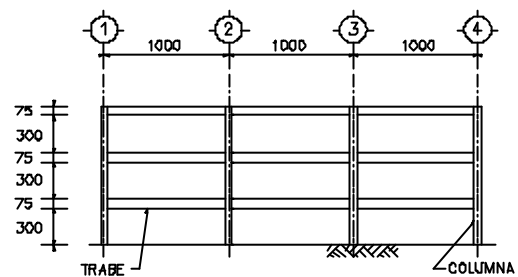
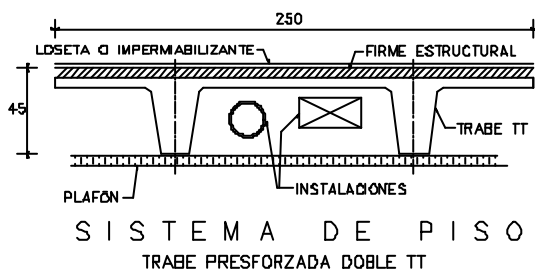


Capítulo 8

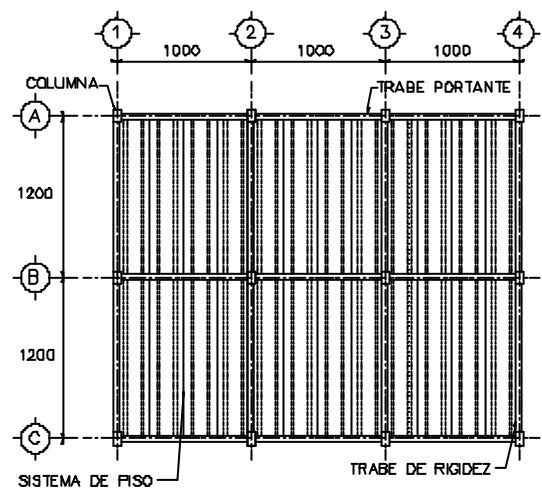
DISEÑO DE UN EDIFICIO CON ELEMENTOS PREFABRICADOS

8.1 GENERALIDADES

Se construirá un techo de oficinas estructurado con marcos de concreto. El sistema de piso es de losas presforzadas extruidas de 120 cm de ancho que descansan sobre traveses portantes también pretensadas. El edificio está ubicado en la zona sísmica III de la ciudad de México. En las figuras siguientes se muestra la planta y elevación estructural; las acotaciones están en centímetros.



ELEVACIÓN
EDIFICACIÓN



P L A N T A
SISTEMA DE PISO

8.2 ANÁLISIS DE CARGAS

AZOTEA (pendiente 5%):

Sobrecarga Muerta (scm):

Plafón e instalaciones	10	kg/m ²
Impermeabilizante	10	kg/m ²
Carga por reglamento	40	kg/m ²

Subtotal: 60 kg/m²

Firme (5cm)	120	kg/m ²
Peso propio TT (pp), $\gamma_c = 2.2 \text{ T/m}^3$	235	kg/m ²

Total 415 kg/m²

Resumen de cargas en azotea, en kg/m²:

Tipo de carga	Permanente	Accidental	Media
Carga muerta total	415	415	415
Carga viva	100	70	15
Total	515	485	430

PLANTA TIPO

Sobrecarga Muerta (scm):

Plafón, instalaciones y loseta	20	kg/m ²
Carga por reglamento	40	kg/m ²
Muros divisorios	50	kg/m ²

Subtotal 110 kg/m²

Firme armado (h=5cm)	120	kg/m ²
Peso propio TT (pp), $\gamma_c = 2.2 \text{ T/m}^3$	235	kg/m ²

Total 465 kg/m²

Resumen de cargas de entripiso, en kg/m²:

Tipo de carga	Permanente	Accidental	Media
Carga muerta	465	465	465
Carga viva	250	180	100
Total	715	645	565

8.3 DISEÑO DE LOSA DOBLE T

Se propone una sección y un número aproximado de torones para posteriormente hacer las revisiones que correspondan a las secciones seleccionadas. En caso de no satisfacer alguna de las revisiones se debe proponer otra sección y modificar la cantidad de torones hasta encontrar el diseño óptimo. El análisis a flexión se realizará al centro del claro, revisando la condición de transferencia en los extremos.

MATERIALES

Las resistencias de los concretos del elemento preforzado y del firme son, respectivamente,

$$f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

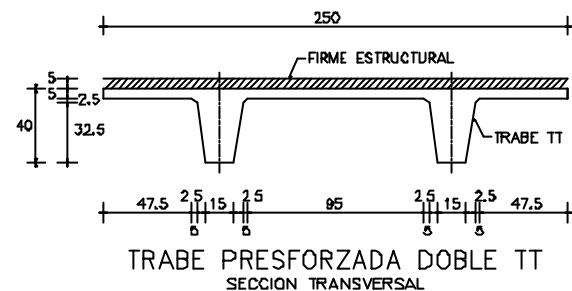
$$f_{cf} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Se utilizarán aceros de refuerzo y presfuerzo con las siguientes resistencias: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y $f_s = 19,000 \text{ kg/cm}^2$.

Según datos proporcionados por el fabricante, el acero de presfuerzo es de baja relajación con un área, a_{sp} , de 0.99 cm^2 y un módulo de elasticidad, E_p , de $1'960,000 \text{ kg/cm}^2$.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

La sección propuesta es la siguiente (acotaciones en cm),



Propiedades de la sección simple

Sección	A_i (cm ²)	y_i (cm)	$A_i y_i$ (cm ³)	d_i (cm)	I_i (cm ⁴)	$A_i d_i^2$ (cm ⁴)
Patín	1250.0	37.5	46875	9.81	2604	120392
Chaflán	137.5	33.8	4646	6.10	71	5119
Alma	1300.0	17.6	22885	-10.08	112043	132138
suma	2687.5		74406		114718	257649

$$h_{ss} = 40.0 \text{ cm} \quad I_{ss} = 372,368 \text{ cm}^4$$

$$A_{ss} = 2,687.5 \text{ cm}^2 \quad S_{ssi} = 13,450 \text{ cm}^3$$

$$y_{ssi} = 27.7 \text{ cm} \quad S_{sss} = 30,240 \text{ cm}^3$$

$$y_{sss} = 12.3 \text{ cm}$$

Propiedades de la sección compuesta

Sección	A_i (cm ²)	y_i (cm)	$A_i y_i$ (cm ³)	d_i (cm)	I_i (cm ⁴)	$A_i d_i^2$ (cm ⁴)
Firme	988.2	42.50	41999	10.83	2059	115933
S.simple	2687.5	27.69	74406	-3.98	372368	42626
suma	3675.7		116405		374427	158559

$$h_{sc} = 45.0 \text{ cm} \quad I_{sc} = 532,989 \text{ cm}^4$$

$$A_{sc} = 3,675.7 \text{ cm}^2 \quad S_{scl} = 16,830 \text{ cm}^3$$

$$y_{scl} = 31.7 \text{ cm} \quad S_{scs} = 63,975 \text{ cm}^3$$

$$y_{scs} = 8.3 \text{ cm} \quad S_{scf} = 39,980 \text{ cm}^3$$

$$y_{scf} = 13.3 \text{ cm}$$

CONSTANTES DE CÁLCULO

$f_{cp} = 320 \text{ kg/cm}^2$	$n_{f/p} = 0.79$
$f_{cp}'' = 254 \text{ kg/cm}^2$	$E_{cf} = 221,359 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cpi}' = 320 \text{ kg/cm}^2$	$E_{cp} = 280,000 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cf}' = 200 \text{ kg/cm}^2$	$E_{cpi} = 14,000 \sqrt{f_c} = 250,440 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cf}'' = 170 \text{ kg/cm}^2$	$f_{py} = 0.9 f_{sr} = 17,100 \text{ kg/cm}^2$

DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE TORONES

Para determinar el número aproximado de torones se puede recurrir a igualar la ecuación de esfuerzos finales en la fibra inferior al centro del claro al esfuerzo permisible máximo. De allí se despeja la fuerza de presfuerzo que es desconocida, con lo que se obtiene la fuerza mínima necesaria aproximada para obtener ese esfuerzo permisible. De igual manera, como primera aproximación se puede proceder siguiendo criterios de resistencia como el siguiente:

$$\begin{aligned}
 jd &= 35 \text{ cm} \\
 F &= M_u / jd = 128,970 \text{ kg} \\
 A_{sp} &= F / (0.9 f_{sr}) = 7.54 \text{ cm}^2 \\
 \# \text{ torones} &= A_{sp} / a_{sp} = 7.62 \text{ torones}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, se propone utilizar 8 $\phi 1/2''$ tensados a

$$f_{pj} = 0.8 f_{sr} = 15,200 \text{ kg/cm}^2$$

La excentricidad de esos 8 torones es

$$e' = (4 \times 5 + 4 \times 10) / 8 = 7.5 \text{ cm}$$

$$e = y_{si} - e' = 20.2 \text{ cm}$$

La fuerza de tensado inicial total es:

$$P_{pj} = A_{sp} f_{pj} = 8 \times 0.99 \times 15,200 = 120,384 \text{ kg}$$

CÁLCULO DE PÉRDIDAS

Se calculan las pérdidas al centro del claro que es la sección de máximos momentos flexionantes.

Pérdidas inmediatas

Relajación instantánea del acero de presfuerzo. Se considera un tiempo de destensado, t_h , de 18 horas. El esfuerzo de fluencia, f_{py} , se calcula como $f_{py} = 0.9 f_{sr} = 17,100 \text{ kg/cm}^2$. La pérdida está dada por

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t_h)}{40} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} = 162 \text{ kg/cm}^2$$

Acortamiento elástico del concreto. Para calcular el acortamiento elástico que el presfuerzo provoca en la sección se considera que ya se presentaron las pérdidas por relajación instantánea. Por lo tanto, al esfuerzo de tensado inicial hay que restarle el esfuerzo perdido por ΔRE_i . En esta etapa, la fuerza efectiva será:

$$P_i = P_{pj} - \Delta RE_i A_{sp} = 119,101 \text{ kg}$$

Se calcula el esfuerzo en el centroide del acero de presfuerzo durante el momento de la trasferencia

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_{ss}} + \frac{P_i e y_{cgp}}{I_{ss}} - \frac{M_{pp} y_{cgp}}{I_{ss}} = 117.4 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, la pérdida está dada por:

$$\Delta AE = \left(\frac{E_p}{E_{cpi}} \right) f_{cgp} = 7.83 \times 117.4 = 919 \text{ kg/cm}^2$$

Deslizamiento del anclaje. Estas pérdidas se consideran nulas.

Desvío de torones. No se realizará este desvío.

El esfuerzo efectivo después de las pérdidas iniciales es:

$$f = f_{pj} - \Delta RE_i - \Delta AE = 15,200 - 162 - 919 = 14,119 \text{ kg/cm}^2$$

Este esfuerzo es $0.74 f_{sr}$, que es igual al esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo.

Pérdidas diferidas

Contracción. Considerando una humedad relativa promedio, H, de 70 por ciento,

$$\Delta CC = (1193 - 10.5 H) = 458 \text{ kg/cm}^2$$

Flujo plástico

$$f_{c ds} = \frac{M_{fime} y_{cgp}}{I_{ss}} + \frac{M_{scm} y_{c ds}}{I_{sc}}$$

$$f_{c ds} = \frac{540,000 \times 20.2}{372,368} + \frac{495,000 \times 24.2}{532,989} = 51.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{c ds} = 1,047 \text{ kg/cm}^2$$

Relajación diferida del acero de presfuerzo

$$\Delta R_{ed} = 0.25 (1408 - 0.4 \Delta AE - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP)) = 185 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla de resumen de pérdidas

Tipo de pérdida	Δf [kg/cm ²]	% f_{pj}
Relajación inicial del presfuerzo	162	1.1
Acortamiento elástico del concreto	919	6.0
Contracción	458	3.0
Flujo plástico	1,047	6.9
Relajación diferida del presfuerzo	185	1.2
Pérdidas totales, DPT	2,771	18.2

El esfuerzo y la fuerza efectivas de presfuerzo son:

$$f_e = f_{pj} - \Delta PT = 15,200 - 2,771 = 12,429 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = P_e = f_e A_{sp} = 12,429 \times 8 \times 0.99 = 98,438 \text{ kg}$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS

Una vez calculadas las pérdidas, se revisan distintas secciones del elemento que deberán cumplir con los requerimientos por esfuerzos permisibles en transferencia y en la etapa de servicio. Posteriormente, se debe de satisfacer las condiciones de resistencia. Si es necesario se realizan varios tanteos hasta concluir con la distribución más adecuada.

Etapa final

Se revisarán los esfuerzos finales al centro del claro tanto en la fibra inferior (i) y superior (s) de la trabe como en el firme (f). Estos esfuerzos están dados por:

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{P e}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}} + \frac{M_{cm}}{S_{ssi}} + \frac{M_{scm}}{S_{sci}} + \frac{M_{cv}}{S_{sci}}$$

$$f_i = -\frac{98,438}{2687.5} - \frac{98,438 \times 20.2}{13,450} + \frac{1'057,500}{13,450} + \frac{540,000}{16,830} = +30.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P e}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}} - \frac{M_{cm}}{S_{sss}} - \frac{M_{scm}}{S_{scs}} - \frac{M_{cv}}{S_{scs}}$$

$$f_s = -49.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_f = -\frac{M_{scm}}{S_{scf}} - \frac{M_{cv}}{S_{scf}} = -40.5 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles finales son los siguientes:

$$\begin{aligned} f_{perm}^- &= 0.6 f_c = 240 \text{ kg/cm}^2 && \text{[compresión en TT]} \\ f_{perm}^- &= 0.6 f_c = 150 \text{ kg/cm}^2 && \text{[compresión en firme]} \\ f_{perm}^+ &= 1.6 \sqrt{f_c} = 32 \text{ kg/cm}^2 && \text{[tensión en TT]} \end{aligned}$$

En todos los casos los esfuerzos permisibles son mayores que los esfuerzos actuantes, por lo que la sección y el presfuerzo propuesto se consideran adecuados.

Etapa de transferencia y encamisados

Se revisan los esfuerzos a una distancia $x=1\text{m}$ desde el extremo ya que es la distancia a la cual los torones ya alcanzaron el cien por ciento de la adherencia, como lo indica la longitud de desarrollo calculada como sigue

$$L_t = 0.014 \frac{f_e}{3} \Phi_t = 0.014 \frac{14,119}{3} 1.27 = 84 \text{ cm}$$

Esta longitud de transferencia se calcula con el esfuerzo efectivo después de que han ocurrido las pérdidas iniciales

$$f_e = f_0 - \Delta P_i = 15,200 - 1,081 = 14,119 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular los esfuerzos, la fuerza de presfuerzo efectiva a partir de 84 cm de los extremos del elemento es

$$P_e = f_e A_{sp} = 14,119 \times 8 \times 0.99 = 111,822 \text{ kg}$$

y los esfuerzos actuantes son

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{P e}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}}$$

$$f_i = -\frac{111,822}{2687.5} - \frac{111,822 \times 20.2}{13,450} + \frac{323,125}{13,450} = -186.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{P e}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}}$$

$$f_s = -\frac{111,822}{2687.5} + \frac{111,822 \times 20.2}{30,240} - \frac{323,125}{30,240} = +22.5 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles en transferencia son

$$\begin{aligned} f_{perm}^- &= 0.6 f_{ci} = 192.0 \text{ kg/cm}^2, && \text{compresión} \\ f_{perm}^+ &= 0.8 \sqrt{f_{ci}} = 14.3 \text{ kg/cm}^2, && \text{tensión} \\ f_{perm}^+ &= 1.6 \sqrt{f_{ci}} = 28.6 \text{ kg/cm}^2, && \text{tensión en extremos} \end{aligned}$$

