 2 – Detalle de Cubierta (Vigas Pretensadas y losetas pre-moldeadas)

ANÁLISIS ESTRUCTURAL VIGA PRETENSADA

Diseño Geométrico

Las vigas tienen una luz entre apoyos de 18,30m y un espaciamiento entre ejes de vigas de 4,52m. Las vigas poseen altura variable, partiendo de 1,30m en los extremos y 1,40m en el centro de la luz (ver Figura 3).

Las vigas poseen dos cables pretensados pasante por dos vainas de trazado parabólico con un anclaje pasivo y un anclaje activo a cada uno de los extremos. Los cables de pretensados están formados por 26 alambres de 7 mm de diámetro cada uno.

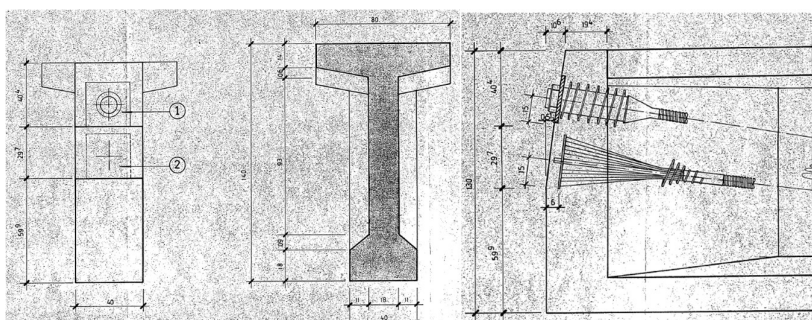


Figura 3 – Detalle de Viga Principal

Para el análisis de la evolución de las pérdidas de pretensado se procedió en primer lugar a discretizar la viga (Figura 4) tomando diferentes secciones transversales de la misma. Las mismas fueron ubicadas en los extremos, a los cuartos y a la mitad de la luz de la viga, según el esquema que se detalla a continuación.

Organiza:

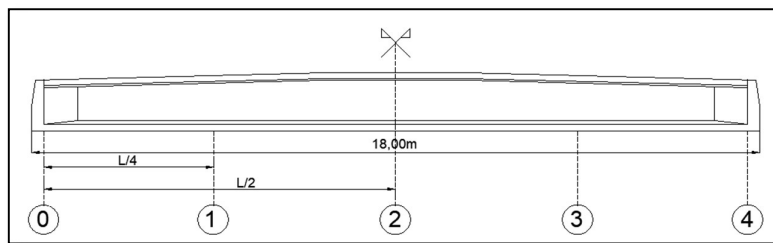


Figura 4: "Discretización de la viga pretensada"

Consideraciones de análisis:

Para el análisis de las pérdidas friccionales de pretensado se tomó un cable ficticio equidistante de los cables reales (Figura 5). Para ello la traza del cable ficticio se dedujo mediante una ecuación parabólica.

$$y = k * x^2 \quad (1)$$

En primera instancia se promedió la posición de los cables en el centro de la luz de la viga por un lado y en el extremo de la viga por el otro. Los valores así obtenidos constituyen puntos de paso de la parábola a partir de los cuales se deduce el valor k de la misma. Luego a partir de la ecuación y de la progresiva que se quiera analizar se podría obtener la posición del cable ficticio.

$$k = 0,0085158 \quad (2)$$

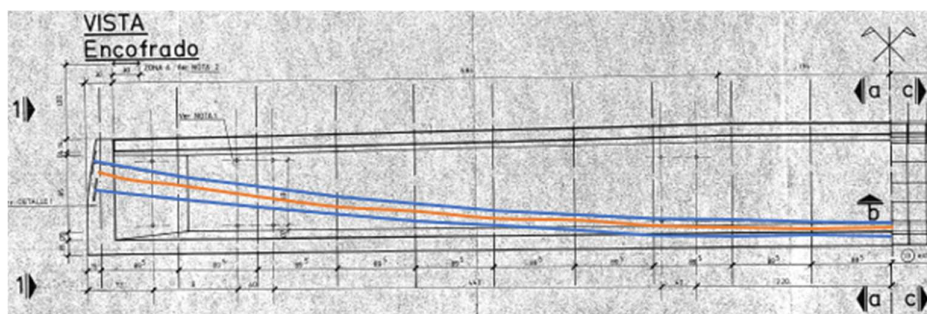


Figura 5: "Posición de cables reales y cable ficticio equidistante"

Los parámetros de la sección transversal de la viga de H° (Figura 6) previo al montaje en obra fueron:

- Altura de la sección(h): 1,40m.
- Área de la sección(A_h): 4069cm².
- Distancia de la fibra inferior al baricentro(Y_{1vn}): 78,78cm.

Organiza:

- Distancia de la fibra superior al baricentro(Y_{2vn}): 61,22cm.
- Distancia entre el baricentro geométrico de la sección y el baricentro de la aplicación de las cargas de pretensado(ep): 57,78cm.
- Momento de Inercia de la sección(I_{vn}): 0,095283m⁴.
- Módulo resistente respecto a la fibra inferior(W_{1vn}): 0,1209481m³.
- Módulo resistente respecto a la fibra superior(W_{2vn}): 0,1556401m³.

