



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

**PROYECTO DISEÑO ESTRUCTURAL
MEMORIAS DE CÁLCULO**

JUAN MANUEL CÓRDOBA PEÑA
JUAN DAVID TORRES TURRIAGO
EDUARDO ANDRÉS DELGADILLO MONSALVE

Trabajo presentado como requisito parcial de la asignatura
DISEÑO ESTRUCTURAL al docente:

Ing. Ismael Santana Santana

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AGRÍCOLA
BOGOTÁ D.C.**

28 de febrero de 2024

Índice

| | |
|--|-----------|
| 1. Descripción del proyecto | 1 |
| 2. Definición de la carga viva | 1 |
| 3. Evaluación de las cargas muertas | 1 |
| 3.1. Evaluación carga muerta piso tipo | 1 |
| 3.2. Evaluación carga muerta de cubierta | 2 |
| 3.3. Evaluación de cargas de la escalera | 3 |
| 3.4. Evaluación de cargas de la losa del ascensor | 5 |
| 3.5. Peso del piso tipo | 5 |
| 3.6. Peso de la cubierta | 6 |
| 3.7. Resumen peso del edificio por pisos y peso total | 7 |
| 4. Evaluación de fuerzas sísmicas | 7 |
| 4.1. Amenaza sísmica $\mathbf{A_a}$, $\mathbf{A_v}$ | 7 |
| 4.2. Micro Zonificación Sísmica de Bogotá | 8 |
| 4.3. Grupo de uso. Coeficiente de importancia | 8 |
| 4.4. Periodo de vibración | 8 |
| 4.5. Espectro de diseño y S_a | 8 |
| 4.6. Cortante en la base | 9 |
| 4.7. Distribución vertical de la fuerza sísmica | 9 |
| 4.8. Torsión accidental | 9 |
| 4.9. Irregularidades en planta, altura y por ausencia de redundancia | 10 |
| 4.9.1. Irregularidades en planta | 10 |
| 4.9.2. Irregularidades en la altura | 13 |
| 4.9.3. Irregularidades por ausencia de redundancia | 13 |
| 4.10. Cortante en dos direcciones | 14 |
| 4.11. Cortante como viga | 16 |
| 4.12. Diseño a flexión | 16 |
| 5. Viga de amarre | 17 |
| 5.1. Criterio de amarre sísmico | 18 |
| 5.2. Control de asentamientos diferenciales | 18 |



1. Descripción del proyecto

El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Bogotá D.C en la microzonificación sísmica de "Lacustre 100". Consiste en una edificación de cuatro pisos con una altura libre entre losas de 2.5 metros, que tiene un sistema estructural de pórtico de concreto reforzado resistente a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y cuyo tipo de uso es vivienda. La losa de entrepiso y de cubierta es aligerada y armada en una dirección.

Para encontrar el espesor mínimo de la losa se utilizaron las alturas promedio dadas por las tablas C.R.9.5 y C.9.5(a) de la NSR-10, para no incurrir en un costo alto de losa, obteniéndose un valor de $h_{\text{losa}} = 0.5\text{m}$. De acuerdo a C.8.13.2 se determina un ancho de viguetas de **0.10 m** y a partir de C.8.13.3 se encuentra una separación entre viguetas que no supere 1.2 m. Se colocan riostras transversales a las viguetas de manera tal que su separación no exceda 4.0 m de acuerdo con C.8.13.3.1. A partir de C.8.13.6, se determina un espesor de plaqueta superior de **0.05 m** que se vaciara en un casetón removible.

2. Definición de la carga viva

Para el cálculo de la carga viva en la estructura se utiliza el valor indicado en la norma NSR-10, específicamente en la *tabla B.4.2.1.1-Cargas vivas uniformemente distribuidas*, con el cual se obtiene que el valor de la carga viva corresponde a $1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ para el uso de la edificación (residencial). Adicionalmente, de acuerdo con la norma, se establece una carga de $3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ para la escalera. Con respecto a la cubierta se toma una carga viva mínima de $1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ de acuerdo con la tabla B.4.2.1-2. Para el ascensor se considera una carga viva de $20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ en donde se tiene en cuenta la carga de impacto.

3. Evaluación de las cargas muertas

La evaluación de la carga muerta se realiza teniendo en cuenta que el material que se utilizará para construir la estructura es el concreto armado, cuyo peso por unidad de volumen corresponde a $24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ de acuerdo con la tabla B.3.2-1 de la NSR-10.

3.1. Evaluación carga muerta piso tipo

Teniendo en cuenta que el material de la estructura consiste en concreto armado, se calcula la carga muerta del piso tipo por cada elementos que compone a la losa aligerada en una dirección: la plaqueta, viguetas, riostras y el casetón. Esto se realiza teniendo en cuenta el peso de los muros divisorios, los acabados y las instalaciones que reposan sobre cada piso, pues con este se realiza el aligeramiento. A



continuación, se presenta una tabla resumen de cada elemento y el peso por metro cuadrado con su correspondiente operación.