El esfuerzo actuante de tensión es mayor que el permisible en la fibra extrema en tensión pero menor que el permitido en los extremos de elementos simplemente apoyados (Tabla 2.2). Por ello, no será necesario encamisar torones. Sin embargo, se procede a encamisar cuatro torones para estar por debajo del

esfuerzo permisible en fibras extremas a tensión. Para ello se calculan de nuevo los esfuerzos con la fuerza de presfuerzo correspondiente solo a 4 torones.

$$P_e = f_e A_{sp} = 14,119 \times 4 \times 0.99 = 55,911 \text{ kg}$$

$$e = y_{ssi} - e' = 27.7 - 5.0 = 22.7 \text{ cm}$$

y los esfuerzos actuantes son

$$f_i = -\frac{55,911}{2687.5} - \frac{55,911 \times 22.7}{13,450} + \frac{323,125}{13,450} = -91.1 \text{ cm}^2$$

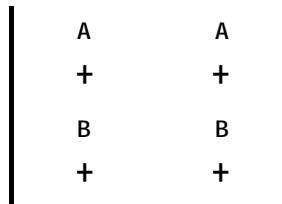
$$f_s = -\frac{55,911}{2687.5} + \frac{55,911 \times 22.7}{30,240} - \frac{323,125}{30,240} = +10.5 \text{ cm}^2$$

Ambos esfuerzos están por debajo de los permisibles en fibras extremas a tensión.

De acuerdo a los cálculos anteriores, los encamisados de los torones quedan de la siguiente forma:

Tipo de torón	Longitud de encamisado desde cada extremo (cm)	Número de torones encamisados
A	100	4
B	0	4

Vista inferior de un nervio de la sección



REVISIÓN POR RESISTENCIA

Se revisará que el M_R sea mayor que el M_U en la etapa final y al centro del claro. El M_U está dado por la suma de todos los momentos que actúan en la sección. Nótese que debido a que el bloque de compresiones está aplicado en el firme, la resistencia del concreto es la que corresponde a éste.

$$M_U = FC \frac{wL^2}{8} = 1.4 \frac{(715 \times 2.5)12^2}{8} = 45.05 \text{ T - m}$$

$$M_R = F_R T \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$T = A_{sp} f_{sp} = 8 \times 0.99 \times 18,103 = 143,375 \text{ kg}$$

$$f_{sp} = f_{sr} [1 - 0.5 q_p] = 19,000 [1 - 0.5 \times 0.094] = 18,103 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_p = p_p \frac{f_{sr}}{f_c} = \frac{A_{sp} f_{sr}}{bd_p f_c} = \frac{8 \times 0.99 \times 19,000}{250 \times 37.5 \times 170} = 0.094$$

$$a = \frac{T}{bf_c} = \frac{143,375}{250 \times 170} = 3.4 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9 \times 143,375 \left(37.5 - \frac{3.4}{2} \right) = 46.2 \text{ T - m}$$

Que es mayor que M_U . Se considera que el presfuerzo y la sección son adecuadas.

MOMENTO DE AGRIETAMIENTO

Se revisará la condición de refuerzo mínimo para que el momento resistente sea al menos 1.2 veces mayor que el de agrietamiento. Éste, se calcula de la siguiente manera:

$$M_{agr} = S_{sci} \left[2\sqrt{f_c} + \frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{ssi}} - \frac{M_{(pp+cm)}}{S_{ssi}} \right] + M_{(pp+cm)}$$

$$M_{agr} = 16,830 \left[2\sqrt{400} + \frac{98,438}{2687.5} + \frac{98,438 \times 20.2}{13,450} - \frac{1'597,500}{13,450} \right] + 1'597,500$$

$$M_{agr} = 33.8 \text{ T - m}$$

$$M_R > (1.2 M_{agr} = 1.2 \times 33.8 = 40.5 \text{ T - m})$$

Se cumple la condición de refuerzo mínimo.

REVISIÓN DE FLUENCIA

Se debe garantizar que el acero de presfuerzo fluirá al instante en que se alcanza la resistencia del elemento. Para ello, se cumplirá que:

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \geq \left(\frac{\epsilon_{yp}}{0.75} \right)$$

$$\epsilon_1 = \frac{P}{E_p} = 0.0066$$

$$\epsilon_2 = \left(\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe^2}{I_{ss}} \right) E_p = 0.0005$$

$$\epsilon_3 = \frac{\epsilon_{cu} (d_p - c)}{c} = 0.0237$$

Finalmente,

$$\epsilon_{sp} = 0.0306 > \left(\frac{\epsilon_{yp}}{0.75} = 0.0133 \right)$$

CORTANTE

Se empleará como acero de refuerzo transversal estribos # 2.5 ($a_s = 0.49 \text{ cm}^2$ por cada rama), distribuido en cuatro ramas (dos por cada nervio o alma de la TT), separados a cada 25 cm. Esta separación se fija por ser la mínima recomendada por el fabricante y por considerarse adecuada para asegurar el buen comportamiento del elemento.

$$V_U = FC \frac{wL}{2} = 1.4 \frac{(715 \times 2.5)12}{2} = 15,015 \text{ kg}$$

El cortante mínimo que toma el concreto es

$$V_{cr \text{ min}} = F_R 0.5 b d_p \sqrt{f'_p} \\ = 0.8 \times 0.5 \times 40 \times 37.5 \sqrt{0.85 \times 400} = 11,063 \text{ kg}$$

Se revisará si los estribos propuestos son suficientes para contrarrestar el cortante que se presenta en el extremo de la losa. El cortante que resisten los estribos será:

$$V_s = \frac{F_R A_v f_y d}{s} = \frac{0.8(4 \times 0.49) 4,200 \times 37.5}{25} = 9,878 \text{ kg}$$

La suma del cortante mínimo que toma el concreto y el cortante que toman los estribos es mayor que el cortante último.

$$(V_{cr \text{ min}} + V_s = 20,942 \text{ kg}) > V_U = 15,015 \text{ kg}$$

CORTANTE HORIZONTAL O ESFUERZO RASANTE

Como en el firme actúa el total de la compresión del par resistente de la sección, se procede como sigue

$$F_h = a b f'_c = 3.4 \times 250 \times 170 = 144,500 \text{ kg}$$

Se utilizará el esfuerzo rasante mínimo $v_{nh} = 3 \text{ kg/cm}^2$ para el cual no se requieren conectores pero la superficie de contacto debe estar limpia y con rugosidades mínimas de 5 mm.

$$F_{hR} = FR_{vh} v_{nh} b L_{nh} = 0.8 \times 3 \times 250 \times 600 = 360,000 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la fuerza rasante resistente es mayor que la actuante y no se requieren conectores. Sin embargo, se dejarán salidos todos los estribos para garantizar un adecuado contacto entre el firme colado en el lugar y la losa prefabricada.

DEFLEXIONES

Se calculan las deflexiones al centro del claro ya que en ese punto es donde se presentan los máximos.

