

CAPÍTULO 4

4. DISEÑO DEL EDIFICIO PROTOTIPO.

4.1 Generalidades.

Este capítulo presenta el análisis estático lineal y el diseño del edificio prototipo que se estudia en este trabajo. El edificio prototipo está compuesto por pórticos especiales de acero resistentes a momento (PEARM) con conexiones con alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS).

Se describirá detalladamente las cargas a las cuales fue sometido el edificio, los resultados más relevantes del análisis estático lineal, el diseño del pórtico prototipo, para finalizar con el diseño de vigas, columnas y de la conexión no reforzada de alas y almas soldadas.

4.2 Planta y Elevación del Edificio Prototipo.

El edificio prototipo a analizar en este trabajo está diseñado para oficinas, consta de seis pisos y está ubicado sobre suelo rígido.

La disposición en planta de los pórticos del edificio prototipo se muestra en la Figura 4.1. La elevación del edificio con la distribución de las alturas de entrepiso se muestra en la Figura 4.2. El edificio tiene seis luces de 9.15 metros (30 pie) en ambas direcciones y su altura es 24.60 metros (80 pie) medidos desde la planta baja. El edificio está compuesto por 7 PEARM en cada dirección, los mismos que resisten las cargas gravitacionales y sísmicas. El diseño de estos pórticos se detalla en la Sección 4.5. Todas las vigas secundarias están orientadas en dirección paralela al eje Y global, tal como se observa en la Figura 4.1 y están separadas cada 2.28 metros (7.5 pie). Además se asume que las vigas secundarias

trabajan como sección compuesta y se encuentran simplemente apoyadas.

El edificio se diseñó de manera simétrica para que: 1.) el centro de masas coincidiera con el centro de rigideces y 2.) evitar cualquier tipo de irregularidad horizontal y/o vertical.

4.3 Cargas

4.3.1 Cargas Gravitacionales y Masas Sísmicas

La carga muerta viene dada en toneladas por metro cuadrado (ton/m^2) y se detalla en la Tabla 4.1. La Tabla 4.2 muestra la carga viva requerida por el “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*” (ASCE/SEI 7-05), requerimientos que a su vez son adoptados por el “*Internacional Building Code*” (IBC) 2006 (ICC 2006) para oficinas.

La masa considerada en el análisis estático es el peso sísmico efectivo, W , dividido para la aceleración de la gravedad, g . W se lo calcula de acuerdo con las provisiones del ASCE/SEI 7-05. Los valores respectivos de las cargas para el cálculo de las

masas se presentan en la Tabla 4.1 mientras que los valores de las masas se muestran en la Tabla 4.3.

4.3.2 Fuerzas Laterales Equivalentes

Para el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes se utilizó el procedimiento descrito por el ASCE/SEI 7-05. Las siguientes consideraciones se tomaron para el cálculo de las fuerzas:

1. El peso sísmico efectivo W ; que es la suma de los pesos de la losa, steelpanel, paredes, baldosas, vigas principales, secundarias y columnas. El valor del peso sísmico efectivo total del edificio es de 10334 toneladas.
2. Categoría de Diseño Sísmico D y Factor de Importancia de Ocupación, I_E , igual a 1.0, valor que se considera para edificios para oficinas.
3. El edificio está situado sobre un suelo rígido, correspondiente a la Clase de Sitio D .

4. Para la determinación de las aceleraciones del terreno, se utilizó el espectro determinístico correspondiente a un nivel sísmico MCE tal como lo estipula la sección 21.2.2 de los requerimientos estándar del ASCE/SEI 7-05. Se utilizaron los valores de 1.5 para la aceleración de respuesta espectral para período corto, S_s ; y 0.6 para la aceleración de respuesta espectral para un período de 1.0 segundo, S_1 .

