



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERÍA

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN  
PÓRTICO ESPECIAL DE HORMIGÓN  
ARMADO DE ACUERDO AL ACI 318-19**

**MARWIN DOUGLAS MENDOZA LARICO**

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de  
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:  
**MATIAS ANDRES HUBE**

Santiago de Chile, junio 2023.

A Dios, a mi familia, a mis amigos, a todos ellos por su apoyo y motivación constante, de la misma forma a los amigos que ya no están, pero cuya huella y dirección nos han permitido lograr este sueño.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mi profesor guía, Matías Hube, por su permanente ayuda, disposición y paciencia. Quisiera agradecer también al profesor Néstor Suca y a mis compañeros de trabajo por su apoyo en el ámbito laboral.

Muchas gracias también a mis compañeros de magister del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia por los buenos momentos compartidos y por generar un espacio de trabajo tan grato durante todo este tiempo. Agradezco a mi familia, en especial a mi madre, por su apoyo durante los años en el Magister.

## INDICE GENERAL

|  | Pág. |
|--|------|
| DEDICATORIA.....                       | ii   |
| AGRADECIMIENTOS .....                  | iii  |
| INDICE DE TABLAS .....                 | v    |
| INDICE DE FIGURAS.....                 | vi   |
| RESUMEN.....                           | vii  |
| ABSTRACT .....                         | viii |
| I. INTRODUCCIÓN.....                   | 9    |
| I.1 OBJETIVO .....                     | 10   |
| II. EDIFICIO DE ESTUDIO.....           | 11   |
| II.1 Descripción de la Vivienda .....  | 11   |
| II.2 Modelo Estructural.....           | 12   |
| III. ANALISIS ESTRUCTURAL.....         | 14   |
| III.1 Cargas.....                      | 14   |
| III.2 Análisis Sísmico.....            | 16   |
| IV. DISEÑO.....                        | 21   |
| IV.1 Diseño de vigas.....              | 21   |
| IV.2.1 Diseño a flexión .....          | 21   |
| IV.1.2 Diseño a Corte .....            | 24   |
| IV.2 Diseño de Columnas .....          | 28   |
| IV.2.1 Diseño a flexo compresión ..... | 28   |
| IV.2.2 Diseño a corte .....            | 30   |
| V. CONCLUSIONES.....                   | 34   |
| BIBLIOGRAFIA.....                      | 35   |

## INDICE DE TABLAS

|   | Pág. |
|---|------|
| Tabla 1 Periodos y porcentajes de participación de masa.....        | 16   |
| Tabla 2 Corte basal mínimo y máximo .....                           | 18   |
| Tabla 3 Solicitaciones máximas en la viga crítica .....             | 19   |
| Tabla 4 Solicitaciones máximas en la columna crítica .....          | 20   |
| Tabla 5 Envolvente de diseño de la viga.....                        | 21   |
| Tabla 6 Procedimiento de diseño a flexión .....                     | 22   |
| Tabla 7 Procedimiento de diseño a corte .....                       | 26   |
| Tabla 8 Verificación de la resistencia a flexión de la columna..... | 29   |
| Tabla 9 Procedimiento de diseño a corte en columnas .....           | 32   |

## INDICE DE FIGURAS

| Pág. |  |
|------|--|
|      | Figura 1 Planta típica del edificio ..... 11   |
|      | Figura 2 Esquema de elevación eje B-B ..... 12   |
|      | Figura 3 Modelamiento del marco B-B..... 13  |
|      | Figura 4 Espectro de diseño ..... 17   |
|      | Figura 5 Elementos con solicitaciones máximas..... 19  |
|      | Figura 6 Cálculo del cortante de diseño (ACI 318-19) ..... 24                                      |
|      | Figura 7 Espectro para obtener el parámetro $S_{DS}$ (SAP2000)..... 25                             |
|      | Figura 8 Condiciones para que $V_c=0$ ..... 25   |
|      | Figura 9 Sección transversal y armadura de la viga crítica del pórtico..... 27                     |
|      | Figura 10 Selección de la columna crítica ..... 28   |
|      | Figura 11 Distribución del acero longitudinal..... 29  |
|      | Figura 12 Curva de interacción y solicitaciones de carga de la columna 70x70 (SAP2000)<br>..... 30 |
|      | Figura 13 Curva de interacción 70x70 (Elaboración propia)..... 30                                  |
|      | Figura 14 Cálculo del cortante de diseño para columnas (ACI 318-19)..... 31                        |
|      | Figura 15 Sección transversal y armadura de las columnas del pórtico..... 33                       |

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación resume el diseño sísmico de un edificio de hormigón armado de 10 niveles, estructurado a base de pórticos, y ubicado en la ciudad de Santiago de Chile. La primera etapa para el análisis y diseño del edificio es el pre dimensionamiento, determinación de las cargas y su combinación. Para el presente trabajo, esta etapa se considera ya conocida, debido a que el objetivo principal del trabajo es realizar el diseño del edificio de acuerdo a la norma ACI 318 – 19.

El análisis estructural del edificio se realiza utilizando el programa computacional SAP2000, y considerando un pórtico representativo del edificio. El modelamiento de la estructura considera elementos longitudinales rectos interconectados de acuerdo a la geometría del edificio y considerando diafragmas rígidos por piso.

El diseño sísmico del edificio se realiza en base a los resultados obtenidos en el análisis, y considerando el marco como un pórtico especial resistente a momentos, de acuerdo a la clasificación del ACI 318-19. El diseño se realiza también en función a los criterios estructurales de la norma Nch433.

**Palabras claves:** Vigas, columnas, SAP2000, ACI 318-19, diseño, análisis sísmico

## **ABSTRACT**

This research paper summarizes the seismic design of a 10-story reinforced concrete building, structured on the basis of porticoes, and located in the city of Santiago de Chile. The first stage for the analysis and design of the building is the pre-dimensioning, determination of the loads and their combination. For the present work, this stage is considered already known, since the main objective of the work is to carry out the design of the building according to the ACI 318-19 standard.

The structural analysis of the building is carried out using the SAP2000 computer program, and considering a representative frame of the building. The modeling of the structure considers interconnected straight longitudinal elements according to the geometry of the building and considering rigid diaphragms per floor.

The seismic design of the building is carried out based on the results obtained in the analysis, and considering the frame as a special moment-resistant frame, according to the ACI 318-19 classification. The design is also carried out based on the structural criteria of the Nch433 standard.

**Keywords:** beams, columns, SAP2000, ACI 318-19, design, análisis.

## I. INTRODUCCIÓN

La filosofía del diseño sísmico es muy conocida y ampliamente adoptada en la mayoría de países con riesgo sísmico. Consiste básicamente en que un edificio debe resistir sin daños eventos sísmicos que ocurren frecuentemente. Por otro lado, señala que los edificios pueden sufrir daños severos e incluso demolerse posterior a un sismo severo, siempre y cuando se garantice que la estructura no colapse. Estos dos enunciados justifican el uso de esta filosofía, ya que busca el equilibrio del costo de diseño de una estructura, considerando que el diseño para un sismo severo requeriría un elevado costo de diseño. Los daños causados por los sismos han llevado al desarrollo e implementación de normas o procedimientos de diseño. Sin embargo, la implementación de las normas no ha avanzado conjuntamente con la filosofía de diseño sísmico. Las estructuraciones arquitectónicas también son un problema, ya que no consideran la gravedad que los efectos sísmicos causan a las edificaciones. Aunado a esto, están los problemas de control en los procesos de diseño y construcción, así como el desconocimiento o incertidumbre del sismo más severo que puede ocurrir durante la vida útil de la edificación.

La ductilidad y la resistencia lateral son dos conceptos fundamentales para el diseño sísmico. La ductilidad es la capacidad de deformación de una estructura que le permite la absorción y disipación de energía frente a sollicitaciones dinámicas. La resistencia lateral se refiere a la capacidad resistente horizontal que desarrolla una estructura antes de colapsar.

La experiencia chilena opta por proveer una alta resistencia y una baja o moderada ductilidad, y los resultados han sido satisfactorios con respecto a otras experiencias, motivo por el cual el diseño se realizará siguiendo los lineamientos de la norma chilena.

## **I.1 OBJETIVO**

El objetivo del presente trabajo es diseñar un edificio de pórticos de hormigón para que resista las diferentes solicitaciones de carga, sobre todo la sísmica. Para ello, primero se desarrolla un modelo computacional a través del programa SAP2000, que permite determinar los esfuerzos y deformaciones del edificio. En esta etapa se verificará los lineamientos y limitaciones que entrega la norma NCh433. Posterior al análisis se realiza el diseño de los elementos viga y columna de acuerdo a la norma ACI 318-19.

## II. EDIFICIO DE ESTUDIO

### II.1 Descripción de la Vivienda

El edificio en estudio es un edificio ficticio de 10 pisos y de tipo habitacional. El edificio está estructurado con pórticos de hormigón armado y se asume que está ubicado en la comuna de San Joaquín de Santiago de Chile. Se asume también que se encuentra fundado en un suelo gravoso tipo C, según la normativa chilena (NCh 433).

La estructuración en planta del edificio es uniforme en ambas direcciones, está compuesta por columnas distribuidas en vanos de 6 y 8 m y cada planta tiene una superficie total de 576 m<sup>2</sup>, tal como se muestra en la figura 1.

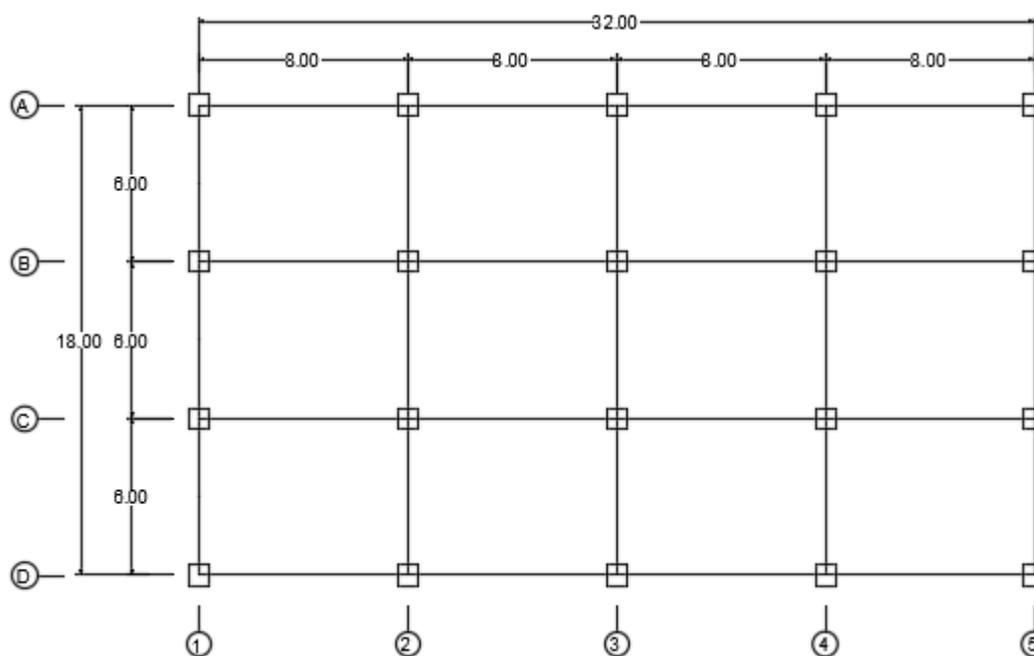


Figura 1 Planta típica del edificio

La Figura 2 muestra el esquema de la elevación del eje B-B, el cual se diseña en este trabajo. La altura de entrepiso es de 3.0 m y la altura total del edificio es de 30 m desde el

nivel de piso terminado. Las vigas del edificio tienen una altura de 65 cm y un ancho de 30 cm. Las columnas son de 70x70 cm para todos los niveles.

Para fines del presente trabajo se considera sólo el marco B-B del edificio, el cual se diseña en este trabajo. Al ser una estructura conformada por pórticos de hormigón armado, la resistencia ante cargas sísmicas la provee las vigas y columnas, las cuales son diseñadas de acuerdo a la normativa ACI 318-19.

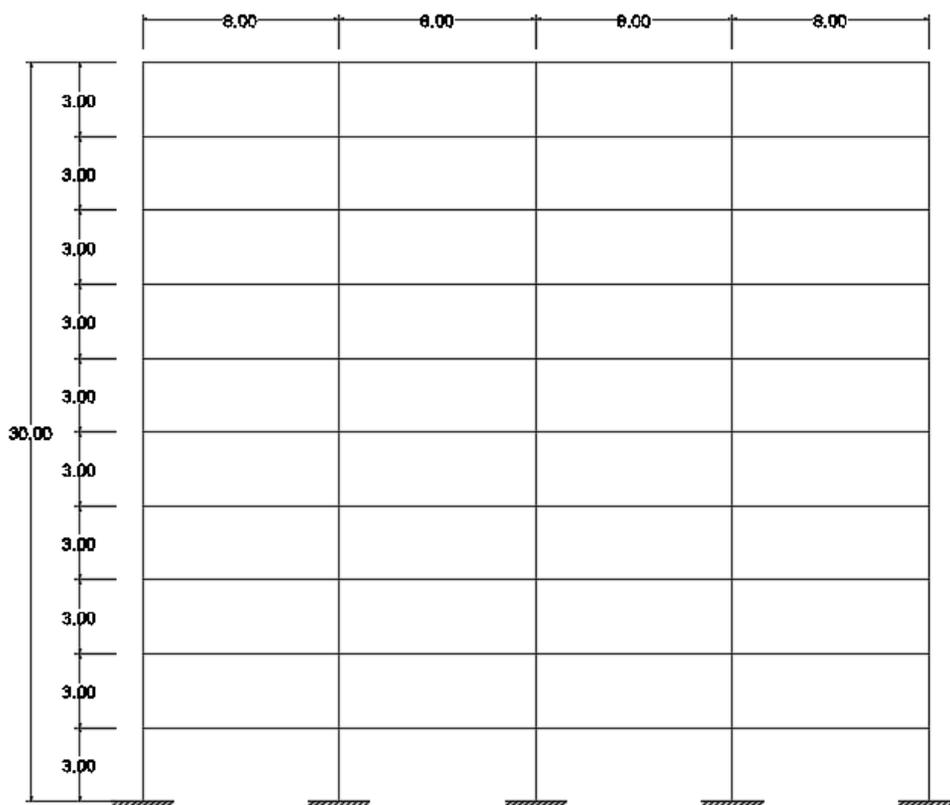


Figura 2 Esquema de elevación eje B-B

## II.2 Modelo Estructural

El marco del edificio de estudio de 10 pisos se modeló utilizando el programa SAP2000. Las losas no se modelaron directamente y se asignaron diafragmas rígidos por piso para reducir el número de grados de libertad. Las vigas y columnas se modelaron utilizando las

secciones mencionadas en el capítulo II.1 y como elementos tipo frame, como se muestra en el esquema del eje B-B de la figura 3. Se consideró una conexión suelo-estructura de tipo empotrado. Para simular el hormigón se consideró una resistencia a la compresión de  $f'_c=30$  Mpa y un módulo de elasticidad de  $E=261539$  kg/cm<sup>2</sup> de acuerdo al ACI 318-19 y a la ecuación 2.1. Para el acero se usó el A630-420H con  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f_u= 6300$  kg/cm<sup>2</sup>.

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \tag{2.1}$$

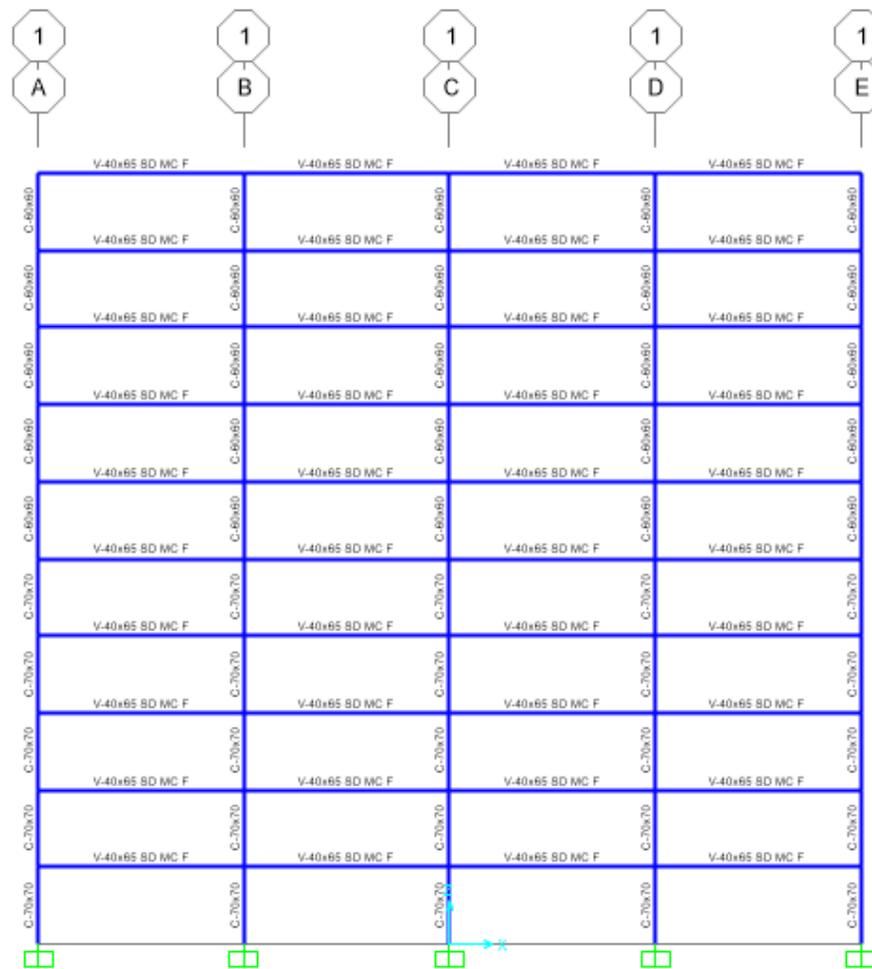


Figura 3 Modelamiento del marco B-B

### III. ANALISIS ESTRUCTURAL

#### III.1 Cargas

Las cargas gravitacionales consideradas para el análisis son el peso propio o carga muerta y las sobrecargas de uso de acuerdo a la norma NCh 1537. La carga muerta corresponde al peso propio de la estructura y los demás elementos adicionales como acabados y tabiquerías. Como carga muerta se utilizó una carga distribuida de 3.0 tonf/m sobre las vigas. Esta carga distribuida considera una presión de 500 kg/m<sup>2</sup> en un ancho tributario de 6 m sobre las vigas. Adicionalmente se considera el peso propio de las vigas y las columnas. Este peso fue calculado en forma automática en SAP2000 utilizando una densidad de 2.4 ton/m<sup>3</sup>. La carga muerta total del pórtico analizado es de 1337 tonf.

La carga viva o sobrecarga que establece la norma NCh1537 para este tipo de edificación es de 200 kg/m<sup>2</sup>. Por simplicidad, esta misma carga viva también se utiliza para el techo. Al considerar el ancho tributario de 6 m, se obtiene una sobrecarga lineal total de 1.2 tonf/m sobre las vigas. La carga viva total del pórtico analizado es de 384 tonf.

La carga sísmica sobre la estructura se determina utilizando un análisis modal espectral de acuerdo a la Norma NCh433, la sección 6.3 de la norma define el espectro de diseño de pseudo aceleraciones mediante:

$$S_a = \frac{S * A_o * \alpha}{(R'/I)} \quad (3.1)$$

Donde:

I: Corresponde al coeficiente de importancia determinado según el destino de la estructura.

Ao: Es la aceleración efectiva de acuerdo a la zonificación sísmica de la norma NCh433.

$R'$ : El factor de reducción de la respuesta que se calcula para cada dirección de análisis y que depende del periodo fundamental de la estructura en la dirección considerada.

$\alpha$ : Un factor de amplificación que se determina para cada modo de vibrar de la estructura mediante:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p} \quad (3.2)$$

Donde:

$T_n$  = Periodo de vibración del modo n

$T^*$  = Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis

$P$  = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación

El factor de reducción de respuesta  $R'$  se determinan a partir de la siguiente expresión:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1 + \frac{T^*}{R_o}} \quad (3.3)$$

Donde:

$T_o$ : Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación

$T^*$ : Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección del análisis.

$R_o$ : Valor para la estructura que se establece de acuerdo al tipo de estructuración y materialidad.

El espectro de pseudo aceleraciones obtenido y definido según la ecuación 2.2 se muestra más adelante. Las combinaciones de carga para diseñar la estructura se obtuvieron de la norma NCh3171. Las combinaciones de carga que se consideran en este trabajo son:

1.  $U_1=1.4D$
2.  $U_2=1.2D + 1.6L$

$$3. U_3=1.4D + 1.0L \pm 1.4E$$

$$4. U_3=0.9D \pm 1.4 E.$$

### III.2 Análisis Sísmico

En esta sección se determina el peso sísmico de la estructura y se describe el análisis modal espectral realizado para diseñar el edificio. El peso sísmico de la estructura se definió considerando la carga muerta y un 25% de las sobrecargas. El peso sísmico obtenido es 1432.52 ton, equivalente a 0.75 ton/m<sup>2</sup>. La tabla 1 muestra los periodos y porcentajes de participación de masa para los 5 primeros modos de vibración de la estructura.

Tabla 1 Periodos y porcentajes de participación de masa

| Periodos y porcentajes de participación de masa modal |             |      |       |
|---|-------------|------|-------|
| Modo  | Periodo (s) | UX   | SumUX |
| 1   | 1.27        | 0.80 | 0.80  |
| 2   | 0.40        | 0.10 | 0.90  |
| 3   | 0.22        | 0.04 | 0.94  |
| 4   | 0.14        | 0.02 | 0.96  |
| 5   | 0.12        | 0.00 | 0.96  |

El análisis modal espectral de la estructura de base fija empotrada se realiza cargando la estructura mediante el espectro de diseño mostrado en la figura 4. Los parámetros utilizados para la obtención del espectro reducido de diseño son los siguientes:

- ✓ Para el tipo de suelo C se tiene:

| Tipo de Suelo | S    | To (s) | T'(s) | n   | p   |
|---------------|------|--------|-------|-----|-----|
| C             | 1.05 | 0.4    | 0.45  | 1.4 | 1.6 |

- ✓ Según la categoría del edificio se tiene:

| Categoría del Edificio | I |
|------------------------|---|
| II                     | 1 |

- ✓ De acuerdo a la zona sísmica:

| Zona Sísmica | Ao    |
|--------------|-------|
| 2            | 0.3 g |

- ✓ Los valores máximos de los factores de modificación de la respuesta para pórticos de hormigón armado:

| R | Ro |
|---|----|
| 7 | 11 |

El espectro elástico y el espectro reducido se muestran en la figura 4.

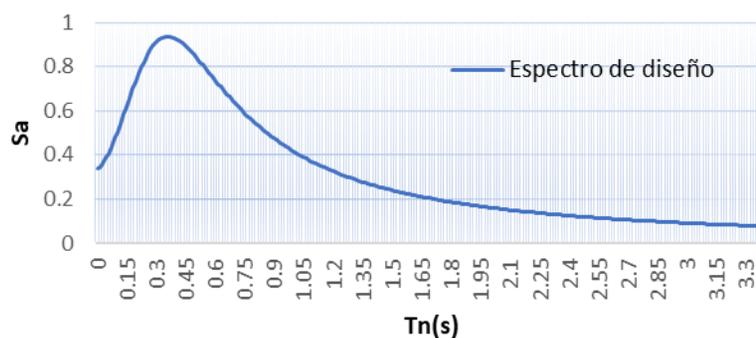


Figura 4 Espectro de diseño

El análisis modal espectral realizado considera los 5 primeros modos, ya que con estos se alcanza un porcentaje de participación de masa del 96%, el cual es mayor que 90% requerido por la norma NCh433 sección 6.3. Los modos se combinaron utilizando el método CQC. El cortante basal resultante es de 37.70 tonf, lo que equivale a 2.63% del peso sísmico.

#### **Limitaciones del esfuerzo de corte basal:**

Los esfuerzos de corte basal están limitados por la norma NCh433 de acuerdo a la sección 6.3 mediante las ecuaciones 3.4 a y b.

$$C_{m\acute{a}x} = \frac{0.35SAo}{g} \quad C_{m\acute{i}n} = \frac{AoS}{6g} \quad (3.4 \text{ a y b})$$

El procedimientos y parámetros de cálculo para la obtención del corte basal mínimo y máximo se muestran en la tabla 2. Los valores obtenidos son de 75.21 ton para el mínimo y 157.93 ton para el máximo, de donde se observa que el corte basal del edificio está por debajo del mínimo. La corrección del corte basal se realizó multiplicando la sollicitación sísmica por un factor  $Q_{\text{mín}}/V_{\text{basal}} = 75.21/37.7 = 2$ , de manera que se alcance el corte basal mínimo.

Tabla 2 Corte basal mínimo y máximo

|              |        |      |                    |
|--------------|--------|------|--------------------|
| <b>n=</b>    | 1.4    |      |                    |
| <b>S=</b>    | 1.05   |      |                    |
| <b>Ao=</b>   | 0.3    | g    |                    |
| <b>R=</b>    | 7      |      |                    |
| <b>T'=</b>   | 0.45   | s    |                    |
| <b>T*=</b>   | 1.27   | s    |                    |
| <b>C=</b>    | 0.03   |      |                    |
| <b>Cmáx=</b> | 0.11   |      |                    |
| <b>Cmín=</b> | 0.05   |      |                    |
| <b>Qmáx=</b> | 157.93 | tonf | Corte basal máximo |
| <b>Qmín=</b> | 75.21  | tonf | Corte basal mínimo |
| <b>Q=CIP</b> | 41.48  |      |                    |

Para el diseño es necesario seleccionar los elementos con mayores sollicitaciones, para el edificio se selecciona la viga con etiqueta 59 y la columna con etiqueta 11, tal como se muestra en la figura 5. Las tablas 3 y 4 muestran los resultados del análisis para la viga y columna.



Figura 5 Elementos con solicitaciones máximas

Tabla 3 Solicitaciones máximas en la viga crítica

| Resultados del Análisis para la Viga |              |              |      |              |                 |  |
|--------------------------------------|--------------|--------------|------|--------------|-----------------|--|
| Elemento                             | Distancia(m) | Combinación  | Tipo | Corte (tonf) | Momento (ton-m) |  |
| Text                                 | m            | Text         | Text | Tonf         | Tonf-m          |  |
| 59                                   | 0            | 1.4D         |      | -20.60       | -27.84          |  |
| 59                                   | 2.5          | 1.4D         |      | -7.92        | 7.81            |  |
| 59                                   | 4            | 1.4D         |      | -0.30        | 13.97           |  |
| 59                                   | 5.5          | 1.4D         |      | 7.31         | 8.72            |  |
| 59                                   | 8            | 1.4D         |      | 19.99        | -25.41          |  |
| 59                                   | 0            | 1.2D+1.6L    |      | -25.45       | -34.40          |  |
| 59                                   | 2.5          | 1.2D+1.6L    |      | -9.78        | 9.64            |  |
| 59                                   | 4            | 1.2D+1.6L    |      | -0.38        | 17.26           |  |
| 59                                   | 5.5          | 1.2D+1.6L    |      | 9.03         | 10.77           |  |
| 59                                   | 8            | 1.2D+1.6L    |      | 24.70        | -31.39          |  |
| 59                                   | 0            | 1.2D+1L+1.4E | Max  | -14.25       | 3.19            |  |
| 59                                   | 2.5          | 1.2D+1L+1.4E | Max  | -0.38        | 21.48           |  |
| 59                                   | 4            | 1.2D+1L+1.4E | Max  | 7.95         | 15.80           |  |
| 59                                   | 5.5          | 1.2D+1L+1.4E | Max  | 16.27        | 21.43           |  |
| 59                                   | 8            | 1.2D+1L+1.4E | Max  | 30.14        | 4.80            |  |
| 59                                   | 0            | 1.2D+1L+1.4E | Min  | -30.81       | -64.09          |  |
| 59                                   | 2.5          | 1.2D+1L+1.4E | Min  | -16.94       | -4.41           |  |
| 59                                   | 4            | 1.2D+1L+1.4E | Min  | -8.61        | 14.75           |  |
| 59                                   | 5.5          | 1.2D+1L+1.4E | Min  | -0.29        | -2.36           |  |
| 59                                   | 8            | 1.2D+1L+1.4E | Min  | 13.59        | -60.38          |  |
| 59                                   | 0            | 0.9D+1.4E    | Max  | -4.97        | 15.74           |  |
| 59                                   | 2.5          | 0.9D+1.4E    | Max  | 3.19         | 17.96           |  |
| 59                                   | 4            | 0.9D+1.4E    | Max  | 8.08         | 9.50            |  |
| 59                                   | 5.5          | 0.9D+1.4E    | Max  | 12.98        | 17.50           |  |
| 59                                   | 8            | 0.9D+1.4E    | Max  | 21.13        | 16.26           |  |
| 59                                   | 0            | 0.9D+1.4E    | Min  | -21.52       | -51.54          |  |
| 59                                   | 2.5          | 0.9D+1.4E    | Min  | -13.37       | -7.92           |  |
| 59                                   | 4            | 0.9D+1.4E    | Min  | -8.47        | 8.46            |  |
| 59                                   | 5.5          | 0.9D+1.4E    | Min  | -3.58        | -6.29           |  |
| 59                                   | 8            | 0.9D+1.4E    | Min  | 4.57         | -48.92          |  |
| 59                                   | 0            | Envolvente   | Max  | -4.97        | 15.74           |  |
| 59                                   | 2.5          | Envolvente   | Max  | 3.19         | 21.48           |  |
| 59                                   | 4            | Envolvente   | Max  | 8.08         | 17.26           |  |
| 59                                   | 5.5          | Envolvente   | Max  | 16.27        | 21.43           |  |
| 59                                   | 8            | Envolvente   | Max  | 30.14        | 16.26           |  |
| 59                                   | 0            | Envolvente   | Min  | -30.81       | -64.09          |  |
| 59                                   | 2.5          | Envolvente   | Min  | -16.94       | -7.92           |  |
| 59                                   | 4            | Envolvente   | Min  | -8.61        | 8.46            |  |
| 59                                   | 5.5          | Envolvente   | Min  | -3.58        | -6.29           |  |
| 59                                   | 8            | Envolvente   | Min  | 4.57         | -60.38          |  |

Tabla 4 Solicitaciones máximas en la columna crítica

| Resultados del análisis de la columna |               |              |      |              |                  |
|---------------------------------------|---------------|--------------|------|--------------|------------------|
| Elemento                              | Distancia (m) | Combinación  | Tipo | Axial (tonf) | Momento (tonf-m) |
| 11                                    | 0             | 1.4D         |      | -450.26      | 0.03             |
| 11                                    | 1.5           | 1.4D         |      | -447.79      | -0.02            |
| 11                                    | 3             | 1.4D         |      | -445.31      | -0.07            |
| 11                                    | 0             | 1.2D+1.6L    |      | -537.58      | 0.04             |
| 11                                    | 1.5           | 1.2D+1.6L    |      | -535.46      | -0.02            |
| 11                                    | 3             | 1.2D+1.6L    |      | -533.34      | -0.09            |
| 11                                    | 0             | 1.2D+1L+1.4E | Max  | -480.25      | 60.08            |
| 11                                    | 1.5           | 1.2D+1L+1.4E | Max  | -478.13      | 25.48            |
| 11                                    | 3             | 1.2D+1L+1.4E | Max  | -476.02      | 9.23             |
| 11                                    | 0             | 1.2D+1L+1.4E | Min  | -481.18      | -60.02           |
| 11                                    | 1.5           | 1.2D+1L+1.4E | Min  | -479.06      | -25.52           |
| 11                                    | 3             | 1.2D+1L+1.4E | Min  | -476.94      | -9.38            |
| 11                                    | 0             | 0.9D+1.4E    | Max  | -288.99      | 60.07            |
| 11                                    | 1.5           | 0.9D+1.4E    | Max  | -287.40      | 25.49            |
| 11                                    | 3             | 0.9D+1.4E    | Max  | -285.81      | 9.26             |
| 11                                    | 0             | 0.9D+1.4E    | Min  | -289.91      | -60.03           |
| 11                                    | 1.5           | 0.9D+1.4E    | Min  | -288.32      | -25.51           |
| 11                                    | 3             | 0.9D+1.4E    | Min  | -286.73      | -9.35            |

## IV. DISEÑO

### IV.1 Diseño de vigas

#### IV.2.1 Diseño a flexión

En esta sección se detalla el diseño de los elementos viga componentes de la estructura de acuerdo al código ACI 318-19. Las vigas se diseñaron a flexión y a corte según la categoría de pórticos especiales. A pesar de que los momentos flectores máximos son más altos en vigas interiores que en las vigas exteriores, esta variación no es muy significativa, por lo tanto, se asumió una misma sección transversal en todas las vigas.

El diseño a flexión se realizó de acuerdo a la sección 22.3 del ACI 318-19

$$\phi M_n = \phi \rho f_y b d^2 \left( 1 - \frac{0.59 \rho f_y}{f'_c} \right) \geq M_u \quad (4.1)$$

De donde se despeja  $\rho$  para obtener  $A_s$  mediante la ecuación 2.7

$$A_s = \rho b d \quad (4.2)$$

Para el diseño a flexión se seleccionó la viga con las solicitaciones más críticas, que corresponde al elemento con el número de etiqueta 59. Para un correcto diseño a flexión, es necesario utilizar la envolvente de las combinaciones de carga, la tabla 5 muestra las envolventes de diseño. El procedimiento de diseño a flexión se muestra en la tabla 6.

Tabla 5 Envolvente de diseño de la viga

| Resultados del Análisis para la Viga |              |             |      |              |                 |
|--------------------------------------|--------------|-------------|------|--------------|-----------------|
| Elemento                             | Distancia(m) | Combinación | Tipo | Corte (tonf) | Momento (ton-m) |
| 59                                   | 0            | Envolvente  | Max  | -4.97        | 15.74           |
| 59                                   | 2.5          | Envolvente  | Max  | 3.19         | 21.48           |
| 59                                   | 4            | Envolvente  | Max  | 8.08         | 17.26           |
| 59                                   | 5.5          | Envolvente  | Max  | 16.27        | 21.43           |
| 59                                   | 8            | Envolvente  | Max  | 30.14        | 16.26           |
| 59                                   | 0            | Envolvente  | Min  | -30.81       | -64.09          |
| 59                                   | 2.5          | Envolvente  | Min  | -16.94       | -7.92           |
| 59                                   | 4            | Envolvente  | Min  | -8.61        | 8.46            |
| 59                                   | 5.5          | Envolvente  | Min  | -3.58        | -6.29           |
| 59                                   | 8            | Envolvente  | Min  | 4.57         | -60.38          |

Tabla 6 Procedimiento de diseño a flexión

**a) Diseño a flexión**

Datos:

|                |         |                    |
|----------------|---------|--------------------|
| Es=            | 2038901 | kg/cm <sup>2</sup> |
| ØAc=           | 3.2     | cm                 |
| Mu=            | 64.09   | ton-m              |
| b=             | 40      | cm                 |
| h=             | 65      | cm                 |
| recubrimiento= | 5       | cm                 |
| d=             | 60      | cm                 |
| f'c=           | 300     | kg/cm <sup>2</sup> |
| fy=            | 4200    | kg/cm <sup>2</sup> |
| L=             | 800     | cm                 |

**1. Acero Negativo**

|              |       |                 |
|--------------|-------|-----------------|
| β1=          | 0.84  |                 |
| ρb=          | 0.03  |                 |
| ρmax=        | 0.02  |                 |
| Amax=        | 53.74 | cm <sup>2</sup> |
| ω=           | 0.19  | Sol. Cuadrática |
| ρ=           | 0.01  |                 |
| Asmin=       | 8.00  | cm <sup>2</sup> |
| As=          | 31.72 | cm <sup>2</sup> |
| Area=        | 8.04  | cm <sup>2</sup> |
| # de barras= | 3.95  |                 |
| 4            | Ø     | 32 mm           |
| As a usar=   | 32.16 | cm <sup>2</sup> |

**2. Verificaciones****a) 1ra verificación Ø Mn (-) >= Mu(-)**

$$a = As' * 1.25 * fy / (0.85 * f'c * b)$$

$$\text{Ø Mn (-)} = 0.9 * As' * 1.25 * fy * (d - a/2) / 100$$

|         |       |       |
|---------|-------|-------|
| a=      | 16.55 |       |
| ØMn(-)= | 78.60 | ton-m |
|         | ok    |       |

Datos:

|                |         |                    |
|----------------|---------|--------------------|
| Es=            | 2038901 | kg/cm <sup>2</sup> |
| ØAc=           | 2.8     | cm                 |
| Mu=            | 32.05   | ton-m              |
| b=             | 40      | cm                 |
| h=             | 65      | cm                 |
| recubrimiento= | 5       | cm                 |
| d=             | 60      | cm                 |
| f'c=           | 300     | kg/cm <sup>2</sup> |
| fy=            | 4200    | kg/cm <sup>2</sup> |
| L=             | 800     | cm                 |

**2. Acero Positivo**

|              |       |                 |
|--------------|-------|-----------------|
| β1=          | 0.84  |                 |
| ρb=          | 0.03  |                 |
| ρmax=        | 0.02  |                 |
| Amax=        | 53.74 | cm <sup>2</sup> |
| ω=           | 0.09  | Sol. Cuadrática |
| ρ=           | 0.006 |                 |
| Asmin=       | 8.00  | cm <sup>2</sup> |
| As=          | 14.89 | cm <sup>2</sup> |
| Area=        | 6.15  | cm <sup>2</sup> |
| # de barras= | 1.30  |                 |
| 3            | Ø     | 28 mm           |
| As a usar=   | 18.45 | cm <sup>2</sup> |

**b) 2da verificación Ø Mn (+) >= Mu(+)**

|         |       |       |
|---------|-------|-------|
| a=      | 9.50  |       |
| ØMn(+)= | 48.17 | ton-m |
|         | ok    |       |

### 3. Hallando el Mn(+) en el nudo

|     |           |      |
|-----|-----------|------|
| Cc= | 10200.00  | tonf |
| Cs= | 196713.17 | tonf |
| T=  | 77490.00  | tonf |

|     |          |
|-----|----------|
| aa= | 10.20    |
| bb= | 119.22   |
| cc= | -836.03  |
| D=  | 48324.23 |
| x1= | 4.93     |
| x2= | -16.62   |
| a=  | 4.93     |

Entonces se cumple que:

|     |       |      |
|-----|-------|------|
| Cc= | 50.30 | tonf |
| Cs= | 27.19 | tonf |
| T=  | 77.49 | tonf |

Verificación de fluencia del acero

|             |       |
|-------------|-------|
| $\beta_1$ = | 0.836 |
| c=          | 5.90  |

Calculamos la deformación de cendecia

|                 |         |                    |
|-----------------|---------|--------------------|
| $f_y/E_s$ =     | 0.002   |                    |
| $\epsilon_s'$ = | 0.00046 |                    |
| $f's$ =         | 845.39  | kg/cm <sup>2</sup> |
| $\epsilon_s$ =  | 0.03    | > $f_y/E_s$        |

$$M_n (+) = C_c \cdot (d - 0.5a) + C_s \cdot (d - d')$$

$$M_n (+) = 43.89 \quad \text{ton-m}$$

### 4. Hallando el Mn(-) en el nudo

Suponiendo que al acero entra a fluencia

|     |           |      |
|-----|-----------|------|
| Cc= | 10200.000 | tonf |
| Cs= | 112853.17 | tonf |
| T=  | 135072.00 | tonf |

|     |          |
|-----|----------|
| aa= | 10.20    |
| bb= | -22.22   |
| cc= | -479.63  |
| D=  | 20062.42 |
| x1= | 8.03     |
| x2= | -5.85    |
| a=  | 8.03     |

**Cc+C<sub>s</sub> = T**

|     |        |      |
|-----|--------|------|
| Cc= | 81.93  | tonf |
| Cs= | 53.14  | tonf |
| T=  | 135.07 | tonf |

Verificación de fluencia del acero

|             |       |
|-------------|-------|
| $\beta_1$ = | 0.836 |
| c=          | 9.61  |

Calculamos la deformación de cendecia

|                 |         |                    |
|-----------------|---------|--------------------|
| $f_y/E_s$ =     | 0.002   |                    |
| $\epsilon_s'$ = | 0.00144 |                    |
| $f's$ =         | 2880.31 | kg/cm <sup>2</sup> |
| $\epsilon_s$ =  | 0.02    | > $f_y/E_s$        |

$$M_n (-) = C_c \cdot (d - 0.5a) + C_s \cdot (d - d')$$

$$M_n (-) = 75.10 \quad \text{ton-m}$$

Verificación del Momento Flexionante

Se debe cumplir que:  **$M_n (+) \geq M_n (-) / 2$**

$$M_n (+) \geq M_n (-) / 2 \quad \text{ok}$$

El cálculo del acero positivo se hizo con la limitación que la norma indica en 18.6.3.2, la cual indica que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

#### IV.1.2 Diseño a Corte

La fuerza cortante de diseño debe seleccionarse de tal manera que sea una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en el miembro. Por lo tanto, la resistencia a cortante requerida en miembros de pórtico está relacionada con la resistencia a flexión de dicho miembro más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas. La figura 6 muestra gráficamente cómo obtener  $V_e$ .

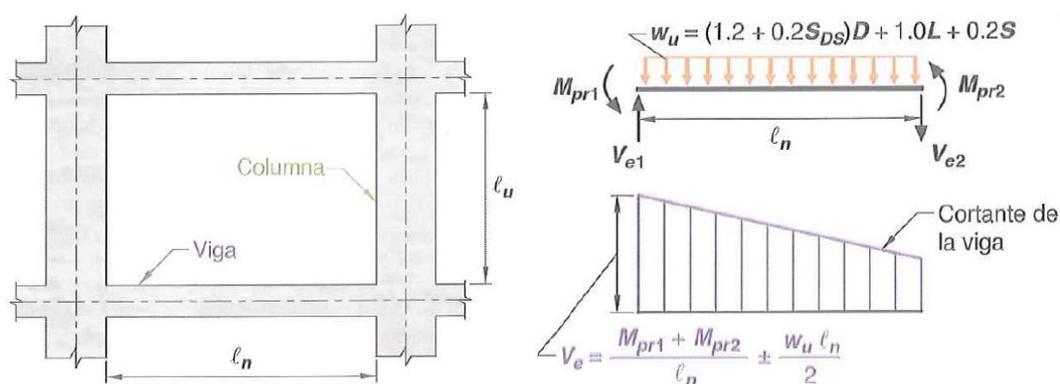


Figura 6 Cálculo del cortante de diseño (ACI 318-19)

El cortante de diseño  $V_e$  se calcula de acuerdo a la sección 18.6.5 del ACI 318-19 mediante la ecuación 4.3.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2} \quad (4.3)$$

Para la determinación de la carga distribuida  $W_u$ , la norma recientemente ha implementado el parámetro  $S_{DS}$  que representa una aceleración del espectro de respuesta para periodos cortos, el cual se ha obtenido del espectro de respuesta de acuerdo a la norma NCh2369.

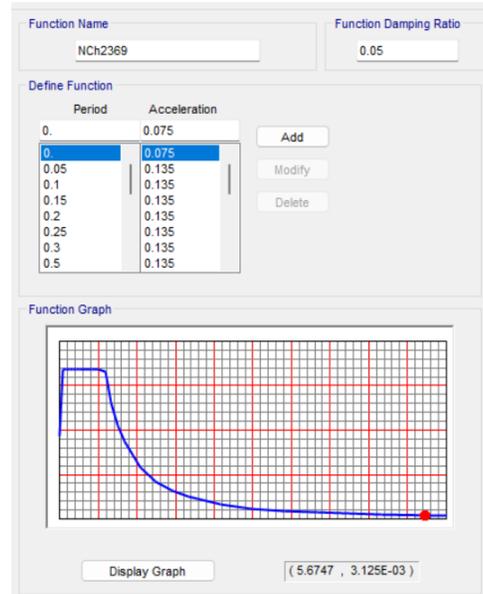


Figura 7 Espectro para obtener el parámetro  $S_{DS}$  (SAP2000)

Para la determinación del corte de diseño  $V_e$  se calcularon los momentos probables en los extremos de la viga con los aceros calculados por flexión, la norma también señala que para el cálculo se debe amplificar el valor esfuerzo de fluencia en el acero a  $1.25f_y$ . Una vez determinados los momentos probables, se determinaron las reacciones en la viga debidos a la carga distribuida  $W_u$  provenientes de la combinación de carga que se muestra en la figura 6. De esta forma se obtuvo un cortante de diseño  $V_e$  de 32.05 tonf.

La norma en el item 18.6.5.2 fija dos casos que simultaneamente se deben cumplir para despreciar el aporte de resistencia a corte del concreto. La figura 8 muestra estas condiciones y la tabla 7 muestra el procedimiento de cálculo del acero a corte.

- (a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;
- (b) La fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo los efectos sísmicos, es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

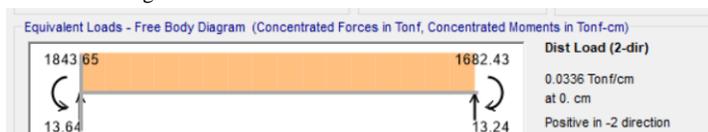
Figura 8 Condiciones para que  $V_c=0$

Tabla 7 Procedimiento de diseño a corte

**b) Diseño a corte**

Datos:

|                    |         |                    |
|--------------------|---------|--------------------|
| Es=                | 2100000 | cm <sup>2</sup>    |
| Øestribo=          | 1.2     | cm                 |
| Area=              | 1.13    | cm <sup>2</sup>    |
| Mu=                | 64.09   | ton-m              |
| b=                 | 40      | cm                 |
| h=                 | 65      | cm                 |
| recubrimiento=     | 5       | cm                 |
| d=                 | 60      | cm                 |
| f'c=               | 300     | kg/cm <sup>2</sup> |
| fy=                | 4200    | kg/cm <sup>2</sup> |
| L=                 | 800     | cm                 |
| Dim. de la col.=   | 70      | cm                 |
| Luz efectiva Viga= | 765     | cm                 |



Vg (estático)= 13.64 ton

**Izquierda:**

|          |       |       |                                  |
|----------|-------|-------|----------------------------------|
| Mpr1(-)= | 87.33 | ton-m | Mpr1 (-) = As'*1.25*fy*(d-0.5*a) |
| Mpr2(+)= | 53.52 | ton-m | Mpr2 (+) = As'*1.25*fy*(d-0.5*a) |

**Derecha:**

|          |       |       |                                  |
|----------|-------|-------|----------------------------------|
| Mpr1(-)= | 87.33 | ton-m | Mpr1 (-) = As'*1.25*fy*(d-0.5*a) |
| Mpr2(+)= | 53.52 | ton-m | Mpr2 (+) = As'*1.25*fy*(d-0.5*a) |

El valor de corte es:

|      |       |      |  |
|------|-------|------|--|
| Vpr= | 18.41 | tonf | $L_{Vu} = \frac{M_{nl} + M_{nr}}{\ell_n} + \frac{w_u \ell_n}{2}$ |
| Ve=  | 32.05 | tonf |  |

Calculamos el valor de Vc y Vs

|     |       |      |
|-----|-------|------|
| Vc= | 22.03 | tonf |
| Vs= | 42.74 | tonf |

Condición ACI 18.6.5.2 para el aporte Vc

|        |      |      |
|--------|------|------|
| Vp/Ve= | 0.57 | >0.5 |
| Vc=    | 0    |      |

Por lo tanto: Vn=Vs

|               |       |      |                                     |
|---------------|-------|------|-------------------------------------|
| Vn=           | 42.74 | tonf | Vn = Av*fy*d/S                      |
| ØVn=          | 32.05 | tonf |                                     |
| Verificacion= | OK    |      | Verificación: Ø Vn >= Vu (Ø = 0.75) |

Por lo tanto el cortante es tomado sólo por el acero

|             |       |    |                      |
|-------------|-------|----|----------------------|
| # de ramas= | 2     |    | $S = Av*fy*d / Ø*Vu$ |
| S=          | 13.33 | cm |                      |
| S adoptado= | 10.00 | cm |                      |

|                                  |         |                 |
|----------------------------------|---------|-----------------|
| Acero mínimo:                    |         |                 |
|                                  | Avmin/S |                 |
| Asmin_1/S=                       | 0.033   | cm              |
| Asmin_2/S=                       | 0.033   | cm              |
| Av_min/S=                        | 0.033   | cm              |
| Av_min=                          | 0.44    | cm <sup>2</sup> |
| esp_Av_min=                      | 67.80   | cm              |
| Longitud o zona de confinamiento |         |                 |
| Lc=                              | 130     | cm              |

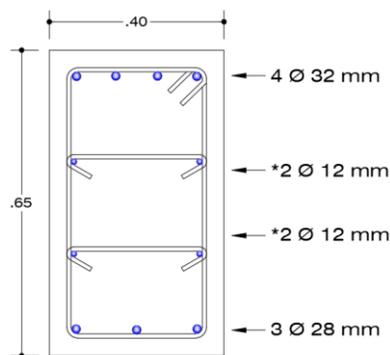
El espaciamiento calculado cumple con las disposiciones que la norma indica para la zona de confinamiento, este debe ser menor que:

|             |      |    |    |
|-------------|------|----|----|
| 1. $d/4=$   | 15   | cm | OK |
| 2. $6\phi=$ | 16.8 | cm | OK |
| 3. $15=$    | 15   | cm | OK |

Los espaciamientos fuera de la zona de confinamiento deben ser menores a:

|                     |       |    |
|---------------------|-------|----|
| 1. $d/2=$           | 30    | cm |
| 2. $Av/Av_{min/s}=$ | 67.80 | cm |

La figura 9 muestra el diseño final de la viga.



|               |   |    |    |
|---------------|---|----|----|
| Distribución: |   |    |    |
| 1             | @ | 5  | cm |
| 13            | @ | 10 | cm |
| Resto         | @ | 30 | cm |

Figura 9 Sección transversal y armadura de la viga crítica del pórtico.

## IV.2 Diseño de Columnas

Las columnas se diseñaron a flexo compresión y a corte como componentes de pórticos especiales. Se consideraron columnas cuadradas de igual sección transversal por piso. Aunque la carga axial en las columnas aumenta a medida que se incrementa la cantidad de niveles, por simplicidad se decidió mantener el tamaño de las columnas en altura en el edificio. La columna crítica de diseño corresponde al elemento de etiqueta 11 ya que es el elemento con mayores solicitaciones.

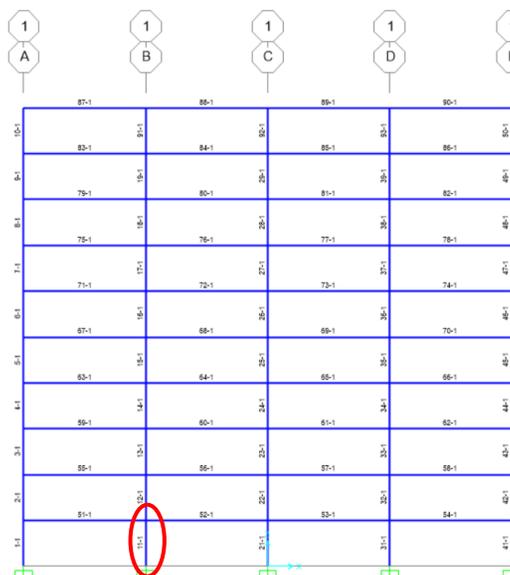


Figura 10 Selección de la columna crítica

### IV.2.1 Diseño a flexo compresión

La norma ACI de acuerdo a la sección 10.6 limita la cuantía refuerzo longitudinal a un mínimo de  $0.01 A_g$ . Sin embargo, también limita la resistencia mínima a flexión en columnas mediante la ecuación 4.4 (ACI 318-19 ítem 18.7.3.2). El procedimiento de verificación de la resistencia mínima a flexión se muestra en la tabla 8. Tomando en cuenta estas limitaciones, la figura 11 muestra la distribución de acero longitudinal en la columna.

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \Sigma M_{nb} \quad (4.4)$$

Tabla 8 Verificación de la resistencia a flexión de la columna

Interpolando el valor de la carga axial de la combinación con menor momento

Se obtiene el momento nominal resistente de la columna:

Columna 11 Superior:

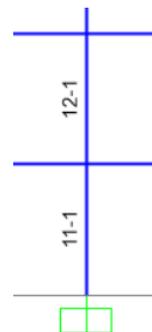
|            | P(ton)  | M(ton-m) |
|------------|---------|----------|
|            | -578.76 | 161.36   |
|            | -476.02 | 156.99   |
|            | -435.39 | 155.27   |
| Mc_arriba= | 156.99  |          |

Columna 12 Inferior.:

|  | P(ton)  | M(ton-m) |
|--|---------|----------|
|  | -435.39 | 155.27   |
|  | -431.71 | 154.90   |
|  | -291.96 | 140.94   |

Mc\_abajo= 154.90

$\Sigma Mc = 311.89$



Momentos que llegan de las vigas

Mvigas= 94.66

Condición:  $\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \Sigma M_{nb}$

$\Sigma Mc / \Sigma Mv = 3.295 \geq 6/5$

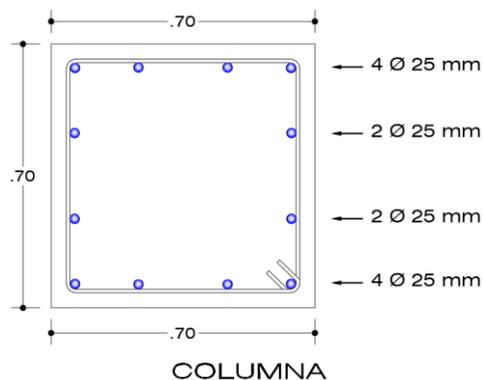


Figura 11 Distribución del acero longitudinal

Las curvas de interacción de la columna se muestran en las figuras 12 y 13. La figura 12 fue obtenida a través del programa SAP2000 y la figura 7 por una rutina de cálculo en MATLAB de elaboración propia. De la misma forma, se muestran los puntos de diseño asociados a las combinaciones de carga críticas, sollicitación puramente gravitacional y sísmica.

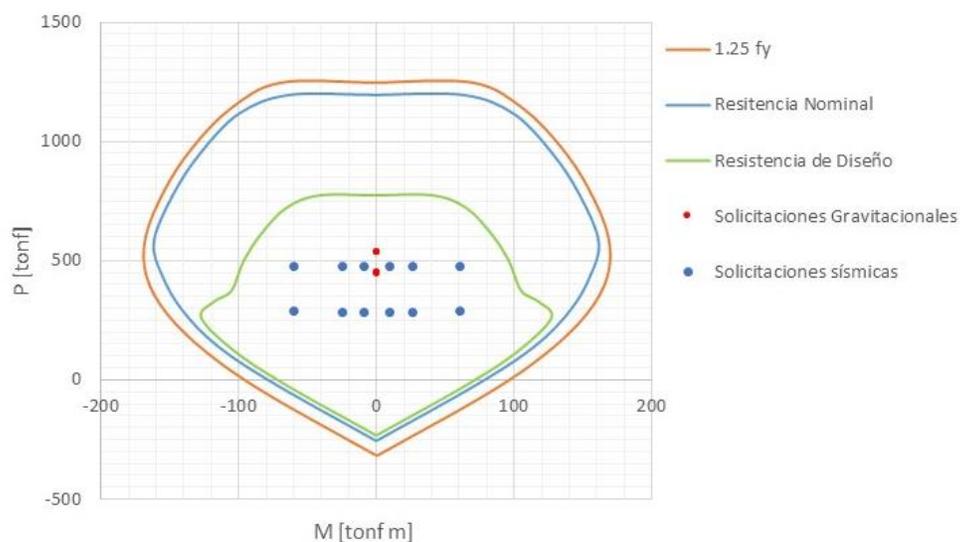


Figura 12 Curva de interacción y solicitaciones de carga de la columna 70x70 (SAP2000)

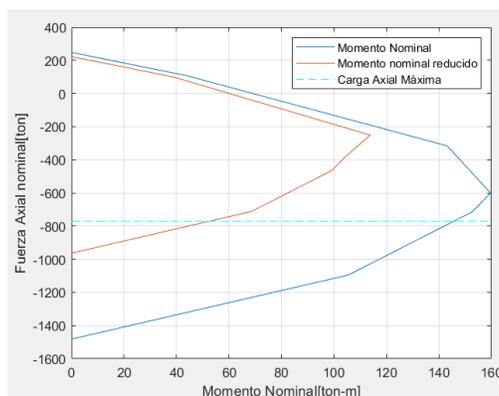


Figura 13 Curva de interacción 70x70 (Elaboración propia)

#### IV.2.2 Diseño a corte

El diseño a corte se realizó de acuerdo a la sección 18.7.6 del ACI 318-19. La fuerza cortante de diseño  $V_e$  se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Las fuerzas se deben calcular usando las resistencias a flexión máximas probables,  $M_{pr}$ , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas,  $P_u$ , que actúan en ella. Sin embargo, la norma también señala que no es necesario que las fuerzas cortantes en

la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el  $M_{pr}$  de las vigas que llegan al nudo. Tal es el caso que se presenta para el diseño de la columna seleccionada. La figura 14 muestra gráficamente el procedimiento de determinación del corte de diseño.

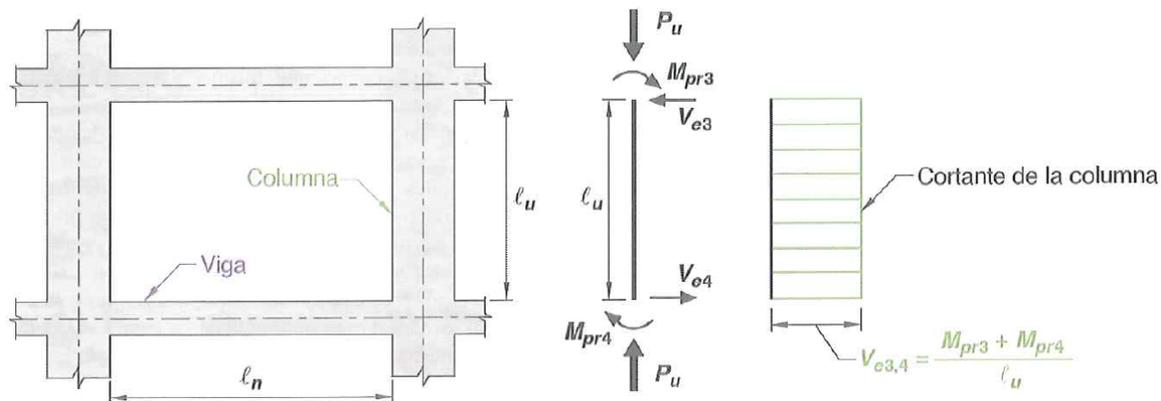


Figura 14 Cálculo del cortante de diseño para columnas (ACI 318-19)

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{\ell_u} \quad (2.10)$$

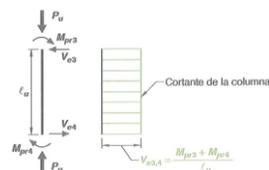
Los momentos probables para el diseño a corte de las columnas se obtuvieron de los momentos probables que provienen de las vigas. La tabla 9 muestra el cálculo de los momentos probables de columnas y vigas, de donde se observa que el cortante proveniente de los momentos probables en columnas es mucho mayor que el de las vigas. La sollicitación de corte calculada es menor que la resistencia a corte del concreto, por lo que se usó un área de acero mínima. Se dispuso refuerzo transversal mínimo adoptando varillas de 12 mm espaciados a cada 15 cm.

Tabla 9 Procedimiento de diseño a corte en columnas

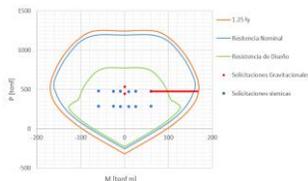
## b) Diseño a corte

Datos:

|                   |         |                    |
|-------------------|---------|--------------------|
| Es=               | 2100000 | cm <sup>2</sup>    |
| Øestribo=         | 1.2     | cm                 |
| Area=             | 1.13    | cm <sup>2</sup>    |
| Pu=               | 480.25  | ton                |
| b=                | 70      | cm                 |
| h=                | 70      | cm                 |
| recubrimiento=    | 5.04    | cm                 |
| d=                | 64.96   | cm                 |
| Ag=               | 4900.00 | cm <sup>2</sup>    |
| f'c=              | 300     | kg/cm <sup>2</sup> |
| fy=               | 4200    | kg/cm <sup>2</sup> |
| L=                | 300     | cm                 |
| Dim. de la viga.= | 65      | cm                 |
| Luz efectiva Col= | 267.5   | cm                 |



## Momentos Probables de las columnas



|        |        |       |
|--------|--------|-------|
| Pu_c=  | 480.25 | ton   |
| Mpr_c= | 167.42 | ton-m |
| Vpr_c= | 125.17 | ton   |

Momentos probables en las vigas que están por encima y debajo de la columna

|              |       |       |
|--------------|-------|-------|
| Mpr_izq (-)= | 87.33 | ton-m |
| Mpr_der (+)= | 53.52 | ton-m |



El valor de corte de diseño en la columna:

|     |       |      |
|-----|-------|------|
| Ve= | 52.65 | tonf |
|-----|-------|------|

$$V_{e3,4} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u}$$

Condición para el aporte de Vc

|                |        |      |
|----------------|--------|------|
| Vu/Ve=         | 0.42   | <0.5 |
| Agf'c/20=      | 73.50  | ton  |
| Pu ≤ Agf'c/20= | Vc ≠ 0 |      |

Calculamos Vc y Vs

|     |       |      |
|-----|-------|------|
| Vc= | 70.97 | tonf |
| Vs= | 0.00  | tonf |

Verificación:  $\phi V_n \geq V_u$  ( $\phi = 0.75$ )

|             |       |                 |  |
|-------------|-------|-----------------|--|
| Avmin/S=    | 0.058 | cm              | $A_{vmin} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$ |
| S adoptado= | 15.00 | cm              |  |
| Avmin=      | 0.866 | cm <sup>2</sup> |  |
| # de ramas= | 2     |                 | Adoptado   |
| Av=         | 2.26  | cm <sup>2</sup> | Adoptado   |

El estribo en zona de confinamiento debe cumplir:  
espaciamento no menor que:

|                    |       |    |
|--------------------|-------|----|
| 1. d/4=            | 16.24 | OK |
| 2. 6Ø=             | 16.8  | OK |
| 3. 100+(350-hx)/3= | 15    | OK |
| 4. 15=             | 15    | OK |

Longitud de confinamiento

|           |       |    |
|-----------|-------|----|
| a) hcol=  | 70    | cm |
| b) L/6=   | 44.58 | cm |
| c) 450mm= | 45    | cm |
| L_conf=   | 70.00 | cm |

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (2.11)$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (2.12)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.13)$$

Donde  $\phi=0.75$ ,  $N_u$  corresponde a la compresión mayorada sobre el elemento,  $A_g$  el área bruta de la sección,  $b$  al ancho,  $d$  a la distancia desde la fibra extrema en compresión al centro de refuerzo longitudinal principal,  $A_v$  al área total del refuerzo transversal y  $s$  su espaciamiento. La ecuación  $V_c$  es válida cuando las tensiones  $N_u/A_g$  y  $f'_c$  están en MPa. El diseño final de las columnas se muestra en la figura 7.

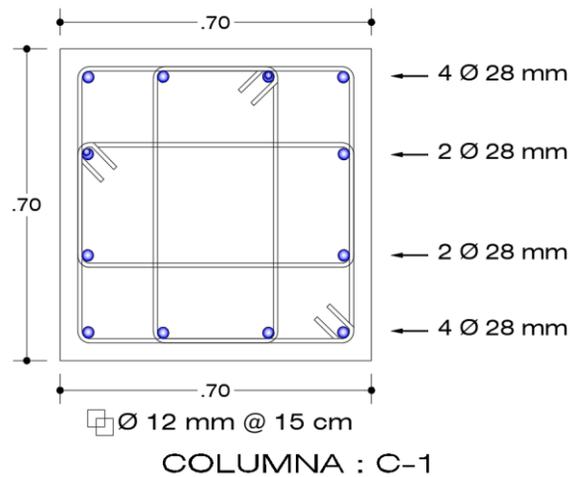


Figura 15 Sección transversal y armadura de las columnas del pórtico.

## V. CONCLUSIONES

1. El diseño del acero positivo en vigas fue definido por el requisito de la sección 18.6.3.2 de la norma ACI 318-19, el cual requiere que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no sea menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.
2. El diseño a corte en vigas fue definido por el requisito de la sección 18.6.5.2 de la norma ACI 318-19, el cual requiere que se cumplan las condiciones presentadas en la figura 8 para poder despreñar el aporte de la resistencia a corte del concreto, de tal forma que solamente el acero resista las solicitaciones de corte.
3. El diseño del refuerzo longitudinal fue definido por los requerimientos de la norma en la sección 18.7.4, la cual especifica el área de acero mínimo de refuerzo  $0.01A_g$ . Esta área mínima de refuerzo también cumple con el requerimiento de la resistencia mínima a flexión en columnas de la sección 18.7.3.
4. El diseño a corte fue definido de acuerdo a la sección 18.7.6.1 de la norma, la cual señala que no es necesario que el corte determinado con los momentos probables en la columna sea mayor que el corte determinado con el momento probable de las vigas. El cortante de diseño se obtuvo con los momentos probables provenientes de las vigas.

**BIBLIOGRAFIA**

MANDER, J.B, PRIESTLEY, M.J.N. AND PARK, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8), 1804-1826

NCh433 (2010). Diseño sísmico de edificios. NCh433 Of.1996 mod.2009. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

HARMSSEN, T. (2017). Diseño de estructuras de concreto armado

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2019). Requisitos de reglamento para concreto estructural.