Contraflecha

$$\Delta i = -\Delta p_i + \Delta p_p$$

$$\Delta i = -\frac{PeL^2}{8EI} + \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta i = -\frac{111,822 \times 20.2 \times 1,200^2}{8 \times 250,440 \times 372,368} + \frac{5 \times 5.9 \times 1,200^4}{384 \times 250,440 \times 372,368}$$

$$\Delta i = -4.4 + 1.7 = -2.7 \text{ cm} < \Delta_{\text{permisible}} = 5.5 \text{ cm}$$

Flecha final

$$\Delta f = -\Delta p + (\Delta p_p + \Delta c_m)(1 + C_f) + \Delta c_v$$

$$\Delta c_v = \frac{5w_{cv}L^4}{384EI_{sc}} = \frac{5 \times (2.5 \times 2.5)1,200^4}{384 \times 280,000 \times 532,989} = 1.1$$

$$\Delta c_m = \frac{5w_{fime}L^4}{384EI_{ss}} + \frac{5w_{scm}L^4}{384EI_{sc}} = 0.8 + 0.5 = 1.3$$

$$\Delta p = -\Delta p_f - \frac{\Delta p_i + \Delta p_f}{2} C_f$$

$$\Delta p_f = \frac{PeL^2}{8EI} = \frac{98,438 \times (31.7 - 7.5) \times 1,200^2}{8 \times 280,000 \times 532,989} = 2.9 \text{ cm}$$

$$\Delta p = -2.9 - \frac{4.4 + 2.9}{2} \times 2.35 = -11.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la flecha final será:

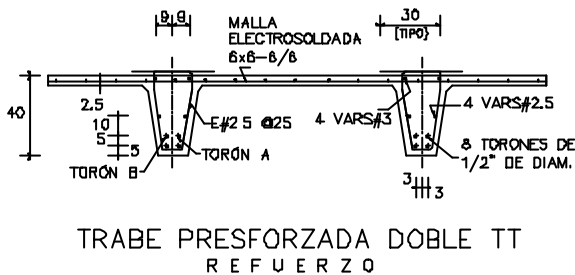
$$\Delta f = -11.5 + (1.7 + 1.3)(1 + 2.35) + 1.1 = -0.4$$

que es menor que la flecha permisible

REVISIÓN DEL ALERO DE LA TRABE

Se diseña por metro de ancho. Considerando que la aleta carga el firme con el peralte de 5 cm, el acero requerido es de 0.83 cm²/m. No se requiere refuerzo por cortante puesto que el concreto resiste todo el cortante último. Por temperatura se requieren 1.12 cm²/m por lo que el alero se reforzará con malla electrosoldada 6x6-6/6 con A_s = 1.23 cm²/m.

CROQUIS DE ARMADO



	cm ²	cm	cm ³	cm	cm ⁴	cm ⁴
40X30	1200	50	60000	21	529200	160000
30X60	1800	15	27000	14	352800	135000
Σ=	3000		87000		882000	295000

$y_{iss} = 29 \text{ cm}$
 $I_{ss} = 1'177,000 \text{ cm}^4$
 $S_{iss} = 40,586 \text{ cm}^3$
 $S_{sss} = 28,707 \text{ cm}^3$

Sección compuesta

Para la determinación del ancho efectivo, b, se escoge el menor de los siguientes tres valores:

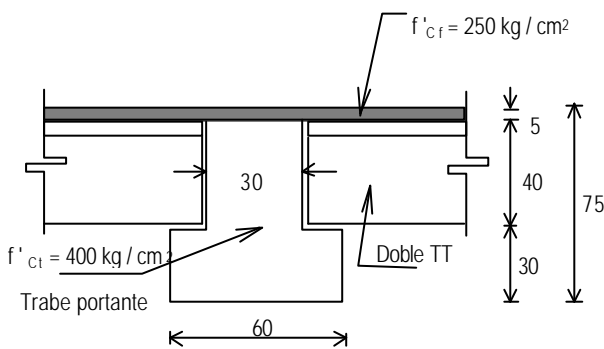
$L/8 = 1000/8 = 125 \text{ cm}$
 $c-c = 1200 \text{ cm}$
 $16t + b' = (16 \times 5) + 30 = 110 \text{ cm} \leftarrow \text{Rige}$

El factor de transformación por diferencia de resistencias en el concreto es:

$F_c = \sqrt{f'_{cf}/f'_{ct}} = \sqrt{250/400} = 0.79$

$b = 110 \times 0.79 = 87 \text{ cm}$

8.4 DISEÑO TRABE PORTANTE



SECCIÓN	AREA cm ²	y cm	Ay cm ³	d cm	Ad ² cm ⁴	lo cm ⁴
5x87	435	72.5	31537.5	38.0	627851.3	906.3
40x30	1200	50.0	60000.0	15.5	287975.2	160000.0
30x60	1800	15.0	27000.0	19.5	685063.2	135000.0
Σ=	3435		118537.5		1600889.7	295906.3

$y_{isc} = 34.5 \text{ cm}$
 $I_{sc} = 1'896,796 \text{ cm}^4$
 $S_{isc} = 54,966 \text{ cm}^3$
 $S_{ssc} = 53,444 \text{ cm}^3$
 $S_r = 46,845 \text{ cm}^3$

ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas para diseñar la viga portante en la Planta tipo son:

Plafón e instalaciones y loseta	20 kg/m ²
Carga por reglamento	40 kg/m ²
Muros divisorios	50 kg/m ²
Firme armado = 0.05 x 2400	120 kg/m ²
Viga doble TT	235 kg/m ²
	465 kg/m ²

MOMENTOS Y CORTANTES ACTUANTES

La siguiente tabla muestra los momentos y cortantes calculados para varias secciones. La primer columna es la suma de los momentos debidos a la carga viva y a la sobrecarga muerta cuando el elemento se encuentra empotrado en ambos extremos. La segunda corresponde a la suma de momentos debidos a las cargas propias de la trabe, de las losas TT y del firme actuando sobre el elemento cuando aún se encuentra libremente apoyado. La tercer columna es la suma de los momentos de las columna 1 y 2. La cuarta columna es el momento debido al sismo. Por último, las columnas 5 y 6 corresponden a los cortantes total por carga vertical y por sismo, respectivamente.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

Sección simple

SECCIÓN	A	y	Ay	d	Ad ²	lo
---------	---	---	----	---	-----------------	----

Presfuerzo propuesto

Dado que generalmente la condición más crítica de servicio es la tensión al centro del claro, se obtendrá el presfuerzo necesario para obtener en la fibra inferior un esfuerzo final menor al permisible. El esfuerzo en dicha fibra estará dado por:

$$f_{INF} = -\frac{P}{A_{SS}} - \frac{P e}{S_{ISS}} + \frac{M_{PP+TT+firme}}{S_{ISS}} + \frac{M_{CM+CV}}{S_{ISC}}$$

donde las propiedades de la sección y los momentos son conocidos. El valor de la excentricidad se estima considerando un número aproximado de torones, en este caso 10, que son los que caben en una sola cama en la sección utilizada:

$$e = y_{ISS} - r - (d_i / 2)$$

$$e = 29.0 - 4 - 0.635 = 24.4 \text{ cm}$$

Por último, se calculan los esfuerzos y se despeja P. Se considera que el esfuerzo f_{INF} es igual a 30 kg/cm², aunque puede ser cualquier valor menor al permisible.

$$f_i = (f_{PP} + f_{ppTT} + f_{firme}) + (f_{CM} + f_{CV}) - 30.0$$

$$f_i = 5'534,000 / 40,586 + 1'889,000 / 54,966 - 30.0$$

$$f_i = 136.4 + 34.3 - 30.0 = 141 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = \frac{f_i}{\frac{e}{S_{ISS}} + \frac{1}{A_{SS}}} = \frac{141}{\frac{24.4}{40,586} + \frac{1}{3,000}} = 150,878 \text{ kg}$$

El tensado inicial se propone en 0.76 f_{sr} ya que se estima que las pérdidas iniciales serán mayores al 2 por ciento. Con esto se obtendrá un esfuerzo efectivo en el torón después de la transferencia menor de 0.74 f_{sr} , que es el máximo permitido por el reglamento. Se utilizarán torones de 1/2" con un esfuerzo nominal de $f_{sr} = 19,000 \text{ kg/cm}^2$. Para obtener un número aproximado de torones se estiman pérdidas del 20 por ciento:

$$n = 150,878 / (0.76 \times 0.8 \times 19,000 \times 0.99) = 13.2 \approx 14 \text{ torones}$$

Se colocarán 14 torones en 2 camas, la primera con 10 torones y la segunda con 4. La excentricidad se calcula como

$$e' = ((10 \times 5) + (4 \times 10)) / 14 = 6.4 \text{ cm}$$

$$e = 29 - 6.4 = 22.6 \text{ cm}$$

El esfuerzo de tensado en cada torón, f_{pj} , será de

$$f_{pj} = 0.76 f_{sr} = 0.76 \times 19,000 = 14,440 \text{ kg/cm}^2$$

que se encuentra debajo del valor permisible de 0.8 f_{sr} (15,200 kg/cm²). La fuerza de tensado inicial será

$$P = 14,440 \times 1.0 \times 14 = 202,160 \text{ kg}$$

PÉRDIDAS

Relajación instantánea. Se utilizarán torones de baja relajación. El tiempo de destensado será a las 18 horas. El esfuerzo de fluencia es de 17,100 kg/cm².