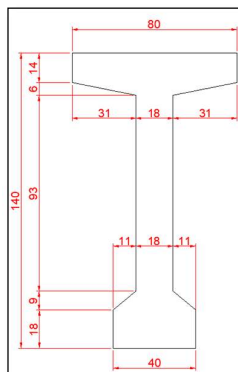


Figura 6: "Dimensiones de la Sección Transversal de la viga previo montaje"

Los parámetros de la sección transversal de la viga de H° (Figura 7) luego del montaje fueron:

- Altura de la sección(h): 1,66m.
- Área de la sección(A_h): 5909cm².
- Distancia de la fibra inferior al baricentro(Y_{1vn}): 102,97cm.
- Distancia de la fibra superior al baricentro(Y_{2vn}): 63,03cm.
- Dist. entre baricentro de la sección y el baricentro de la aplicación de las cargas de pretensado(ep): 83,97cm.
- Momento de Inercia de la sección(I_{vn}): 0,172707m⁴.
- Modulo resistente respecto a la fibra inferior(W_{1vn}): 0,167725m³.
- Modulo resistente respecto a la fibra superior(W_{2vn}): 0,2740071m³.

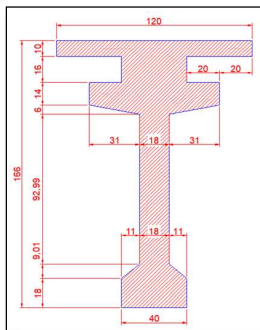


Figura 7: "Dimensiones de la Sección Transversal de la viga post montaje"

Organiza:

Análisis de Cargas

Instrucción de tesado:

A continuación, se exhiben las Instrucciones de Tesado (Figura 8) donde se establecerían los siguientes valores:

- Retroceso de la armadura por entrada de conos (δ_{ad}): 2mm
- Carga de tesado (T_i): 118T
- Carga de anclaje (T_a): 109T
- La carga de tesado se aplicó a los 28 días del hormigonado de la viga.

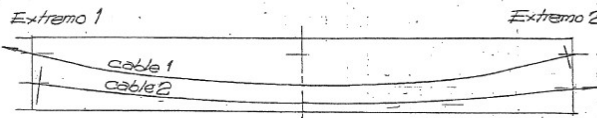
		OBRA CENTRAL NUCLEAR ATUCHA - - 2 edificio de Pilas - - VIGAS PRETENSADAS		Fecha 4/2/80						
				Hoja N° 1/1						
INSTRUCCIONES DE TESADO										
Extremo 1 Extremo 2 				CALCULO 						
Orden de Tesado: 1º cable 1 2º cable 2				APROBO 						
CABLE Nº	Δe Sobret. mm.	A1 Anclada mm.-	a mm.-	FUERZA t.-		POT. GATO t.-	MANOMETRO kg/cm ²			
				Sobret.	Anclar		GATO VEKTOR		GATO COMBI	
							Sobret.	Anclar	Sobret.	Anclar
1	100	98	28	118	109	150	595 ✓	550 ✓	540 ✓	495 ✓
2	101	99	29	118	109	150	595 ✓	550 ✓	540 ✓	495 ✓

Figura 8: "Instrucciones de Tesado"

Cargas externas actuantes sobre las vigas:

- Peso propio de la viga previo al montaje: 0,010 mN/m.
- Peso propio (losetas + losa H°A° + H° pendiente): 0,025 mN/m.
- Sobrecarga: 0,014mN/m.

Materiales

Acero:

- Armadura Pasiva: ADN-420.
 - Tensión de fluencia (f_y): 420 Mpa.

Organiza:

- Módulo de elasticidad: 210.000 Mpa
- Armadura Activa: Acero St 150/170.
 - Acero de alta resistencia y baja relajación.
 - Tensión de fluencia (fpy): 1500 Mpa.
 - Tensión de rotura (fpu): 1700 Mpa.
 - Módulo de elasticidad: 210.000 Mpa

Hormigón:

El hormigón que se utilizó para la materialización de las vigas fue elaborado en planta dosificadora y colado in-situ. Su resistencia característica fue de 25 Mpa.

Se determinó el módulo de elasticidad del hormigón conforme al CIRSOC 201 (2005). El reglamento establece la siguiente relación para calcular el módulo de elasticidad:

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} = 4700 * \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa} \quad (3)$$

La resistencia a tracción del hormigón se determinó según lo prescripto en la norma ACI-318-05:

$$f_{cr} = 0,33\sqrt{f'_c} [Mpa] = 1,65 \text{ Mpa} \quad (4)$$

El hormigón es un material elasto-visco-plástico. En la Figura 10 se representa la respuesta del comportamiento del hormigón frente a un escalón de carga.

1. **Retracción ($\epsilon_{s\infty}$).** Durante el proceso de fraguado y endurecimiento, el hormigón se contrae de volumen. Este fenómeno puede explicarse por la pérdida paulatina del agua en el hormigón. Es un proceso gradual que se extiende durante toda la vida útil y depende de varios factores tales como la dosificación, la relación agua cemento, las características de los agregados, la historia del curado, la humedad relativa del ambiente, etc. Es un proceso independiente de la carga aplicada.
2. **Deformación Elástica instantánea (ϵ_{el}):** Al aplicar un escalón de carga por un período corto el material responde casi instantáneamente con una deformación elástica.
3. **Deformación por fluencia lenta elástica (ϵ_v) y plástica (ϵ_f):** Al aplicar un escalón de carga y mantenerlo por un período de tiempo surgen deformaciones elásticas y plásticas en el material que tienden a estabilizarse con el tiempo.
4. Finalmente, al retirar el escalón de carga se producirá una recuperación instantánea de la deformación elástica (ϵ_{el}) y una recuperación visco-elástica (ϵ_v) diferida en el tiempo, quedando remanente la deformación plástica (ϵ_f).