5. La estructura está compuesta por pórticos especiales de acero resistentes a momento. Las especificaciones estipulan un factor de modificación de respuesta $R = 8$ para pórticos especiales de acero resistentes a momento. Sin embargo, en este trabajo se ha utilizado un valor de $R = 6$ a fin de tomar en cuenta que en la ciudad de Guayaquil generalmente hay poca experiencia en edificios sismorresistentes de acero estructural. Esta poca experiencia se traduce en diseños inapropiados, mano de obra poco calificada y falta de inspectores de jerarquía (Cassagne 2008). Se recomienda investigar exhaustivamente valores apropiados de R para usar en este tipo de estructuras, no solo para suelos rígidos, sino también para otros tipos de suelos.

Usando las consideraciones mencionadas en los numerales 3 y 4, se puede determinar los coeficientes de sitio F_a y F_v , cuyos valores son 1.0 y 1.5, respectivamente. Con los valores de F_a y F_v se pueden calcular las aceleraciones de respuesta espectral de diseño para período corto, S_{DS} , y a un segundo, S_{D1} ; cuyos valores son 1.0 y 0.6, respectivamente.

El cortante basal sísmico, V_{dis} , es:

$$V_{dis} = C_s W \quad (4.1)$$

en donde W se describió anteriormente y C_s es el coeficiente sísmico de respuesta definido a continuación:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_E} \quad (4.2)$$

Los valores máximos y mínimos permitidos para C_s son:

$$C_{s,max} = \frac{S_{D1}}{R/I_E} \quad (4.3a)$$

$$C_{s \min} = 0.01 \quad (4.3b)$$

$$C_{s \min} = \frac{0.5S_1}{R/I} \quad (4.3c)$$

en donde T es el periodo del edificio.

ASCE/SEI 7-05 provee un máximo valor permitido para T,

$$T_{\max} = C_u T_a \quad (4.4)$$

en donde C_u es 1.4 para $S_{D1} \leq 0.4$, y T_a es el periodo fundamental aproximado del edificio:

$$T_a = C_T h_n^x \quad (4.5)$$

Para pórticos de acero resistentes a momento C_T es igual a 0.028 y x es igual a 0.8. h_n es la altura del edificio desde la base hasta la parte más alta. Para el edificio prototipo T_{\max} es igual a 1.31 segundos.

Para el cálculo de C_s por resistencia; es decir, para el diseño de los elementos, el periodo que se utilizó en la ecuación 4.3a es:

$$T = T_{dis} = \min (C_{max}, T_1) \quad (4.6)$$

en donde T_1 es el periodo fundamental del edificio, o del pórtico analizado. El primer periodo, fundamental, del edificio es en Y y tiene un valor de 1.51 segundos, mientras que el segundo es en X y es 1.22, el T_{MAX} resultó 1.31. De esta manera, respetando la ecuación 4.6, se utilizó 1.31 segundos para Y y 1.22 segundos para X para el cálculo de C_s en la ecuación 4.3a. El cortante basal que se utiliza para determinar la resistencia se calcula con la formula 4.1.

Para determinar si el edificio cumple los límites de deriva, el cortante basal, calculado mediante la ecuación 4.1, se determina considerando que $T = T_1$ en la evaluación de C_s .

Del análisis anterior, es importante notar que en la dirección Y el cortante basal por resistencia es mayor que el empleado para determinar las derivas, mientras que para la dirección X, el cortante basal por resistencia es igual al empleado para determinar las derivas.

Para la distribución de las fuerzas en cada piso, se utilizó la fórmula:

$$F_{x,dis} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \cdot V_{dis} \quad (4.7)$$

en donde:

k es un exponente de distribución relacionado con el periodo del edificio. Para estructuras con periodos de 0.5s o menos, k = 1; para estructuras con periodos de 2.5s o mas, k = 2, y para estructuras con periodos entre 0.5 y 2.5, k se debe determinar con interpolación lineal; h_i y h_x son la altura desde la base hasta el nivel i o x; y w_i y w_x son la porción de W asignada al nivel i o x.

Las Tablas 4.4.a y 4.4.b presentan la distribución de fuerzas laterales y los cortantes de entrepiso para resistencia y derivas, aplicados al edificio en las direcciones Y y X, respectivamente.