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t)}{40} \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{pj}$$

$$\Delta RE_i = \frac{\log(18)}{40} \left(\frac{14,440}{17,100} - 0.55 \right) 14,440$$

$$\Delta RE_i = 133.4 \text{ kg/cm}^2$$

Acortamiento elástico

$$DAE = \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp}$$

$$E_{sp} = 1.96 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 14,000 \sqrt{f'_{ci}} = 250,440 \text{ kg/cm}^2$$

	1	2	3	4	5	6
x (m)	M _{CV+M_{SCM}} (T-m)	M _{pp+M_{TT+M_I}} (T-m)	M _T (T-m)	M _{sismo} (T-m)	V _T (T)	V _{sismo} (T)
0	-33.29	0	-33.29	41.52	44.787	-8.06
1.0	-14.21	15.26	1.05	33.46	36.96	-8.06
2.0	0.54	32.79	33.33	25.39	27.63	-8.06
3.0	10.98	45.32	56.30	17.33	18.3	-8.06
4.0	17.10	52.83	69.93	9.27	8.97	-8.06
5.0	18.89	55.34	74.23	1.2	-0.36	-8.06
6.0	16.37	52.83	69.20	-6.86	-9.69	-8.06
7.0	9.53	45.32	54.85	-14.92	-19.02	-8.06
8.0	-1.64	32.79	31.15	-22.99	-28.35	-8.06
9.0	-17.12	15.26	-1.86	-31.05	-37.68	-8.06
10.0	-36.92	0.00	36.92	-39.11	-45.51	-8.06

donde $f'_{ci} = 0.8 f'_c$, ya que la resistencia del concreto está al 80 por ciento de su resistencia nominal. Se considera la fuerza de presfuerzo igual a la fuerza de tensado, sin disminución debido a la pérdida por relajación.

$$f_{cgp} = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{P_e}{I_{ss}}e + \frac{M_{pp}}{I_{ss}}e$$

$$P = 202,160 \text{ kg}$$

$$P / A_{ss} = 202,160 / 3,000 = 67.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_e^2 / I_{ss} = 202,160 \times 22.6^2 / 1'177,000 = 87.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pp}e / I_{ss} = 795,000 \times 22.6 / 1'177,000 = 15.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = -67.4 - 87.7 + 15.3 = -139.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = 1,094.1 \text{ kg/cm}^2$$

La suma de las pérdidas instantáneas ΔAE y ΔRE_1 es $0.062f_{sr}$ por lo que el esfuerzo en el torón inmediatamente después de la transferencia es:

$$(0.76 - 0.062) f_{sr} = 0.7 f_{sr}$$

que es menor al esfuerzo permisible inmediatamente después de la transferencia ($0.74 f_{sr}$).

Contracción. Considerando humedad intermedia, $H=70$:

$$\Delta CC = (1193 - 10.5H)$$

$$\Delta CC = 458 \text{ kg/cm}^2$$

Flujo plástico

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{cdp}$$

$$f_{cgp} = 132.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cdp} = \frac{M_{TT}}{I_{ss}}e + \frac{M_{firme}}{I_{ss}}e + \frac{M_{CM}}{I_{sc}}(y_{isc} - e')$$

$$f_{cdp} = \frac{3'147,913}{1'177,000}21.5 + \frac{1'607,445}{1'177,000}21.5 + \frac{575,972}{1'896,796}(34.5 - 7.5)$$

$$f_{cdp} = 57.5 + 29.4 + 8.2 = 95.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = 12(132.3) - 7(95.1) = 921.9 \text{ kg/cm}^2$$

Relajación diferida

$$\Delta RE_2 = 0.25(1408 - 0.4 \Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP))$$

$$\Delta RE_2 = 0.25(1408 - 0.4(1035) - 0.2(458 + 922))$$

$$\Delta RE_2 = 0.25(584) = 179.5 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen pérdidas

Pérdida	Δf , kg/cm ²	% f_{pj}	% f_s
Relajación instantánea	133	0.9	0.7
Acortamiento elástico	1094	7.6	5.8
Contracción	458	3.2	2.4
Flujo plástico	922	6.4	4.9
Relajación	180	1.2	0.9
Total	2787	19.3	14.7

ESFUERZOS ACTUANTES FINALES

$$f_{\pm} = -\frac{P_e}{A} \pm \frac{P_e}{I_{ss}}e \pm \frac{M_{pp+TT+firme}}{I_{ss}}e \pm \frac{M_{CM+CV}}{I_{sc}}y_{sc}$$

Presfuerzo efectivo considerando 19.3 por ciento de pérdidas con respecto a f_{pj} .

$$P_e = (1.0 - 0.193) \times 0.76 \times 19,000 \times 14 \times 1.0 = 163,143 \text{ kg}$$

$$f^* = -(163,143 / 3000) - (163,143 \times 21.5) / 40,586 + 136.4 + 34.3 = 29.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = -160.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{perm} = 1.6\sqrt{f_c} = 32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{perm} = 0.45f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos actuantes finales son menores que los permisibles, por lo que se acepta el presfuerzo propuesto.

ESFUERZOS EN LA TRANSFERENCIA

Primero se revisarán los esfuerzos en la transferencia al centro del claro. El presfuerzo consta de 14 torones con un esfuerzo, inmediatamente después de la transferencia considerando ya las pérdidas iniciales, de $0.7 f_{sr}$, la fuerza de presfuerzo vale

$$P = 14 \times 0.7 \times 19,000 = 186,200 \text{ kg}$$

Los esfuerzos por carga vertical son debidos solo al peso propio de la trabe; en la fibra inferior se calcularon en 19.6 kg/cm^2 y en la superior en 27.7 kg/cm^2 . Los esfuerzos actuantes y permisibles en la transferencia son:

$$f = -186,200 (1/3,000 + 21.5/40,586) + 19.6 = -141.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{perm} = 0.6f_{ci} = 192 \text{ kg/cm}^2, \text{ si pasa}$$

$$f_s = -186,200 (1/3,000 - 21.5/28,707) - 27.7 = 49.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{perm} = 0.8 \times \sqrt{f'_{ci}} = 14.3 \text{ kg/cm}^2, \text{ no pasa}$$

Por lo tanto el esfuerzo en la parte superior de la trabe, tendrá que tomarse con acero de refuerzo ordinario longitudinal.

Por triángulos semejantes:

$$x = 49.7 \times 70 / 190.8 = 18.23 \text{ cm}$$

$$T = 18.23 \times 49.7 \times 30 / 2 = 13,590.5 \text{ kg}$$

$$A_s = T / (0.6 f_y) = 13,590.5 / (0.6 \times 4200) = 5.4 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 3 # 5 ($A_s = 5.94 \text{ cm}^2$) en el lecho superior.