Organiza:

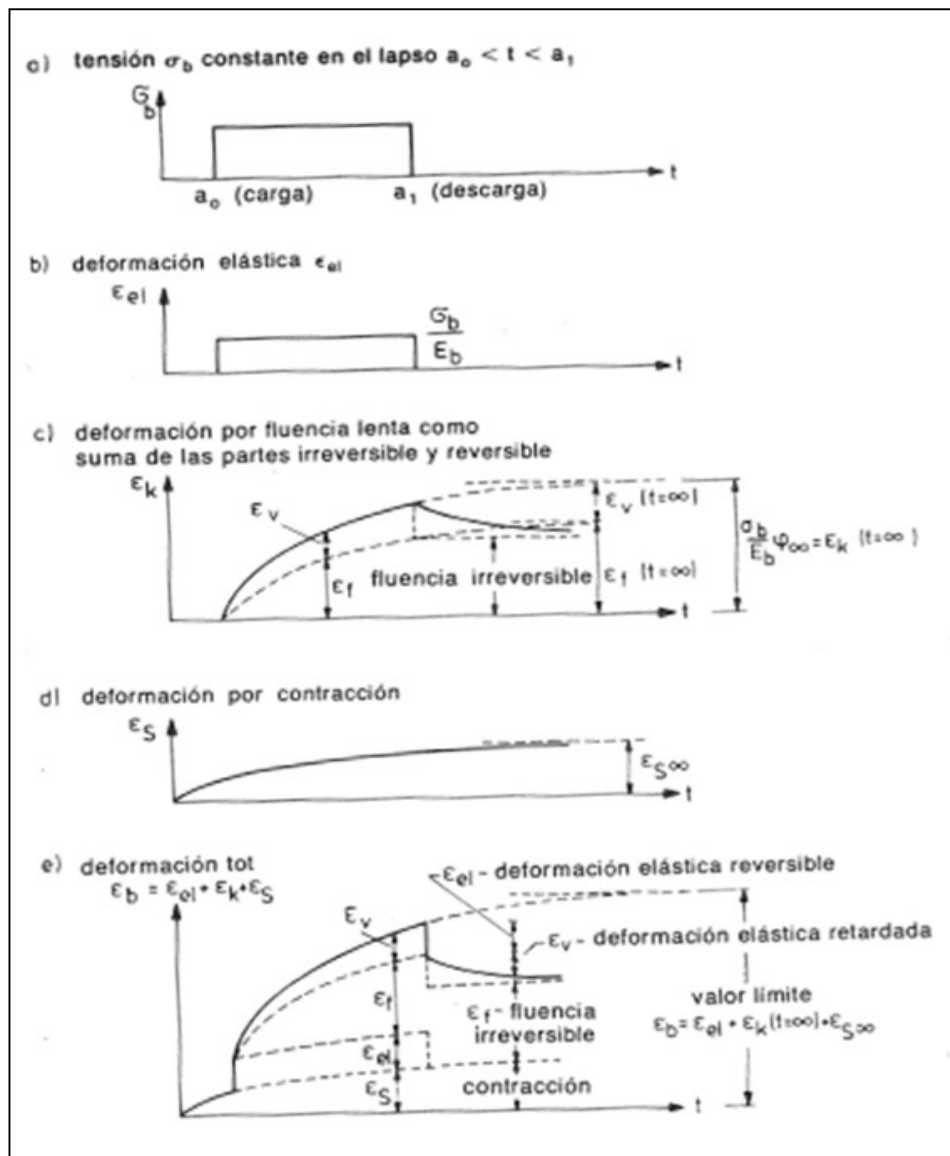


Figura 10: "Evolución temporal de las deformaciones en el hormigón y la incidencia de la aplicación de un escalón de carga en las mismas"

PÉRDIDAS DE TESADO INSTANTÁNEAS

Las pérdidas de tensión en las armaduras activas aquí analizadas son las que ocurren durante el proceso de tesado y anclaje de los cables de post-tesado a la viga. Se analizan las pérdidas de pretensado en el orden cronológico de su ocurrencia y con los parámetros resistivos de cada material de la viga asociado a cada pérdida en particular.

Organiza:

La pérdida instantánea final de pretensado de la viga a tiempo infinito será la suma de todas las pérdidas desarrolladas a continuación:

Pérdidas instantáneas por fricción del cable

La primera de las pérdidas instantáneas que ocurre, es la pérdida friccional por alargamiento de la armadura activa durante la aplicación de la carga de tesado mediante el gato hidráulico. Las pérdidas tensionales en la armadura activa por fricción ocurren como consecuencia del estiramiento/acortamiento del cable en contacto con la vaina adherida al hormigón (Figura 11).

Dentro de las pérdidas friccionales se distinguen por un lado las pérdidas friccionales debido al trazado parabólico del cable de tesado (μ) y por otro las pérdidas friccionales debido al "serpenteo" longitudinal de la vaina (k). Estos parámetros (μ) y (k) son proporcionados por la Reglamentación ACI 318 en función de los parámetros de los cables de tesado, siendo éstos: $\mu=0,15$ y $k=0,0007$.