4.3.3 Combinaciones de Cargas

Las cargas de diseño y las combinaciones fueron tomadas del ASCE/SEI 7-05. Las combinaciones de carga consideradas para el análisis del edificio prototipo fueron:

$$GRAV = 1.2D + 1.6L \quad (4.8)$$

$$EQ1 = 1.2D \pm E + 0.5L = 1.4D \pm \rho Q_E + 0.5L \quad (4.9)$$

$$EQ2 = 0.9D \pm E = 0.7D \pm \rho Q_E \quad (4.10)$$

en donde $E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D$ (con $S_{DS} = 1.0$) es el efecto combinado de las fuerzas de sismo vertical y horizontal; Q_E es el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales; ρ es un factor basado en la redundancia del sistema, igual a 1.0 (ver ASCE/SEI 7-05); D es la carga muerta (ver Tabla 4.1); y L es la carga viva (ver Tabla 4.2).

4.4 Análisis Elástico del Edificio Prototipo.

Se utilizó el programa SAP 2000 (Habibullah y Wilson, 1997) para realizar un análisis estático lineal del edificio prototipo. Las

siguientes son las suposiciones más relevantes para el análisis del edificio.

- Todos los pórticos del edificio son resistentes a momento;
- A nivel de la planta baja, las columnas se encuentran empotradas;
- Se consideraron zonas rígidas para las vigas y columnas;
- No se consideró la flexibilidad de la zona de panel;
- Se asumió conexiones totalmente restringidas para todos los pórticos;
- Un diafragma rígido une todos los nudos de un mismo nivel. Se asumió que los diafragmas de piso son lo suficientemente rígidos para distribuir las cargas sísmicas a cada uno de los PEARM;
- Para modelar torsión accidental, recomendado por el ASCE/SEI 7-05, se ubicó otro nudo en cada piso a una distancia de 2.75 metros del centro de masas, excentricidad equivalente al 5% de la longitud del edificio. Las fuerzas laterales fueron ubicadas en estos nudos excéntricos;
- No se tomó en cuenta la interacción del suelo – estructura; y
- No se modeló la conexión ANRS-AS.

4.5 Diseño del Edificio.

El diseño del edificio prototipo, que se describe en esta sección, asume el uso de conexiones con ANRS-AS. El procedimiento de diseño se basó en los pasos detallados en la sección 3.8.

Las secciones finales del pórtico prototipo se muestran en las Tablas 4.5 (a) y (b). Las derivas de entrepiso controlaron la selección de las secciones de las vigas de los pórticos paralelos al eje Y. Se aplicó el criterio de columna fuerte – viga débil para el diseño de los pórticos especiales de acero resistente a momento, tal como lo recomienda el “*AISC Seismic Provisions*” (AISC 2005). En general, este criterio gobierna el diseño de las columnas del PEARM. Para la selección de los perfiles, se consideró que tanto las vigas principales como las columnas sean sísmicamente compactas.

4.5.1 Requerimientos de Derivas de Entrepiso

Con la ayuda del programa SAP 2000, se determinaron a partir de las deflexiones elásticas del edificio las deflexiones inelásticas por medio de la ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \quad (4.11)$$

en donde C_d es un factor amplificador de deflexión que depende del tipo de sistema que resiste las fuerzas sísmicas; δ_{xe} son las deflexiones elásticas obtenidas del SAP 2000; e I es el factor de importancia.

El valor de C_d utilizado en la presente investigación fue de 4.5. Este valor se obtiene multiplicando el valor de C_d recomendado por el ASCE/SEI 7-05, es decir 5.5, por el factor 6/8, el mismo que relaciona los coeficientes de modificación de respuesta usado en esta investigación ($R = 6$) y el propuesto por el ASCE/SEI 7-05 ($R = 8$). Es decir, $5.5 \times 6/8 = 4.13$, que redondeado es 4.5.