A continuación se calculan los esfuerzos en distintas secciones de la trabe y se elimina el presfuerzo por medio de encamisados hasta llegar al extremo de la misma. Debido a que la viga una vez empotrada en las columnas y con los colados en sitio trabajará como hiperestática, es deseable disminuir lo más posible el presfuerzo en el extremo porque éste será perjudicial cuando se presenten momentos negativos en la trabe.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los esfuerzos obtenidos en las fibras inferior y superior de distintas secciones al momento de la trasferencia.

Tabla de esfuerzos para torones encamisados

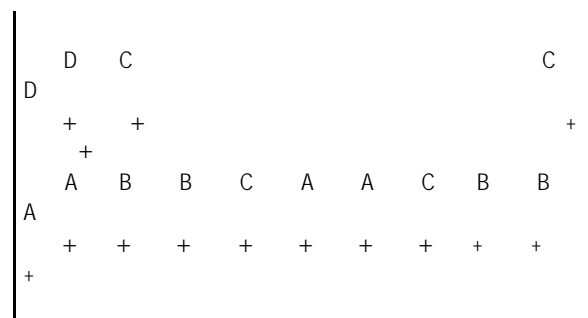
x m	# torones	e cm	P kg	M kg-m	f_s kg/cm ²	f_i kg/cm ²
3.5	12	21.9	159,600	7,434	42.7	-128.2
2.0	10	24.0	133,000	5,244	48.6	-110.1
1.0	4	24.0	53,200	2,967	16.4	-41.9

En la tabla anterior se muestra que los encamisados propuestos son para no pasar del esfuerzo máximo de tensión de 49.7 kg/cm², que es el esfuerzo que tomarán las 3 vs. # 4. En resumen, se encamisarán 10 torones con las siguientes longitudes

Tabla de encamisados

Torón	Longitud de encamisado (m)	Núm. de torones encamisados
A	sin encamisar	0
B	0-1	4
C	0-2	4
D	0-3.5	2

Los torones indicados en la tabla anterior se muestran en el siguiente croquis de la parte inferior de la viga:



Aunque esta revisión se hizo considerando que el presfuerzo actúa inmediatamente después de que ha sido encamisado, debe tomarse en cuenta que existe una longitud de anclaje, L_a , necesaria para que el presfuerzo alcance su esfuerzo de trabajo

$$L_a = 0.014 (f_{se} / 3d_b) = 0.014 (13,300 / (3 \times 1.27)) = 49 \text{ cm}$$

REVISIÓN POR RESISTENCIA

Al centro del claro. Los momentos de servicio y último valen, respectivamente

$$M_s = 74.23 \text{ T-m}$$

$$M_u = 1.4 \times 74.23 = 103.9 \text{ T-m}$$

Para el cálculo del momento resistente se consideran los 14 torones más 4 varillas # 5 que servirán además para armar los estribos. No se toma en cuenta la contribución del acero a compresión. Calculamos el esfuerzo de fluencia del acero:

$$f_{sp} = f_{sr} [1 - 0.5(q_p + q - q')]]$$

$$p_p = A_{sp} / b_{firme} d_p = 14 \times 0.99 / (110 \times 68.6) = 0.00184$$

$$q_p = p_p f_{sr} / f'_{c firme} = 0.00184 \times 19,000 / 170 = 0.2056$$

$$p = A_s / b_{firme} d = 8.0 / (110 \times 70.0) = 0.00104$$

$$q = p f_y / f'_{c firme} = 0.00104 \times 4,200 / 170 = 0.0257$$

$$f_{sp} = 19,000[1-0.5 (0.2056 + 0.0257)] = 16,803 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A_{sp}f_{sp} + A_{sfy} = 14 \times 0.99 \times 16,803 + 8 \times 4200 = 266,489 \text{ kg}$$

$$a = T / (b_{firme} f'_{c \text{ firme}}) = 266,489 / (110 \times 170) = 14.3 \text{ cm}$$

Como el bloque de compresiones, a , es mayor que el espesor del firme, se consideran dos fuerzas de compresión: una conocida, C_1 , aplicada en el firme, y otra por conocer, C_2 , aplicada en el alma de la trabe:

$$C_1 = b_{firme} t_{firme} f'_{c \text{ firme}}$$

$$C_2 = (a - t_{firme}) b_{trab} f'_{c \text{ trab}}$$

$$T_1 = C_1$$

$$T_1 = A_{sp1} f_{sp} = b_{firme} t_{firme} f'_{c \text{ firme}}$$

$$T_1 = A_{sp1} f_{sp} = 110 \times 5 \times 170 = 93,500 \text{ kg}$$

$$T_2 = A_{sp2} f_{sp} + A_{sfy} = A_{sp2} f_{sp} - A_{sp1} f_{sp} = 266,489 - 93,500 = 172,989 \text{ kg}$$

Hacemos $T_2 = C_2$, y obtenemos

$$a = t_{firme} + ((A_{sp2} f_{sp} + A_{sfy}) / b_{trab} f'_{c \text{ trab}})$$

$$a = 5 + ((172,989 + 8 \times 4,200) / (30 \times 254)) = 32.1 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9[93,500(67.5 - 2.5) + 206,589(67.5 - (27.1 - 5)/2)] = 154.9 \text{ T-m}$$

$$\therefore M_R > M_U : 154.9 > 103.9 \text{ T-m}$$

El acero propuesto para el centro del claro deberá permanecer por lo menos hasta una distancia de desarrollo, L_d , igual a

$$L_d \geq 0.014 ((f_{se} / 3 d_b) + (f_{sp} - f_{se}) d_b) = 160 \text{ cm}$$

En los extremos. De la tabla de momentos se obtienen los momentos correspondientes a $x=30\text{cm}$ (que es la distancia al paño de la columna) tanto para carga vertical como para sismo, respectivamente

$$M_s = 27.6 \text{ T-m}$$

$$M_{sis} = 39.1 \text{ T-m}$$

El momento último vale

$$M_U = 1.1 (27.6 + 39.1) = 73.4 \text{ T-m}$$

Para el cálculo del momento resistente en esta sección, se debe tomar en cuenta que el acero de presfuerzo le quita capacidad de

compresión al concreto. Según la tabla de encamisados, en $x = 30 \text{ cm}$ sólo actúan 4 torones. Aunque en esa sección los torones no han alcanzado el cien por ciento de la adherencia (la longitud de anclaje se calculó en 49 cm) se considerará la fuerza total de estos 4 torones. La fuerza de tensión necesaria para obtener M_R estará dada por varillas de refuerzo colocadas en obra dentro del firme. Tampoco se tomará en cuenta la contribución del acero a compresión (en este caso las 4 varillas # 5 del lecho inferior).

Como se indicó en el Capítulo 2 de este manual, el momento resistente en esta sección se calculará del equilibrio de fuerzas:

$$T = A_s f_y$$

$$C = ab(f'_{c \text{ trabe}} - f_p)$$

Como no se conoce ni el valor de f_p ni el del peralte del bloque de compresiones " a ", se seguirá un proceso iterativo que, con fines de simplicidad, no se muestra en este ejemplo. De este proceso se obtuvo $f_p = 50 \text{ kg/cm}^2$ y $A_s = 30.35 \text{ cm}^2$ (6 vs. # 8).