La expresión analítica de la reducción de la fuerza en un punto B (P_B) cualquiera del cable debido al cambio de dirección es:

$$P_B = P_A e^{-(\mu\alpha+kx)} \quad (5)$$

Donde:

- PA: Es la carga de tesado en el anclaje activo.
- α : Es la variación angular total entre el anclaje activo y el punto B analizado, expresado en radianes.
- X: Distancia entre los puntos A y B.

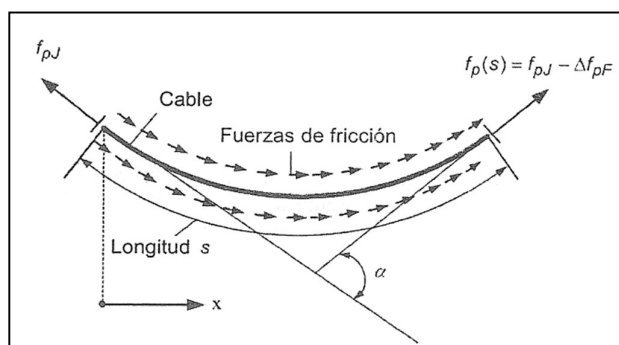


Figura 11: "Perfil del cable de pretensado"

En función de todo ello se calcularon las pérdidas friccionales (Figura 11) durante el tesado en las secciones transversales enunciadas más arriba (Figura 4):

Organiza:

SECCIÓN	X [m]	H [m]	α [rad]	$\Sigma \alpha$ [rad]	$\mu \Sigma \alpha + k x$	Δf_{p1} [mN/m ²]	f_{p1} [mN/m ²]
0	0,00	0,69	0,077	0,000	0,000	0,00	1156,42
1	4,50	0,17	0,038	0,038	0,007	7,75	1148,67
2	9,00	0,00	0,000	0,077	0,012	14,39	1142,02
3	13,50	0,17	0,038	0,115	0,018	21,04	1135,38
4	18,00	0,69	0,077	0,153	0,024	27,67	1128,75

Tabla 12: "Pérdidas friccionales instantáneas por fricción"

La tensión en el anclaje pasivo resultó ser de un valor correspondiente al 97,6% de la tensión en el anclaje activo. En la tabla anterior (Tabla 12), Δf_{p1} es el valor correspondiente a la pérdida de tensión hasta la sección considerada y f_{p1} el valor de la tensión resultante en la sección transversal de análisis, considerando las pérdidas originadas sólo como consecuencia del estiramiento inicial del cable.

Pérdida instantánea por enclavamiento o entrada de conos

Una vez que se alcanzó la carga de tesado especificada en el anclaje activo, se procedió al corte de armaduras y a la transferencia de los esfuerzos de tesado a la viga de hormigón mediante el enclavamiento de cuñas. El proceso de enclavamiento de cuñas implicaría un acortamiento de la armadura en correspondencia con el anclaje activo, dicho acortamiento se vería disminuido en forma progresiva en dirección del anclaje pasivo debido a las pérdidas friccionales que ocurren a lo largo de la trayectoria del cable mientras éste se acorta. Fue necesario entonces determinar hasta qué distancia (X_a) del cable de tesado (medida desde la posición del anclaje activo) se produciría dicho retroceso o acortamiento (Figura 13). Vale decir, más allá del punto o sección B la tensión en el cable no sería afectada por el enclavamiento de conos.

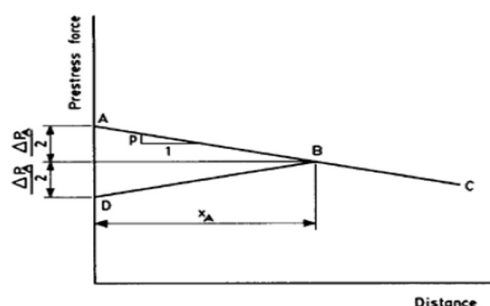


Figura 13: "Distribución ideal de la variación de la fuerza de pretensado durante el enclavamiento de conos"

Si la pérdida por fricción por metro de dirección horizontal es p , entonces de la Figura 13 se puede ver:

Organiza:

$$\frac{p}{1} = \frac{\Delta P a}{2 * x_a} \quad (6)$$

Si la entrada o retroceso del anclaje (según la Instrucción de tesado) es δ_{ad} , entonces la reducción de la tensión se basa en un acortamiento de los cables hasta la sección transversal correspondiente a X_a , debido a que más allá de esta longitud, como se dijo, el cable no se vería afectado por el acortamiento.

Por tanto, la pérdida de tensión en el acero viene dada por:

$$\Delta \sigma_p = \varepsilon_s * E_s = \left(\frac{\delta_{ad}}{x_a} \right) * E_s \quad (7)$$

Dado que $\Delta \sigma_p * A_p = \Delta P_A / 2$, entonces:

$$\Delta P_A / 2 = (\delta_{ad} / X_a) * E_s * A_p \quad (8)$$

Siendo A_p el área del cable = 38 mm², se obtiene:

$$X_a = (\delta_{ad} * E_s * A_p / p)^{1/2} = 16,53 \text{ m} \quad (9)$$

Debido a que la pérdida de tesado por entrada de conos tiene efecto hasta $X_a < L$, la misma se calcula como:

$$f_{p2}(x = x_2) = f_{p1}(x_2) - 2 \Delta f_{p1}(x_a - x_2) \quad (10)$$

En la Tabla 14, f_{p2} representa el valor de la tensión resultante para cada sección transversal analizada (incluida la de X_a) luego de las pérdidas originadas exclusivamente al enclavamiento de conos.