Una vez obtenidas las deflexiones inelásticas, se utilizó la siguiente ecuación para poder calcular las derivas de entrepiso:

$$\theta = \frac{\delta_x - \delta_{x-1}}{h} \leq \theta_a \quad (4.12)$$

en donde δ_x y δ_{x-1} son las deflexiones inelásticas de los pisos x y $x-1$; h es la altura de entrepiso y θ_a es la deriva de entrepiso admisible. El valor de θ_a para edificios asignados a la categoría de ocupación I es de 0.02 radianes (2%).

Las Tablas 4.6 (a) y (b) y las Figuras 4.3 (a) y (b), muestran las derivas de entrepiso obtenidas de los análisis en las direcciones X y Y , respectivamente.

Otros resultados del análisis estático lineal se encuentran detallados en la Tabla 4.7, donde:

M_{dis} = el momento de diseño en la cara de la columna, obtenido del procedimiento lateral de fuerzas laterales equivalentes con el cortante basal V_{dis} ;

$M_{p,n}$ = el momento plástico nominal de la viga, igual a $\sigma_y Z$, en donde $\sigma_y = 2.5 \times 10^4$ ton/m² y Z es el modulo de sección;

T_1 = periodo fundamental del edificio, o pórtico analizado; y

T_{dis} = periodo de diseño, utilizado para estimar V_{dis} .

4.5.2 Diseño de Columnas y Vigas

Tal como se mencionó anteriormente, el criterio de columna fuerte – viga débil controló el dimensionamiento de las columnas. Posteriormente, el diseño de los elementos fue realizado revisando en forma manual que los estados límites de los elementos más críticos no sean excedidos. Esta revisión fue complementada con el uso del post-procesador del programa SAP 2000.

Para el caso de las columnas, se revisó la ecuación de interacción y que la capacidad al cortante de las columnas sea mayor o igual a la demanda producida por las cargas gravitacionales y laterales.

Para el caso de las vigas, los estados límites considerados fueron:

- Estado límite de resistencia a la fluencia;
- Estado límite de resistencia de fluencia al corte; y
- Estado límite de serviciabilidad.

El estado límite de resistencia a la fluencia se revisó con la ecuación:

$$\varphi_b M_n = \varphi_b F_y Z_x \quad (4.13)$$

en donde $\varphi_b = 0.9$, F_y es 2.5 ton/cm^2 y Z_x es el módulo plástico de la viga.

El estado límite de resistencia a la fluencia al corte se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\varphi_v V_n = \varphi_v 0.6 F_{yw} A_w \quad (4.14)$$

en donde $\varphi_v = 0.9$, F_{yw} es el esfuerzo de fluencia del alma de la viga y A_w es el área del alma de la viga.

Para revisar serviciabilidad de los elementos, se calcularon las deflexiones en las vigas en donde todas las vigas cumplieron las siguientes relaciones:

$$\Delta_{L_{\max}} \leq \frac{L}{360} \quad (4.15)$$

$$\Delta_{D+L_{\max}} \leq \frac{L}{240} \quad (4.16)$$

en donde $\Delta_{L_{\max}}$ es la máxima deflexión producida por la carga viva de servicio y $\Delta_{D+L_{\max}}$ es la máxima deflexión producida por las cargas de servicio muerta mas viva.

La Tabla 4.8 detalla los cálculos de las capacidades y de las demandas a flexión y a cortante de las vigas tanto en sentido X como en sentido Y.

4.5.3 Criterio Columna Fuerte – Viga Débil

En esta sección se comprobará si el criterio de columna fuerte – viga débil se cumple para la conexión B2 (ver Figura 4.1) del primer piso del edificio. Las secciones de los miembros que convergen a esta conexión son una columna HSS 550 x 550 x 30, dos vigas de alas de 200 x 25 y alma de 600 x 10 (eje X), y dos vigas de alas de 200x20 y alma de 500x8 (en Y), (ver Tabla 4.5.a y 4.5.b). Pero, para calcular este criterio se debe considerar el eje de las vigas más resistente (eje X) y compararlo con el lado correspondiente de la columna.