| CARGAS MUERTAS | | |
|---|---|-----------|
| Elemento | Operación | Resultado |
| Plaqueta [kN/m ²] | $0.05 \text{ m} \cdot 24 \frac{kN}{m^3}$ | 1.2 |
| Viguetas [kN/m ²] | $\frac{0.1 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 24 \frac{kN}{m^3}}{0.87 \text{ m}}$ | 1.24 |
| Riostras [kN/m ²] | $\frac{0.1 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 24 \frac{kN}{m^3}}{6.95 \text{ m}}$ | 0.16 |
| Casetón[kN/m ²] | 0.35 | 0.35 |
| Muros (residencial)[kN/m ²] | 3 | 3 |
| Acabado superior | $0.05 \text{ m} \cdot 21 \frac{kN}{m^3}$ | 1.05 |
| Acabado inferior | 0.3 | 0.3 |
| Instalaciones | 0.2 | 0.2 |
| TOTAL | | 7.50 |

Tabla 1: Evaluación cargas muertas piso tipo

Sumando estos elementos tenemos los siguientes resultados por el piso tipo resumidos en la siguiente tabla, calculando la carga última como el resultado mayor entre $1.2D + 1.6L$ y $1.4D$, el factor de carga como la división de la carga última entre la carga total.

3.2. Evaluación carga muerta de cubierta

De manera análoga a la evaluación de carga muerta del piso tipo se realiza la evaluación de cargas de la cubierta, teniendo en cuenta los elementos que componen la losa aligerada en una dirección: la plaqueta, las viguetas, riostras y el casetón. Adicionalmente en este caso se aplicará un impermeabilizante, para evitar la exposición a la intemperie de los elementos internos de la edificación. El material escogido es la tela asfáltica, que tiene un valor de 0.03 kN/m^2 de acuerdo a la tabla B.3.4.1-4.

Se realiza un análisis de los muros perimetrales de la edificación teniendo en cuenta la geometría de la misma. El peso de los muros corresponde al producto entre el peso que aportan los muros exteriores y la razón entre al área vertical y el área de la losa. Se toman muros exteriores con enchape en ladrillo tomando el valor de la tabla B.3.4.2-4, el cual corresponde a un valor de 2.5 kN/m^2 por área vertical y para los muros internos se tomó mampostería pañetada de espesor de 15 cm que tiene el mismo peso de los muros perimetrales de acuerdo a la norma NSR-10. A continuación, se presenta una tabla resumen de cada elemento y el peso por metro cuadrado con su correspondiente operación.



| CARGAS MUERTAS | | |
|---|---|-------------|
| Elemento | Operación | Resultado |
| Plaqueta [kN/m ²] | $0.05 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ | 1.2 |
| Viguetas [kN/m ²] | $\frac{0.1 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{0.87 \text{ m}}$ | 1.24 |
| Riostras [kN/m ²] | $\frac{0.1 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{6.95 \text{ m}}$ | 0.16 |
| Casetón[kN/m ²] | 0.35 | 0.35 |
| Muros (perimetrales y de vacíos) [kN/m ²] | $2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{(82.2 \text{ m} + 6.54 \text{ m}) \cdot 1.5 \text{ m}}{397.48 \text{ m}^2}$ | 0.84 |
| Pendientado | $0.05 \text{ m} \cdot 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ | 1.05 |
| Acabados inferior | 0.3 | 0.3 |
| Acabados (impermeabilización) | 0.03 | 0.03 |
| Instalaciones | 0.2 | 0.2 |
| TOTAL | | 5.37 |

Tabla 2: Evaluación de cargas muertas de cubierta

De igual manera, se suman todos los elementos, se encuentra el valor de la carga última y el factor de carga.

| Elemento | Operación | Resultado |
|--|--|-------------|
| CARGA MUERTA (D) [kN/m²] | Ver tabla 2 | 5.37 |
| CARGA VIVA (L) [kN/m²] | Tomado de la norma | 1.8 |
| CARGA TOTAL [kN/m²] | $5.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | 7.17 |
| CARGA ÚLTIMA [kN/m²] | $1.2 \cdot 5.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.6 \cdot 1.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | 9.32 |
| FACTOR DE CARGA | $\frac{9.32}{7.17}$ | 1.30 |

Tabla 3: Resultados de la carga de cubierta

3.3. Evaluación de cargas de la escalera

Partiendo de un ancho de huella de 0.28 m se determina la altura de la contrahuella teniendo en cuenta los requisitos de K.3.8.3.4. Se establecen 18 escalones con una altura de contrahuella de 170 mm . La longitud del tramo inclinado es de 2.24 m y la longitud del descanso de 1.2 m

Teniendo en cuenta las consideraciones del inciso C.9.5, el espesor de la losa de la escalera se calcula



teniendo en cuenta que esta es simplemente apoyada, por lo que se toma un espesor de: $l/20$

$$t = \frac{l}{20} = \frac{3.44 \text{ m}}{20} = 0.172 \text{ m} \Rightarrow 0.15 \text{ m} \quad (1)$$

Este valor se reduce a 0.15 m

Para encontrar la pendiente de la losa se toma la suma de las huellas (2.24 m) y la altura de la contrahuella sin tomar la última (1.33 m)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1.33}{2.24} \right) = 30.70^\circ \quad (2)$$

| EVALUACIÓN CARGAS TRAMO INCLINADO | | |
|--|---|--------------|
| Elemento | Operación | Resultado |
| Peso propio losa kN/m^2 | $\frac{0.15 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}}{\cos 30.70^\circ}$ | 4.19 |
| Peso de peldaños kN/m^2 | $\frac{0.17 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}}{2}$ | 2.04 |
| Acabado (baldosa 25 mm) kN/m^2 | $\frac{0.28 \text{ m} + 0.17 \text{ m}}{0.28 \text{ m}} \cdot 1.1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ | 1.77 |
| Cielo raso falso kN/m^2 | $\frac{0.3}{\cos 30.70^\circ}$ | 0.35 |
| Subtotal (Carga muerta kN/m^2) | \sum | 8.34 |
| Carga viva kN/m^2 | (Tomado de la norma) | 3.00 |
| TOTAL | | 11.34 |

Tabla 4: Evaluación de cargas del tramo inclinado de la escalera

Con las dimensiones de contrahuella, huella y pendiente se analizan las cargas en kN/m^2 para el tramo inclinado, dando como resultado una carga muerta de: **$8.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$** .