SECCIÓN	X [m]	f_{p1} [mN/m ²]	Δf_{p1} [mN/m]	f_{p2} [mN/m ²]
0	0,00	1156,4	27,67	1101,1
1	4,50	1148,7	20,06	1108,5
2	9,00	1142,0	13,41	1115,2
3	13,50	1135,4	6,77	1121,8
X_a	16,53	1129,7	0,00	1129,7
4	18,00	1128,7	0,00	1128,7

Tabla 14: "Pérdidas por enclavamiento de conos"

Pérdida instantánea por tesado no simultáneo.

Tal y como se desarrolló en el apartado de caracterización del hormigón, al aplicar un escalón de carga, se produce una deformación elástica de éste. Al aplicar la carga de post-tesado mediante el alargamiento de los cables de tesado con el gato

Organiza:

hidráulico, se produce un acortamiento elástico de la viga en simultáneo con el alargamiento de los cables.

Debido a que ambas deformaciones ocurren en simultáneo, el acortamiento de la viga durante el tesado produce un acortamiento en el cable de tesado que se ve compensado porque el gato continúa imponiendo deformación de alargamiento en el mismo.

Una vez finalizado el tesado del primer cable, se procede al tesado del segundo cable. Durante el tesado del segundo cable y luego del anclaje del mismo, en la viga ocurrirán las mismas pérdidas de tesado en el segundo cable que las que ocurrieron en el primero durante el tesado, es decir pérdidas friccionales y por acortamiento del cable debido a la entrada de conos.

Si bien las pérdidas ocurridas en el segundo cable durante su tesado, son las mismas que el primero, esta vez el acortamiento elástico del hormigón producirá un acortamiento elástico del primer cable que ya se encontraba anclado al momento del tesado del segundo.

$$f_h = P_t / A_h = 2,84 \text{ Mpa} \quad (11)$$

$$\varepsilon_3 = f_h / E_c = 0,00012 \quad (12)$$

$$\Delta f_{p3}(x) = \varepsilon_3 * E_a = 25,41 \text{ Mpa} \quad (13)$$

En la Tabla 15, los valores calculados de fp3 representan el estado tensional del primer cable en cada sección (incluyendo la correspondiente a Xa) luego de ocurridas las pérdidas por tesado no simultáneo:

SECCIÓN	X [m]	fp1 [mN/m²]	fp2 [mN/m²]	fp3 [mN/m²]
0	0,00	1156,4	1101,1	1075,7
1	4,50	1148,7	1108,5	1083,1
2	9,00	1142,0	1115,2	1089,8
3	13,50	1135,4	1121,8	1096,4
Xa	16,53	1129,7	1129,7	1104,3
4	18,00	1128,7	1128,7	1103,3

Tabla 15: "Pérdida tensional del primer cable por tesado no simultáneo"

PÉRDIDAS DIFERIDAS

Las pérdidas diferidas de tesado se basan en las propiedades reológicas de los materiales componentes de la viga, acero y hormigón. Estas propiedades son:

Para el hormigón:

- La contracción de fragüe (acortamiento del hormigón no cargado durante su

Organiza:

endurecimiento),

- La fluencia lenta -creep- del hormigón (aumento en el tiempo de las deformaciones relativas bajo tensiones permanentes).

Para el acero:

- La relajación del acero (disminución de tensiones en el tiempo bajo deformaciones impuestas constantes).

Estas propiedades de los materiales constitutivos de la viga, hacen que ésta continúe deformándose en el tiempo y por lo tanto continúen variando su estado tensional en el tiempo.

Debido a que el efecto del **creep** del hormigón se traduce en un acortamiento de la armadura activa y el efecto de la **relajación del acero** se traduce en una descompresión del hormigón, se produce una interacción causa-efecto entre ambos fenómenos que requiere de cálculos iterativos para llegar al valor de equilibrio relacionado al valor real de la pérdida concluidos ambos efectos.

Pérdida diferida por relajación del acero

La relajación es la pérdida de tensión en las barras de pretensado en el tiempo, manteniendo constante la longitud y la temperatura. Es un proceso de adaptación del material que se estabiliza con el tiempo. A mayor tensión inicial, mayor es la pérdida por relajación, siendo despreciable para tensiones iniciales menores al 50% de la tensión de rotura.

En la práctica se trabaja con materiales normalizados, en nuestro caso tomamos los valores de relajación del acero de pretensado de la norma CEB-FIP 78 (Figura 16) que se muestran a continuación.

f_{p3}/f_{pu}	Relajación (r)
0,5	0,00
0,6	0,03
0,7	0,06
0,8	0,10

Tabla 16:" Valores de Relajación del Acero de pretensado para diversas relaciones entre la Tensión de tesado f_{p3} y la tensión de rotura f_{pu} "

En nuestro caso la tensión de rotura del acero es de 1700Mpa y la tensión de tesado luego de las pérdidas instantáneas en el centro de la luz de la viga es de prácticamente 1090Mpa. El cociente entre ambos determina numéricamente la cercanía a la tensión de rotura y a partir de este valor podemos ingresar a la tabla e interpolar linealmente para obtener la relajación pura " r " del acero.