El criterio de columna fuerte – viga débil se basa en la evaluación de las ecuaciones 3.16, 3.17, 3.19 y 3.18 presentadas en la sección 3.7.6.6, las mismas que por facilidad se repiten a continuación.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (3.16)$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (3.17)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1 R_y F_{yb} Z_x + M_{uv}) \quad (3.18)$$

$$M_{uv} = V_p \left(x + \frac{d_c}{2} \right) \quad (3.19)$$

Todas las variables que intervienen en estas ecuaciones fueron definidas anteriormente.

Reemplazando en la ecuación 3.17 los siguientes valores: $Z_c = 12225 \text{ cm}^3$, $F_{yc} = 2.5 \text{ ton/cm}^2$, $P_{uc} = 492 \text{ ton}$ y $A_g = 624 \text{ cm}^2$, se tiene que:

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= 2 \cdot 12225 \left(2.5 - \frac{500}{624} \right) \div 100 \\ &= 415.33 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Para resolver el denominador de la ecuación 3.16 se sustituye la ecuación 3.19 en la 3.17, para luego reemplazar los valores: $R_y = 1.3$, $F_{yb} = 2.5 \text{ ton/cm}^2$, $Z = 4025 \text{ cm}^3$, $V_p = 80.3 \text{ ton}$ y $x + d_c/2 = 42.59 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned} \sum M_{pb} &= \sum \left(1.1 R_y F_{yb} Z_x + V_p \left(x + \frac{d_c}{2} \right) \right) \\ &= 2 \left(1.1 \cdot 1.3 \cdot 2.5 \cdot 4025 + 80.3 \cdot 42.59 \right) \cdot 100 \\ &= 356.19 \text{ ton} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

donde $x + d_c/2$ corresponde a la distancia desde el centro de la columna hasta el centro de la articulación plástica y V_p es el cortante producido en este último punto. Los valores de Z , $x + d_c/2$ y V_p se explican en la siguiente sección.

Luego aplicando la ecuación 3.16:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = \frac{415.33 \text{ ton} \cdot \text{m}}{356.19 \text{ ton} \cdot \text{m}} = 1.17$$

El criterio de columna fuerte- viga débil se cumple.

4.5.4 Conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada (ANRS-AS)

En esta sección se diseñará la conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada ubicada en la intersección B2 (ver Figura 4.1) del primer piso del edificio. Los siguientes datos corresponden a las secciones ubicadas en el primer piso:

Columna HSS 550 x 550 x 30 (mm)

Viga alas de 200 x 25, alma de 600 x 10 (mm) en el sentido x.

$$F_{yc} = F_{yb} = 2.5 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{uc} = F_{ub} = 4.06 \text{ ton/cm}^2$$

Luz del tramo = 9.15 m

Primero se chequean las condiciones impuestas para las vigas:

1. Las vigas son secciones I fabricadas a partir de planchas soldadas, permitidas por las limitaciones de ANSI/AISC 358-05.

2. La viga tiene un peralte de 65cm, menor que el máximo permitido (peraltes de perfiles W36 ó W920).
3. La relación luz / peralte viga es $9.15/0.65 = 14$, mayor que 7, mínimo valor permitido para pórticos especiales resistentes a momento.
4. El espesor del ala de la viga es 25 mm, igual que el máximo permitido (25 mm).
5. Las relaciones ancho espesor deben satisfacer los límites del AISC *Seismic Provisions*:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 5.0 \quad , \quad \text{es menor que el máximo permitido}$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.50.$$

6. La zona protegida es una porción de la viga que va desde la cara de la columna hasta un medio del peralte de la viga más allá del centroide de la articulación plástica

Condiciones impuestas para las columnas:

1. Las columnas son secciones columnas cajón fabricadas a partir de planchas soldadas, permitidas por las limitaciones del ANSI/AISC 358-05.
2. La viga deberá conectarse al alma de la columna.

3. La columna cajón fabricada a partir de planchas soldadas tiene un ancho de 550mm, menor al peralte máximo permitido (610mm).
4. Las relaciones ancho espesor deben satisfacer los límites del AISC *Seismic Provisions*:

$$\frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{550}{3} = 16.33, \text{ es menor que el máximo permitido}$$

$$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18.2$$

Ahora bien, para empezar el diseño de la conexión, se prosigue con el cálculo del momento máximo probable M_{pr} .

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y \quad (3.26)$$

$$M_{pr} = \left(\frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \right) \cdot R_y Z_x F_y \quad (4.17)$$

$$M_{pr} = 1.2 \cdot 1.3 \cdot 4025 \cdot 2.5 \div 100$$

$$M_{pr} = 157 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

A continuación se calcula el cortante en la articulación plástica:

$$V_p = V_{grav} + V_{sism} \quad (3.27)$$

$$V_{grav} = \frac{3P_u}{2} + \frac{w_{pp}L^2}{2} \quad (4.18)$$

Donde: P_u = carga puntual factorada, en combinación 1.2D+1.6L, transmitida de las vigas secundarias a las principales en el sentido X.

$$V_{grav} = \frac{3 \cdot 25.40}{2} + \frac{0.11 \cdot (8.16)^2}{2}$$

$$V_{grav} = 41.8 \text{ ton}$$

$$V_{sism} = \frac{2M_{pr}}{L'} \quad (4.19)$$

$$V_{sism} = \frac{2 \cdot (157)}{8.16} = 38.5 \text{ ton}$$

$$V_p = 80.3 \text{ ton}$$

en donde L' es la distancia entre articulaciones plásticas en la viga.

$$M_c = 157 + 80.3 \left(\frac{0.65}{3} + \frac{0.55}{2} \right)$$

$$M_c = 193 \text{ ton.m}$$

En cuanto al diseño de la zona de panel, para que la conexión resistente a momento tenga un desempeño sísmicamente aceptable, existen dos opciones:

- Que se produzca fluencia al corte en la zona de panel al mismo tiempo que fluencia por flexión de la viga; o
- Se diseñe la junta de tal manera que toda la fluencia ocurra en la viga.

El mejor resultado se alcanza cuando existe un balance entre la flexión de la viga y la distorsión de la zona de panel. Esto se logra cuando el espesor de la zona de panel satisface la siguiente ecuación:

$$t = \frac{C_y \sum M_c \frac{h_p - d_b}{h_p}}{0.90 \cdot 0.6 F_{yc} R_y d_c \left(h_b - t_{fb} \right)} \quad (4.20)$$

en donde h_p es el promedio entre las alturas de los entrepisos sobre y bajo la zona de panel, d_b es el peralte de la viga, $\sum M_c$ es el momento máximo probable en el centro de la columna o en la zona de panel, F_{yc} es el esfuerzo de fluencia mínimo

especificado de la columna, R_y es la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, d_c es el peralte de la columna, t_{fb} es el espesor del ala de la viga y C_y se calcula de la siguiente manera:

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_x}{S_b}} \quad (4.21)$$

en donde C_{pr} es el factor que depende del tipo de acero utilizado (Ecuación 4.17); Z_x es el módulo plástico de la sección de la viga y S_b es el módulo de sección de la viga. Para poder calcular el espesor de la zona de panel t , se calculan los siguientes valores:

$$C_y = 0.737$$

$$\sum M_c = 2 \cdot 193 = 386 \text{ ton} \cdot m$$

$$t = 3.97 \text{ cm}$$

El espesor de la sección cajón de la columna es de 3 cm. Como la columna es un cajón, $2t_{cf} = 6 \text{ cm}$, que es mayor que 3.97 cm, por lo tanto no se requerirá doble placas.

Se necesitarán placas de continuidad a través del alma de la columna si el espesor del ala de la columna, t_{cf} , es menor que:

$$t_{cf} < 0.4 \sqrt{\frac{1.8 b_{fb} t_{fb} F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (4.22)$$

$$t_{cf} < \frac{b_{fb}}{6} \quad (4.23)$$

en donde b_{fb} es el ancho del ala de la viga, t_{fb} es el espesor del ala de la viga, F_{yb} es el esfuerzo de fluencia de la viga, R_{yb} es la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la viga, F_{yc} es el esfuerzo de fluencia de la columna y R_{yc} es la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna.

$$t_{cf} = 0.4 \sqrt{\frac{1.8 \cdot 20 \cdot 2.5 \cdot 2.5 \cdot 1.3}{2.5 \cdot 1.3}}$$

$$t_{cf} = 3.79 \text{ cm}$$

$$\frac{b_f}{6} = 3.33 \text{ cm}$$

El espesor del ala de la columna es 3 cm, menor que 3.33cm, por lo tanto se requieren placas de continuidad. Los espesores de las placas de continuidad serán de 4 cm, valor que es esencialmente igual a los obtenidos por medio de las ecuaciones 4.22 y 4.23.

4.6 Resumen.

En este capítulo se presentaron las características generales del edificio prototipo, las cargas al que éste se encuentra sometido y los pórticos que lo componen. Posteriormente, se describió brevemente el modelo matemático del edificio prototipo, objeto de la presente investigación.

Adicionalmente se realizó un análisis estático lateral del cual se obtuvieron los resultados más relevantes, para así proseguir con el diseño de los elementos del edificio: columnas, vigas y la conexión con alas no reforzadas soldadas y alma soldada.

Tabla 4.1 Carga Muerta para el Edificio Prototipo

DESCRIPCION	CARGA (ton/m ²)	CARGA (N/m ²)
Baldosas	0,12	1177
Paredes	0,15	1472
Losa (9 cm)	0,22	2158
Ductos y Varios	0,03	294
Peso Propio (Vigas + Columnas)	0,07	687
TOTAL	0,59	5788

Tabla 4.2 Carga Viva para Edificio Prototipo

DESCRIPCION	CARGA (ton/m ²)	CARGA (N/m ²)
Carga Viva para Oficinas	0,25	2453
TOTAL	0,25	2453

Tabla 4.3 Valores de las masas del Edificio Prototipo

Piso	W _i	m _i	m _{rot}
	ton	ton seg ² /m	ton seg m
6	1490	152	76242
5	1729	176	88500
4	1752	179	89700
3	1752	179	89700
2	1775	181	90700
1	1835	187	94000

Tabla 4.4 (a) Fuerzas Laterales Equivalentes y Cortantes de Entrepiso para la dirección Y del edificio

Piso	Fuerzas Laterales Equivalentes en Y (T)		Cortantes de Entrepiso en Y (T)	
	Resistencia (T = 1,31s)	Deriva (T =1,51s)	Resistencia (T = 1,31s)	Deriva (T =1,51s)
6	262	226	266	226
5	199	172	461	398
4	146	127	607	525
3	101	87	708	612
2	59	51	767	663
1	25	22	792	685

Tabla 4.4 (b) Fuerzas Laterales Equivalentes y Cortantes de Entrepiso para la dirección X del edificio

Piso	Fuerzas Laterales Equivalentes en X (T)		Cortantes de Entrepiso en X (T)	
	Resistencia (T = 1,22s)	Deriva (T =1,22s)	Resistencia (T = 1,22s)	Deriva (T =1,22s)
6	267	267	267	267
5	213	213	480	480
4	161	161	641	641
3	111	111	752	752
2	67	67	819	819
1	30	30	849	849

Tabla 4.5 Dimensiones de los miembros estructurales y no estructurales del edificio.

(a) Dimensiones de las Vigas Principales

VIGAS PRINCIPALES				
PISO	Paralelas al Eje X		Paralelas al Eje Y	
	ALAS	ALMA	ALAS	ALMA
	mm	mm	mm	mm
6	200x20	600x10	200x15	500x8
5	200x20	600x10	200x15	500x8
4	200x22	600x10	200x20	500x8
3	200x22	600x10	200x20	500x8
2	200x25	600x10	200x20	500x8
1	200x25	600x10	200x20	500x8

(b) Dimensiones de las Vigas Secundarias y Columnas

VIGAS SECUNDARIAS Y COLUMNAS			
PISO	VIGAS SECUNDARIAS		COLUMNAS
	ALAS	ALMA	
	mm	mm	
6	150x6 - 150x8	450x5	HSS 450 x 450 x 22
5	150x6 - 150x8	450x5	HSS 450 x 450 x 22
4	150x6 - 150x8	450x5	HSS 500 x 500 x 25
3	150x6 - 150x8	450x5	HSS 500 x 500 x 25
2	150x6 - 150x8	450x5	HSS 550 x 550 x 30
1	150x6 - 150x8	450x5	HSS 550 x 550 x 30

Tabla 4.6 Derivas de entrepisos obtenidas para el análisis en las direcciones X i Y.

(a) Derivas de entrepiso obtenidas para el análisis en la dirección X

PISO	δ_{xe} (m)	δ_x (m)	$\theta = (\delta_{xi} - \delta_{xi-1}) / h$	$\theta < \theta_a$
	(elástico)	(inelástico)	(%)	$\theta_a = 2 \%$
6	0.0541	0.2435	0.65	correcto
5	0,0484	0.2178	1.03	correcto
4	0,0393	0.1769	1.19	correcto
3	0,0288	0.1296	1.31	correcto
2	0,0173	0.0779	1.15	correcto
1	0,0072	0.0324	0.71	correcto

(b) Derivas de entrepiso obtenidas para el análisis en dirección Y

PISO	δ_{ye} (m)	δ_x (m)	$\theta = (\delta_{xi} - \delta_{xi-1}) / h$	$\theta < \theta_a$
	(elástico)	(inelástico)	(%)	$\theta_a = 2 \%$
6	0.0682	0.3069	0.92	correcto
5	0.0601	0.2705	1.34	correcto
4	0.0483	0.2174	1.51	correcto
3	0.035	0.1575	1.63	correcto
2	0.0206	0.0927	1.43	correcto
1	0.008	0.0360	0.79	correcto

Tabla 4.7 Resultados del Análisis Elástico Lineal

	Piso	Pórtico en X	Pórtico en Y
M_{dis} (ton-m)	6	45	22
	5	69	31
	4	78	40
	3	83	43
	2	86	43
	1	81	37
M_{dis}/M_{pn}	6	0.53	0.43
	5	0.82	0.61
	4	0.86	0.62
	3	0.91	0.67
	2	0.85	0.67
	1	0.80	0.57
T_1 (seg)	-	1,22	1,51
T_{dis} derivas (seg)	-	1,22	1,51
T_{dis} resist (seg)	-	1,22	1,31
$K_{f\Delta}$ (Ton/mm)	-	15.7	10.0
Δ_{ultimo} piso – resist (mm)	6	54.1	78.9
Δ_{ultimo} piso - deriv (mm)	6	54.1	68.2

Tabla 4.8 Capacidades y Demandas de las Vigas en sentido X y Y

(a) Flexión

Piso	Vigas en X			Vigas en Y		
	$\phi_b M_n$	M_u	$M_u / \phi_b M_n$	$\phi_b M_n$	M_u	$M_u / \phi_b M_n$
	ton-m	ton-m		ton-m	ton-m	
6	76	45	0,59	46	22	0,48
5	76	69	0,91	46	31	0,67
4	82	78	0,95	58	40	0,69
3	82	83	1.01	58	43	0,74
2	91	86	0,95	58	43	0,74
1	91	81	0,89	58	37	0,64

(b) Cortante

Piso	Vigas en X			Vigas en Y		
	$\phi_v V_n$	V_u	$V_u / \phi_v V_n$	$\phi_v V_n$	V_u	$V_u / \phi_v V_n$
	ton	ton		ton	ton	
6	81.0	25	0.31	54.0	10	0.19
5	81.0	33	0.41	54.0	13	0.24
4	81.0	35	0.43	54.0	15	0.28
3	81.0	36	0.44	54.0	16	0.30
2	81.0	37	0.46	54.0	16	0.30
1	81.0	36	0.44	54.0	15	0.28