De acuerdo con la tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10 se toma una carga viva para la la escalera de **$3.0 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$**

El procedimiento mostrado en la tabla 4 se realiza de la misma manera para el descanso de la escalera obteniendo una carga muerta de **$5.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$**



| EVALUACIÓN CARGAS DESCANSO | | |
|--|--|-------------|
| Elemento | Operación | Resultado |
| Peso propio losa kN/m^2 | $24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m}$ | 3.60 |
| Acabado (baldosa 25 mm) kN/m^2 | (Tomado de la norma) | 1.10 |
| Cielo raso falso | (Tomado de la norma) | 0.30 |
| Subtotal (Carga muerta kN/m^2) | Σ | 5.00 |
| Carga viva | (tomado de la norma) | 3.00 |
| TOTAL | | 8.00 |

Tabla 5: Evaluación de cargas del descanso de la escalera

3.4. Evaluación de cargas de la losa del ascensor

Se realiza una evaluación del peso que ascensor transmite a la estructura, mostrando tanto el peso muerto como la carga viva sobre la losa que incluye el efecto de impacto. Dicha operación se resume en la siguiente tabla

| Elemento | Operación | Resultado |
|--|---|-----------|
| Peso Losa maciza $[\text{kN/m}^2]$ | $0.2 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ | 4.8 |
| Acabado $[\text{kN/m}^2]$ | $0.05 \cdot 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ | 1.05 |
| TOTAL $[\text{kN/m}^2]$ | $(4.8 + 1.05) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | 5.85 |
| Carga viva sobre la losa $[\text{kN/m}^2]$ | (incluye efecto de impacto) | 20 |

Tabla 6: Peso de la losa del ascensor

3.5. Peso del piso tipo

Para calcular el peso del piso tipo se utiliza el resultado de la evaluación de carga muerta del piso tipo junto con el área resultante de donde actúa, la cual se resume en la siguiente tabla.

| Áreas | | |
|---------------|---|------------------------|
| Elemento | Operación | Resultado m^2 |
| Área inicial | $(21.1 \cdot 17.95 + 6.1 \cdot 1.8 + 0.8 \cdot 5.6 + 1.25 \cdot 7.5) \text{ m}^2$ | 403.58 |
| Área vacío | $(5.5 \cdot 5.5) \text{ m}^2$ | 30.25 |
| Área ascensor | $(1.75 \cdot 1.75) \text{ m}^2$ | 3.0625 |
| Área escalera | $(2.4 \cdot 3.44) \text{ m}^2$ | 8.256 |
| Área neta | $(403.58 - 30.25 - 3.0625 - 8.256) \text{ m}^2$ | 362.012 |

Tabla 7: Áreas consideradas para el peso del piso tipo



Además del área calculada se tiene en cuenta el peso de las columnas y el peso de las vigas el cual se calcula con las dimensiones del plano, de la siguiente manera:

$$W_{\text{vigas}} = [(5.7 + 6.75) \cdot 0.4 + (1.25 + 5.7 + 5.5 + 6.75) \cdot 0.5 \cdot 2 + (5.7 + 5.5 + 6.75) \cdot 0.4 + ((6.75 + 7.5 + 6.85) \cdot 4 + 1.8 + 1.8 + 0.8 - (0.8 + 1) \cdot 4) \cdot 0.3] m^2 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.45m = \mathbf{603.072 \text{ kN}}$$

$$W_{\text{col}} = [0.7 \cdot 0.6 m^2 \cdot 12 + 0.6 \cdot 0.5 m^2 \cdot 4] \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 2.5m = \mathbf{374.4 \text{ kN}}$$

Finalmente, el peso de la escalera se calcula como se muestra a continuación, teniendo en cuenta tanto el tramo inclinado como el descanso

$$W_{\text{escalera}} = (2.24 m \cdot 2.4 m) \cdot 8.344 \frac{kN}{m^2} + (1.2 m \cdot 2.4 m) \cdot 5.0 \frac{kN}{m^2} = \mathbf{59.255 \text{ kN}}$$

Teniendo esto en cuenta se calcula el peso del piso tipo con la siguiente ecuación

$$W = Area \cdot D_{PT} + W_{\text{col}} + W_{\text{vigas}} + W_{\text{escalera}}$$

$$W = 362.012 m^2 \cdot 7.5 \frac{kN}{m^2} + 603.072 kN + 374.4 kN + 59.255 kN = \mathbf{3752.37 \text{ kN}}$$