Organiza:

$$\Delta f_{0p4} = r_{fp3} = 0,042 * 1090 \text{ Mpa} = 46,11 \text{ Mpa.} \quad (14)$$

Luego de ello establecemos la relajación aparente atendiendo a que el fenómeno de relajación del acero se verá atenuado por la contracción y fluencia lenta del hormigón.

$$\Delta f_{p4} = 5/6 * \Delta f_{0p4} = 38,43 \text{ Mpa.} \quad (15)$$

Pérdida diferida por fluencia lenta y retracción del hormigón.

La retracción o contracción del hormigón se produce por la evaporación del agua libre, es decir la que es utilizada en el proceso químico de hidratación del cemento.

Este fenómeno se traduce en una disminución volumétrica de la viga. Al encontrarse solidarizada la viga de hormigón con las armaduras de pretensado, se generará un acortamiento de éstas y por lo tanto la disminución de su estado tensional. El acortamiento longitudinal de la viga y el de las armaduras será por lo tanto el mismo.

La pérdida de tensión en el acero de pretensado debido a la retracción del hormigón es:

$$\Delta f_{p5-R}(t) = E_a * \epsilon_s(t=\infty). \quad (16)$$

Donde $\epsilon(t=\infty)$ es la deformación final del hormigón por contracción a tiempo infinito.

La deformación del hormigón por fluencia lenta (creep) depende del tiempo de duración e intensidad de la carga, humedad relativa, tipo de agregado, etc. Se puede expresar como:

$$\Delta f(t)_{p5-c} = n * \phi^\infty * (f'_{cp,p} + f'_{cp,D}) \quad (17)$$

Donde:

- n (relación de los módulos de elasticidad) = 8,94
- $(f'_{cp,p} + f'_{cp,D})$ es el estado tensional del hormigón en correspondencia con el pasaje del cable de pretensado a la mitad de la luz de la viga.

Se brindan a continuación (Figura 17) los valores ϕ^∞ y ϵ_s^∞ establecidos por bibliografía de referencia para hormigones promedio. Los valores ϕ^∞ y ϵ_s^∞ dependen de la humedad ambiente y la sección del elemento.

Organiza:

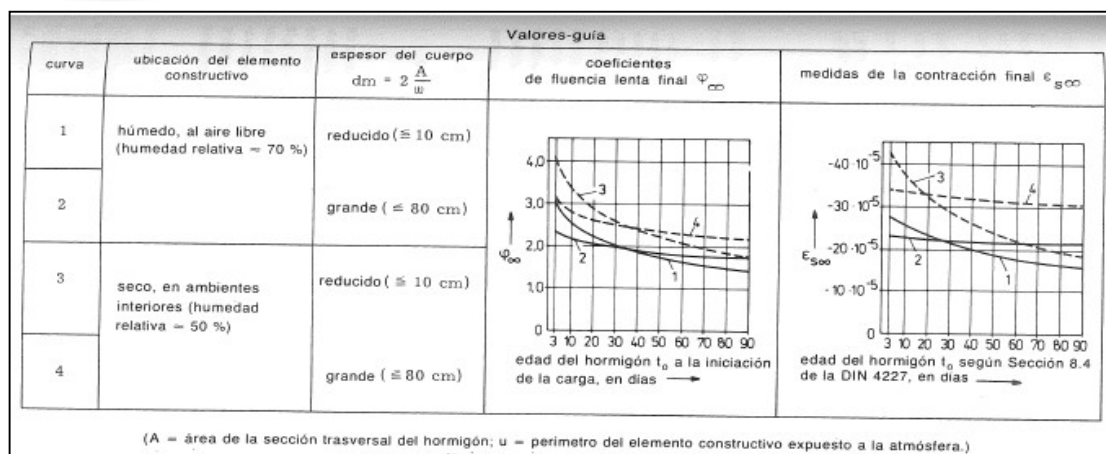


Figura 17: "Parámetros de fluencia lenta y contracción (Fritz Leonhardt)"

Las vigas en estudio se encuentran en un recinto que albergan piletas en su interior, por lo que se lo puede clasificar como un ambiente húmedo. La relación entre el área y el perímetro es grande por lo que resultará aplicable la curva 2. El tesado del hormigón se realiza a los 28 días por lo que resulta:

$$\epsilon_r = 0,00022 \text{ y } \phi^{\infty} = 2. \quad (18)$$

Para conocer el valor de la pérdida por fluencia lenta, es necesario conocer la tensión del hormigón al nivel del cable. Pero para calcular dicha tensión, se necesita saber el valor de la fuerza de pretensado luego de ocurridas las pérdidas, que, depende de las pérdidas por creep. Por lo tanto, se debe recurrir a un proceso iterativo.

Obtenemos los esfuerzos internos en el centro de la luz de la viga (sección 2 de la Figura 4) originados por el cable de pretensado teórico luego de que la viga fuera montada en su posición final. Para ello se promedia la tensión en el cable 1 y en el cable 2 luego de ocurridas todas las pérdidas instantáneas. Los valores resultantes del Esfuerzo Normal y del Momento Flexor en dicha sección serán:

$$N = fp_{3prom} \cdot A_p = -2,206 \text{ mN} \quad (19)$$

$$M = N \cdot e_p = -1,319 \text{ mNm} \quad (20)$$

Para comenzar la iteración, las pérdidas diferidas se estiman en torno al 12% de la tensión de tesado (fp_0). Con ellas se pueden calcular las tensiones en la sección de hormigón, y luego, se recalcula la pérdida diferida. Esta iteración se realiza hasta que las pérdidas diferidas que resultan del cálculo son iguales a las que se supusieron al comienzo.