A continuación se presenta el procedimiento para obtener M_R :

Calculó del bloque equivalente de concreto a compresión

$$a = A_s f_y / (b (f'_{c \text{ trabe}} - f_p)) = 30.35(4,200) / (60(254 - 50)) = 10.4 \text{ cm}$$

Cálculo de la profundidad del eje neutro

$$c = a / 0.8 = 10.4 / 0.8 = 13.0 \text{ cm}$$

Cálculo de la deformación del acero de refuerzo

$$\epsilon_s = 0.003 (d - c) / c = 0.003 (72.0 - 13.0) / 13.0 = 0.0136$$

Revisión del acero de refuerzo

$$\epsilon_s > \epsilon_y / 0.75 = 0.001 / 0.75 = 0.001333$$

por lo tanto, el acero de refuerzo fluye

Cálculo de la deformación del acero de presfuerzo

$$\epsilon_p = 0.003 (c - e') / c = 0.003 (13.0 - 5) / 13.0 = 0.00185$$

Obtención del esfuerzo al que está actuando el acero de presfuerzo para este nivel de deformación

$$f_p = (\epsilon - \epsilon_p) E_{sp} = (0.00567 - 0.00185) 1.9 \times 10^6 = 7,262 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_i = f_{pe} / E_p = 10,773 / 1.9 \times 10^6 = 0.00567$$

Cálculo de la fuerza que actúa en el acero de presfuerzo

$$P' = f_p A_{ep} = 7,262 \times 4 = 29,049 \text{ kg}$$

Obtención del esfuerzo que actúa sobre el bloque de concreto a compresión producido por el presfuerzo

$$f_p = P' / ab = 29,049 / (10.4 \times 60) = 46.5, \text{ que es muy similar al valor de } 50.0 \text{ propuesto, por lo que se acepta el cálculo.}$$

Por último, se calcula el momento resistente

$$M_R = F_R A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 30.35 \times 4200 (72 - (10.4/2)) = 76.6 \text{ T-m}$$

que es mayor que M_u . Se acepta colocar 6 vs. # 8 en tres grupos de dos para permitir el correcto colado del concreto.

REVISIÓN POR CORTANTE

Revisión a paño de columnas. Del análisis de cargas se obtuvo que el cortante a paño de columna es:

$$V = 39.42 \text{ T}$$

$$V_u = 1.4 \times 39.42 = 55.2 \text{ T}$$

Por encontrarse en la zona de transferencia, el cortante que resiste el concreto se calcula como el correspondiente a una sección reforzada. Para ello, se necesita calcular

$$p = A_s / b_{firme} d = 8 / (110 \times 70) = 0.00104$$

por lo que el valor V_{CR} es

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 30 \times 70 (0.2 + 30 \times 0.00104) \sqrt{(0.8 \times 400)} = 6,948 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR}$, por lo que la sección requiere estribos. Se colocarán estribos # 3 (cada estribo con dos ramas):

$$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = (0.8 \times 1.42 \times 4,200 \times 70) / (55,200 - 6,948) = 6.9 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos # 3 @ 6 cm.

Revisión del cortante a L/4 = 10/4 = 2.5 m.

$$V = 22.93 \text{ T}$$

$$V_u = 1.4(22.93) = 32.1 \text{ Ton}$$

$$M = 54.14 \text{ Ton-m}$$

En esta sección se considera que la viga es presforzada y el peralte es $d_p = 70$ cm porque solo hay torones en la cama inferior.

$$V_{CR} = F_R b d_p (0.15 \sqrt{f_c} + 50Vd / M)$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 30 \times 70 (0.15 \sqrt{320} + 50 \times 22,930 \times 70 / 5'414,000)$$

$$V_{CR} = 29,411 \text{ kg}$$

Pero

$$V_{CRmin} = 0.5 b d_p \sqrt{320} = 0.5 \times 30 \times 70 \times \sqrt{320} = 18,783 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR}$, por lo que la sección requiere de estribos.

$$S = (0.8 \times 1.42 \times 4,200 \times 70) / (32,100 - 18,783) = 25.1 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos # 3 @ 25 cm.

REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO

$$M_R \geq (1.5 - 0.3I_p) M_{agr}$$

$$M_{agr} = M_1 + M_2$$

$$M_1 = M_{pp+ppTT+firme} = 5'534,000 \text{ kg-cm}$$

$$M_2 = \frac{I_{sc}}{y_{isc}} \left[\frac{P_e}{I} y_i + \frac{P}{A} + 2\sqrt{f_c} \frac{M_1}{I} y_i \right] =$$

$$M_2 = \frac{1896796}{34.5} \times$$

$$\times \left[\frac{150822 \times 24.4}{1177000} 29 + \frac{150822}{3000} + 2\sqrt{400} \frac{5534000}{1177000} 29 \right]$$

$$M_2 = 5'168,000 \text{ kg-m}$$

$$M_{agr} = 107.02 \text{ T-m}$$

$$M_{UR} = 159.6 \text{ T-m} > 1.2 M_{agr} = 128.42 \text{ T-m}$$

DEFLEXIONES

Contraflecha

$$\Delta = \Delta_{pi} - \Delta_{pp}$$

$$\Delta_{pi} = \frac{1 P_e L^2}{8 E I} = \frac{202,160(226)(940^2)}{8(280,000)(1'177,000)} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5\omega_{pp}L^4}{384EI} = \frac{5(7.2)(940^4)}{384(280,000)(1'177,000)} = 0.22\text{cm}$$

$$\Delta = -\Delta_{pi} + \Delta_{pp} = -1.5 + 0.2 = -1.3\text{ cm}$$

Bajo todas las cargas de servicio

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_u + (\Delta_{pp} + \Delta_{CM})(1 + C_u) + \Delta_{CV}$$

$$\Delta_{pe} = \Delta_{pi}(1 - \Delta P) = 1.5(1 - 0.193) = 1.2\text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} = \frac{5(W_{ppTT} + \text{firme})L^4}{384EI} = \frac{W_{scm}L^4}{384E_{I_{sc}}}$$

$$\Delta_{CM} = \frac{940^4}{384 \times 280,000} \left(\frac{5 \times 42.6}{1'177,000} + \frac{13.2}{1'896,796} \right) = 1.4\text{cm}$$

$$\Delta_{CV} = \frac{W_{cv}L^4}{384E_{I_{sc}}} = \frac{30(940^4)}{384 \times 280,000 \times 1'896,796} = 0.1\text{ cm}$$

El valor de la flecha final es

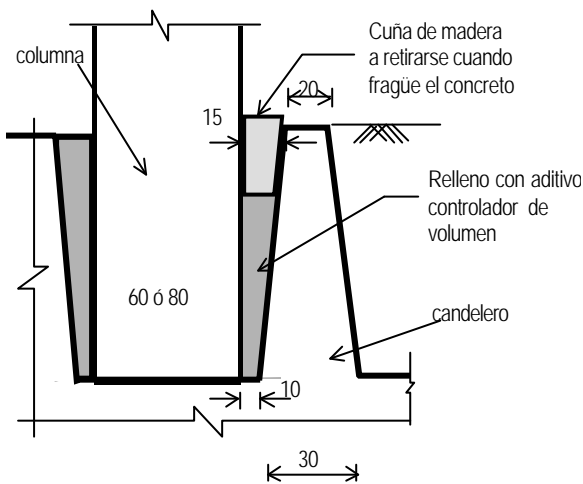
$$\Delta = -1.2 - 0.5(1.5 + 1.2)2.35 + (0.2 + 1.4)(1 + 2.35) + 0.1 = 1.1\text{ cm}$$

que es menor a la flecha permisible

$$\Delta_{perm} = L/480 + 0.3 = 940/480 + 0.3 = 2.3\text{ cm}$$

8.5 CIMENTACIÓN

La cimentación que se utilizará está formada por candeleros sobre zapatas donde se empotrarán las columnas. Los candeleros están unidos entre sí con contratraveses. Las zapatas se diseñarán sólo para la carga axial más su peso propio. Los candeleros y las traveses de liga se diseñarán para la fuerza cortante y los momentos flexionantes que actúan en la base de las columnas. Con base en estudios de mecánica de suelos se obtuvo una capacidad de carga del terreno de 20 T/m² para diseñar las zapatas. Las dimensiones del candelero donde se empotra la columna hasta una profundidad de un metro son:



DISEÑO ZAPATAS B-2 Y B-3

Del análisis se obtiene que la carga axial mayor debida a la condición estática, $P=283$ T, corresponde a las columnas centrales (ejes B2 y B3). El peso total será la suma de la descarga P , el peso de la columna P_{col} , el peso del candelero P_c , de la zapata P_{zapata} y del terreno $P_{terreno}$.

$$P_{tot} = P + P_{col} + P_c + P_{zapata} + P_{terreno}$$

$$P = 283 \text{ T}$$

$$P_{col} = A_{col} \rho_{concreto} L_{col} = (0.6 \times 0.8) 2.4 \times 11.25 = 13 \text{ T}$$

$$P_c = (A_{sup} + A_{inf}) / 2 \times h_{candelero} \times \rho_{concreto}$$

$$= [0.2(1.3 \times 2 + 1.1 \times 2) + 0.3(1.4 \times 2 + 1.0 \times 2)] / 2 \times 1.0 \times 2.4 = 2.9 \text{ T}$$

Para calcular P_{zapata} , se supondrá que es cuadrada de 5m por lado. En la parte central tiene una altura de 55 cm constante hasta una distancia de 22.5 cm de la cara del candelero y se desvanece hasta tener 20 cm en el extremo. Con fines de dimensionamiento preliminar se supondrá un cuerpo de espesor

constante ($h=50$ cm). Para el peso del suelo se considera un peso volumétrico de $\rho=1.5$ T/m³.

$$P_{zapata} = (5 \times 5 \times 0.5) 2.4 = 30 \text{ T}$$

$$P_{terreno} = (5 \times 5 \times 1.0) 1.5 = 37.5 \text{ T}$$

$$P_{tot} = 283 + 13 + 2.9 + 30 + 37.5 = 366.4 \text{ T}$$

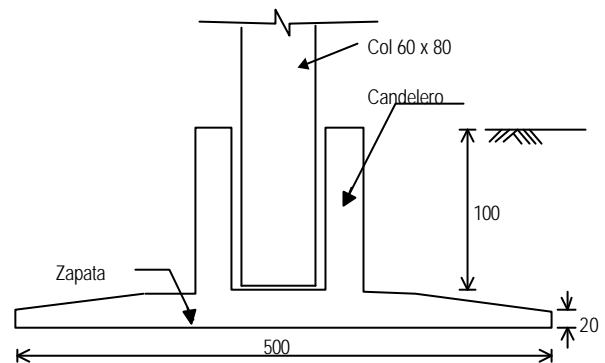
$$P_u = 1.4 \times 366.4 = 513 \text{ T}$$

El área de la zapata se obtiene como la división entre la carga última y la capacidad del terreno. La zapata es cuadrada, por lo que la dimensión por lado será la raíz de esa área:

$$A_{zapata} = 513 / 20 = 25.7 \text{ m}^2$$

$$L_{zapata} = \sqrt{A_{zapata}} = 5.06 \text{ m}$$

La zapata será cuadrada de 5 x 5 m como se muestra en el siguiente croquis:



REVISIÓN POR PUNZONAMIENTO

Se obtiene el área de punzonamiento que abarca el candelero más la parte de la zapata con $h=55$ cm. La fuerza cortante se obtiene en función de la capacidad del terreno, C_T , y la diferencia de las áreas total y de punzonamiento:

$$V_u = C_T [A_{TOTAL} - A_{PUNZ}]$$

$$A_{PUNZ} = (C_1 + d)(C_2 + d) = (1.4 + 0.45)(1.6 + 0.45) = 3.8 \text{ m}^2$$

$$A_{TOTAL} = 5.0 \times 5.0 = 25 \text{ m}^2$$

$$V_u = 20.0 [25 - 3.8] = 424.2 \text{ T}$$

Se obtiene el área crítica de punzonamiento con el peralte $d=50$ cm. El esfuerzo cortante último, σ_u , se compara contra el

permisible, V_p :

$$\text{Perímetro} = (1.4 + 0.45 + 1.6 + 0.45) \times 2 = 780 \text{ cm}$$

$$A = d \times \text{Perímetro} = 50 \times 780 = 39,000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_u = V_u / A = 424,200 / 39,000 = 10.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_p = FR \sqrt{f'_c} = 0.8 \sqrt{0.8 \times 250} = 11.3 \text{ kg/cm}^2$$

Como V_p es mayor que σ_u , sí pasa.

Revisión por flexión

$$w_u = 20.0 \times 1.8 = 36 \text{ T}$$

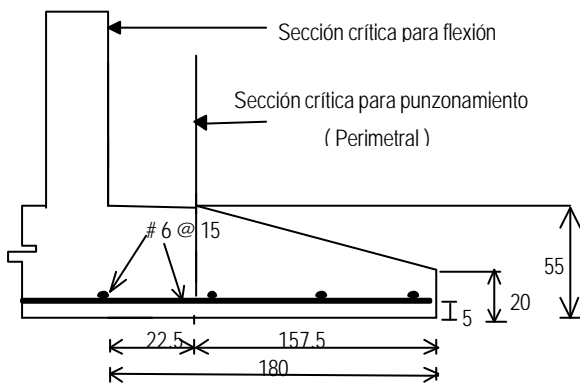
$$M_u = 36 \times 1.8 / 2 = 32.4 \text{ T-m}$$

$$M_R / bd^2 = 3 \cdot 240,000 / (100 \times 50^2) = 13 \text{ T-m}$$

$$p = 0.0035$$

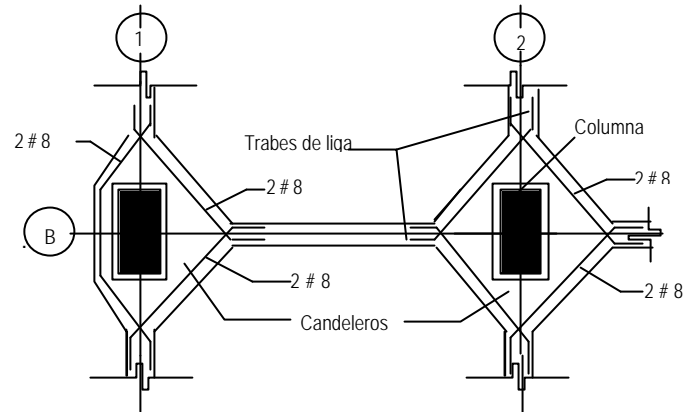
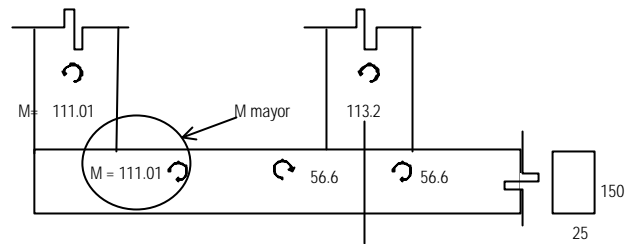
$$A_s = 0.0035 \times 100 \times 50 = 18 \text{ cm}^2$$

Se colocarán vs # 6 @ 15 cm



DISEÑO CANDELEROS Y TRABES DE LIGA

Las trabes de liga se diseñan para tomar el momento sísmico. Para el caso de los marcos 1-4 el momento mayor es $M_s = 111 \text{ T-m}$ como se aprecia en la siguiente figura:



$$M_s = 111 \text{ T-m}$$

$$M_u = 1.1 M_s = 122 \text{ T-m}$$

$$M_R / bd^2 = 23.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 0.007$$

$$A_s = p b d = 20.3 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 4 vs # 8

El cortante en la contralabe se obtendrá a partir de los momentos que actúan en sus extremos.

$$V = (M_1 + M_2) / L$$

$$V = (111 + 56.6) / 12 = 14 \text{ T}$$

$$V_u = 1.1 \times 14 = 15.4 \text{ T}$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'_c} = 0.8 \times 25 \times 145 (0.2 + 30 \times 0.007) 17.9 = 21,271 \text{ kg}$$

$$V_{CR} > V_u$$

Se colocarán estribos del # 3 @ 30 cm