3.6. Peso de la cubierta

De la misma forma se calcula el peso de la cubierta teniendo en cuenta las diferencias en planta mostrados en los planos, y considerando el peso de la losa del ascensor

| Áreas | | |
|---------------|---|-----------------|
| Elemento | Operación | Resultado m^2 |
| Área inicial | $(21.1 \cdot 17.95 + 6.1 \cdot 0.8 + 0.8 \cdot 5.6 + 1.25 \cdot 7.5) m^2$ | 397.48 |
| Área ascensor | $(1.75 \cdot 1.75) m^2$ | 3.0625 |
| Área neta | $(397.48 - 3.0625 - 4.8) m^2$ | 389.6175 |

Tabla 8: Áreas consideradas para el peso de cubierta

Además del área calculada se tiene en cuenta el peso de las columnas y el peso de las vigas el cual se calcula con las dimensiones del plano, de la siguiente manera:

$$W_{\text{vigas}} = [(5.7 + 5.5 + 6.75) \cdot 0.4 + (1.25 + 5.7 + 5.5 + 6.75) \cdot 0.5 \cdot 2 + (5.7 + 5.5 + 6.75) \cdot 0.4 + ((6.75 + 7.5 + 6.85) \cdot 4 + 0.8 \cdot 3 - (0.8 + 1) \cdot 4) \cdot 0.3] m^2 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.45m = \mathbf{620.352 \text{ kN}}$$



$$W_{col} = [0.7 \cdot 0.6 \text{ m}^2 \cdot 12 + 0.6 \cdot 0.5 \text{ m}^2 \cdot 4] \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 2.5m = 374.4 \text{ kN}$$

$$W_{asc} = 3.0625 \text{ m}^2 \cdot 5.85 \frac{kN}{m^2} = 17.916 \text{ kN}$$

Teniendo esto en cuenta se calcula el peso de cubierta con la siguiente ecuación

$$W = Area \cdot D_{PT} + W_{col} + W_{vigas} + W_{asc}$$

$$W = 389.6175 \text{ m}^2 \cdot 5.369 \frac{kN}{m^2} + 620.352 \text{ kN} + 374.4 \text{ kN} + 17.916 \text{ kN} = 3104.45 \text{ kN}$$

3.7. Resumen peso del edificio por pisos y peso total

Con los resultados anteriores del peso del piso tipo y el de cubierta se presenta el siguiente resumen:

| Piso | W (kN) |
|----------|----------|
| Cubierta | 3104.45 |
| 4to piso | 3752.37 |
| 3er piso | 3752.37 |
| 2do piso | 3752.37 |
| TOTAL | 14361.57 |

Tabla 9: Resumen peso del edificio

4. Evaluación de fuerzas sísmicas

4.1. Amenaza sísmica A_a , A_v

A partir de la Tabla A.2.3-2 de la NSR-10 se obtienen los coeficientes de la aceleración pico efectiva A_a y la velocidad pico efectiva A_v correspondientes para la ciudad de Bogotá D.C, la cual se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia.

- $A_a = 0.15$
- $A_v = 0.20$



4.2. Micro Zonificación Sísmica de Bogotá

A partir de la microzonificación sísmica de Bogotá, dada por el decreto 523 de 2010 se obtienen los coeficientes de amplificación del suelo para períodos cortos del espectro y para periodos intermedios del espectro para Lacustre 100

- $F_a = 1.30$
- $F_v = 3.20$
- $T_c = 1.58 \text{ s}$
- $T_L = 4.0 \text{ s}$

4.3. Grupo de uso. Coeficiente de importancia

Como se mencionó en la descripción del proyecto, este consiste en un edificio de tipo residencial y por lo tanto se encuentra catalogado dentro del grupo de uso **I**. Este grupo de uso está relacionado con un coeficiente de importancia de **1.00** de acuerdo a la sección A.2.5 de la NSR-10.

4.4. Periodo de vibración

Para determinar el período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro se utiliza la ecuación A.2.6-6 de la NSR-10 como se muestra a continuación:

$$T_0 = 0.1 \cdot \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a} = 0.1 \cdot \frac{0.2 \cdot 3.2}{0.15 \cdot 1.3} = 0.33 \text{ s} \quad (3)$$

Para el calculo del periodo fundamental aproximado de la estructura se emplean los coeficientes de la tabla A.4.2-1. Como el sistema estructural de resistencia sísmica del proyecto consiste en pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía moderada(DMO) se toman los valores de $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$. Teniendo en cuenta que la altura que la altura total del edificio es de 12m, se encuentra un valor de $T_a = 0.44 \text{ s}$.

$$T_a = C_t \cdot h^\alpha = 0.047 \cdot 12^{0.9} = 0.44 \text{ s} \quad (4)$$

4.5. Espectro de diseño y S_a

Conocido el valor del periodo fundamental (T_a) de la estructura se calcula el valor de la aceleración teniendo en cuenta que para este periodo S_a se encuentra en la parte de la meseta. Teniendo en cuenta lo anterior se calcula el valor de la aceleración de la siguiente manera:

$$S_a = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I = 2.5 \cdot 0.15 \cdot 1.3 \cdot 1 = 0.4875$$



4.6. Cortante en la base

El cortante en la base se calcula con la ecuación (A.4.3.1) de la NSR-10 como se muestra a continuación, en donde se tiene que $S_a = 0.4875$ (ver sección 4.5) y el peso del edificio $W = 14361.57 \text{ kN}$ (ver tabla 9)

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M = 0.4875 \cdot 14361.57 \text{ kN} = 7001.267 \text{ kN} \quad (5)$$

4.7. Distribución vertical de la fuerza sísmica

Teniendo en cuenta la sección A.4.3.2 se realiza la distribución del cortante sísmico en la base para cada piso de la estructura utilizando el coeficiente C_{vx} que se define de la siguiente manera:

$$C_{vx} = \frac{m_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot h_i^k)} \quad (6)$$

Donde se tiene que el coeficiente k , el cual se relaciona con el periodo fundamental T y para el caso de la estructura tiene un valor de $k = 1.0$ porque el periodo T_a es menor a 0.5. A partir de C_{vx} se obtiene la fuerza sísmica que se le aplica a cada uno de los pisos.

$$F_x = C_{vx} \cdot V_s \quad (7)$$

Al utilizar esta formulación y con los datos obtenidos anteriormente este procedimiento se resume en la siguiente tabla:

| Nivel | $m_x (W_x)$ | h_x | $m_x h_x^k$ | C_{vx} | $F_x (\text{kN})$ | $V_x (\text{kN})$ |
|----------|-------------|-------|------------------|--------------|-------------------|-------------------|
| Cubierta | 3104.45 | 12.1 | 37563.86 | 0.354 | 2475.66 | 2475.66 |
| 4° | 3752.37 | 9.1 | 34146.60 | 0.321 | 2250.44 | 4726.10 |
| 3° | 3752.37 | 6.1 | 22889.48 | 0.215 | 1508.54 | 6234.63 |
| 2° | 3752.37 | 3.1 | 11632.36 | 0.109 | 766.63 | 7001.27 |
| | | | 106232.31 | 1.000 | 7001.27 | |

Tabla 10: Distribución vertical de la fuerza sísmica

4.8. Torsión accidental

La torsión accidental se calcula suponiendo que la masa de casa piso está desplazada del centro de masa un 5 % de la longitud máxima en que se está analizando. Estas longitudes máximas se presentan en la tabla 11

La torsión accidental se encuentra multiplicando la fuerza horizontal y las longitudes máximas, como se presenta a continuación.



| | |
|-----|-------|
| Lx | 22.9 |
| Ly | 19.2 |
| eax | 1.145 |
| eay | 0.96 |

Tabla 11: Longitudes máximas para torsión accidental

| Nivel | Fx (kN) | Tx | Ty (kN) |
|----------|---------|---------|---------|
| Cubierta | 2475.66 | 2376.63 | 2834.63 |
| 4° | 2250.44 | 2160.42 | 2576.75 |
| 3° | 1508.54 | 1448.20 | 1727.27 |
| 2° | 766.63 | 735.97 | 877.80 |

Tabla 12: Valores de torsión accidental

4.9. Irregularidades en planta, altura y por ausencia de redundancia

4.9.1. Irregularidades en planta

Tipo 1aP y 1bP- irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema

Para determinar si se presenta irregularidad torsional o irregularidad torsional extrema se compara la deriva mayor con la deriva promedio en cada uno de los lados de la estructura como se presenta a continuación:

| | | $\Delta X(m)$ | $\Delta Y(m)$ |
|-------|----------|---------------|---------------|
| A1-A4 | | | |
| CUB | Promedio | 0.0217 | 0.0153 |
| | Relación | 1.00 | 1.14 |
| 4 | Promedio | 0.0285 | 0.0234 |
| | Relación | 1.00 | 1.12 |
| 3 | Promedio | 0.0297 | 0.0268 |
| | Relación | 1.00 | 1.09 |
| 2 | Promedio | 0.0168 | 0.0169 |
| | Relación | 1.00 | 1.07 |

Tabla 13: Comparación derivas para irregularidad torsional (A1-A4)



| | | $\Delta X(m)$ | $\Delta Y(m)$ |
|-------|----------|---------------|---------------|
| A1-D1 | | | |
| CUB | Promedio | 0.0212 | 0.0175 |
| | Relación | 1.02 | 1.00 |
| 4 | Promedio | 0.0281 | 0.0261 |
| | Relación | 1.02 | 1.00 |
| 3 | Promedio | 0.0294 | 0.0293 |
| | Relación | 1.01 | 1.00 |
| 2 | Promedio | 0.0167 | 0.0180 |
| | Relación | 1.00 | 1.00 |

Tabla 14: Comparación derivas para irregularidad torsional (A1-D1)

| | | $\Delta X(m)$ | $\Delta Y(m)$ |
|-------|----------|---------------|---------------|
| D1-D4 | | | |
| CUB | Promedio | 0.0207 | 0.0153 |
| | Relación | 1.00 | 1.14 |
| 4 | Promedio | 0.0277 | 0.0234 |
| | Relación | 1.00 | 1.12 |
| 3 | Promedio | 0.0292 | 0.0268 |
| | Relación | 1.00 | 1.09 |
| 2 | Promedio | 0.0167 | 0.0169 |
| | Relación | 0.02 | 0.02 |

Tabla 15: Comparación derivas para irregularidad torsional (D1-D4)



| | | $\Delta X(m)$ | $\Delta Y(m)$ |
|-------|----------|---------------|---------------|
| D4-A4 | | | |
| CUB | Promedio | 0.0212 | 0.0132 |
| | Relación | 1.02 | 1.00 |
| 4 | Promedio | 0.0281 | 0.0207 |
| | Relación | 1.02 | 1.00 |
| 3 | Promedio | 0.0294 | 0.0243 |
| | Relación | 1.01 | 1.00 |
| 2 | Promedio | 0.0167 | 0.0157 |
| | Relación | 1.00 | 1.00 |

Tabla 16: Comparación derivas para irregularidad torsional (D4-A4)

La máxima relación entre la deriva máxima y la deriva promedio es de 1.14, como este valor es menor a 1.2 se concluye que no se presenta irregularidad torsional.

Tipo 2P - Retrocesos en las esquinas

De acuerdo a la geometría de la losa se verifica que la estructura no presenta irregularidad por retrocesos en las esquinas, por lo cual el valor de $\phi = 1.0$

Tipo 3P- Irregularidad del diafragma

Como se muestra en los planos adjuntos a este documento, la estructura presenta diversos vacíos debido al ascensor, la escalera y los ductos. Sin embargo estos son menores al 50 % del área de cada piso, por lo que no se considera la irregularidad de diafragma.

Tipo 4P- Desplazamiento de los planos de Acción

No se presentan desplazamientos de los planos de acción porque las columnas transmiten el peso de manera continua desde la cubierta hasta el suelo.

Tipo 5P- Sistemas no paralelos No se presentan sistemas no paralelos en la estructura de acuerdo a la distribución geométrica de los ejes de la estructura.

Una vez verificado los tipos de irregularidades que se presentan se determina un coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía por irregularidades en planta de $\phi_p = 1.0$



4.9.2. Irregularidades en la altura

Tipo 1aA y 1bA - Piso flexible y Piso flexible extremo

Teniendo en cuenta que la altura del primer piso solo difiere en 10 *cm* con respecto a la de los demás pisos, no se presenta irregularidad por piso flexible.

Tipo 2A - Irregularidad en la distribución de masa

Debido a que la masa de entrepiso no es 1.5 veces mayor que la de cubierta no se presenta este tipo de irregularidad.

Tipo 3A - Irregularidad geométrica

De acuerdo a la distribución geométrica del sistema de resistencia sísmica de entrepisos y cubierta no se presenta una dimensión que sea mayor a 1.3 veces la dimensión del piso adyacente. Por lo que se determina que la estructura no presenta este tipo de irregularidad

Tipo 4A - Desplazamiento dentro del plano de acción

Como se menciona anteriormente, las columnas son continuas a lo largo de todos los pisos, por lo que no se presenta este tipo de irregularidad.

Tipo 5aA y 5bA - Piso débil y piso débil extremo

De acuerdo a la geometría de las plantas, la rigidez es similar en todos los pisos, por lo que no se considera irregularidad por piso débil.

Como no se presentan irregularidades en altura, se tiene que el coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura es igual a $\phi_a = 1$

4.9.3. Irregularidades por ausencia de redundancia

De acuerdo con el numeral A.3.3.8.2 de la NSR-10 no se tiene irregularidad por ausencia de redundancia debido a que no se presenta falta de repetición de elementos estructurales verticales por lo que no hay una pérdida de resistencia a momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de la viga mayor al 33 % de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso. Adicionalmente, no se produce ningún tipo de irregularidad torsional en planta extrema, por lo cual se considera un valor de $\phi_r = 1$

Para este ejercicio se diseñaron todas las zapatas como zapatas concéntricas. En donde la carga total transmitida al terreno corresponde a la suma de las carga P_D y P_L y el peso propio de la zapata, que se asumió como un incremento del 10 % al valor anterior. A continuación se desarrolla una muestra de calculo con la zapata A1:

$$\sum P = P_T + W_{pp}$$



$$P_T = P_D + P_L$$

$$\sum P = (P_D + P_L) + W_{pp} = (P_D + P_L) \cdot (1.1) = (568.957kN + 90.537kN) \cdot (1.10) = 725.443kN$$

Con $\sum P$ calculado, se determinó el área mínima que debería tener la zapata en su base.

$$A = \frac{\sum P}{\sigma_{adm}} = \frac{725.443kN}{220 \text{ kPa}} = 3.30 \text{ m}^2$$

Sabiendo que el área de las zapatas corresponde a:

$$A = B^2$$

Utilizando un despeje de esta ecuación es posible determinar el la longitud, B , de la zapatas:

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{3.30 \text{ m}^2} = 1.82 \text{ m}$$

Lo cual, para cumplir con medidas constructivas se redondeo a $1.80m$. Seguidamente se recalculo de nuevo el valor del área de la zapata. Para la altura se propuso que todas las zapatas tengan para H_1 y H_2 , una medida de $0.35m$. Obteniendo así una altura total, H , de:

$$H = H_1 + H_2 = 0.35 \text{ m} + 0.35 \text{ m} = 0.7 \text{ m}$$

Ahora con la altura H , para un diámetro de barra correspondiente a la No. 7, y un recubrimiento, r de $0.075m$, la altura efectiva d , es igual a:

$$d = H - r - \phi_{\#7} = 700 \text{ mm} - 75 \text{ mm} - 22.2 \text{ mm} - \frac{22.2 \text{ mm}}{2} = 0.6139m$$

EL procedimiento descrito, se hace de manera igual para cada una de las zapatas del proyecto. A continuación se muestra el dimensionamiento resumido de todas las zapatas del proyecto.

4.10. Cortante en dos direcciones

Para el cortante en dos direcciones, se determinan los valores de los lados l_{ox} , l_{oy} , el perímetro de falla b_o y también las longitudes de los voladizos l_{vx} y l_{vy} , como se muestra a continuación, respectivamente:

$$l_{ox} = \frac{d}{2} \cdot 2 + \text{Ancho } x \text{ de la columna} = \frac{0.6139 \text{ m}}{2} \cdot 2 + 0.7m = 1.31 \text{ m}$$

$$l_{oy} = \frac{d}{2} \cdot 2 + \text{Ancho } y \text{ de la columna} = \frac{0.6139 \text{ m}}{2} \cdot 2 + 0.6m = 1.21 \text{ m}$$

$$b_o = 2 \cdot l_{ox} + 2 \cdot l_{oy} = 2 \cdot (1.31) + 2 \cdot (1.21) = 5.06 \text{ m}$$

$$l_{vx} = \frac{B - \text{Ancho } x \text{ de Columna}}{2} = \frac{1.80 \text{ m} - 0.7 \text{ m}}{2} = 0.55 \text{ m}$$



$$l_{vy} = \frac{B - \text{Ancho y de Columna}}{2} = \frac{1.80 \text{ m} - 0.6 \text{ m}}{2} = 0.60 \text{ m}$$

Para determinar el valor de P_u para el diseño de la zapata, según B.2.4 se debe usar la siguiente combinación:

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L = 1.2 \cdot (568.957 \text{ kN}) + 1.6 \cdot (90.537 \text{ kN}) = 827.6 \text{ kN}$$

Se procede a calcular el esfuerzo que actúa sobre la base debido a la carga mayorada.

$$\sigma = \frac{P_u}{B^2} = \frac{827.6 \text{ kN}}{3.24 \text{ m}^2} = 255.4 \text{ kN/m}^2$$

Luego, se calcula el valor de cortante último V_u el cual se compara posteriormente con la resistencia del concreto para determinar si es necesario o no reforzar a cortante.

$$V_u = \sigma \cdot (A_g - A_o) = \sigma_u \cdot (B^2 - (l_{ox} * l_{oy})) = 255.4 \text{ kN/m}^2 \cdot (3.24 \text{ m}^2 - (1.31 \text{ m} * 1.21 \text{ m})) = 420.20 \text{ kN}$$

Ahora, resulta necesario calcular el cortante que soporta el concreto, V_c , para lo cual se debe conocer primero la altura de la zapata a una distancia $d/2$, respecto a la cara del apoyo, la cual se denomina como d_1 . Posteriormente se utilizan tres ecuaciones para determinar la resistencia al cortante y de estas se escoge el valor mínimo obtenido para V_c .

$$V_{c1} = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_1$$

$$V_{c2} = 0.083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d_1}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_1$$

$$V_{c1} = 0.33 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_1$$

Entonces:

$$V_{c1} = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{0.85}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{28 \text{ MPa}} \cdot 5.06 \text{ m} \cdot 0.4186 \text{ m} = 5166.81 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = 0.083 \cdot \left(\frac{40 \cdot 0.4186 \text{ m}}{5.06 \text{ m}} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{28 \text{ MPa}} \cdot 5.06 \text{ m} \cdot 0.4186 \text{ m} = 4936.64 \text{ kN}$$

$$V_{c1} = 0.33 \cdot 1 \cdot \sqrt{28 \text{ MPa}} \cdot 5.06 \text{ m} \cdot 0.4186 \text{ m} = 3695.15 \text{ kN}$$

Por lo que:

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 3695.15 \text{ kN} = 2771.4 \text{ kN}$$

entonces se considera que no se necesita refuerzo a cortante mediante el análisis de cortante en dos direcciones.



4.11. Cortante como viga

Para el análisis del cortante de la zapata como viga es necesario primero calcular la capacidad portante de la zapata W_u , Como se muestra a continuación:

$$W_u = \sigma_u \cdot B = 250 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.80 \text{ m} = 459.8 \text{ kN/m}$$

Se determina el cortante último V_u , que actúa sobre la base.

$$V_u = W_u \cdot \left(\frac{B}{2} - \frac{\text{Ancho } x \text{ de la columna}}{2} - d \right) = 459.8 \text{ kN/m} \cdot (0.55 \text{ m} - 0.6139 \text{ m}) = -29.38 \text{ kN}$$

Es necesario definir la altura de la zapata a una distancia d respecto al apoyo, dicha altura para el presente análisis se denominará d_2 .

$$\phi V_c = \phi 0.17 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d_2$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 0.17 \cdot (1) \sqrt{28 \text{ MPa}} \cdot 1.80 \text{ m} \cdot 0.4504 \text{ m} = 546.9$$

Como $\phi V_c > V_u$, se considera que no es necesario reforzar a cortante la zapata mediante el análisis de cortante como viga. El procedimiento descrito, se hace de manera igual para cada una de las zapatas del proyecto.

4.12. Diseño a flexión

Considerando el momento de diseño como el momento ultimo de trabajo, M_u , el cual se calcula como:

$$M_u = \frac{W_u \cdot l_{vx}^2}{2} = \frac{459.2 \text{ kN/m} \cdot (0.55 \text{ m})^2}{2} = 69.54 \text{ kNm}$$

De esta manera se procede a calcular el valor de la cuantía de refuerzo a flexión:

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.62 \cdot M_u}{B \cdot d^2 \cdot f'_c}} \right] \cdot \frac{f'_c}{1.18 f_{yt}}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.62 \cdot 69.54 \text{ kNm}}{1.82 \text{ m} \cdot (0.6139 \text{ m})^2 \cdot 28 \cdot 10^3 \text{ kPa}}} \right] \cdot \frac{28 \text{ MPa}}{1.18(420 \text{ MPa})} = 0.0033$$

Luego se determina el esfuerzo a flexión como:

$$A_s = \rho \cdot B \cdot d = 0.0033 \cdot 1.80 \text{ m} \cdot 0.6139 \text{ m} \cdot 10^6 = 3683.4 \text{ mm}^2$$

Se debe comparar dicho valor del refuerzo obtenido con el valor mínimo calculado para una cuantía minia de refuerzo, como:

$$A_s = 0.0018 \cdot B \cdot d = 0.0018 \cdot 1.80 \text{ m} \cdot 0.6139 \text{ m} \cdot 10^6 = 2268 \text{ mm}^2$$



Como el valor de refuerzo mínimo es inferior al requerido, se debe determinar la cantidad de barras para el requerido, en otro caso se debe elegir el mayor de los dos. Para garantizar al menos los 3683.4 mm^2 de refuerzo se proponen 7 barras No. 10, para tener un área de refuerzo efectiva de 3870 mm^2 . El procedimiento descrito, se hace de manera igual para cada una de las zapatas del proyecto. A continuación se muestra el resumen de los valores obtenidos para cada zapatas del proyecto

5. Viga de amarre

Para el diseño de las vigas de amarre, se tienen en cuenta 3 criterios para el cálculo de refuerzo longitudinal y transversal.

- Amarre sísmico (compresión y tracción).
- Para control de asentamientos diferenciales.
- Momentos de empotramiento de columnas.

Además se deben conocer las cargas axiales ultimas, P_u de cada una de las columnas:

| COLUMNA | P_u (kN) |
|---------|------------|
| A1 | 827.6076 |
| A2 | 2098.5588 |
| A3 | 2108.1896 |
| A4 | 843.2288 |
| B1 | 982.4728 |
| B2 | 2685.9752 |
| B3 | 3127.9628 |
| B4 | 1900.7932 |
| C1 | 998.8048 |
| C2 | 2765.092 |
| C3 | 3215.848 |
| C4 | 2105.2624 |
| D1 | 1108.2608 |
| D2 | 2405.9752 |
| D3 | 2403.31 |
| D4 | 1351.896 |

Tabla 17: Cargas axiales de cada Columna que llega a la cimentación



El criterio de amarre sísmico sirve para verificar la cantidad de refuerzo mínimo longitudinal. Mientras con el asentamiento diferencial y los momentos de empotramiento de las columnas se determina el momento y cortante aplicados en las vigas, que tienen como fin poder calcular el refuerzo necesario.

5.1. Criterio de amarre sísmico

Siguiendo los requerimientos establecidos en A.3.6.4.2. *vigas de amarre en la cimentación*, de la NSR-10. Se tiene que para la carga máxima axial modelada:

$$\Delta P_u = 0.25 \cdot A_a \cdot P_u$$

$$\Delta P_u = 0.25 \cdot 0.15 \cdot 3215.85 kN = 120.60 kN$$

■ Compresión

$$\phi P_{n_{max}} = \phi \cdot 0.75 \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st})) + A_{st} f_y$$

$$\phi P_{n_{max}} = \phi \cdot 0.75 \cdot (0.85 \cdot 28 MPa \cdot ((0.5 m \cdot 0.65 m) - (1548 mm^2 \cdot 2)) + (1548 mm^2 \cdot 2) \cdot 420 MPa$$

$$\phi P_{n_{max}} = 4368.8 kN$$

■ Tracción

$$\phi P_{n_{max}} = \phi \cdot A_{st} \cdot f_y$$

$$\phi P_{n_{max}} = 0.9 \cdot 3096 mm^2 \cdot 420 MPa = 1170.3 kN$$

En ambos casos los valores para compresión y tracción son mayores a $0.25A_a$ la carga vertical total del elemento que tiene la mayor carga. Por lo que se cumple con el requisito de A.3.6.4.2

5.2. Control de asentamientos diferenciales

Por medio del uso de la herramienta SAP 2000, se construye una cuadrícula con apoyos de segundo orden. Para las cargas en el modelo se toma el 15 % de las cargas totales obtenidas para cada columna. igualmente para el análisis del modelo se procedió a hacer varias simulaciones removiendo en cada una un apoyo distinto. Se decide diseñar la viga de amarre C, debido a que esta es la que presenta la mayor carga

| | Pu | | | | | 0.15Pu - Cargas del modelo | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|---|----------------------------|-----------|-----------|-----------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| A | 827.6076 | 2098.5588 | 2108.1896 | 843.2288 | A | 124.14114 | 314.78382 | 316.22844 | 126.48432 |
| B | 982.4728 | 2685.9752 | 3127.9628 | 1900.7932 | B | 147.37092 | 402.89628 | 469.19442 | 285.11898 |
| C | 998.8048 | 2765.092 | 3215.848 | 2105.2624 | C | 149.82072 | 414.7638 | 482.3772 | 315.78936 |
| D | 1108.2608 | 2405.9752 | 2403.31 | 1351.896 | D | 166.23912 | 360.89628 | 360.4965 | 202.7844 |

Tabla 18: Esquema y distribución de Columnas y sus respectivas cargas