Finalmente, luego de sucesivas iteraciones se arribó al siguiente estado tensional (Figura 18) de la viga:

Organiza:

Nº	CAUSA	SECCIÓN	M [MNm]	N [MN]	Fibra Superior		Fibra Inferior	
					Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.
1	Peso Propio	s/Losa	0,412		-2,65		3,41	
2	Pretensado f_{p3}	s/Losa	-1,319	-2,206	-5,42		-5,42	
					8,47	0,40	-10,90	-12,92
3	Carga Permanente	c/Losa	0,996		-3,64	-3,23	5,94	-6,98
4	Pérdidas Diferidas	c/Losa	0,178	0,212	0,36			
					-0,65	-3,52	1,06	-5,92

Tabla 18: " Estado Tensional de la Viga en fibras superior e inferior para cargas de larga duración "

Finalmente, la pérdida por retracción y creep será:

$$\Delta f(t=\infty)p5 = E_p \varepsilon(t=\infty)r - n \phi^\infty (f'_{cp,p} + f'_{cp,D}) = 173,77 \text{ mN/m}^2 \text{ (6° Iteración)}. \quad (21)$$

ESTADO TENSIONAL FINAL

Hormigón

El estado tensional de la viga en condiciones de servicio es:

Nº	CAUSA	SECCIÓN	M [MNm]	N [MN]	Fibra Sup. Viga		Fibra Inf. Viga	
					Parcial	Acumul.	Parcial	Acumul.
1	Peso Propio	s/Losa	0,412		0	0	0	0
					-2,65	0,00	3,41	0
2	Pretensado f_{p3}	s/Losa	-1,319	-2,206	-5,42	0	-5,42	0
					8,47	0,40	-10,90	-12,92
3	Carga Permanente	c/Losa	0,996		0	0	0	0
					-3,64	-3,23	5,94	-6,98
4	Pérdidas Diferidas	c/Losa	0,178	0,212	0,36	0	0	0
					-0,65	-3,52	1,06	-5,92
5	Sobrecargas	c/Losa	0,549		-2,00	-5,53	3,27	-2,64

Tabla 19: " Estado Tensional de la Viga en condiciones de servicio "

Como se puede observar en la Tabla 19, la viga funcionará en condiciones de servicio con toda su sección comprimida.

Los elementos pretensados deben cumplir con los siguientes requisitos de resistencia establecidos en el reglamento CIRSOC 201:

- Límite de tensión en la fibra comprimida extrema inferior debida al pretensado más la carga de larga duración:

$$0,45* f'c = -11,25 \text{ Mpa} > -5,92 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Buenas condiciones.} \quad (22)$$

Organiza:

- Límite de tensión en la fibra comprimida extrema superior debida al pretensado más la carga total:

$$0,6 \cdot f_c = -15 \text{ Mpa} > -5,53 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Buenas condiciones.} \quad (23)$$

- Límite de tensión en la fibra traccionada extrema:

$$0,7 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 3,50 \text{ Mpa} \wedge \text{No hay tracción en la viga} \rightarrow \text{Buenas condiciones.} \quad (24)$$

Acero

Teniendo presente que el tesado de cada uno de los cables se realiza por un extremo diferente de la viga, se refleja la evolución tensional del primer cable (Figura 20) en función de la ocurrencia de las sucesivas pérdidas.

CABLE 1	SECCIÓN	X [m]	fp1-1 [mN/m²]	fp2-1 [mN/m²]	fp3-1 [mN/m²]	fp4-1 [mN/m²]	fp5-1 [mN/m²]
	0	0,00	1156	1101	1076	1037	863
	1	4,50	1149	1109	1083	1045	871
	2	9,00	1142	1115	1090	1051	878
	3	13,50	1135	1122	1096	1058	884
	D	16,53	1130	1130	1104	1066	892
	4	18,00	1129	1129	1103	1065	891

Tabla 20: "Estado Tensional del cable 1"

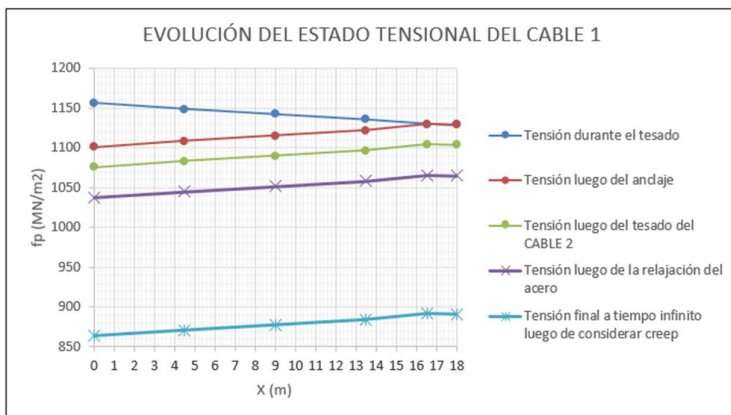


Figura 21: "Estado Tensional del cable 1"

Partiendo del lado opuesto, el estado tensional del segundo cable (Figura 21) resulta:

Organiza:

CABLE 2	SECCIÓN	X [m]	fp1-2 [mN/m]	fp2-2 [mN/m]	fp4-2 [mN/m ²]	fp5-2 [mN/m ²]
	0	0,00	1129	1129	1090	917
	A	1,47	1130	1130	1091	918
	1	4,50	1135	1122	1083	910
	2	9,00	1142	1115	1077	903
	3	13,50	1149	1109	1070	896
	4	18,00	1156	1101	1063	889

Tabla 22: "Estado Tensional del cable 2"

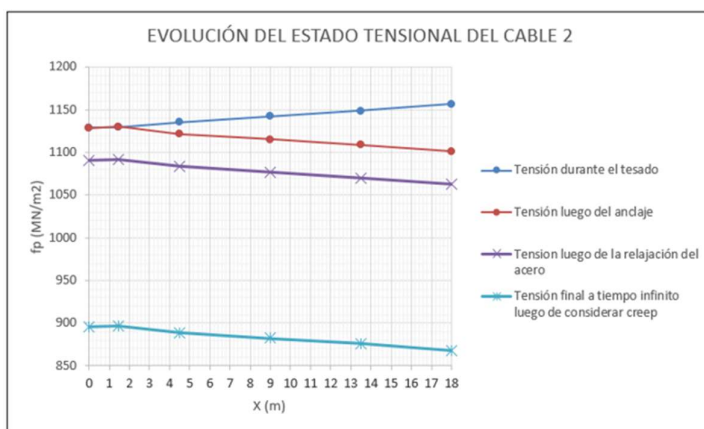


Figura 23: "Estado Tensional del Segundo cable"

Finalmente, la carga de tesado (P_{∞}) luego de ocurridas todas las pérdidas en la sección central de la viga será:

$$\therefore P_{\infty} = f_{p5-1} * A_c + f_{p5-2} * A_c = 182 \text{ Toneladas} \quad (25)$$

GESTIÓN DEL ENVEJECIMIENTO

Luego de la determinación teórica de las pérdidas tensionales totales en la armadura activa se plantea la necesidad de verificar en campo mediante ensayos no destructivos (END) la integridad de las vigas bajo análisis con la finalidad de validar la predicción teórica. Dentro de los ensayos no destructivos previstos, se realizarán aquellos que permitan determinar la pérdida o no de sección de armadura activa y en caso de que hubiera pérdida de sección, la misma deberá ser cuantificada.

Se fija como límite de aceptación que no se superen los límites tensionales en las fibras comprimidas del hormigón establecidos en el CIRSOC 201 previamente enunciados y en forma conservadora la no aparición de fibras sometidas a tracción, despreciando de esta manera la resistencia a tracción del hormigón.

Organiza:

En caso de producirse pérdida de sección en la armadura activa por envejecimiento, la misma se produciría luego de que la viga se encontrara tesada, montada en su posición final y bajo la aplicación de la totalidad de las cargas permanentes. Se plantea entonces qué valor de pérdida de sección es compatible con los límites previamente establecidos luego de ocurridas las pérdidas diferidas para la sección de armadura activa reducida.

Se arriba a que se debe conservar un remanente del 83% de la sección de armadura activa para no exceder el límite establecido en la fibra inferior. Se muestra en la Tabla 24 el estado tensional de la viga en condiciones de servicio bajo el supuesto de la conservación del 83% de la sección de la armadura activa:

Nº	CAUSA	SECCIÓN	[MNm] []	N [MN]	Fibra Sup. Viga		Fibra Inf. Viga	
					Parcial	Acumu	Parcial	Acumul.
1	Peso Propio	s/Losa	0,412		0	0	0	0
					-2,65	0,00	3,41	0
2	Pret. - 0,83 f_{ps}	s/Losa	-1,095	-1,831	-4,50	0	-4,50	0
					7,03	-0,11	-9,05	-10,15
3	Carga Permanente	c/Losa	0,996		0	0	0	0
					-3,64	-3,75	5,94	-4,21
4	Pérdidas Diferidas	c/Losa	0,136	0,162	0,27	0	0	0
					-0,50	-3,97	0,81	-3,39
5	Sobrecargas	c/Losa	0,549		-2,00	-5,98	3,27	-0,12

Tabla 24: " Estado Tensional de la viga en condiciones de servicio bajo conservación del 83% de sección de armadura activa "

CONCLUSIÓN

El resultado del análisis teórico concluye que para una pérdida de sección de armadura activa bajo tensión de tesado mayor al 17%, se producirá en la viga una descompresión de la fibra inferior. En forma teórica podemos concluir que en caso de que se conserve el 83% de la sección de armadura activa tesada, el hormigón trabajara en Estado I. Es decir, trabajara sin fisurarse, siendo esto óptimo para impedir el acceso de los agentes degradantes a las armaduras de la viga en un ambiente de alta humedad.

En caso de que la inspección visual detallada de la viga arroje la **no** aparición de fisuras, que producto de establecer un plano visual pasante por los apoyos de la viga, la misma **no** presente deflexiones incompatibles con las cargas actuantes, de que los ensayos no destructivos arrojen la **no** pérdida de sección de armadura activa y la **no** presencia de otros mecanismos degradantes del hormigón como ser la carbonatación, podremos concluir que el elemento estructural es apto para el cumplimiento de su función en el periodo de vida adicional analizado.

Organiza: