



### III. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño estructural es un proceso creativo de aproximaciones sucesivas, para la solución de un proceso constructivo de una obra de Ingeniería Civil. En el presente capítulo se hará el análisis y diseño estructural del edificio denominado “Taller de Proceso 1”, **TPR 1**, como parte integral de la tesis, “**Criterios de Diseño y Construcción de un Edificio de Proceso para la Industria Alimenticia – Aplicación Práctica**”.

#### III.1. Seguridad estructural y bases de diseño.

La seguridad estructural implica la revisión de las construcciones dentro del marco teórico de especificaciones y reglamentos actualizados de uso común. El objetivo de este estudio es la revisión estructural del edificio antes mencionado, para proveerlo de una seguridad “adecuada”, ante la aparición de estados límite de falla para las solicitaciones más desfavorables que lleguen a presentarse durante la vida de la estructura; se debe evitar también que se sobrepasen los estados límite de servicio durante la operación del inmueble.

Para el diseño y revisión del edificio en estudio, se utilizó como documento base el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, **RCDF04**, y sus Normas Técnicas Complementarias, **NTC's**, para definir los parámetros de diseño sísmico y eólico, se adoptaron los criterios de los Manuales de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, **CFE**, en su versión 1993.

Para establecer la relación entre acción y respuesta estructural, se usó el programa **ECOgcW**, versión 2.16, el cual, es un procedimiento computarizado de simulación que permite analizar y determinar la distribución de fuerzas internas, deflexiones y deformaciones, con éstas, se revisa que ningún estado límite sea rebasado. También, el programa realiza el diseño de trabes y columnas, con base a los criterios del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, **RCDF04**, y sus Normas Técnicas Complementarias, **NTC's**.

##### III.1.1. Descripción conceptual del proyecto.

El estudio consiste en realizar la revisión y el diseño estructural de un edificio de cinco niveles, más, el cuarto de máquinas para un elevador que viaja en toda la altura del edificio y que tiene una capacidad de carga de 2 tonf. Este estudio tiene la particularidad que el edificio será construido en tres diferentes etapas, el edificio “completo”, tendrá capacidad en su interior para alojar seis tanques de proceso.

La primera etapa está ubicada entre los ejes constructivos 3b al 6a y del J al N, comprende la instalación de dos de los seis tanques de proceso que se piensan operar; las dimensiones del cuerpo principal del edificio en planta son, 11.0 m x 19.0 m a ejes de columnas, y tiene una altura de 22 m con relación al nivel de terreno. El área en planta es de 221 m<sup>2</sup> aproximadamente; la estructura tiene un cubo para elevador con dimensiones en planta de 3.4 m x 2.9 m y altura de 24.6 m, adosado por el exterior a la esquina sur-oeste del cuerpo principal.



La segunda etapa está localizada entre los ejes constructivos 3b al 7b y del J al N, comprende la instalación de cuatro de los seis tanques de proceso antes mencionados. Las dimensiones del cuerpo principal del edificio en planta son, 19.0 m x 19.0 m a ejes de columnas y tiene una altura de 22 m con relación al nivel de terreno. El área en planta es de 375 m<sup>2</sup> aproximadamente, la ubicación y dimensiones del cubo para elevador ya se describieron.

La tercera etapa está localizada entre los ejes constructivos 3b al 9a y del J al N, comprende la instalación de los seis tanques de proceso. La dimensión final del cuerpo principal del edificio en planta es de 26.6 m x 19.0 m a ejes de columnas y tiene una altura de 22 m con relación al nivel de terreno. El área en planta es de 538 m<sup>2</sup> aproximadamente, de igual forma, la ubicación y dimensiones del cubo para elevador corresponden a las etapas ya descritas.

Las alturas de entrepiso para las tres etapas de construcción son:

Planta baja	N0	0.00 m
Primer piso	N1	+ 5.50 m
Segundo piso	N2	+10.00 m
Tercer piso	N3	+13.00 m
Nivel de operación	N4	+16.75 m
Azotea	N5	+22.00 m
Cuarto de maquinas	N6	+24.60 m

Contiguo al “Taller de proceso 1” y separada por una junta de construcción de 32.5 cm libres a paños interiores de columnas entre los ejes J y K, se tiene la presencia de otra edificación, el “Taller de proceso 2” TPR 2. Dentro de éste, se aloja la escalera de comunicación para acceder a los niveles N1 +5.50 m, N2 +10.00 m y N4 +16.75 m, tanto del propio edificio como del TPR 1. En un principio se pretendía tener un solo conjunto, dado que ambos edificios pertenecen a la misma área de producción. El propósito de dividirlo en dos estructuras es evitar un comportamiento estructural extraño, aún, a pesar que ambas caen dentro de la clasificación de estructuras irregulares de acuerdo al RCDF04, así, se tienen dos estructuras con comportamientos independientes.

En IV.5, se muestran las figuras 4.28 a 4.33 con los planos constructivos arquitectónicos conforme a la descripción antes citada.

### III.1.2. Sistema estructural.

Una de las características que hacen especial a esta estructura es, que solo existe sistema de piso en el nivel del N +16.75 m, el cual corresponde a una zona para operación y limpieza de los tanques de proceso, el piso de operación ocupa el 70% del área total del entrepiso, así mismo, la losa de la azotea general ocupa el 98% de la superficie total del mismo, más abajo, en el nivel N +5.50 m se cuenta con una pequeña losa para la llegada del elevador y representa el 2% de la superficie total del nivel, mientras que el cuarto de máquinas del elevador tiene una losa maciza de 10.20 m<sup>2</sup>.



El sistema estructural planteado para la cimentación, N 0.00 m, fue mediante pilas de concreto reforzado, desplantadas a -11.00 m de profundidad y cuyos diámetros son 100 cm y 120 cm, estas pilas quedaron unidas mediante una retícula de trabes de liga de concreto reforzado. En la zona del elevador se construyeron pilas de 80 cm de diámetro, ligadas por muros de concreto reforzado para conformar la fosa del equipo. La cimentación es un cuerpo rígido, lo que permitirá que los movimientos de los apoyos de la estructura se presenten de manera uniforme, evitando desplazamientos relativos entre ellos.

La distribución de las pilas quedó de manera tal que debajo de cada columna se tiene una pila, con excepción del eje K, zona en la que se encuentra una junta de construcción en la colindancia con el edificio TPR 2. En este caso se resolvió con dos pilas unidas por una trabe de liga rígida, sobre ésta se apoyan las columnas de los dos edificios, quedando excéntricos los ejes verticales de las columnas con relación a los ejes verticales de las pilas.

En cuanto a la capacidad de carga de cada pila se consideraron los resultados proporcionados por el Estudio de Mecánica de Suelos, consignados en el capítulo II.

El piso del nivel N 0.00 m está formado por un pavimento de concreto reforzado para una capacidad de carga de 4 tonf/m<sup>2</sup>.

La superestructura se resolvió con columnas cuadradas y trabes rectangulares de concreto reforzado coladas en sitio, formando un conjunto tridimensional de marcos ortogonales, los marcos perimetrales son rigidizados parcialmente por los muros de fachada, éstos, son de tabique hueco de cerámica confinados, unidos con mortero y reforzados interiormente.

En lo que se refiere a los sistemas de piso, el nivel N +5.50 m y primer piso de llegada del elevador, cuenta con una pequeña losa maciza de concreto reforzado colada en sitio. Los niveles N +10.00 m y N +13.00 m no tienen ningún sistema de piso. El nivel N +16.75 m se resolvió con un sistema mixto de losas de concreto prefabricadas pretensadas, de sección tipo doble T y una capa de compresión de concreto reforzado, y losas macizas de concreto reforzado, ambas coladas en sitio. La azotea N +22.00 m se resolvió totalmente con losas de concreto prefabricadas pretensadas, de sección tipo doble T y una capa de compresión de concreto reforzado colada en sitio, el techo del cuarto de máquinas para el elevador se resolvió con una losa maciza de concreto reforzado, también colada en sitio.

### III.1.3. Acciones de diseño.

Las acciones permanentes (*carga muerta*),  $W_{CM}$ , son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Para dichas acciones se tomó en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos estructurales, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales para determinar un valor máximo probable de la intensidad de carga. Cuando el efecto de la acción permanente es favorable a la estabilidad de la estructura, se determina un valor mínimo probable de la intensidad. La sobrecarga (*peso muerto*),  $W_{RCDF04}$ , calculada de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementó en 20 kgf/m<sup>2</sup>. Cuando sobre una losa colada en el lugar o



precolada, se coloca una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementa también en  $20 \text{ kgf/m}^2$ , de manera que el incremento total es de  $40 \text{ kgf/m}^2$ .

Las acciones variables (*carga viva*),  $W_{CV}$ , son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. La carga viva con intensidad máxima,  $W_{CVm}$ , se determinó como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleó para combinación con los efectos de acciones permanentes.

La carga viva con intensidad instantánea,  $W_{CVa}$ , se determinó como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como un sismo, y se empleó para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable.

La carga viva con intensidad mínima,  $W_{CVmin}$ , se emplea cuando el efecto de la acción es favorable a la estabilidad de la estructura, esta condición se tomó igual a cero.

Las acciones accidentales (*acciones sísmicas, efectos del viento, cargas de granizo, vibraciones, etc.*), son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas en instantes o lapsos de algunas horas.

Las acciones básicas que se consideraron para el análisis y diseño de la estructura fueron en base a las siguientes condiciones básicas de cargas:

Condición 1 = carga muerta	(W CM)
Condición 2 = carga viva máxima	(W CVm)
Condición 3 = carga viva instantánea	(W CVa)
Condición 4 = carga accidental	
SISMO X	(SX)
SISMO Y	(SY)
VIENTO	(V)

#### III.1.4. Análisis de cargas.

##### A. Carga muerta W CM.

##### 1. Carga uniformemente distribuida sobre losas de entrepiso (diafragmas).

Azotea cuarto de elevador N +24.60 m

Peso de losa maciza  $h=12 \text{ cm}$  de espesor

W CM  $290 \text{ kgf/m}^2$

Peso de impermeabilizante

W CM  $20 \text{ kgf/m}^2$

Peso muerto RCDF04

$W_{RCDF04}$   $40 \text{ kgf/m}^2$

**Total carga muerta N +24.60 m**

**W CM  $350 \text{ kgf/m}^2$**



Azotea general N +22.00 m

Peso de losa "TT" h=50 cm

Peso de impermeabilizante

Peso muerto RCDF04

W CM 440 kgf/m<sup>2</sup>

W CM 20 kgf/m<sup>2</sup>

W<sub>RCDF04</sub> 40 kgf/m<sup>2</sup>

**Total carga muerta N +22.00 m**

**W CM 500 kgf/m<sup>2</sup>**

Piso de operación N +16.75 m

Peso de losa "TT" h=50 cm

Peso de loseta de cerámica h = 1.2 cm

Peso muerto RCDF04

W CM 440 kgf/m<sup>2</sup>

W CM 40 kgf/m<sup>2</sup>

W<sub>RCDF04</sub> 40 kgf/m<sup>2</sup>

**Total carga muerta N +16.75 m**

**W CM 520 kgf/m<sup>2</sup>**

Piso de operación N +5.50 m

Peso de losa maciza h=12 cm de espesor

Peso muerto RCDF04

W CM 290 kgf/m<sup>2</sup>

W<sub>RCDF04</sub> 40 kgf/m<sup>2</sup>

**Total carga muerta N +5.50 m**

**W CM 330 kgf/m<sup>2</sup>**

## 2. Peso propio de trabes y columnas.

Peso de muro sobre el N +22.00 m

Peso de muro sobre el N +16.75 m

Peso de muro sobre el N +13.00 m

Peso de muro sobre el N +10.00 m

Peso de muro sobre el N + 5.50 m

Peso de muro sobre el N + 0.00 m

Peso de columnas de sección 65 cm x 65 cm

Peso de columnas de sección 45 cm x 45 cm

Peso de columnas de sección 40 cm x 40 cm

Peso de trabes de sección 35 cm x 70 cm

Peso de trabes de sección 30 cm x 70 cm

Peso de trabes de sección 30 cm x 65 cm

Peso de trabes de sección 20 cm x 40 cm

W CM 490 kgf/m

W CM 930 kgf/m

W CM 660 kgf/m

W CM 490 kgf/m

W CM 810 kgf/m

W CM 1,010 kgf/m

W CM 1,000 kgf/m

W CM 480 kgf/m

W CM 380 kgf/m

W CM 690 kgf/m

W CM 460 kgf/m

W CM 430 kgf/m

W CM 180 kgf/m

## 3. Carga de equipos concentrados sobre trabes.

Peso de elevador, concentrado en el N +22.00 m

Peso de ducto para aire, concentrado en el N +13.00 m

Peso de ductos para servicios, concentrados en el N +5.50 m

W CMEQ 5,000 kgf

W CMEQ 9,200 kgf

W CMEQ 16,500 kgf

**B. Carga viva máxima W CVm.**

Azotea cuarto de elevador N +24.60 m	W CVm	100 kgf/m <sup>2</sup>
Azotea general N +22.00 m	W CVm	100 kgf/m <sup>2</sup>
Nivel de operación N +16.75 m	W CVm	350 kgf/m <sup>2</sup>
Nivel de operación N +5.60 m	W CVm	350 kgf/m <sup>2</sup>

**C. Carga viva instantánea W CVa.**

Azotea cuarto de elevador N +24.60 m	W CVa	70 kgf/m <sup>2</sup>
Azotea general N +22.00 m	W CVa	70 kgf/m <sup>2</sup>
Nivel de operación N +16.75 m	W CVa	150 kgf/m <sup>2</sup>
Nivel de operación N +5.60 m	W CVa	150 kgf/m <sup>2</sup>

**D. Acciones accidentales.****1. Sismo (S).**

Según el destino de la estructura:	Grupo B
Según su estructuración:	Tipo 1
Según la regionalización sísmica de la República Mexicana:	Zona B
Según el tipo de suelo existente en el terreno:	Tipo II
Coeficiente sísmico básico:	C = 0.30
Factor de comportamiento sísmico:	Q = 2.0
Factor reductivo (NO CUMPLE condiciones de regularidad):	Q' = 0.8 x 2.0 = 1.60
Coeficiente sísmico de diseño:	<b>C<sub>d</sub> = 0.1875</b>

**2. Viento (V).**

Según el destino de la estructura:	Grupo B
Según su estructuración:	Tipo 1
Velocidad regional según la regionalización eólica de la República Mexicana:	V <sub>R</sub> = 150 km/h
Factor correctivo por la topografía del predio:	FT = 1.1
Velocidad básica:	V <sub>B</sub> = FT V <sub>R</sub> = 1.1 x 150 = 165 km/h
Factor correctivo por la altura, sobre la superficie del terreno, de la zona expuesta:	F <sub>α</sub> = 1.05
Velocidad de diseño:	V <sub>D</sub> = F <sub>α</sub> V <sub>B</sub> = 1.05 x 165 = 173 km/h
Presión de diseño	p = 0.0048 G C <sub>P</sub> V <sub>D</sub> <sup>2</sup> = 0.0048 x 0.881 x 173 <sup>2</sup> x C <sub>P</sub> => <b>p = C<sub>P</sub> 127 kgf/m<sup>2</sup></b>

C<sub>P</sub>, es el coeficiente de empuje que depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta.

Calculando el empuje debido al viento, actuando en las fachadas del edificio en la dirección norte – sur, se obtiene una fuerza resultante de 91 tonf, la fuerza cortante en la base del edificio debida a sismo es de 340 tonf.

Por lo que al comprar magnitudes, se concluye considerar únicamente los efectos sísmicos, no perdiendo de vista la influencia del viento durante la construcción de muros y colocación de cimbras.



### III.1.5. Combinaciones de carga.

La seguridad de la estructura se verificó para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad de ocurrir simultáneamente. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, de las cuales, la más desfavorable se tomó con su intensidad máxima, y el resto con su intensidad instantánea. Los factores de carga,  $F_C$ , se especifican en la sección 3.4, de las NTC's sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Para la combinación de carga muerta, CM, más carga viva, se empleó la intensidad máxima de la carga viva,  $C V_m$ , considerándola uniformemente repartida sobre toda el área, y se le aplicó un factor de carga,  $F_C = 1.4$ .

Para la combinación que incluya acciones permanentes, variables y accidentales, se consideró la carga muerta, CM, más la carga viva con sus valores instantáneos,  $C V_a$ , y únicamente la fuerza provocada por sismo en cada combinación, SX o SY, se le aplicó un factor de carga,  $F_C = 1.1$ . Los efectos del componente horizontal del movimiento del terreno, se combinaron tomando el 100% del componente en la dirección de análisis más el 30% del componente perpendicular a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada situación. Para la revisión de estados límite de servicio se tomó en todos los casos un factor de carga unitario,  $F_C = 1.0$ .

#### A. Combinaciones básicas de carga para revisión por estados límite de falla.

Combinación 1 =  $1.4 [CM + CV_{m\acute{a}x}]$

Combinación 2 =  $1.1 [CM + CV_a + (SX + 0.3 SY)]$

Combinación 3 =  $1.1 [CM + CV_a + (SX - 0.3 SY)]$

Combinación 4 =  $1.1 [CM + CV_a + (-SX + 0.3 SY)]$

Combinación 5 =  $1.1 [CM + CV_a + (-SX - 0.3 SY)]$

Combinación 6 =  $1.1 [CM + CV_a + (0.3 SX + SY)]$

Combinación 7 =  $1.1 [CM + CV_a + (0.3 SX - SY)]$

Combinación 8 =  $1.1 [CM + CV_a + (-0.3 SX + SY)]$

Combinación 9 =  $1.1 [CM + CV_a + (-0.3 SX - SY)]$

#### B. Combinaciones básicas de carga para revisión por estados límite de servicio.

Combinación 10 =  $1.0 [CM + CV_{m\acute{a}x}]$

Combinación 11 =  $1.0 [CM + CV_a + Q(SX + 0.3 SY)]$

Combinación 12 =  $1.0 [CM + CV_a + Q(SX - 0.3 SY)]$

Combinación 13 =  $1.0 [CM + CV_a + Q(-SX + 0.3 SY)]$

Combinación 14 =  $1.0 [CM + CV_a + Q(-SX - 0.3 SY)]$

Combinación 15 =  $1.0 [CM + CV_a + Q(0.3 SX + SY)]$

Combinación 16 =  $1.0 [CM + CV_a + Q(0.3 SX - SY)]$

Combinación 17 =  $1.0 [CM + CV_a + Q(-0.3 SX + SY)]$

Combinación 18 =  $1.0 [CM + CV_a + Q(-0.3 SX - SY)]$



### III.2. Modelo estructural.

La forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales, la distribución de las masas del edificio, tienen una influencia decisiva en el buen comportamiento del diseño sismorresistente. Es indispensable, que la estructura esté formada por un sistema ortogonal de elementos estructurales, esto le dará la capacidad de absorber en ambas direcciones los movimientos del terreno ocasionados por un sismo.

La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento y desde el punto de vista de este estudio, permite entender más claramente la forma en la que resistirá las cargas laterales y como podrá disipar la energía transmitida por un sismo.

En construcciones industriales es muy difícil conseguir todos los aspectos de regularidad, la estructura en estudio, tiene una concentración de masa en los niveles N +22.00 m y N +16.75 m, ambas, equivalentes al 60% del peso total de la edificación, situación no recomendable para el buen funcionamiento estructural. Para compensar un poco esta irregularidad, se ha evitado hacer cambios de secciones a las columnas en toda la altura y se consideró la capacidad estructural de los muros para dar mayor rigidez al sistema.

#### III.2.1. Estructuración.

Es necesario conocer las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales para determinar las rigideces que intervienen en la definición del modelo analítico. En una primera etapa conviene recurrir a un análisis aproximado para proponer dimensiones preliminares, éstos, también son de mucha utilidad para la comprobación de los resultados por métodos refinados.

Las características geométricas de las secciones de los elementos estructurales y las propiedades de los materiales son las siguientes:

##### A. Secciones transversales.

- |                        |               |
|------------------------|---------------|
| 1. Columnas            | 65 cm x 65 cm |
| 2. Columnas            | 45 cm x 45 cm |
| 3. Columnas            | 40 cm x 40 cm |
| 4. Trabes              | 35 cm x 70 cm |
| 5. Trabes              | 30 cm x 70 cm |
| 6. Trabes              | 30 cm x 65 cm |
| 7. Trabes              | 20 cm x 40 cm |
| 8. Muro de mampostería | e=12 cm       |

##### B. Materiales.

- |                      |   |
|----------------------|---|
| 1. Concreto simple,  | $f'c = 100 \text{ kgf/cm}^2$ , en plantillas  |
| 2. Concreto Clase 2, | $f'c = 200 \text{ kgf/cm}^2$ , en pilas de cimentación                                  |
| 3. Concreto Clase 1, | $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ , en trabes, columnas, losas de entrepiso y trabes de liga |





4. Concreto Clase 1,  $f_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ , en elementos prefabricados - pretensados
5. Acero de refuerzo,  $f_y = 4\,200 \text{ kgf/cm}^2$
6. Acero de presfuerzo,  $f_{pu} = 19\,000 \text{ kgf/cm}^2$
7. Malla electrosoldada,  $f_y = 5\,000 \text{ kgf/cm}^2$
8. Acero de refuerzo,  $f_y = 2\,320 \text{ kgf/cm}^2$ , alambIÓN
9. Tabique hueco de cerámica confinado,  $f_m^* = 20 \text{ kgf/cm}^2$
10. Mortero para junteo de muros de tabique,  $f_m^* = 125 \text{ kgf/cm}^2$
11. Soldadura de la serie E-70, según especificación AWS

### C. Propiedades Mecánicas de los Materiales.

#### 1. Concreto para pilas de cimentación.

$$f_c' = 200 \text{ kgf/cm}^2, \text{ Clase 2}$$

$$f_c^* = 0.80 \times 200 = 160 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 7\,000 \sqrt{200} = 99\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

#### 2. Concreto para columnas, trabes, losas y trabes de liga.

$$f_c' = 250 \text{ kgf/cm}^2, \text{ Clase 1}$$

$$f_c^* = 0.80 \times 250 = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 12\,700 \sqrt{250} = 200\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

#### 3. Concreto para elementos pretensados.

$$f_c' = 350 \text{ kgf/cm}^2, \text{ Clase 1}$$

$$f_c^* = 0.80 \times 350 = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 12\,700 \sqrt{350} = 237\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

#### 4. Acero de refuerzo.

$$f_y = 4\,200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 210\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

#### 5. Acero de presfuerzo.

$$f_{pu} = 19\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 196\,000 \text{ kgf/cm}^2$$



### 6. Mampostería de cerámica con huecos verticales.

$$f_m^* = 20 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_m = 600 f_m^* = 12\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$G_m = 6\,430 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\gamma_m = 1\,600 \text{ kgf/m}^3$$

$$\mu_m = 0.4$$

En las figuras 3.1 a 3.10 se presenta la estructuración del edificio, misma que se tomó como base para el modelo analítico.



Estructuración.

Fig. 3.1. Planta cimentación N0 0.00 m.



Estructuración.

Fig. 3.2. Planta N1 +5.50 m.



Estructuración.



Fig. 3.3. Planta N2 +10.00 m.



Estructuración.



Fig. 3.4. Planta N3 +13.00 m.



Estructuración.

Fig. 3.5. Planta N4 +16.75 m.



Estructuración.

Fig. 3.6. Planta N5 +22.00 m y N6 +24.60 m.





Estructuración.

Fig. 3.7. Marcos ejes K, K1 y L.



Estructuración.



Fig. 3.8. Marcos ejes M y N.



Estructuración.

Fig. 3.9. Marcos ejes 3b, 4a y 5a.



Estructuración.

Fig. 3.10. Marcos ejes 6a, 7b y 9a.



### III.2.2. Modelo analítico.

El modelo analítico de la estructura debe especificar las condiciones de continuidad entre un elemento y otro, y las de frontera entre la estructura y sus apoyos. Las condiciones de continuidad entre los elementos de una estructura dependen esencialmente del detalle constructivo con que se resuelve la conexión. Las condiciones de apoyo de la estructura sobre el terreno dependen del tipo de cimentación que se le proporcione y de las propiedades del subsuelo. Se acostumbra modelar el apoyo con una de las condiciones extremas, empotramiento o articulación.

#### A. Modelo geométrico.

Es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Su determinación implica identificar la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. En las figuras 3.11 y 3.12 se presenta la geometría del modelo analítico tridimensional. En la sección III.2.1 se muestran las propiedades mecánicas y geométricas de las secciones estructurales resistentes.

#### B. Modelo de las acciones impuestas.

Son las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento, se representan por conjuntos de cargas. El proceso de idealización requiere plantear un modelo que represente la respuesta global de la estructura y en el que se han discriminado los elementos que no tienen una función principal en la respuesta del conjunto. Además deben analizarse una serie de modelos locales para el estudio de las fuerzas internas que se inducen en porciones específicas de la estructura. En este caso, se han discretizado las cargas debidas a equipos en cargas puntuales sobre los elementos estructurales que los portan. En el subcapítulo IV.5 se muestran las figuras 4.28 a 4.33 con las acciones permanentes en los diferentes entrepisos, en la sección III.1.4 se realizó el análisis de cargas para las cuatro condiciones básicas de cargas descritas en III.1.3.

#### C. Modelo de comportamiento de los materiales.

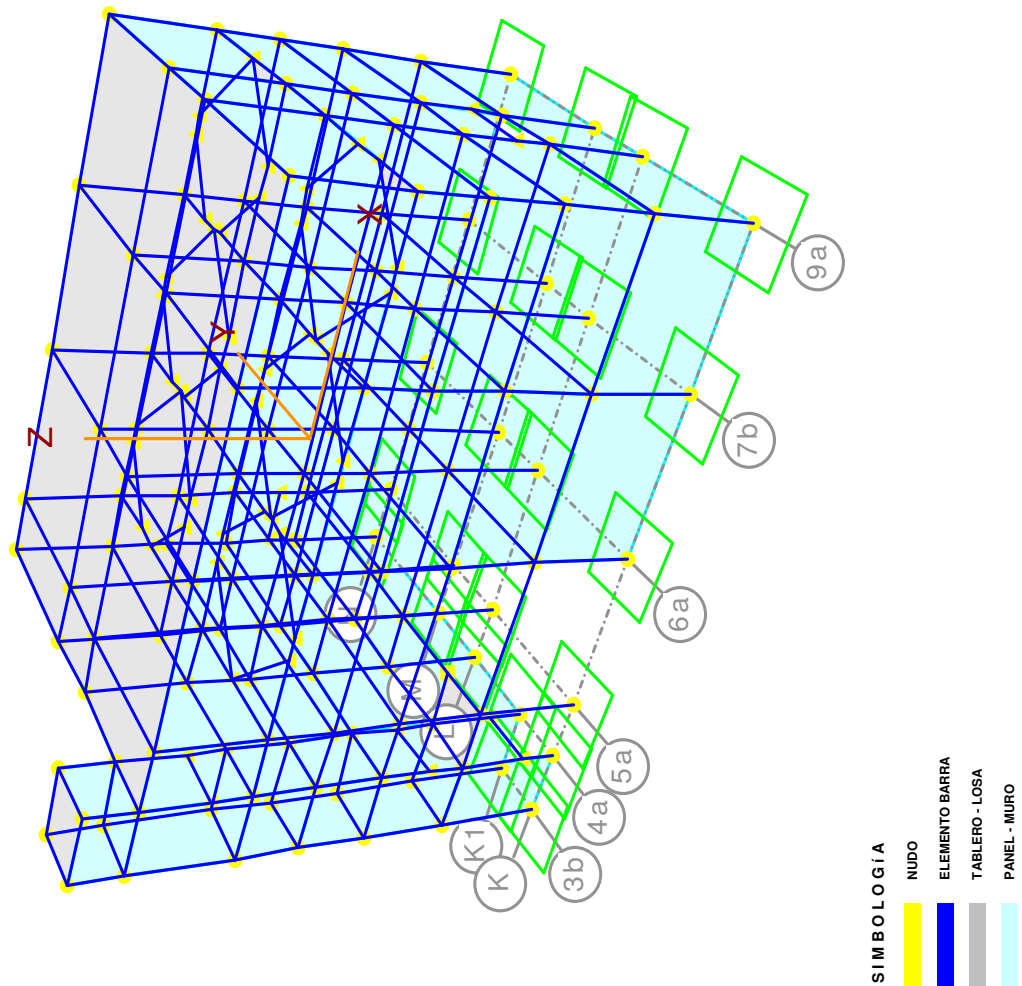
Generalmente se hace la hipótesis de comportamiento elástico lineal, sin embargo, si algún elemento o parte de éste, pierde rigidez por entrar en una etapa de comportamiento inelástico, su rigidez relativa con respecto a los elementos a los que está conectado disminuirá, dando lugar a una modificación de la distribución de fuerzas internas y, en general, a una reducción en el nivel de esfuerzos en el elemento que ha perdido rigidez. A esta modificación de fuerzas internas se le llama redistribución por comportamiento inelástico.

Cuando alguna sección de un elemento llega a su momento de fluencia los elementos tienen comportamiento dúctil, cuando se alcanza el momento flexionante de fluencia en una sección la capacidad de carga ya no crece prácticamente, pero, la sección es capaz de mantener este momento para deformaciones muy superiores a las de fluencia y por tanto constituye lo que se conoce como una “articulación plástica”.



Modelo analítico.

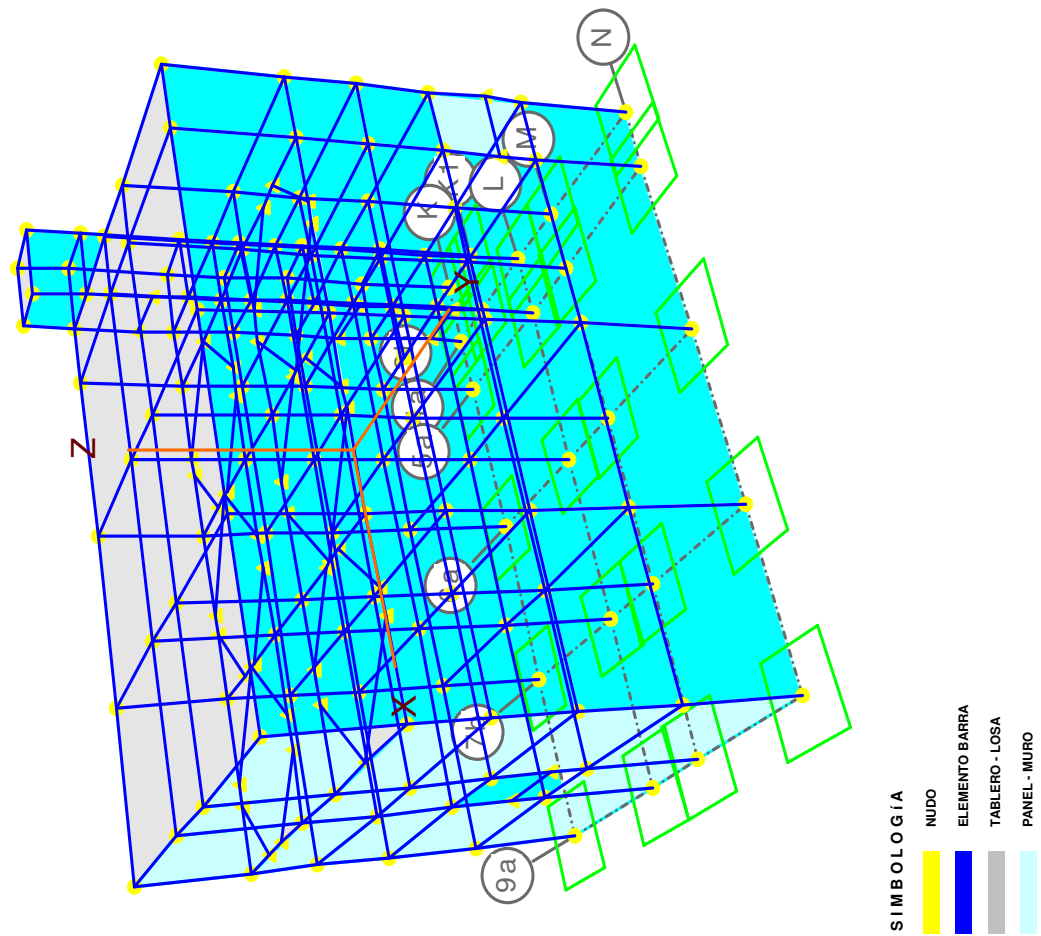
Fig. 3.11. Vista tridimensional S-E.





Modelo analítico.

Fig. 3.12. Vista tridimensional N-E.





### III.3. Análisis estructural.

En la etapa de análisis se realiza la determinación de la respuesta estructural, o sea, de los efectos que las acciones de diseño producen en la estructura. Estos efectos se describen en términos de fuerzas internas, desplazamientos y deformaciones. El análisis se refiere a la determinación de las fuerzas internas actuantes en las diferentes secciones de la estructura para su posterior comparación con las fuerzas internas resistentes.

La etapa de análisis puede considerarse dividida en dos fases, la primera, consiste en la identificación del modelo analítico que representa a la estructura y a las acciones que sobre ésta se ejercen, y la segunda, consiste en la solución del problema analítico. Sus resultados solo serán indicativos de la respuesta de la estructura real en la medida en que el modelo analizado represente finalmente sus propiedades esenciales.

El análisis general de la estructura y su cimentación se hizo considerando hipótesis de comportamiento elástico lineal. La simulación del sistema estructural se hizo usando el programa **ECOgcW versión 2.16**, el cual, cuenta con análisis lineal, análisis sísmico y diseño de trabes y columnas de concreto reforzado. Para evaluar los efectos por sismo se aplicó el análisis sísmico estático equivalente. Se realizó el análisis sísmico dinámico modal para las tres etapas de construcción, y se establecieron frecuencias, periodos, configuraciones y factores de participación, para los cuatro primeros modos naturales de vibración de la estructura modelada tridimensionalmente.

El modelo para el “Edificio Completo”, se idealizó mediante un conjunto de 195 nudos, de estos, 23 son apoyos en el desplante; 381 son elementos de concreto reforzado, de estos, 252 corresponden a trabes y 129 a columnas; 43 son tableros que conforman 4 diafragmas de entrepisos y 80 son elementos panel que corresponden a muros confinados de tabique hueco de cerámica con refuerzo interior.

#### III.3.1. Métodos de análisis sísmico.

##### A. Análisis sísmico estático equivalente (ASEE).

Para evaluar los efectos debidos a sismo, el RCDF04 establece que para construcciones menores de 60 m de altura, es aplicable el ASEE. La fuerza cortante se determina en la base del edificio a partir de la fuerza de inercia que se induce en la estructura como un sistema equivalente de un grado de libertad, posteriormente, dicha fuerza se distribuye en las diferentes alturas de la estructura en proporción de su masa y altura con respecto al nivel de desplante, obteniendo así las fuerzas correspondientes por cada nivel. El RCDF04 recomienda el uso de un método de análisis dinámico, cuando se tenga una distribución de masas y rigideces no uniformes en la edificación.

Se determinó el peso de la estructura del edificio completo (tercera etapa), y utilizando el ASEE, se obtuvieron las fuerzas y cortantes sísmicos por nivel y totales. Análogamente se obtuvieron los valores correspondientes para la primera y segunda etapas de construcción. En la tabla 3.1 se muestran los resultados del ASEE para la tercera etapa de construcción, en las tablas 3.2 a 3.4 se indica el peso total y el cortante sísmico en la base del edificio para las tres etapas de construcción.



**1. Estimación de pesos de la estructura por nivel para el ASEE.**

N6 AZOTEA    N +24.60 m	CM	10.81	tonf
	CVa	0.83	tonf
	<b>W [N-6]</b>	<b>11.65</b>	<b>tonf</b>
N5 AZOTEA    N +22.00 m	CM	500.66	tonf
	CVa	37.05	tonf
	<b>W [N-5]</b>	<b>537.72</b>	<b>tonf</b>
N4 PISO DE OPERACION N +16.75 m	CM	474.05	tonf
	CVa	59.70	tonf
	<b>W [N-4]</b>	<b>533.75</b>	<b>tonf</b>
N3    N +13.00 m	CM	218.61	tonf
	CVa	0.00	tonf
	<b>W [N-3]</b>	<b>218.61</b>	<b>tonf</b>
N2    N +10.00 m	CM	221.56	tonf
	CVa	0.00	tonf
	<b>W [N-2]</b>	<b>221.56</b>	<b>tonf</b>
N1    N +5.50 m	CM	288.31	tonf
	CVa	1.35	tonf
	<b>W [N-1]</b>	<b>289.66</b>	<b>tonf</b>
<b>TOTAL=</b>		<b>1812.94</b>	<b>tonf</b>

## 2. Determinaciones de fuerzas sísmicas con ASEE.

Tabla 3.1. Análisis Sísmico Estático Equivalente.

### ASEE EDIFICIO TPR 1 - TERCERA ETAPA (3b - 9a)

NIVEL	W ( tonf )	H ( m )	WH ( tonf - m )	F ( tonf )	V ( tonf )
6	11.65	24.60	286.50	3.51	3.51
5	537.72	22.00	11829.73	145.13	148.65
4	533.75	16.75	8940.30	109.68	258.33
3	218.61	13.00	2841.94	34.87	293.20
2	221.56	10.00	2215.57	27.18	320.38
1	289.66	5.50	1593.11	19.55	339.93
	1812.94		27707.16	339.93	

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i H_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i H_i}; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_o$$

Donde:

$F_i$	fuerza sísmica equivalente aplicada en el i-ésimo nivel
$c$	coeficiente sísmico básico, 0.30
$Q' = 0.8Q$	factor de ductilidad para estructuras no regulares
$W_i$	peso de la i-ésima masa
$H_i$	altura de la i-ésima masa sobre el desplante
$a_o$	ordenada espectral para $T = 0$ .

### B. Análisis sísmico dinámico modal espectral (ASDME).

El ASDME, comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura o mecanismo. Es decir, al conjunto de elementos rígidos, móviles unos respecto de otros, unidos entre sí, mediante diferentes tipos de uniones. El ASDME, se refiere al análisis de las pequeñas oscilaciones o vibraciones que puede sufrir la estructura alrededor de su



posición de equilibrio. El movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes que deben tenerse en cuenta en el diseño sísmico.

**C. Análisis sísmico dinámico paso a paso (ASDPP).**

El ASDPP, consiste en la integración directa de las ecuaciones de movimiento, para una excitación correspondiente a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o combinaciones de estos, el RCDF04 establece para su aplicación, el uso de no menos de cuatro movimientos representativos, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

De los tres métodos mencionados el ASDPP, es el de menor uso por su complejidad para aplicarlo y la disponibilidad de acelerogramas representativos del espectro de diseño sísmico en el sitio.

III.3.2. Respuesta estructural.

Las frecuencias naturales de vibración de la estructura, así como los modos principales de vibración, dependen exclusivamente de la geometría de sus elementos estructurales, los materiales y la configuración propia del edificio o estructura resistente, es decir, de la distribución tridimensional de masas y de rigideces.

Para tener idea del comportamiento estructural dinámico del edificio, en las tablas 3.2 a 3.4 se presenta el resumen selectivo de resultados de la respuesta dinámica de las estructuras, obtenidos para las tres etapas de construcción y con respecto a los cuatro primeros modos de vibración.

En las tablas 3.5 a 3.7 se muestran los resultados selectivos obtenidos de rigideces, desplazamientos y distorsiones por entrepiso, para las tres etapas de construcción.

En las figuras 3.13 a 3.24 se presentan las configuraciones modales de la estructura para los cuatro primeros modos de vibración del “Edificio Completo”.

Tabla 3.2. Respuesta dinámica - Edificio primera etapa.

**Primera etapa de construcción**

MODO	Periodo T (seg)	Frecuencia f (Hz)	Frecuencia $\omega$ (rad / seg)	Q'	GDL
1	0.621	1.61	10.12	1.60	X
2	0.547	1.83	11.49	1.60	Y
3	0.386	2.59	16.28	1.60	Y
4	0.194	5.15	32.39	1.32	X

$$P_{\text{sismo}} = 900 \text{ tonf}$$

$$V_{\text{base}} = 169 \text{ tonf}$$

Tabla 3.3. Respuesta dinámica - Edificio segunda etapa.

**Segunda etapa de construcción**

MODO	Periodo T (seg)	Frecuencia f (Hz)	Frecuencia $\omega$ (rad / seg)	Q'	GDL
1	0.641	1.56	9.80	1.60	Y
2	0.543	1.84	11.57	1.60	X
3	0.382	2.62	16.45	1.60	Y
4	0.209	4.78	30.06	1.36	Y

$$P_{\text{sismo}} = 1324 \text{ tonf}$$

$$V_{\text{base}} = 248 \text{ tonf}$$

Tabla 3.4. Respuesta dinámica - Edificio completo.

**Tercera etapa de construcción**

MODO	Periodo T (seg)	Frecuencia f (Hz)	Frecuencia $\omega$ (rad / seg)	Q'	GDL
1	0.565	1.77	11.12	1.60	Y
2	0.516	1.94	12.18	1.60	X
3	0.366	2.73	17.17	1.60	X
4	0.205	4.88	30.65	1.35	Y

$$P_{\text{sismo}} = 1813 \text{ tonf}$$

$$V_{\text{base}} = 340 \text{ tonf}$$

Tabla 3.5. Rigideces y distorsiones de entrepisos - Edificio primera etapa.

**Primera etapa de construcción**

NIVEL	Rigidez de entrepiso (tonf/cm)		Desplazamiento de entrepiso (cm)		Desplazamiento Relativo (cm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N6	4.23	7.11	2.816	1.883	0.747	0.310	0.0057	0.0024
N5	182.43	170.00	2.069	1.573	0.292	0.315	0.0011	0.0012
N4	127.21	424.67	1.777	1.258	0.756	0.221	0.0047	0.0014
N3	5525.23	484.90	1.021	1.037	0.218	0.227	0.0012	0.0013
N2	1693.60	295.85	0.803	0.810	0.076	0.416	0.0003	0.0018
N1	191.78	331.75	0.727	0.394	0.727	0.394	0.0033	0.0018

Bx = 11.00 m

By = 19.00 m

Tabla 3.6. Rigideces y distorsiones de entrepisos - Edificio segunda etapa.

**Segunda etapa de construcción**

NIVEL	Rigidez de entrepiso (tonf/cm)		Desplazamiento de entrepiso (cm)		Desplazamiento Relativo (cm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N6	8.09	3.14	1.932	2.859	0.368	0.657	0.0028	0.0051
N5	385.30	191.76	1.564	2.202	0.219	0.433	0.0008	0.0016
N4	349.71	2208.00	1.345	1.769	0.432	0.066	0.0027	0.0004
N3	770.46	4466.13	0.913	1.703	0.231	0.364	0.0013	0.0021
N2	1200.00	222.41	0.682	1.339	0.167	0.848	0.0007	0.0038
N1	418.50	407.00	0.515	0.491	0.515	0.491	0.0023	0.0022

Bx = 19.00 m

By = 19.00 m

Tabla 3.7. Rigideces y distorsiones de entrepisos - Edificio completo.

**Tercera etapa de construcción**

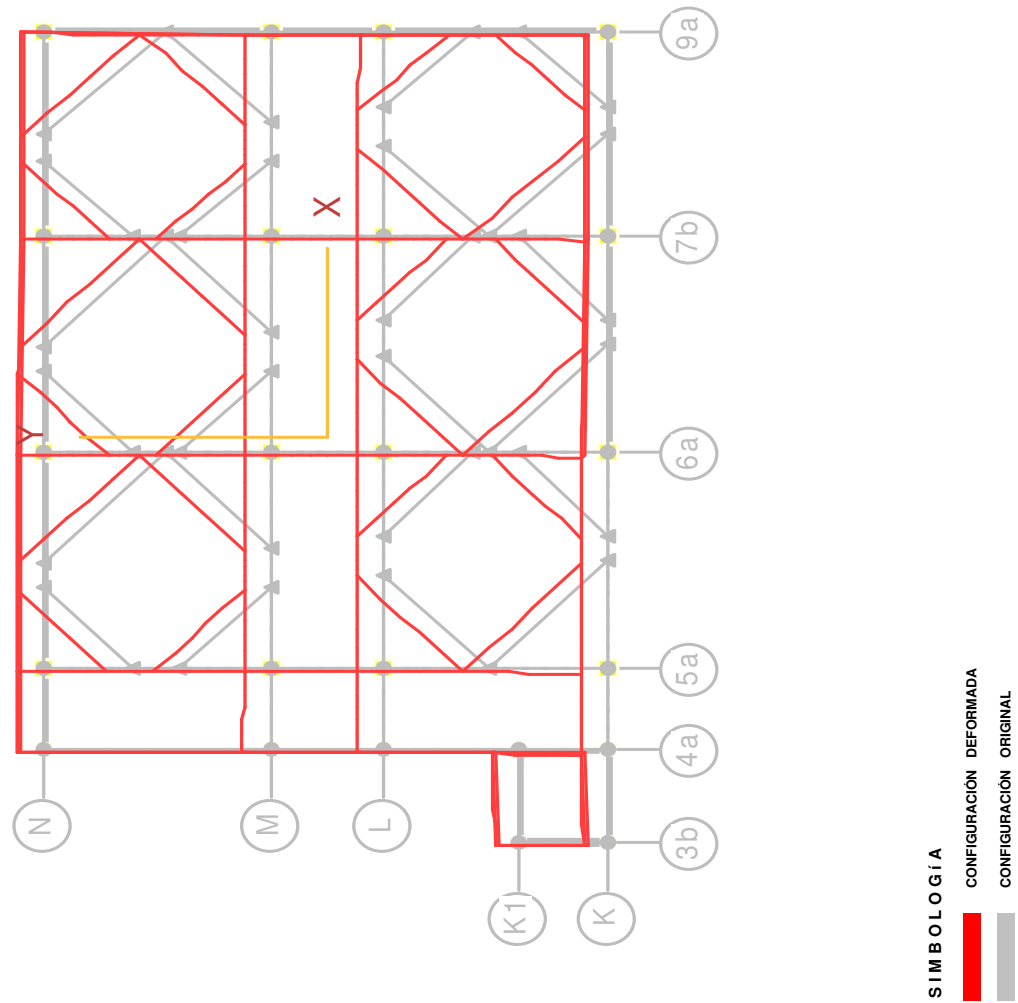
NIVEL	Rigidez de entrepiso (tonf/cm)		Desplazamiento de entrepiso (cm)		Desplazamiento Relativo (cm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N6	12.29	12.96	1.675	1.976	0.232	0.219	0.0018	0.0017
N5	604.46	479.86	1.443	1.757	0.191	0.245	0.0007	0.0009
N4	664.27	1521.89	1.252	1.512	0.313	0.138	0.0019	0.0008
N3	1055.78	974.37	0.939	1.374	0.233	0.255	0.0013	0.0015
N2	1099.87	515.00	0.706	1.119	0.252	0.544	0.0011	0.0024
N1	656.13	523.28	0.454	0.575	0.454	0.575	0.0021	0.0026

Bx = 26.60 m

By = 19.00 m

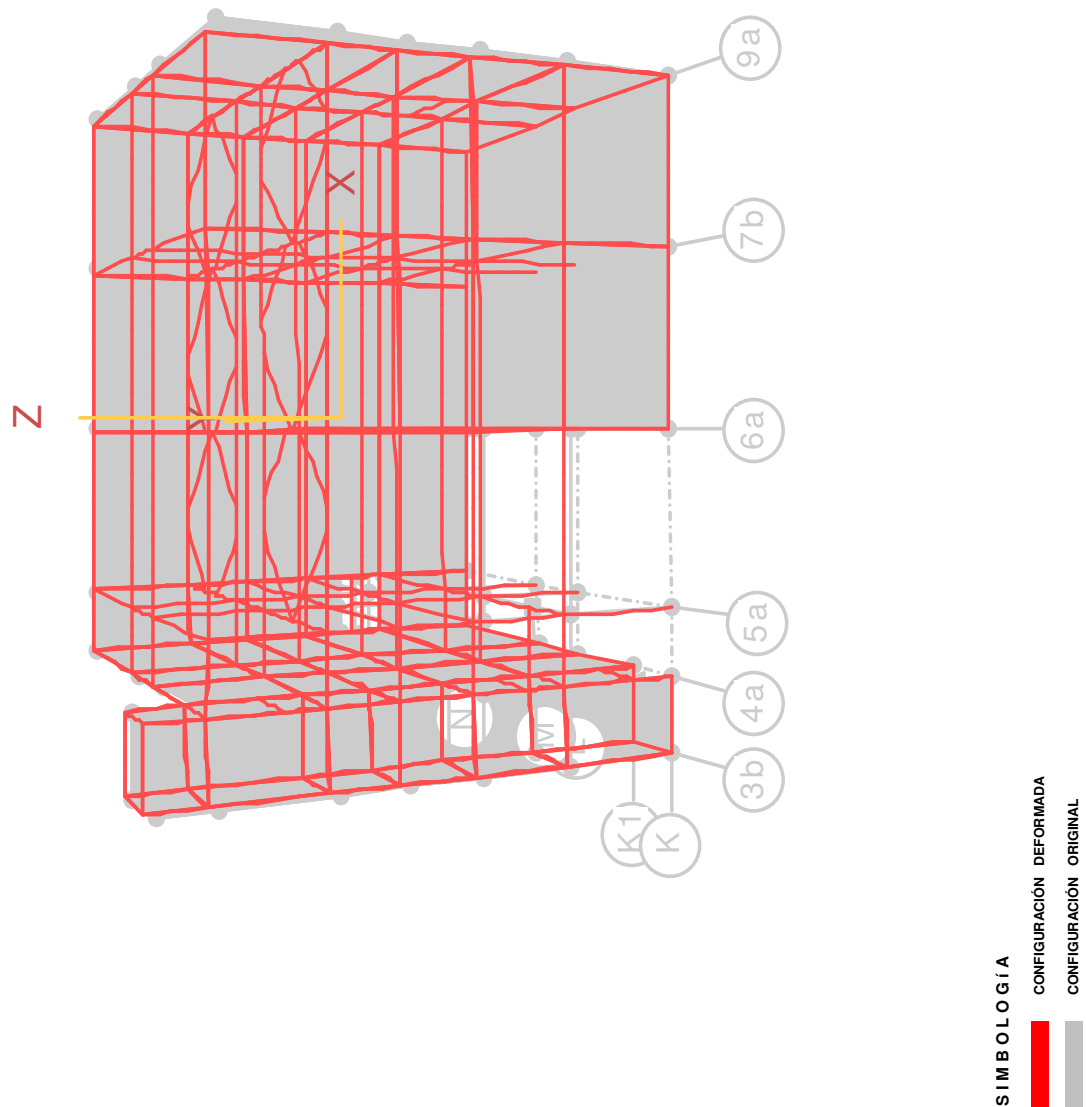
Respuesta estructural.

Fig. 3.13. Modo de vibrar 1, vista en planta.



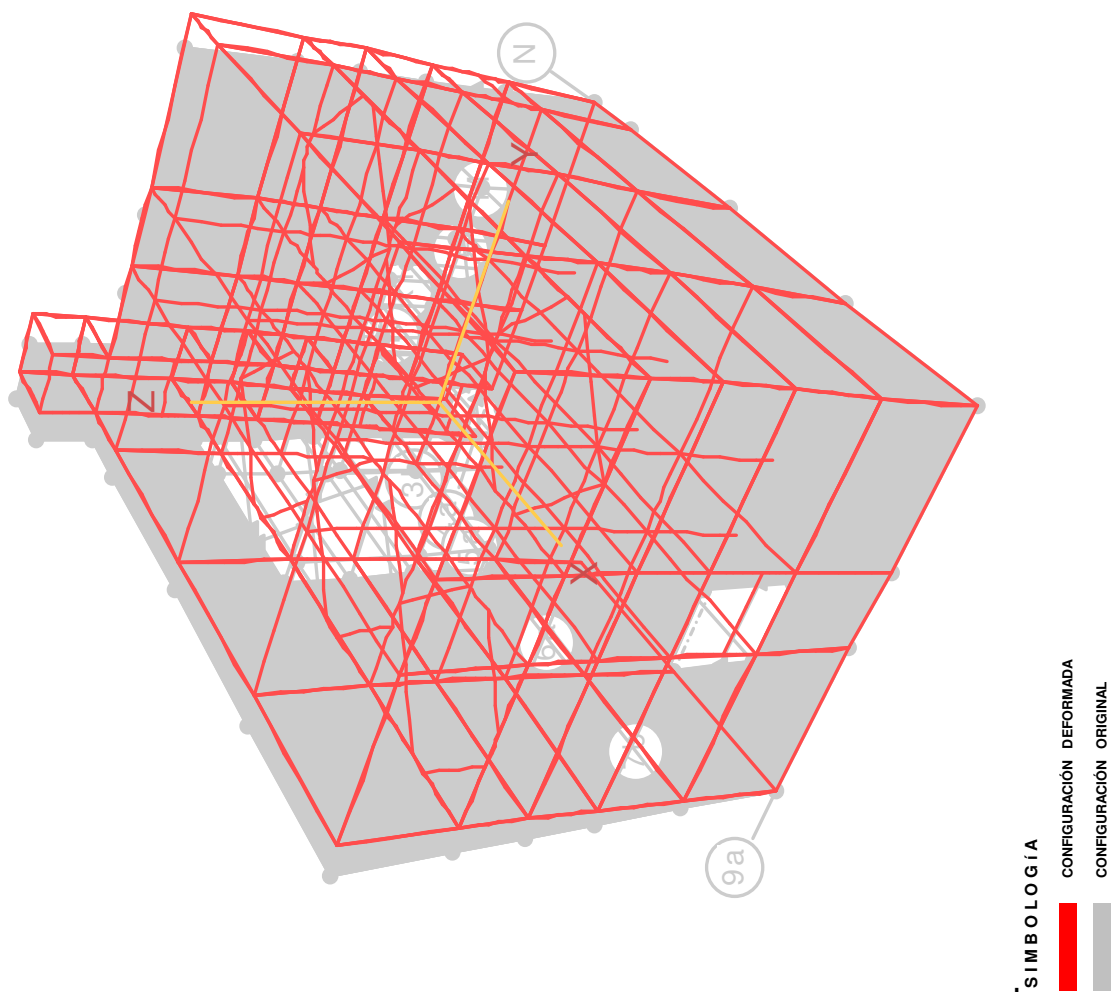
Respuesta estructural.

Fig. 3.14. Modo de vibrar 1, vista tridimensional Sur.



**Respuesta estructural.**

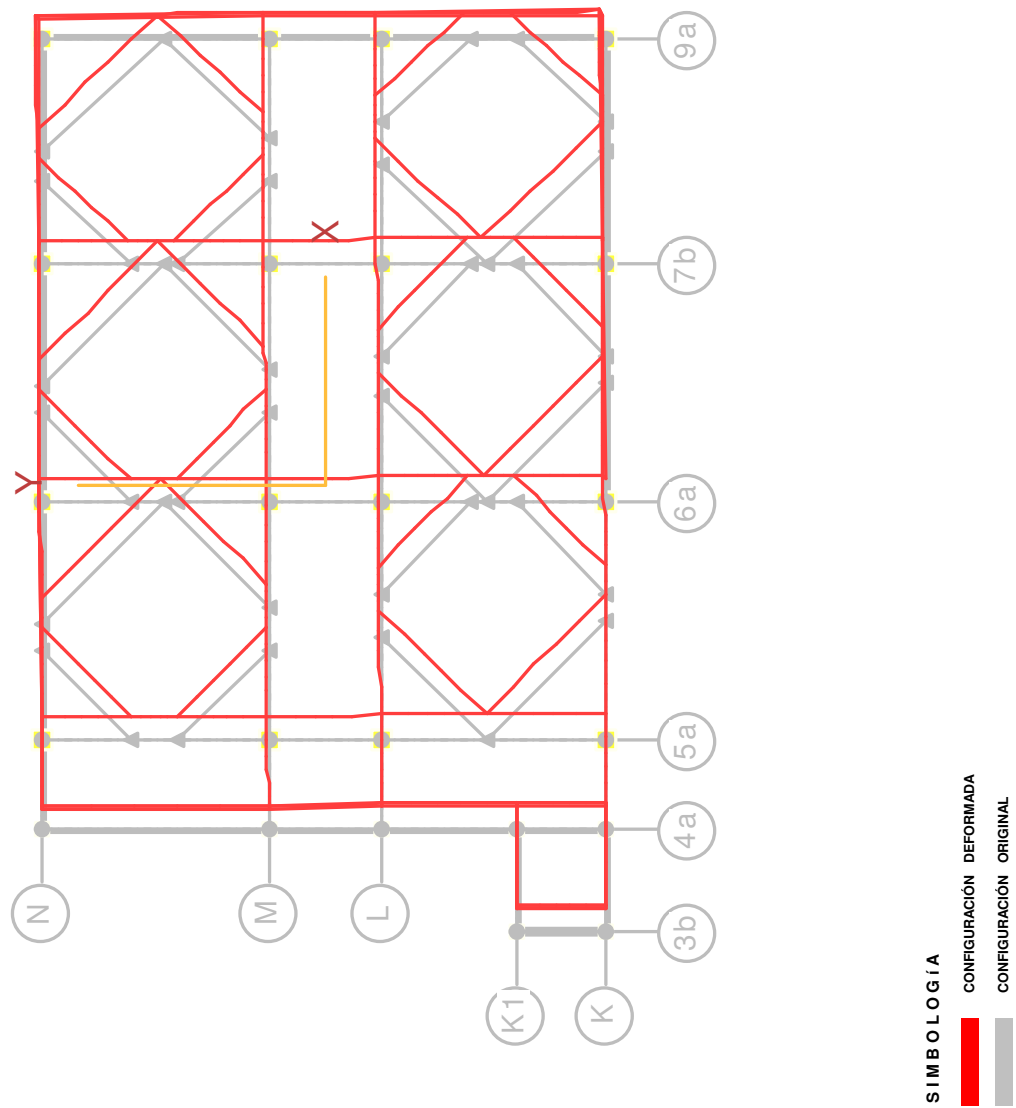
**Fig. 3.15. Modo de vibrar 1, vista tridimensional N-E.**





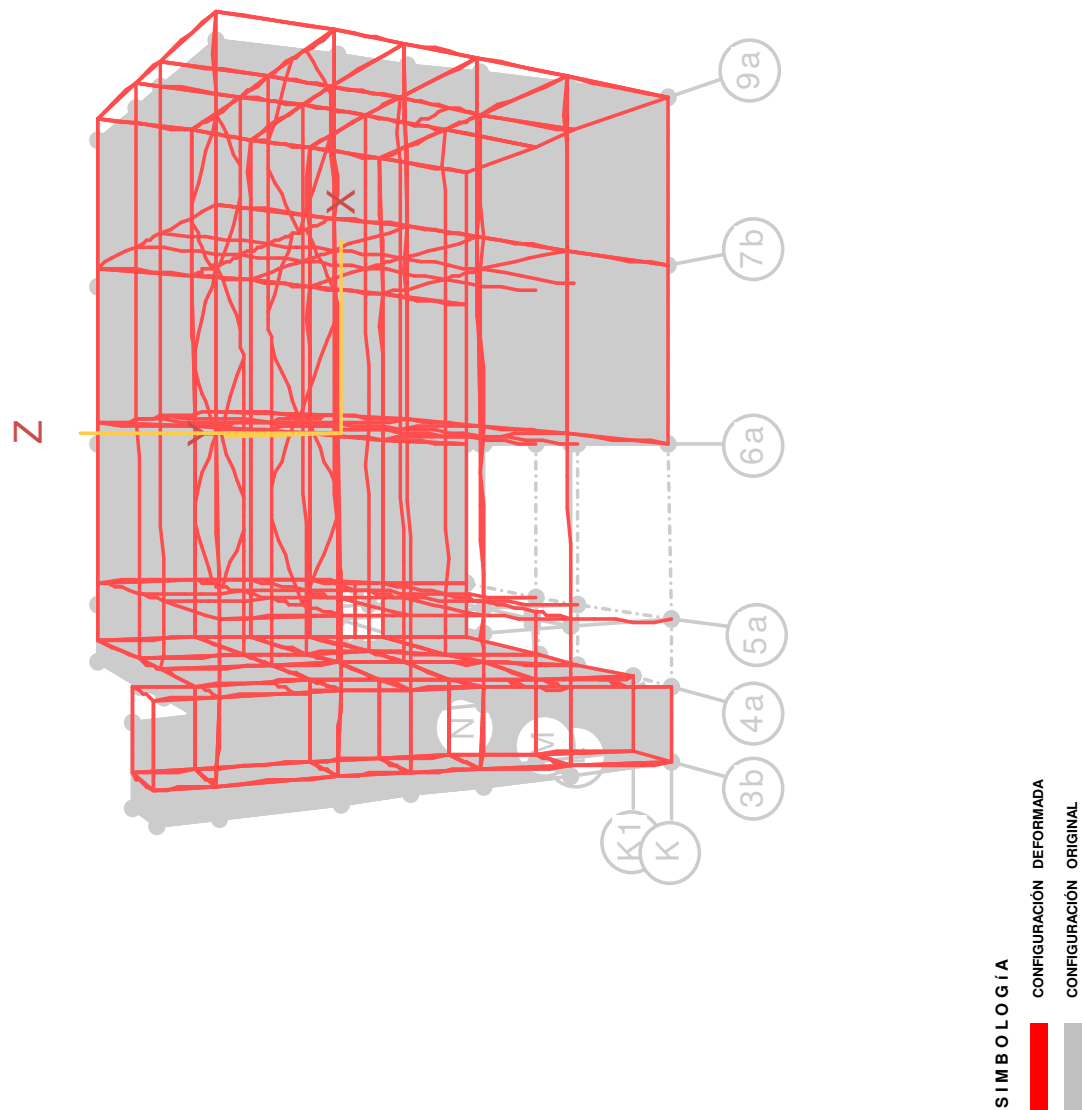
Respuesta estructural.

Fig. 3.16. Modo de vibrar 2, vista en planta.



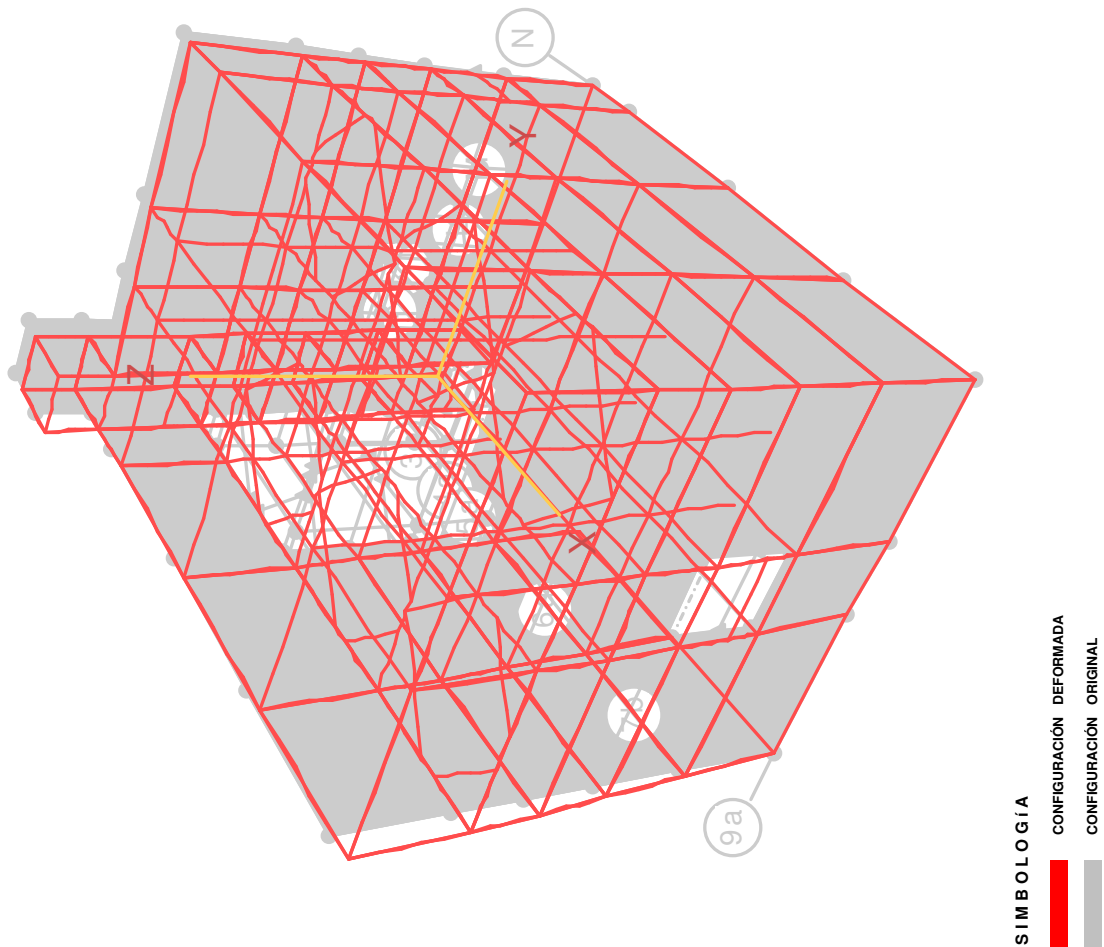
Respuesta estructural.

Fig. 3.17. Modo de vibrar 2, vista tridimensional Sur.



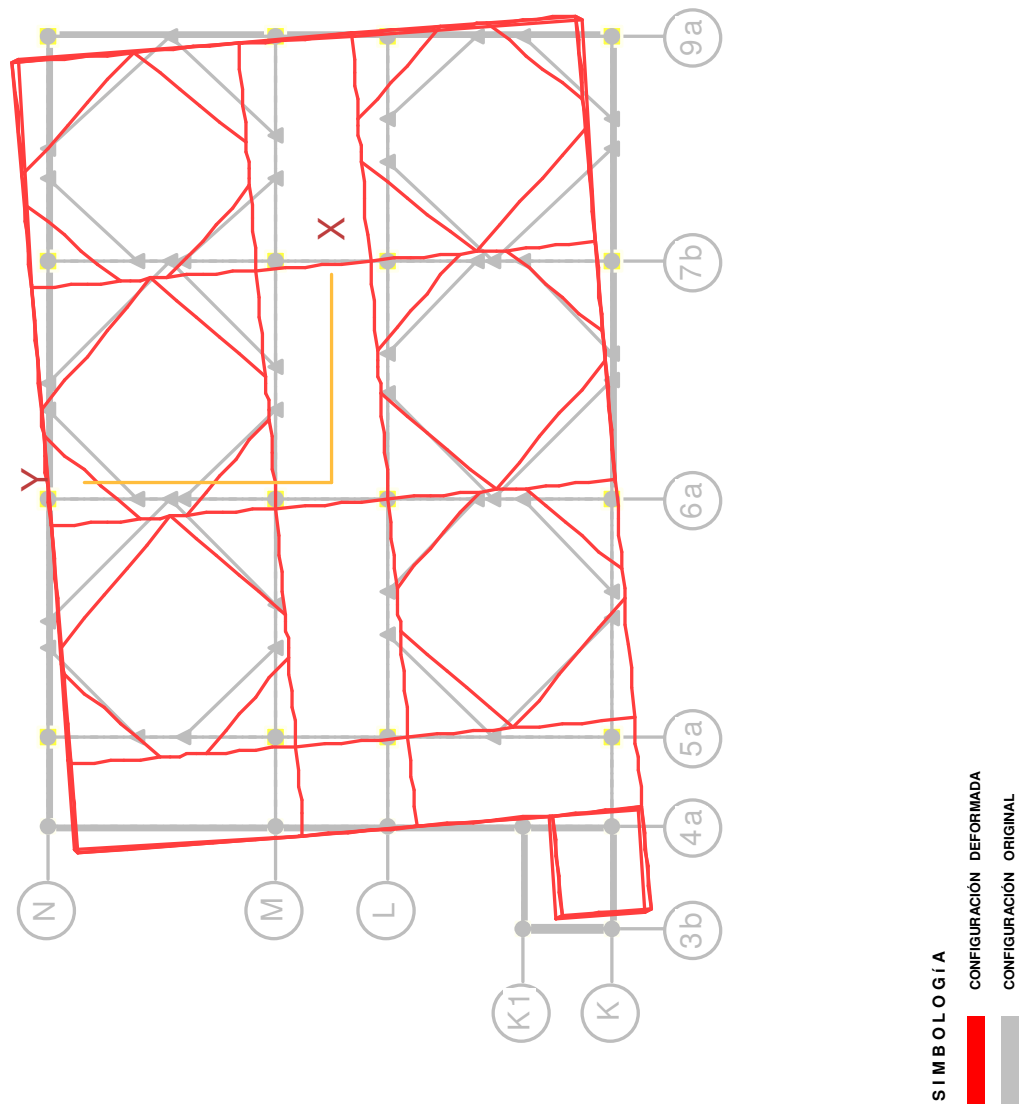
Respuesta estructural.

Fig. 3.18. Modo de vibrar 2, vista tridimensional N-E.



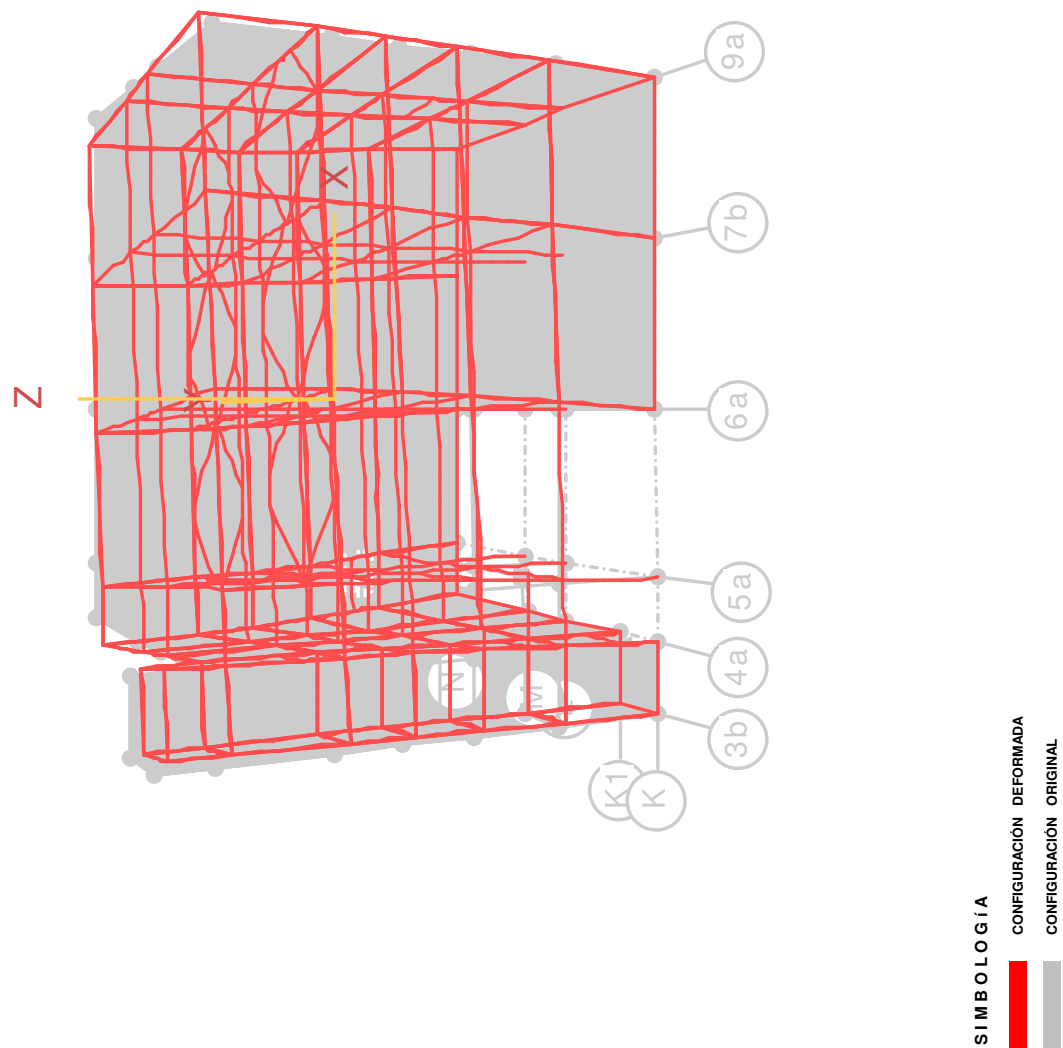
Respuesta estructural.

Fig. 3.19. Modo de vibrar 3, vista en planta.



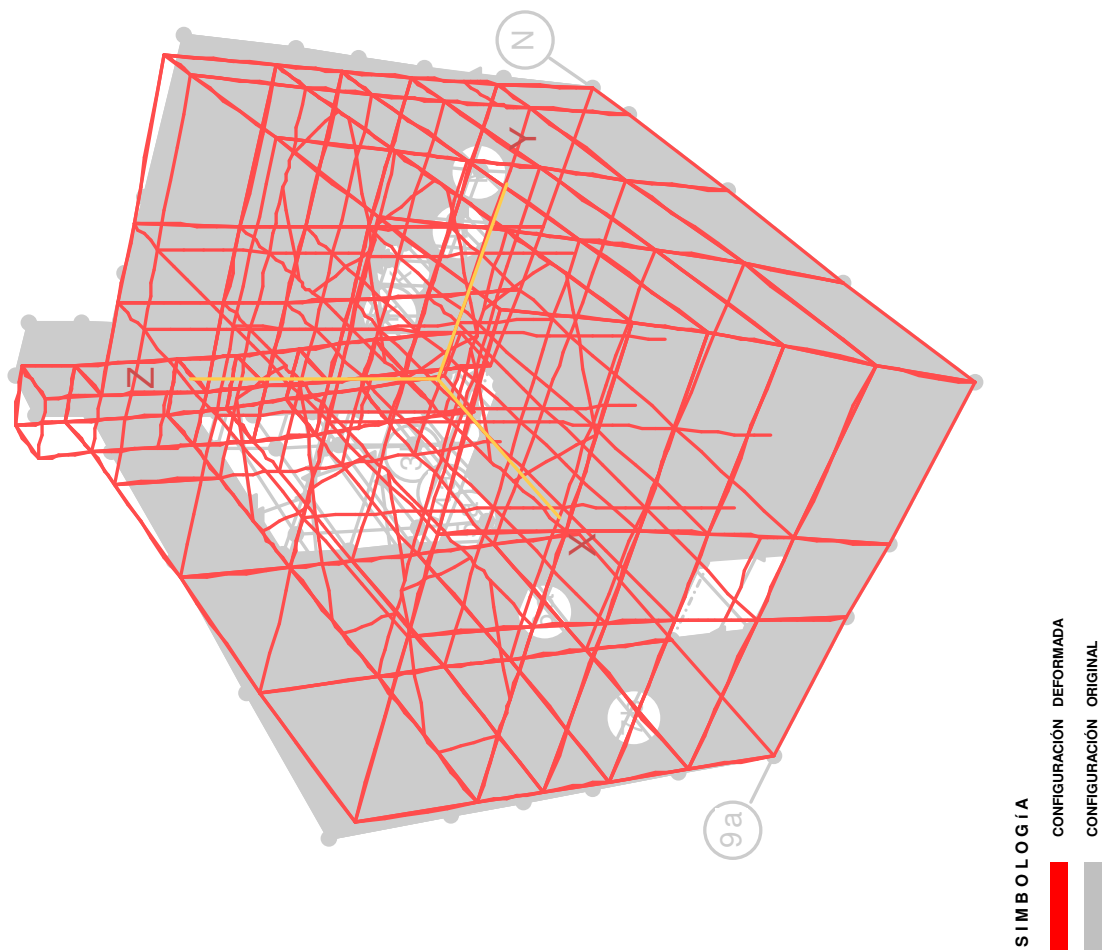
Respuesta estructural.

Fig. 3.20. Modo de vibrar 3, vista tridimensional Sur.



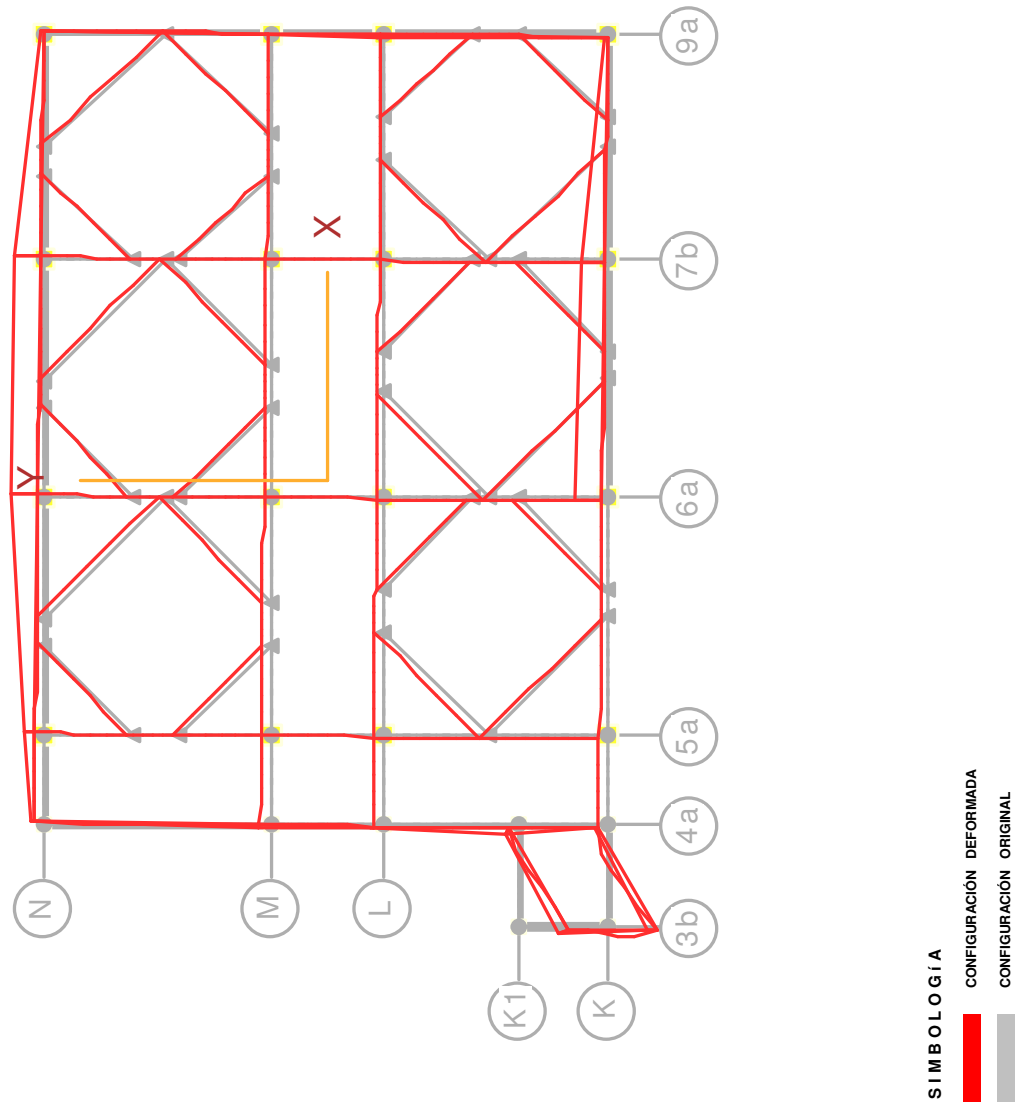
Respuesta estructural.

Fig. 3.21. Modo de vibrar 3, vista tridimensional N-E.



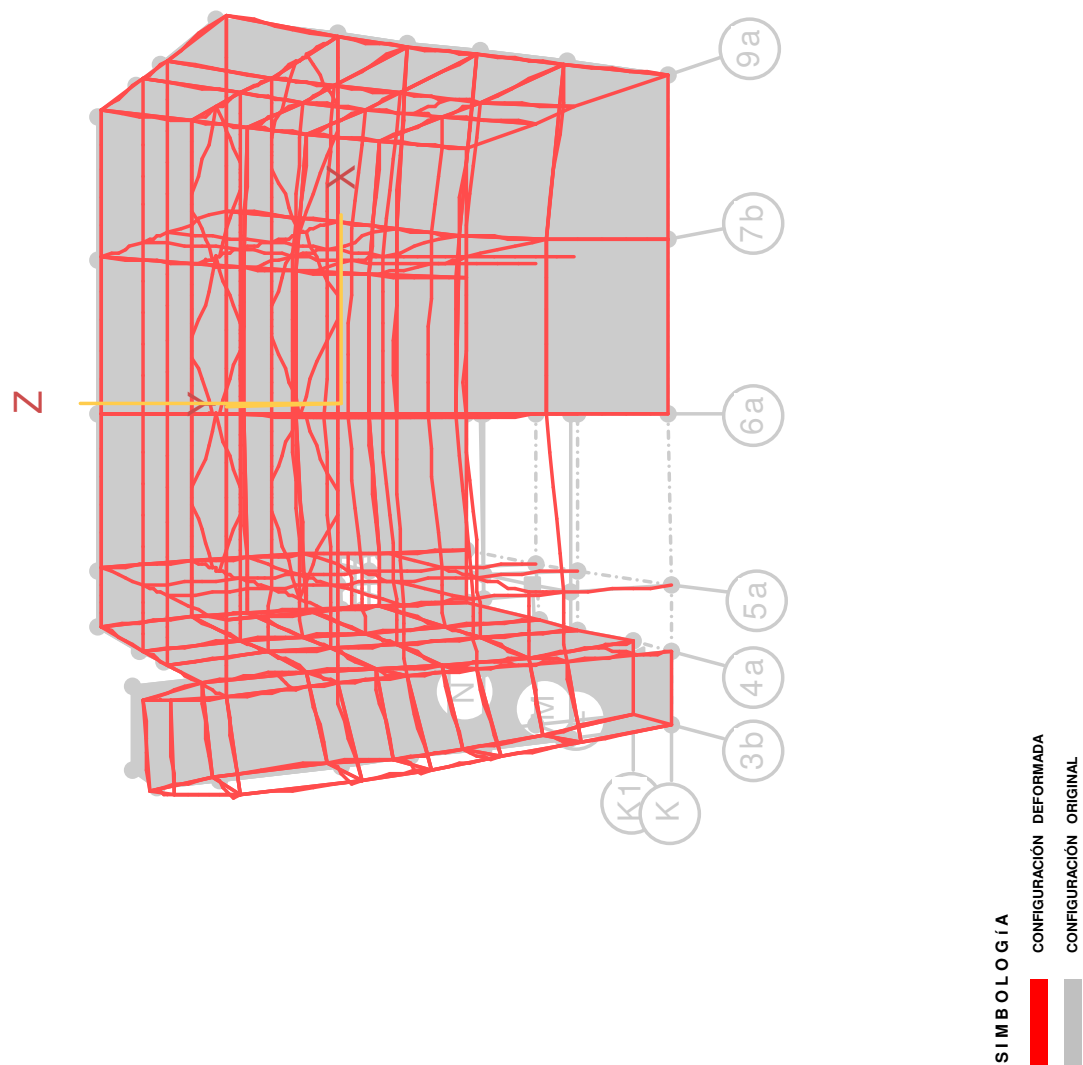
Respuesta estructural.

Fig. 3.22. Modo de vibrar 4, vista en planta.



Respuesta estructural.

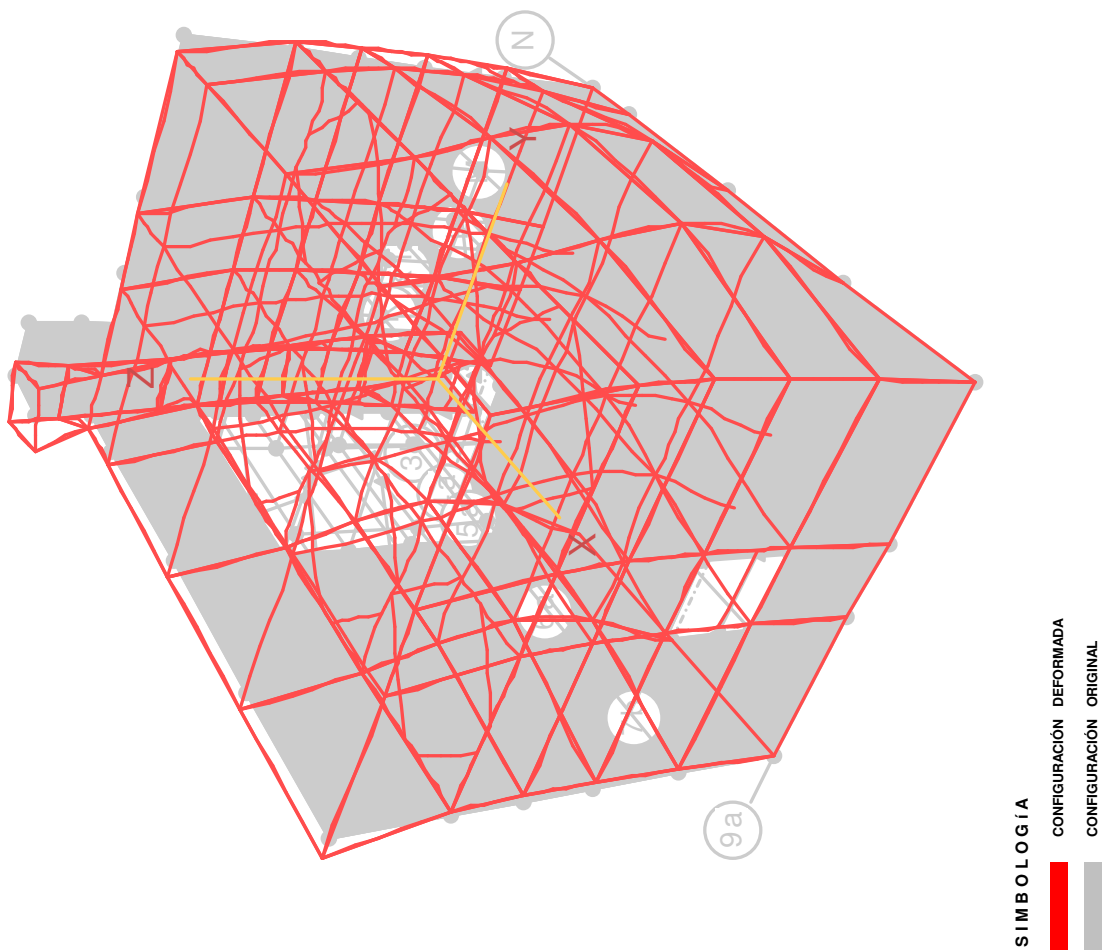
Fig. 3.23. Modo de vibrar 4, vista tridimensional Sur.





Respuesta estructural.

Fig. 3.24. Modo de vibrar 4, vista tridimensional N-E.





### III.4. Revisión y diseño de elementos estructurales.

El dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales se hizo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, estipulados en el RCDF04 y sus NTC's para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y las de Mampostería.

#### III.4.1. Estados límite.

Se alcanza un estado límite en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, agrietamientos, niveles de fatiga, acciones externas, o varios de ellos que determinan el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción.

##### A. Estados límite de falla.

Los estados límite de falla se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción, de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. La resistencia se expresa en términos de la fuerza interna o combinaciones de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad resistente máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entiende por fuerzas internas a las fuerzas axiales, cortantes, momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura. La revisión de los elementos estructurales se hizo por el "Método de Resistencia Última".

Las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga,  $F_C$ . Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencias,  $F_R$ , como lo especifica la sección 1.7 de las NTC's para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y la sección 3.1.4., de las NTC's para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

1.  $F_R = 0.9$  para flexión
2.  $F_R = 0.8$  para cortante y torsión
3.  $F_R = 0.7$  para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas
4. Flexocompresión:
  - $F_R = 0.8$  cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal
  - $F_R = 0.8$  cuando el elemento falle en tensión
  - $F_R = 0.7$  si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión
5.  $F_R = 0.7$  para aplastamiento
6. Muros sujetos a fuerza cortante:
  - $F_R = 0.7$  para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior



## **B. Estados límite de servicio.**

Se refieren a la presencia de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. Se comprobaba que la respuesta de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) quede limitada a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Para su evaluación se revisan las siguientes consideraciones:

1. Un desplazamiento vertical en el centro de trabes y losas de entrepiso, en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm. En miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a los elementos estructurales, se considerará igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
2. Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en caso contrario, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250.

## **C. Diseño por durabilidad.**

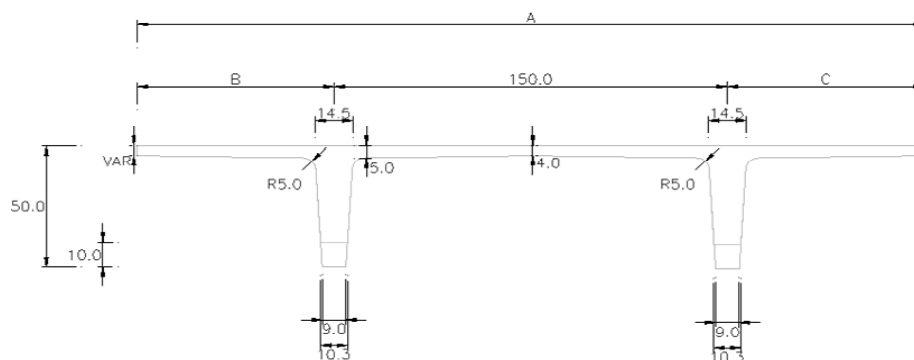
Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años.

### **III.4.2. Sistemas de piso.**

El sistema de piso hace la función de un diafragma rígido horizontal para transmitir las fuerzas sísmicas a los elementos verticales del sistema estructural y es el elemento portante que transmite a las trabes o vigas su peso propio y de las acciones variables que sobre él gravitan. Existen diferentes sistemas de piso, aquí se han utilizado dos tipos. El primero y predominante está conformado por losas prefabricadas de concreto pretensadas, de sección transversal doble "T", con una capa de compresión de concreto reforzado colada en sitio y, el segundo es mediante losas macizas de concreto reforzado coladas en sitio.

A continuación se muestran la revisión y diseño para dos elementos de losa, una prefabricada pretensada, y la otra monolítica colada en sitio. Los elementos prefabricados se diseñaron en base a la teoría de esfuerzos admisibles. La cantidad de torones y el nivel de presfuerzo no deberán rebasar los límites mínimos y máximos establecidos. Mientras que las losas macizas se revisaron por el método aceptado del RCDF04 para losas apoyadas perimetralmente, donde, la separación de las barras de refuerzo se colocarán a una separación máxima de 2.5 veces el peralte efectivo de la losa.

## DISEÑO / REVISIÓN DE UNA LOSA “T T” PREFABRICADA - PRETENSADA



## PROPIEDADES GEOMETRICAS

SECCION SIMPLE		SECCIÓN COMPUESTA	
A = 300	cm	A <sub>capa comp</sub> = 300	cm
B = 75	cm	Peralte <sub>capa comp</sub> = 8	cm
C = 75	cm	R <sub>modular</sub> = 0.8	
Peralte = 50	cm	A <sub>sc</sub> = 253.5	cm
		Area <sub>capa comp</sub> = 2028.4	cm <sup>2</sup>
Area <sub>ss</sub> = 2562	cm <sup>2</sup>	Area <sub>sc</sub> = 4590	cm <sup>2</sup>
I <sub>ss</sub> = 510000	cm <sup>4</sup>	I <sub>sc</sub> = 810631	cm <sup>4</sup>
Y <sub>s</sub> = 12	cm	Y <sub>s</sub> = 13	cm
Y <sub>i</sub> = 38	cm	Y <sub>i</sub> = 45	cm
S <sub>s</sub> = 42750	cm <sup>3</sup>	S <sub>s</sub> = 62694	cm <sup>3</sup>
S <sub>i</sub> = 13300	cm <sup>3</sup>	S <sub>i</sub> = 17986	cm <sup>3</sup>

## MATERIALES

$f_c = 350$	kgf/cm <sup>2</sup>	losa prefabricada
$f_c = 250$	kgf/cm <sup>2</sup>	capa de compresión
$f_{pu} = 19000$	kgf/cm <sup>2</sup>	cable de presfuerzo
$f_y = 4200$	kgf/cm <sup>2</sup>	acero de refuerzo

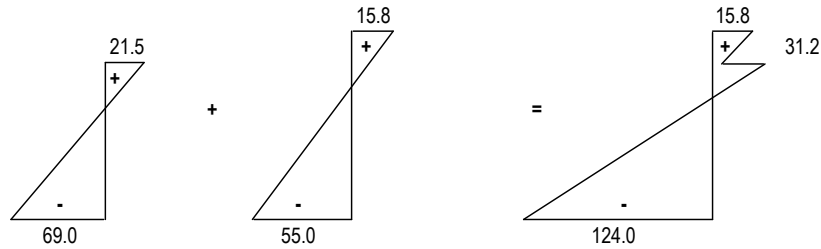
CARGAS EN SECCIÓN SIMPLE CARGAS EN SECCIÓN COMPUESTA

L = 7.66 m		
P propio =	0.61 tonf / m	Carga viva = 1.05 tonf / m
Sobrecarga capa de comp =	0.58 tonf / m	Sobrecarga loseta = 0.24 tonf / m
Sobrec <sub>R<sub>CDF</sub></sub> =	0.06 tonf / m	Sobrec <sub>R<sub>CDF</sub></sub> = 0.06 tonf / m
Carga total <sub>ss</sub> =	1.25 tonf / m	Carga total <sub>sc</sub> = 1.35 tonf / m
M <sub>ss</sub> =	9.17 tonf -m	M <sub>sc</sub> = 9.90 tonf -m
V <sub>ss</sub> =	4.79 tonf	V <sub>sc</sub> = 5.17 tonf



## REVISIÓN POR FLEXIÓN

SECCIÓN SIMPLE + SECCIÓN COMPUESTA = FINAL DE CARGAS

 $P_i = 0.7 f_{pu} A_s$  $P_i = 13.1$ 

Presfuerzo inicial

tonf / torón

 $P = 0.8 P_i$  $P = 10.5$ 

Presfuerzo efectivo

tonf / torón

## Esfuerzos temporales al destensar

 $f'_{ci} = 0.8 f'_c$ 

esfuerzo de compresión en el concreto requerido al destensar

 $f'_{ci} = 280$  kgf/cm<sup>2</sup> $f_i = k_1 0.6 f'_{ci} ; k_1 = 0.8$ 

esfuerzo de compresión permisible en el concreto debido al presfuerzo

 $f_i = 134$  kgf/cm<sup>2</sup> $f_s = k_1 0.8 \sqrt{f'_{ci}}$ 

esfuerzo de tensión permisible en el concreto debido al presfuerzo

 $f_s = 11$  kgf/cm<sup>2</sup>

## Esfuerzos finales de servicio

 $f_i = 1.6 \sqrt{f'_{ci}}$ 

esfuerzo de tensión permisible en el concreto

 $f_i = 30$  kgf/cm<sup>2</sup> $f_s = 0.45 f'_c$ 

esfuerzo de compresión permisible en el concreto

 $f_s = 158$  kgf/cm<sup>2</sup>

Se proponen	2	cables por nervio	lecho	separación	e'
			1	7.5	7.5
			2	4	11.5
				SUMA	9.5

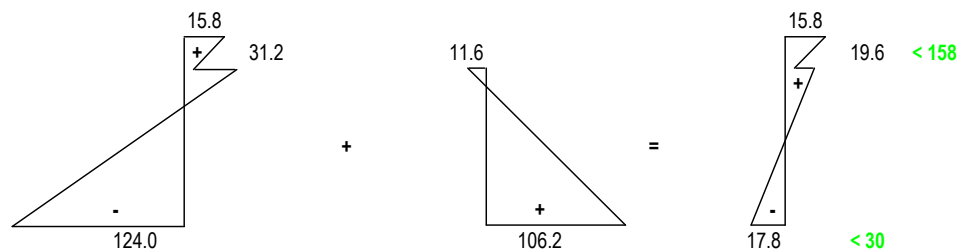
 $e = 29$  cm $M = P \times e$  $M = 11.9$  tonf - m $f_1 = -11.6$  kgf/cm<sup>2</sup>

esfuerzo de tensión en el concreto debido al presfuerzo

 $f_2 = 106.2$  kgf/cm<sup>2</sup>

esfuerzo de compresión en el concreto debido al presfuerzo

FINAL DE CARGAS + PRESFUERZO = FINAL DE SERVICIO





### REVISIÓN POR CORTANTE

$$V_{CR} = F_R b d (0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 V_{dp} / M)$$

$$1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*} \geq V_{CR} \geq 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR \text{ Max}} = 14609 \text{ kgf}$$

$$V_{CR \text{ min}} = 5619 \text{ kgf}$$

$$b = 11.50 \text{ cm} \quad \text{ancho por cada nervio}$$

$$d_{ss} = 36.50 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ varilla } \# 6 \text{ por nervio}$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ ramas } \# 3 \text{ por cada nervio}$$

$$d_{sc} = 44.50 \text{ cm}$$

$$p = 0.0068$$

#### CORTANTE EN SECCIÓN SIMPLE EN EL APOYO, $x = 15 \text{ cm}$

$$M_{ss} = 70000 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$V_{ss} = 4603 \text{ kgf}$$

$$V_{CR} = 82289 \text{ kgf}$$

$$V_{Uss} = 6445 \text{ kgf}$$

$$\text{Rige } V_{CR \text{ Max}} = 14609 \text{ kgf}$$

Se revisa únicamente la sección del nervio por interrumpir el patín de compresión sobre los apoyos

$$\text{Si } V_u > V_{CR} \\ \text{Sep} = F_R A_v f_y d / (V_{Uss} - V_{CR})$$

$$\text{Si } 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} > V_{Uss} \Rightarrow \text{Sep} = 0.75 d \\ < V_{Uss} \Rightarrow \text{Sep} = 0.37 d \\ 14.6 \text{ tonf} > V_{Uss}; \text{ por lo tanto rige } \text{Sep} = 0.75 d$$

$$\text{Además } V_{Uss} < 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{Uss} < 24.3 \text{ tonf} \quad \text{No excede}$$

Se colocarán dos estribos juntos, más un herraje con refuerzos horizontales del #3 y se usarán estribos E #3 @ 15 en la zona de cortante máximo hasta  $L/5$ , el resto serán E #3 @ 25, excepto en la zona de izaje, en donde se usarán 5E #3 @ 20

#### CORTANTE EN SECCIÓN COMPUESTA

$$V_{sc} = 5171 \text{ kgf}$$

$$V_{CR} = 4594 \text{ kgf}$$

Revisión por cortante horizontal en el plano de unión con la capa de compresión

$$V_h = \frac{VQ}{Ib'}$$

Donde:

$V_h$  cortante rasante entre las dos etapas de colado  
 $V$  cortante último debido a cargas en sección compuesta  
 $Q$  momento de segundo orden de la capa de compresión  
 $I$  momento polar de inercia en sección compuesta  
 $b'$  ancho de la grieta supuesta

$$I_{sc} = 810631 \text{ cm}^4$$

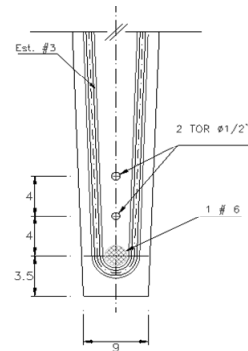
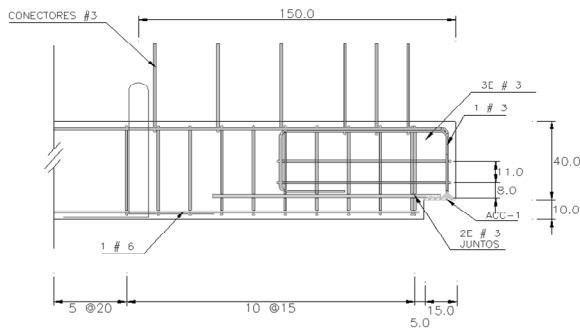
$$y = 8.9 \text{ cm}$$

$$Q = 18113 \text{ cm}^3$$

$$V_h = 0.46 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_{hR} = 0.25 F_R f_c^*; \quad V_{hR} = 40.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$V_{hR} > V_h$  No se requieren conectores  
se dejarán conectores del #3 @ 50 en 4 ramas





Las deflexiones inmediatas en elementos presforzados se calculan con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas. En los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

## REVISIÓN POR FLECHA

### DEFLEXIÓN EN SECCIÓN SIMPLE

$$D_{ss} = \frac{5 w L^4}{384 E I_{ss}}$$

$$E = 237000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$L = 766 \text{ cm}$$

$$I_{ss} = 510000 \text{ cm}^4$$

$$(w) \text{ Carga total}_{ss} = 12.51 \text{ kgf/cm}$$

$$D_{ss} = 0.46 \text{ cm}$$

### DEFLEXIÓN EN SECCIÓN COMPUESTA

$$D_{sc} = \frac{5 w L^4}{384 E I_{sc}}$$

$$I_{sc} = 810631 \text{ cm}^4$$

$$(w) \text{ Carga total}_{sc} = 13.50 \text{ kgf/cm}$$

$$D_{sc} = 0.32 \text{ cm}$$

### CONTRAFLECHA DEBIDA AL PRESFUERZO

$$D_{presf} = -\frac{P_i e L^2}{8 E I_{ss}}$$

$$P_i = 13101 \text{ kgf}$$

$$e = 29 \text{ cm}$$

$$D_{presf} = -0.45 \text{ cm}$$

### DEFLEXIÓN FINAL

$$D_{final} = D_{ss} + D_{sc} + D_{presf}$$

$$D_{final} = 0.33 \text{ cm}$$

### DEFLEXIÓN PERMISIBLE

$$D_{perm} = L / 240 + 0.5$$

$$D_{perm} = 3.7 \text{ cm} \quad >> \quad D_{final} = 0.33 \text{ cm}$$

No habrá problemas de deflexión



## DISEÑO / REVISIÓN DE UNA LOSA MACIZA PERIMETRALMENTE APOYADA, COLADA EN SITIO

### TABLERO AISLADO NO MONOLÍTICO

Acceso a elevador N +5.50 m

CLARO CORTO						
	C	M <sub>u</sub> (tonf-m/m)	M <sub>R</sub> (tonf-m/m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> / m)	V <sub>CR</sub> (tonf / m)	Sep # 3 @
Bordes discontinuos	0	0.00	0.74	1.9	4.34	37
Centro del claro	0.095	1.62	1.62	4.3		17

$$a_1 = 3.0 \text{ m}$$

$$a_2 = 3.4 \text{ m}$$

$$m = a_1 / a_2 = 0.88$$

$$\text{Peralte requerido} = 7.68 \text{ cm}$$

$$\text{Se propone } h = 12 \text{ cm}$$

$$w = 1.35 \text{ tonf / m}^2$$

$$F_c = 1.4$$

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q)$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c''}$$

$$V_U = 3.21 \text{ tonf}$$

$$V_{CR} > V_U$$

Se dejarán varillas del # 3 @ 15 corridas en el lecho inferior

Se dejarán varillas del # 3 @ 30 bastones en el lecho superior

CLARO LARGO						
	C	M <sub>u</sub> (tonf-m/m)	M <sub>R</sub> (tonf-m/m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> / m)	V <sub>CR</sub> (tonf / m)	Sep # 3 @
Bordes discontinuos	0	0.00	0.74	1.9	4.34	37
Centro del claro	0.083	1.81	1.81	4.8		15

Se dejarán varillas del # 3 @ 15 corridas en el lecho inferior

Se dejarán varillas del # 3 @ 30 bastones en el lecho superior





### III.4.3. Trabes.

Las trabes o vigas son los elementos estructurales portantes de los sistemas de piso y muros y el punto de arriostramiento lateral de columnas. Se debe cuidar la relación ancho a peralte y longitud a peralte de las trabes, para evitar que la excesiva esbeltez de la sección provoque problemas de pandeo lateral que limiten la ductilidad y el buen comportamiento que pueda desarrollarse, se debe limitar la excentricidad que puede tener el eje de la viga con respecto al de la columna.

Debe colocarse una cuantía mínima de refuerzo en ambos lechos y en toda la longitud de la trabe para proteger contra una eventual falla frágil por flexión todas las secciones, aun aquellas en que teóricamente no se necesita refuerzo por tensión. El refuerzo para flexión debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante, basta suministrar en los extremos de las barras dobleces a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

Los requisitos de refuerzo son más estrictos en los extremos, donde es más probable que lleguen a formarse articulaciones plásticas en caso de un sismo severo. Además, se requiere refuerzo transversal poco espaciado para evitar agrietamiento diagonal significativo, para restringir el pandeo del refuerzo longitudinal en la zona de compresión y para proporcionar confinamiento al concreto. Finalmente, no se permiten cortes ni traslapes de barras longitudinales cerca de los apoyos, para evitar que aparezcan tensiones en el concreto por la transmisión de esfuerzos de adherencia.

Debido a las diferentes etapas de construcción, este último concepto ha sido imposible de cumplir, sobre todo en la frontera con los ejes de ampliación. Para garantizar la continuidad del acero de refuerzo en dichas secciones y evitar la formación de articulaciones plásticas se han utilizado procedimientos de soldadura para empalmes en acero de refuerzo, estos se describen en el capítulo IV, Proceso Constructivo.

Para la revisión de los estados límite de resistencia en trabes de sección rectangular sin acero de compresión se utilizaron las siguientes expresiones:

#### A. Flexión, $M_R$ :

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \quad \text{o bien,}$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q);$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad \text{y} \quad q = \frac{p f_y}{f_c''}$$

El área mínima de refuerzo a tensión por flexión, podrá determinarse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} bd$$



El área máxima de refuerzo a tensión por flexión para secciones rectangulares sin acero de compresión, que deban resistir fuerzas sísmicas, será el 75% del correspondiente a falla balanceada y podrá determinarse con la siguiente expresión:

$$A_{s\text{ máx}} = 0.75 P_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \times 0.75$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{140} \geq 0.65 \quad \text{si } f_c^* > 280 \text{ kgf/cm}^2$$

### B. Cortante, $V_{CR}$ :

En vigas con relación claro a peralte total,  $L/h$ , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{CR}$ , se calculará con el criterio siguiente:

Si  $p < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Si  $L/h$  es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se tomará:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} (3.5 - 2.5M / Vd > 1); \quad \text{pero sin que } V_{CR} > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

En el factor anterior  $M$  y  $V$  son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección respectivamente.

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho,  $b$ , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo,  $d$ , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación  $M / V d$ , no exceda de 2.0, la fuerza resistente,  $V_{CR}$ , puede tomarse igual a:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Donde:

- $p$  cuantía del acero del refuerzo longitudinal en tensión
- $b$  ancho de la sección transversal



$d$	peralte efectivo de la sección transversal
$f_c'$	resistencia especificada del concreto a compresión
$f_c^*$	resistencia del concreto nominal a compresión; $0.8 f_c'$
$f_c''$	esfuerzo uniforme de compresión en el bloque equivalente de esfuerzos; $0.85 f_c^*$
$A_s$	área del refuerzo de tensión
$f_y$	esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
$F_R$	factor de reducción
$\beta_1$	factor de distribución de esfuerzos de compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección.

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño  $V_U$ , sea menor que  $V_{cR}$ , el refuerzo por tensión diagonal debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de ambas.

El área de acero mínima de refuerzo por tensión diagonal, se calculará con la siguiente expresión:

$$A_{v, \min} = 0.3 \sqrt{f_c^*} b s / f_y; \quad \text{la separación mínima no debe exceder del peralte } d / 2.$$

Cuando  $V_U$ , sea mayor que  $V_{cR}$ , la separación del refuerzo por tensión diagonal,  $s$ , se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_U - V_{cR}}$$

Donde:

$A_v$	área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendida en una distancia, $s$
$\theta$	ángulo que forma el refuerzo con el eje de la pieza

si  $V_U \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ , la separación de estribos perpendiculares,  $s$ , no será mayor que  $d / 2$

si  $V_U > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ , la separación de estribos perpendiculares,  $s$ , no será mayor que  $d / 4$

en ningún caso se permitirá que  $V_U > 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

A continuación se anexan las tablas 3.8 a 3.14 con el resumen de la revisión del refuerzo necesario de todas las trabes, para no rebasar los estados límite de falla. La nomenclatura de la tabla 3.8 es aplicable para las tablas 3.9 a 3.14.



PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES																
EJE K																
TRABE y NIVEL		3b	CL	4a	CL	5a	CL	6a	CL	7b	CL	9a				
T - 42 30 x 70 NIVEL 5	Ms	1.4	0.4	3.8	7.7	0.4	9.0	18.9	0.0	20.0	18.5	0.0	17.0	16.9	0.0	12.8
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	8.0	5.2	8.5	7.8	5.2	7.2	7.1	5.2	5.4
	Ae	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3
	Fs	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.37	0.56	0.61	0.60	0.55	0.61	0.51	0.50	0.61	0.38
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	0.0	2.0	2.3	7.5	1.5	2.5	0.0	12.8	0.0	0.0	12.3	0.0	0.0	11.1	0.0
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.4	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9
	Fs	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.42	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	3.2	1.3	3.3	7.9	6.7	10.4	16.0	4.0	16.0	16.3	1.2	15.7	15.5	1.6	14.3
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	6.3	5.7	6.4	6.2	5.6	6.1	6.1	5.6	5.7
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	16.5	32.9	16.5	16.5	32.9	16.5	32.9	32.9	32.9
	E # 3	@ 15	@ 15	@ 15	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 35 30 x 70 NIVEL 4	Ms	2.9	1.4	1.4	16.5	0.0	19.6	17.2	0.0	18.6	11.5	0.0	12.3	9.7	0.0	10.4
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	7.0	5.2	8.4	7.3	5.2	8.0	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7
	Fs	0.52	0.52	0.52	0.70	0.52	0.53	0.46	0.52	0.51	0.33	0.52	0.33	0.33	0.52	0.33
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	2.1	2.8	0.6	15.2	2.4	15.0	13.5	11.0	13.8	7.8	1.8	7.7	6.5	1.6	6.3
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	6.4	5.2	6.3	5.7	5.2	5.8	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.61	0.61	0.61	0.75	0.61	0.55	0.50	0.61	0.68	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	1.5	0.7	1.5	17.4	14.2	18.7	6.5	4.4	6.3	4.5	2.7	4.6	4.1	2.4	4.2
	VcR	5.6	5.6	5.6	6.1	5.6	6.4	6.1	5.6	6.3	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	16.5	32.9	16.5	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	@ 15	@ 15	@ 15	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 26 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	7.4	1.3	4.3	22.7	4.5	31.3	19.9	0.0	22.2	13.1	0.0	13.4	10.4	0.0	11.0
	As <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	10.7	4.8	15.2	9.2	4.8	10.5	6.0	4.8	6.1	4.8	4.8	5.0
	Ae	15.0	15.0	17.9	17.9	17.9	17.9	17.9	15.0	17.9	17.9	15.0	17.9	17.9	15.0	20.7
	Fs	0.32	0.32	0.27	0.60	0.27	0.85	0.51	0.32	0.59	0.34	0.32	0.34	0.27	0.32	0.24
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	7.1	2.0	3.7	22.4	5.4	29.7	16.0	2.6	18.0	8.9	1.8	9.3	6.8	1.6	7.1
	Ai <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	10.5	4.8	14.2	7.3	4.8	8.3	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	8.6	8.6	14.3	14.3	14.3	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	18.7
	Fs	0.56	0.56	0.34	0.74	0.34	1.00	0.51	0.56	0.58	0.34	0.56	0.34	0.34	0.56	0.26
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	4.5	3.8	4.6	22.6	22.0	23.2	7.1	5.2	7.1	5.0	3.0	4.9	4.3	2.6	4.3
	VcR	5.2	5.2	5.2	6.6	5.2	7.6	6.2	5.2	6.5	5.5	5.2	5.5	5.2	5.2	5.3
	Sep	30.6	30.6	30.6	15.3	15.3	15.3	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

## NOMENCLATURA

FLEXIÓN				CORTANTE			
M s, i	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]		Vu	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]	
A <sub>req</sub>	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm <sup>2</sup> ]		p	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión		
Ae	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm <sup>2</sup> ]		V <sub>cr</sub>	Cortante resistente en función de " p "	[tonf]	
Fs	Factor de seguridad A <sub>req</sub> / Ae,			Sep	Separación requerida dada una área de acero de estribos		[cm]
Si Fs ≤ 1; el comportamiento del elemento estructural es aceptable				E # 3	Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros (@15 )		
No cumple; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable							

Tabla 3.8. Revisión y dimensionamiento de trabes eje K.



SEGUNDA ETAPA

PRIMERA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES													
EJES L y M													
TRABE y NIVEL		4a	CL	5a		CL	6a		CL	7b		CL	9a
T - 41 30 x 70 NIVEL 5	Ms	2.6	0.0	8.5	18.0	0.0	19.0	19.0	0.0	17.2	17.0	0.0	11.0
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	7.6	5.2	8.1	8.1	5.2	7.3	7.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3
	Fs	0.61	0.61	0.37	0.53	0.61	0.57	0.57	0.61	0.51	0.51	0.61	0.37
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	1.8	0.7	0.0	0.0	14.3	0.0	0.0	13.3	0.0	0.0	11.9	0.0
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	6.0	5.2	5.2	5.6	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9
	Fs	0.40	0.40	0.40	0.40	0.47	0.40	0.40	0.44	0.40	0.40	0.40	0.40
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	4.8	3.7	10.1	16.0	1.7	16.2	16.7	1.6	15.7	15.8	1.6	14.0
	VcR	5.6	5.6	5.6	6.2	5.8	6.3	6.3	5.7	6.1	6.1	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	16.5	32.9	16.5	16.5	32.9	16.5	16.5	32.9	32.9
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 34 30 x 70 NIVEL 4	Ms	8.7	0.0	9.7	10.9	0.0	11.9	8.5	0.0	9.5	6.4	0.0	7.1
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	14.3	14.3	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3
	Fs	0.37	0.37	0.37	0.37	0.61	0.37	0.37	0.61	0.37	0.37	0.61	0.37
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	5.4	5.2	7.2	6.5	11.0	6.1	4.0	11.0	3.3	2.5	11.0	2.0
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	11.4	11.4	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.46	0.46	0.46	0.46	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	12.5	6.1	12.2	8.0	2.5	8.0	8.0	1.8	8.0	8.0	1.5	8.0
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 25 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	17.3	2.6	23.0	16.5	0.0	18.0	14.5	0.0	15.5	12.6	0.0	13.2
	As <sub>req</sub>	8.0	4.8	10.8	7.5	4.8	8.3	6.6	4.8	7.1	5.7	4.8	6.0
	Ae	22.9	22.9	22.9	22.9	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	22.9
	Fs	0.35	0.21	0.47	0.33	0.38	0.45	0.36	0.38	0.38	0.31	0.38	0.26
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	16.0	2.8	21.0	12.0	2.3	13.5	10.0	2.0	10.5	8.9	1.7	9.6
	Ai <sub>req</sub>	7.3	4.8	9.8	5.4	4.8	6.1	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	17.1	17.1	17.1	17.1	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	17.1
	Fs	0.43	0.28	0.57	0.32	0.56	0.43	0.34	0.56	0.34	0.34	0.56	0.28
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	15.9	15.5	16.1	5.9	4.0	5.9	5.2	3.3	5.2	5.0	3.2	5.0
	VcR	6.0	5.2	6.6	5.8	5.2	6.0	5.6	5.2	5.8	5.4	5.2	5.5
	Sep	15.3	15.3	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

Tabla 3.9. Revisión y dimensionamiento de traves ejes L y M.



PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES													
EJE N													
TRABE y NIVEL		4a	CL	5a	CL	6a	CL	7b	CL	9a			
T - 40 30 x 70 NIVEL 5	Ms	2.0	0.0	7.0	18.6	0.0	18.5	19.6	0.0	17.0	17.0	0.0	12.6
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	7.9	5.2	7.8	8.3	5.2	7.2	7.2	5.2	5.3
	Ae	10.0	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6	18.6	10.0	12.9
	Fs	0.52	0.52	0.28	0.43	0.52	0.42	0.45	0.52	0.39	0.39	0.52	0.41
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	2.3	1.1	0.0	0.0	12.7	0.0	0.0	12.4	0.0	0.0	11.2	0.0
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.3	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9	12.9
	Fs	0.40	0.40	0.40	0.40	0.41	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	4.0	3.5	7.8	16.1	16.0	16.0	16.3	1.5	15.7	15.5	1.4	14.3
	VcR	5.6	5.6	5.6	6.3	5.7	6.2	6.3	5.6	6.1	6.1	5.6	5.7
	Sep	32.9	32.9	32.9	16.5	16.5	16.5	16.5	32.9	16.5	32.9	32.9	32.9
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 33 30 x 70 NIVEL 4	Ms	8.5	0.0	10.9	10.0	0.0	9.7	9.5	0.0	10.0	6.4	0.0	7.2
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	12.9	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6	18.6	10.0	18.6
	Fs	0.40	0.52	0.28	0.28	0.52	0.28	0.28	0.52	0.28	0.28	0.52	0.28
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	6.1	5.0	6.6	5.2	11.0	5.6	5.3	11.0	5.1	2.4	11.0	1.8
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	11.4	11.4	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.46	0.46	0.46	0.46	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	11.0	6.6	11.1	8.0	2.1	8.0	8.0	2.1	8.0	8.0	1.5	8.0
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 24 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	12.5	1.9	19.3	11.4	0.0	11.8	12.2	0.0	12.0	12.6	0.0	13.2
	As <sub>req</sub>	5.7	4.8	9.0	0.0	4.8	5.3	5.5	4.8	5.4	5.7	4.8	6.0
	Ae	15.0	15.0	20.7	20.7	15.0	20.7	20.7	15.0	20.7	20.7	15.0	23.6
	Fs	0.38	0.32	0.43	0.00	0.32	0.26	0.27	0.32	0.26	0.27	0.32	0.25
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	11.5	2.1	17.8	7.2	1.9	7.8	7.8	1.8	7.9	8.9	1.8	9.7
	Ai <sub>req</sub>	0.0	4.8	8.2	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	21.4	21.4	21.4	21.4	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	21.4
	Fs	0.00	0.23	0.38	0.23	0.56	0.34	0.34	0.56	0.34	0.34	0.56	0.23
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	12.5	11.0	12.9	4.5	2.6	4.5	4.6	2.8	4.6	5.0	3.2	5.0
	VcR	5.4	5.2	6.2	5.2	5.2	5.3	5.4	5.2	5.4	5.4	5.2	5.5
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

Tabla 3.10. Revisión y dimensionamiento de trabes eje N.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES													
EJE 4a													
TRABE y NIVEL		K	CL	K1	CL	L	CL	M	CL	N			
T - 36 30 x 70 NIVELES 4 y 5	Ms	3.5	1.0	4.3	6.0	0.1	4.7	3.8	0.0	4.0	4.5	0.0	4.8
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	9.7	9.7	9.7	9.7	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.54	0.54	0.54	0.54	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1
	Mi	3.6	1.2	3.0	3.6	1.0	3.9	2.6	1.8	3.5	0.7	1.9	0.7
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	9.7	9.7	9.7	9.7	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.54	0.54	0.54	0.54	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1
	Vu	3.2	3.0	3.6	3.5	2.4	3.1	3.0	2.1	2.8	2.6	0.8	2.6
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	@ 15	@ 15	@ 15	8 @ 15	@ 20	8 @ 15	@ 15	@ 15	@ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15
T - 29 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	5.7	0.5	4.3	4.5	0.0	4.4	4.1	0.0	4.2	4.6	0.0	4.8
	As <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	9.7	9.7	9.7	9.7	5.7	9.7	9.7	5.7	9.7	9.7	5.7	9.7
	Fs	0.50	0.50	0.50	0.50	0.85	0.50	0.50	0.85	0.50	0.50	0.85	0.50
		F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1
	Mi	5.3	1.5	3.3	3.1	0.6	3.2	2.9	0.6	3.7	0.5	1.7	0.8
	Ai <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	9.7	9.7	9.7	9.7	5.7	9.7	9.7	5.7	9.7	9.7	5.7	9.7
	Fs	0.50	0.50	0.50	0.50	0.85	0.50	0.50	0.85	0.50	0.50	0.85	0.50
		F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1	F <sub>s</sub> ≤ 1
	Vu	4.7	3.7	4.9	2.9	1.9	2.9	3.2	2.3	3.0	2.6	0.8	2.6
	VcR	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	@ 15	@ 15	@ 15	8 @ 15	@ 20	8 @ 15	@ 15	@ 15	@ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

Tabla 3.11. Revisión y dimensionamiento de traves eje 4a.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES										
EJE 5a										
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N
T - 43 30 x 70 NIVEL 5	Ms	5.0	0.0	5.0	4.9	0.0	5.2	4.5	0.0	5.0
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	7.9	5.9	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	5.9	7.9
	Fs	0.66	0.88	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.88	0.66
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	1.0	1.7	0.3	1.5	3.5	0.9	0.5	1.7	0.8
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	Fs	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	2.7	0.8	2.7	7.0	1.7	7.2	2.7	0.8	2.7
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 15	_ @ 15	_ @ 15	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 37 30 x 70 NIVEL 4	Ms	6.7	0.0	6.0	9.0	0.0	8.2	6.5	0.0	7.0
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	10.0	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7
	Fs	0.52	0.52	0.33	0.33	0.52	0.33	0.33	0.52	0.33
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	4.0	11.0	4.0	2.0	3.6	2.5	4.0	11.0	2.5
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	8.6	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.61	0.61	0.46	0.46	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	4.0	1.3	4.0	10.7	3.5	10.3	4.0	1.4	3.2
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 30 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	8.0	0.0	7.5	10.5	0.0	10.5	7.5	0.0	8.0
	As <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	17.9	15.0	20.7	20.7	15.0	20.7	20.7	15.0	17.9
	Fs	0.27	0.32	0.23	0.23	0.32	0.23	0.23	0.32	0.27
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	5.0	1.6	3.7	7.1	1.3	7.5	3.7	1.7	4.5
	Ai <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	17.9	15.0	20.7	20.7	15.0	20.7	20.7	15.0	17.9
	Fs	0.27	0.32	0.23	0.23	0.32	0.23	0.23	0.32	0.27
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	3.5	1.6	3.5	8.1	5.4	8.0	3.5	1.7	3.5
	VcR	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.12. Revisión y dimensionamiento de trabes eje 5a.





REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES										
EJE 6a y 7b										
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N
T - 44 30 x 70 NIVEL 5	Ms	8.1	0.0	8.7	4.6	0.0	4.8	6.6	0.0	6.7
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	7.9	5.9	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	5.9	7.9
	Fs	0.66	0.88	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.88	0.66
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	4.8	1.7	4.0	1.4	6.8	1.7	2.3	1.6	2.8
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	7.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	7.9
	Fs	0.66	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.66
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	3.7	2.0	3.9	12.5	1.9	12.5	3.3	1.4	3.2
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 15	_ @ 15	_ @ 15	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 38 30 x 70 NIVEL 4	Ms	17.5	0.0	16.5	18.1	0.0	19.0	15.0	0.0	16.0
	As <sub>req</sub>	7.5	5.2	7.0	7.7	5.2	8.1	6.3	5.2	6.8
	Ae	11.4	8.6	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.66	0.61	0.61	0.68	0.61	0.95	0.74	0.61	0.60
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	13.5	11.0	13.5	12.0	6.7	11.5	11.6	11.0	11.5
	Ai <sub>req</sub>	5.7	5.2	5.7	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	11.4	8.6	11.4	11.4	8.6	8.6	8.6	8.6	11.4
	Fs	0.50	0.61	0.50	0.46	0.61	0.61	0.61	0.61	0.46
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	6.3	4.5	6.2	19.2	9.5	19.3	5.6	4.0	5.7
	VcR	6.2	5.6	6.1	6.2	5.6	6.3	5.9	5.6	6.0
	Sep	32.9	32.9	32.9	16.5	32.9	16.5	32.9	32.9	32.9
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 31 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	11.2	0.0	11.0	13.5	0.0	14.0	10.8	0.0	11.5
	As <sub>req</sub>	5.0	4.8	5.0	6.1	4.8	6.4	4.9	4.8	5.2
	Ae	20.0	15.0	20.0	20.0	15.0	20.0	20.0	15.0	20.0
	Fs	0.25	0.32	0.25	0.30	0.32	0.32	0.24	0.32	0.26
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	7.2	1.7	6.9	12.0	1.8	11.5	5.9	1.7	6.6
	Ai <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	5.5	4.8	5.2	4.8	4.8	4.8
	Ae	20.0	15.0	20.0	20.0	15.0	20.0	20.0	15.0	20.0
	Fs	0.24	0.32	0.24	0.27	0.32	0.26	0.24	0.32	0.24
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	4.4	2.6	4.4	10.6	7.9	10.6	4.2	2.4	4.2
	VcR	5.3	5.2	5.3	5.5	5.2	5.6	5.3	5.2	5.3
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.13. Revisión y dimensionamiento de trabes ejes 6a y 7b.



REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES										
EJE 9a										
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N
T - 47 30 x 70 NIVEL 5	Ms	4.7	0.0	4.8	4.8	0.0	5.1	4.0	0.0	4.0
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	1.0	1.7	0.4	1.7	3.2	2.0	0.0	1.7	0.1
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	2.7	0.8	2.8	7.0	2.2	6.9	2.5	0.6	2.5
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 15	_ @ 15	_ @ 15	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 46 30 x 70 NIVEL 4	Ms	8.0	0.0	7.4	10.2	0.0	10.6	6.0	0.0	6.7
	As <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	10.4	5.7	10.4	10.4	5.7	10.4	10.4	5.7	10.4
	Fs	0.50	0.91	0.50	0.50	0.91	0.50	0.50	0.91	0.50
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	4.0	11.0	4.0	5.6	4.0	5.5	4.0	11.0	4.0
	Ai <sub>req</sub>	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
	Ae	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6	8.6	5.7	8.6
	Fs	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61	0.61	0.91	0.61
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	4.0	1.7	4.0	11.0	5.1	11.9	4.0	1.3	4.0
	VcR	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
	Sep	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9	32.9
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15
T - 45 30 x 65 NIVELES 1, 2 y 3	Ms	8.2	0.0	7.8	12.0	0.0	12.0	7.0	0.0	7.6
	As <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	5.4	4.8	5.4	4.8	4.8	4.8
	Ae	12.9	10.0	15.7	15.7	10.0	15.7	15.7	10.0	12.9
	Fs	0.38	0.48	0.31	0.34	0.48	0.34	0.31	0.48	0.38
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Mi	4.5	1.6	4.1	9.5	1.4	9.5	3.3	1.6	3.8
	Ai <sub>req</sub>	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
	Ae	8.6	8.6	14.3	14.3	8.6	14.3	14.3	8.6	18.7
	Fs	0.56	0.56	0.34	0.34	0.56	0.34	0.34	0.56	0.26
		Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1	Fs ≤ 1
	Vu	3.6	1.8	3.6	9.4	6.7	9.4	3.4	1.6	3.5
	VcR	5.2	5.2	5.2	5.4	5.2	5.4	5.2	5.2	5.2
	Sep	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6	30.6
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.14. Revisión y dimensionamiento de trabes eje 9a.



### III.4.4. Columnas.

Las columnas son los elementos estructurales portantes, que reciben a las trabes y transmiten las acciones internas directamente a la cimentación. Se revisó que la capacidad de las columnas sea suficiente para permitir la formación de articulaciones plásticas en los dos extremos de las vigas. El RCDF04 admite como opción para alcanzar el mismo objetivo, diseñar las columnas con factores de reducción menores que los que se especifican para otras condiciones de carga.

Para disminuir la falla por flexocompresión en los extremos de las columnas es necesario colocar refuerzo de confinamiento. El refuerzo helicoidal sería el más indicado, pero, constructivamente no es práctico en columnas de sección rectangular, por ello, se proporcionó el confinamiento mediante estribos de varias ramas o estribos y grapas poco espaciados. Fuera de la longitud confinada se duplicó dicha separación, ya que es poco probable la formación de articulaciones plásticas.

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante, incluyendo los efectos de esbeltez. Las columnas se diseñaron empleando el análisis estructural de segundo orden, P-Delta, que implica el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio sobre la estructura deformada mediante la utilización de procesos iterativos, significa que, los efectos de esbeltez quedan considerados y por lo tanto se omite el procedimiento para el incremento de momentos por dichos efectos sugerido por el RCDF04 en sus NTC's correspondientes.

#### A. Compresión y flexión en dos direcciones.

La revisión de las columnas para estado límite de falla se realizó con la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{RX} + 1/P_{RY} - 1/P_{R0}} \geq P_U$$

Donde:

- $P_R$  carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$
- $P_{R0}$  carga axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x = e_y = 0$  ;  $P_{R0} = F_R (A_g f_c'' + A_s f_y)$ ;  
 $A_g$  área de concreto de la sección transversal
- $P_{RX}$  carga normal resistente de diseño, aplicada con la excentricidad  $e_x \Rightarrow$   
 $P_{RX} = K_X F_R b h f_c''$   
 $K_X (e_x / b)$ ; se obtiene de los diagramas de las ayudas de diseño del Anexo B
- $P_{RY}$  carga normal resistente de diseño, aplicada con la excentricidad  $e_y \Rightarrow$   
 $P_{RY} = K_Y F_R b h f_c''$   
 $K_Y (e_y / h)$ ; se obtiene de los diagramas de las ayudas de diseño del Anexo B

**B. Cortante,  $V_{cR}$ .**

Si  $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

**1. Flexocompresión.**

En miembros a Flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño,  $P_u$ , no exceda de:

$$P_u < F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s)$$

La fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{cR}$ , se obtendrá multiplicando por  $(1 + 0.007 P_u / A_g)$

$$\text{Si } P_u > F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s)$$

$V_{cR}$ , se hará variar linealmente en función de  $P_u$ , hasta cero para  $P_u = F_R (A_g f_c^* + A_s f_y)$ .

**2. Flexotensión.**

En miembros sujetos a flexotensión,  $V_{cR}$ , se obtendrá multiplicando los valores por  $(1 - 0.03 P_u / A_g)$ .

En ningún caso se permitirá que:

$$V_u > 2 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

A continuación se presentan un ejemplo de diseño, y en las tablas 3.15 a 3.19 se muestra un resumen de la revisión de todas las columnas para las tres etapas de obra, incluyendo el refuerzo necesario para no rebasar los estados límite de falla.

**DISEÑO / REVISIÓN DE COLUMNAS****EDIFICIO - SEGUNDA ETAPA**

**COLUMNA:** C - 10 **NIV** 0 / 1  
**UBICACIÓN EN PLANTA :** EJES : ( K - 6a )

**MATERIALES:**

Concreto  $f'_c = 250$  kgf/cm<sup>2</sup>  
 Acero de refuerzo  $f_y = 4200$  kgf/cm<sup>2</sup>  
 Area de acero = **45.4** cm<sup>2</sup>  
 $F_R = 0.7$

**SECCIÓN:**

bx hy  
**65 65** cm  
 recubrimiento = **5** cm

**ACCIONES:**

$P_u = 10.4$  tonf  
 $M_{ux} = 13.9$  tonf - m  
 $M_{uy} = 30.5$  tonf - m  
  
 $V_{ux} = 9.1$  tonf  
 $V_{uy} = 3.3$  tonf

**FLEXOCOMPRESIÓN**

$$P_R = \frac{1}{1/P_{RX} + 1/P_{RY} - 1/P_{R0}} \geq P_u$$

$f'_c = 200$  kgf/cm<sup>2</sup>  
 $f'_c = 170$  kgf/cm<sup>2</sup>

dx = 60  
 dy = 60  
 dx/bx = 0.92  
 dy/hy = 0.92  
 $\rho = 0.011$   
 $q = 0.27$

CARGA TOTAL RESISTENTE **Pro** = 630848 kgf

EXCENTRICIDAD  $e_x = 1.369$  m **USAR GRÁFICO FIG. B.2**  
 $e_x/bx = 2.11$  -----> **Kx = 0.07**  
**PRx** = 35194 kgf

EXCENTRICIDAD  $e_y = 2.965$  m **USAR GRÁFICO FIG. B.2**  
 $e_y/hy = 4.56$  -----> **Ky = 0.03**  
**PRy** = 15083 kgf

**PR / Pro > 0;** 0.02

**Pu** = 10400 kgf  
**PR** = 10738 kgf  
 $P_u / P_R < 1;$  **0.97** **SI CUMPLE**

Refuerzo existente **Asp** = **81.12** cm<sup>2</sup> >> As requerido

**CORTANTE**

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho) \sqrt{f'_c}$$

$A_v = 2.8$  cm<sup>2</sup> E # 3 en 4 ramas  
 $A_s$  compresión = **25.3** cm<sup>2</sup>  
 $\rho = 0.0060$

$V_{CR} = 14099$  kgf

$$P_u < F_R (0.7 f'_c A_g + 2000 A_g)$$

10400 < 741376 kg =>

$$V_{CR} * (1 + 0.007 P_u / A_g) = 1.02 V_{CR}$$

**V<sub>CR</sub>** = 14381 kgf > **V<sub>U</sub>** = 9100 kgf

Si  $V_u > V_{CR}$  Sep =  $F_R A_v f_y d / (V_u - V_{CR})$

Si  $1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} > V_u$  => Sep = 0.50 d  
 $< V_u$  => Sep = 0.25 d

**66185 kgf** >> **V<sub>U</sub>** => Sep = 0.50 d  
 Sep = 30 cm

Sep =  $F_R A_v f_y / 3.5b$  45.4 cm

Sep = 48 d<sub>b</sub> d<sub>b</sub> = 0.91 43.7 cm

Sep =  $850 d_b / \sqrt{f_y}$  d<sub>b</sub> = 2.54 33.3 cm

Se dejarán Estribos del # 3 en 4 ramas @ 20 cm y en extremos @ 10 cm en una longitud igual a H / 6



TABLA 3.15. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS  
NIVEL 0 / 1

EDIFICIO COMPLETO															
TERCERA ETAPA															
SEGUNDA ETAPA															
PRIMERA ETAPA															
EJES	3b COLUMNAS 40 X 40			4a COLUMNAS 45 X 45			5a COLUMNAS 65 X 65			6a COLUMNAS 65 X 65			7b COLUMNAS 65 X 65	9a COLUMNAS 65 X 65	
	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA
N	COL C6 12#8 Asp=60.84 Fs E4r #3@20	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1 E3r #3@11	COL C6 12#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15
M	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs E4r #3@20	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.42 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.42 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15
L	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs E4r #3@20	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	COL C9 20#8 Asp= 101.4 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.42 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.42 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15
K1	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs E4r #3@20	Asp=27.1 0.99 Fs ≤1 E2r #3@10	Asp=17.2 0.63 Fs ≤1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 Fs ≤1 E2r #3@10	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs E4r #3@20	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15
K	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs E4r #3@20	Asp=34.8 1.28 No cumple E2r #3@10	Asp=23.7 0.87 Fs ≤1 E2r #3@10	Asp=16.6 0.61 Fs ≤1 E2r #3@10	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs E4r #3@20	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1 E3r #3@11	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs E4r #3@20	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1 E3r #3@15

COL C Identificación de columna tipo  
16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción  
Asp Área de acero principal (cm<sup>2</sup>)  
Fs Factor de seguridad; Asp / Asp  
Si Fs ≤ 1 El elemento estructural tiene comportamiento aceptable  
No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable  
E3r #3@11 Escribos de 3 ramas con varillas del número 3 a cada 11 cm



TABLA 3.16. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS  
NIVEL 1 / 2

EDIFICIO COMPLETO																
TERCERA ETAPA																
SEGUNDA ETAPA																
PRIMERA ETAPA																
EJES	3b			4a			5a			6a			7b	9a		
	COLUMNAS 40 X 40			COLUMNAS 45 X 45			COLUMNAS 65 X 65			COLUMNAS 65 X 65					COLUMNAS 65 X 65	
ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA		ARMADO PROPUUESTO
N				COL C6 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	Asp=20.3 0.33 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
				E4# #3@20	E3# #3@11	E3# #3@11	E3# #3@11	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15
M				COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
				E4# #3@20	E3# #3@11	E3# #3@11	E3# #3@11	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15
L				COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
				E4# #3@20	E3# #3@11	E3# #3@11	E3# #3@11	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15
K1	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	E4# #3@20	E2# #3@10	E2# #3@10	E4# #3@20	E3# #3@11	E3# #3@11	E3# #3@11	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15
K	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C10 16#8 Asp= 81.12 Fs	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.52 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	E4# #3@20	E2# #3@10	E2# #3@10	E4# #3@20	E3# #3@11	E3# #3@11	E3# #3@11	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15	E3# #3@15	E4# #3@20	E3# #3@15

COL C Identificación de columna tipo  
16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción  
Asp Área de acero principal (cm<sup>2</sup>)  
Fs Factor de seguridad: Asp / Asp  
Si Fs ≤ 1 El elemento estructural tiene comportamiento aceptable  
No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable  
E3# #3@11 Estribos de 3 ramas con varillas del número 3 a cada 11 cm

TABLA 3.17. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS  
NIVEL 2 / 3

EJES	3b			4a			5a			6a			7b			9a		
	COLUMNAS 40 X 40			COLUMNAS 45 X 45			COLUMNAS 65 X 65			COLUMNAS 65 X 65			COLUMNAS 65 X 65			COLUMNAS 65 X 65		
	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO PROPUUESTO	PRIMERA ETAPA	TERCERA ETAPA
N	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	E4r #3@20	E2r #3@10	E2r #3@10	E4r #3@20	E3r #3@11	E3r #3@11	E3r #3@11	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15
M	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	E4r #3@20	E3r #3@11	E3r #3@11	E4r #3@20	E3r #3@11	E3r #3@11	E3r #3@11	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15
L	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	E4r #3@20	E3r #3@11	E3r #3@11	E4r #3@20	E3r #3@11	E3r #3@11	E3r #3@11	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15
K1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	E4r #3@20	E2r #3@10	E2r #3@10	E4r #3@20	E3r #3@11	E3r #3@11	E3r #3@11	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15
K	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs	Asp=16 0.59 Fs ≤1	Asp=16 0.59 Fs ≤1	COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.55 Fs ≤1	Asp=20.3 0.55 Fs ≤1	Asp=20.3 0.55 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
	E4r #3@20	E2r #3@10	E2r #3@10	E4r #3@20	E3r #3@11	E3r #3@11	E3r #3@11	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15

COL C Identificación de columna tipo  
16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción  
Asp Área de acero principal (cm<sup>2</sup>)  
Fs Factor de seguridad: Asp / Asp  
Si Fs ≤ 1 El elemento estructural tiene comportamiento aceptable  
No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable  
E3r #3@11 Esbidos de 3 ramas con varillas del número 3 a cada 11 cm





TABLA 3.18. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS  
NIVEL 3 / 4 y 4 / 5

EDIFICIO COMPLETO																	
TERCERA ETAPA																	
SEGUNDA ETAPA																	
PRIMERA ETAPA																	
EJES	3b			4a			5a			6a			7b	9a			
	COLUMNAS 40 X 40			COLUMNAS 45 X 45			COLUMNAS 65 X 65			COLUMNAS 65 X 65					COLUMNAS 65 X 65		
N	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	SEGUNDA ETAPA		TERCERA ETAPA	ARMADO PROPUUESTO
M					COL C7 4#8 + 8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	Asp=20.3 0.47 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
					E4r #3@20	E3r #3@11	E3r #3@11	E3r #3@11	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15
						COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs
L					E4r #3@20	E3r #2@11	E3r #2@11	E3r #2@11	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15
					COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
					E4r #3@20	E3r #2@11	E3r #2@11	E3r #2@11	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15
K1					COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
					E4r #3@20	E3r #2@11	E3r #2@11	E3r #2@11	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15
					COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
K					E4r #3@20	E3r #2@11	E3r #2@11	E3r #2@11	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15
					COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C11 4#8+8#6 Asp= 43.08 Fs	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	Asp=42.3 0.98 Fs ≤1	COL C12 12#8 Asp= 60.84 Fs	Asp=42.3 0.70 Fs ≤1
					E4r #3@20	E3r #2@11	E3r #2@11	E3r #2@11	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #2@15	E3r #3@15	E4r #3@20	E3r #3@15

COL C Identificación de columna tipo  
16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción  
Asp Área de acero principal (cm<sup>2</sup>)  
Fs Factor de seguridad: Asp / Asp  
Si El elemento estructural tiene comportamiento aceptable  
No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable  
E3r #3@11 Escribos de 3 ramas con vanillas del número 3 a cada 11 cm



**TABLA 3.19. REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS**  
**NIVEL 5/6**

EJES	3b COLUMNAS 40 X 40				4a COLUMNAS 45 X 45			
	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	ARMADO EXISTENTE	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA
<b>K1</b>	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs E4r #3@20	Asp=16 0.59 Fs ≤1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 Fs ≤1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 Fs ≤1 E2r #3@10	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs E4r #3@20	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11
<b>K</b>	COL C5 4#6 + 8#5 Asp= 27.24 Fs E4r #3@20	Asp=16 0.59 Fs ≤1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 Fs ≤1 E2r #3@10	Asp=16 0.59 Fs ≤1 E2r #3@10	COL C8 12#6 Asp= 34.2 Fs E4r #3@20	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11	Asp=20.3 0.59 Fs ≤1 E3r #3@11

COL C Identificación de columna tipo

16#8 Armado longitudinal por cada etapa de construcción

Asp Área de acero principal (cm<sup>2</sup>)

Fs Factor de seguridad;  $Asp / Asp$

Si  $Fs \leq 1$  El elemento estructural tiene comportamiento aceptable

No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable

E3r #3@11 Estribos de 3 ramas con varillas del número 3 a cada 11 cm

#### III.4.5. Muros.

Los muros tienen la función de aislar la construcción del exterior con el interior, o también, del interior con el interior. Cuando se opta por integrar los muros a la estructura y estos son de material rígido (como la mampostería), es necesario considerarlos como elementos estructurales, a estos, se les conoce como muros diafragma o de rigidez. Una vez integrados los muros en el sistema estructural, se debe evitar la remoción o cambio de posición durante la vida de la edificación.

La mampostería, por ser un material de baja resistencia a tensión y de comportamiento frágil, es particularmente sensible a los efectos sísmicos, sin embargo, se pueden superar estos inconvenientes con refuerzo y confinamientos adecuados. Así, se pueden lograr importantes resistencias a flexión y a tensión diagonal.

Para evitar algún daño en los muros durante una sollicitación sísmica, el RCDF04 admite que las deformaciones laterales de la estructura queden dentro de los límites tolerables, es decir, que la distorsión lateral inelástica del sistema estructural no exceda de  $\gamma \leq 0.006$ , y que los esfuerzos inducidos en la mampostería no rebasen su resistencia.

##### A. Muros diafragma.

Como se mencionó anteriormente, los muros diafragma son aquellos que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural, al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.



Pueden ser de mampostería reforzada interiormente, mampostería confinada o una combinación de ambas, como es el caso en estudio.

### 1. Mampostería reforzada interiormente.

Consiste en distribuir barras de refuerzos o alambres corrugados de acero, verticales y horizontales en el interior del muro o en las juntas. Para el refuerzo vertical se aprovechan generalmente los huecos de las piezas. Durante la obra se requiere de supervisión continua, por personal capacitado y calificado, para garantizar que el refuerzo esté colocado correctamente y que los huecos donde se coloca el refuerzo se rellenen completamente.

En muros con refuerzo interior la suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal,  $p_h$ , y vertical,  $p_v$ , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007.

Donde:

$$p_h = A_{sh} / s_h t ; \quad p_v = A_{sv} / s_v t$$

$t$  espesor del muro

$A_{sh}$  área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación vertical de  $s_h \leq 60 \text{ cm}$  o @ 6 hiladas

$A_{sv}$  área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación horizontal de  $s_v \leq 80 \text{ cm}$  o  $6t$

### 2. Mampostería confinada.

Los muros están rodeados por elementos de concreto reforzado, de al menos el mismo espesor de los muros, los verticales se conocen como castillos y los horizontales como dalas o cadenas. Para considerar que un muro está confinado cuando se usan piezas huecas, se usará el refuerzo al interior del muro con al menos la cuantía mínima como se detallo en el inciso anterior y estarán confinados con castillos y dalas exteriores, respetando los siguientes criterios:

Las dalas y castillos deben cumplir con un refuerzo mínimo longitudinal,  $A_s$ , equivalente a:

$$A_s = 0.2 f_c' t h_c / f_y \quad A_s \approx 0.008 t h_c; \quad \text{si se usa acero de refuerzo con } f_y = 4\,200 \text{ kgf/cm}^2$$

y un refuerzo mínimo transversal,  $A_{sc}$ , equivalente a:

$$A_{sc} = 1000 s / f_y h_c \quad A_{sc} \approx 0.43 s / h_c; \quad \text{si se usa alambrcn con } f_y = 2\,320 \text{ kgf/cm}^2$$

además, la separación,  $s$ , no excederá de  $1.5 t$  ni de  $20 \text{ cm}$ .

Donde:

$h_c$  dimensión de la dala o castillo paralela al plano del muro.



Para muros diafragma la fuerza cortante en el plano horizontal,  $V_{mR}$ , resistida por la mampostería se determinó con:

$$V_{mR} = F_R (0.85 v_m^* A_T)$$

Donde:

$v_m^*$	resistencia de diseño a compresión diagonal
$A_T$	área bruta de la sección transversal del muro
$F_R$	factor de reducción igual a 0.7

Cuando la relación altura / longitud ( $H / L$ ), sea mayor que 1.33, los esfuerzos por flexión disminuyen la capacidad a cortante, por lo que, el  $A_T$  deberá multiplicarse por el factor de corrección:

$$F_{AE} = (1.33 L / H)^2 \leq 1$$

Adicionalmente, si el muro diafragma está reforzado horizontalmente, sea mediante barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío en las juntas de mortero, o bien con mallas de alambre soldado recubiertas con mortero, la fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal,  $V_{sR}$ , se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{sR} = F_R \eta \phi f_y h A_T$$

Donde:

$\eta$ , $\phi$ y $f_y$	son el factor de eficiencia, la cuantía y el esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo horizontal, respectivamente.
-------------------------	--

$$\eta = 0.2 ; \text{ si } \phi f_y h \geq 9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta = 0.6 ; \text{ si } \phi f_y h \leq 6 \text{ kgf/cm}^2$$

De tal manera que la fuerza cortante total resistida por un muro diafragma de mampostería con refuerzo interior está dada por:

$$V_{mR} + V_{sR} \geq V_U$$

En las tablas 3.20 a 3.26 se muestra el resumen de la revisión de estados límite de falla en muros de mampostería, para cada eje constructivo, por cada nivel y para las tres etapas de construcción.

Para ilustrar gráficamente el comportamiento de todos los elementos del conjunto estructural (trabes, columnas y muros de mampostería), en las figuras 3.25 y 3.26 se muestran los esquemas tridimensionales con diferentes rangos o intervalos de factores de seguridad. Se definió arbitrariamente el factor de seguridad,  $F_s$ , como el cociente de toda acción máxima/resistencia ( $V_U / V_R$ ), por lo que  $F_s > 1$  implicará la falla teórica del elemento, mientras que  $F_s \leq 1$  representa una condición segura.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m^* \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE K											
NIVEL 6	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 220	3era	3b - 4a	297	0.74	1.00	3084.0	9.58	1.2	0.13	Cumple	0.13
	2da						9.58	1.0	0.10	Cumple	0.10
	1era						9.58	1.1	0.11	Cumple	0.11
NIVEL 5	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 455	3era	3b - 4a	297	1.53	0.75	2324.4	7.71	1.3	0.17	Cumple	0.48
	2da						7.71	1.6	0.21	Cumple	0.64
	1era						7.71	1.2	0.16	Cumple	0.74
	3era	4a - 5a	245	1.86	0.51	1261.7	5.10	4.8	0.94	Cumple	
	2da						5.10	6.2	1.22	No cumple	
	1era						5.10	6.7	1.31	No cumple	
	3era	5a - 6a	735	0.62	1.00	7860.0	23.31	14.4	0.62	Cumple	
	2da						23.31	20.0	0.86	Cumple	
	1era						23.31	18.7	0.80	Cumple	
	3era	6a - 7b	735	0.62	1.00	7860.0	23.31	9.2	0.39	Cumple	
	2da						23.31	10.4	0.45	Cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.65	1.00	7380.0	22.13	9.7	0.44	Cumple	
NIVEL 4	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 305	3era	3b - 4a	297	1.03	1.00	3084.0	9.58	4.5	0.47	Cumple	0.71
	2da						9.58	7.0	0.73	Cumple	0.90
	1era						9.58	8.6	0.90	Cumple	0.90
	3era	6a - 7b	735	0.41	1.00	7860.0	23.31	17.1	0.73	Cumple	
	2da						23.31	22.7	0.97	Cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.44	1.00	7380.0	22.13	17.3	0.78	Cumple	
NIVEL 3	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 235	3era	3b - 4a	297	0.79	1.00	3084.0	9.58	6.4	0.67	Cumple	0.87
	2da						9.58	9.4	0.98	Cumple	1.14
	1era						9.58	11.4	1.19	No cumple	1.19
	3era	6a - 7b	735	0.32	1.00	7860.0	23.31	20.7	0.89	Cumple	
	2da						23.31	28.1	1.21	No cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.34	1.00	7380.0	22.13	20.9	0.94	Cumple	
NIVEL 2	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Globa</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 385	3era	3b - 4a	297	1.30	1.00	3084.0	9.58	8.6	0.90	Cumple	1.02
	2da						9.58	11.9	1.24	No cumple	1.33
	1era						9.58	16.9	1.76	No cumple	1.76
	3era	6a - 7b	735	0.52	1.00	7860.0	23.31	23.8	1.02	No cumple	
	2da						23.31	31.9	1.37	No cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.55	1.00	7380.0	22.13	23.5	1.06	No cumple	
NIVEL 1	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 465	3era	3b - 4a	297	1.57	0.72	2225.5	7.47	10.9	1.46	No cumple	1.09
	2da						7.47	14.4	1.93	No cumple	1.45
	1era						7.47	19.0	2.54	No cumple	2.54
	3era	6a - 7b	735	0.63	1.00	7860.0	23.31	23.8	1.02	No cumple	
	2da						23.31	30.2	1.30	No cumple	
	3era	7b - 9a	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	23.0	1.04	No cumple	

Tabla 3.20. Revisión de muros eje K.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE K1												
NIVEL 6	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1			FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 220	3era	3b - 4a	297	0.74	1.00	3084.0	9.58	2.0	0.21	Cumple	0.21	
	2da						9.58	2.1	0.22	Cumple	0.22	
	1era						9.58	2.1	0.22	Cumple	0.22	
NIVEL 5	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1			FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 455	3era	3b - 4a	297	1.53	0.75	2324.4	7.71	1.7	0.22	Cumple	0.22	
	2da						7.71	1.7	0.22	Cumple	0.22	
	1era						7.71	2.5	0.32	Cumple	0.32	
NIVEL 4	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1			FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 305	3era	3b - 4a	297	1.03	1.00	3084.0	9.58	5.1	0.53	Cumple	0.53	
	2da						9.58	6.5	0.68	Cumple	0.68	
	1era						9.58	8.4	0.88	Cumple	0.88	
NIVEL 3	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1			FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 235	3era	3b - 4a	297	0.79	1.00	3084.0	9.58	6.0	0.63	Cumple	0.63	
	2da						9.58	7.6	0.79	Cumple	0.79	
	1era						9.58	9.8	1.02	No cumple	1.02	
NIVEL 2	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1			FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 385	3era	3b - 4a	297	1.30	1.00	3084.0	9.58	6.1	0.64	Cumple	0.64	
	2da						9.58	8.9	0.93	Cumple	0.93	
	1era						9.58	11.5	1.20	No cumple	1.20	
NIVEL 1	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1			FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 465	3era	3b - 4a	297	1.57	0.72	2225.5	7.47	8.7	1.16	No cumple	1.16	
	2da						7.47	10.9	1.46	No cumple	1.46	
	1era						7.47	14.4	1.93	No cumple	1.93	

Tabla 3.21. Revisión de muros eje K1.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m^* \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE N										
NIVEL 5	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 455	3era	4a - 5a	245	1.86	0.51	1261.7	5.10	3.5	0.69	Cumple
	2da						5.10	3.6	0.71	Cumple
	1era						5.10	3.8	0.75	Cumple
	3era	5a - 6a	735	0.62	1.00	7860.0	23.31	11.1	0.48	Cumple
	2da						23.31	12.5	0.54	Cumple
	1era						23.31	12.2	0.52	Cumple
	3era	6a - 7b	735	0.62	1.00	7860.0	23.31	10.1	0.43	Cumple
	2da						23.31	11.0	0.47	Cumple
	3era	7b - 9a	695	0.65	1.00	7380.0	22.13	8.4	0.38	Cumple
										FSGlobal Entrepiso
										0.45
										0.52
										0.56
NIVEL 4	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 305	3era	4a - 5a	245	1.24	1.00	2460.0	8.04	5.1	0.63	Cumple
	2da						8.04	5.1	0.63	Cumple
	1era						8.04	5.4	0.67	Cumple
	3era	5a - 6a	735	0.41	1.00	7860.0	23.31	17.1	0.73	Cumple
	2da						23.31	18.9	0.81	Cumple
	1era						23.31	17.8	0.76	Cumple
	3era	6a - 7b	735	0.41	1.00	7860.0	23.31	16.7	0.72	Cumple
	2da						23.31	17.5	0.75	Cumple
	3era	7b - 9a	695	0.44	1.00	7380.0	22.13	14.2	0.64	Cumple
										FSGlobal Entrepiso
										0.69
										0.76
										0.74
NIVEL 3	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 235	3era	4a - 5a	245	0.96	1.00	2460.0	8.04	6.3	0.78	Cumple
	2da						8.04	6.4	0.80	Cumple
	1era						8.04	7.1	0.88	Cumple
	3era	5a - 6a	735	0.32	1.00	7860.0	23.31	19.2	0.82	Cumple
	2da						23.31	21.1	0.91	Cumple
	1era						23.31	20.9	0.90	Cumple
	3era	6a - 7b	735	0.32	1.00	7860.0	23.31	19.6	0.84	Cumple
	2da						23.31	20.6	0.88	Cumple
	3era	7b - 9a	695	0.34	1.00	7380.0	22.13	17.0	0.77	Cumple
										FSGlobal Entrepiso
										0.81
										0.88
										0.89
NIVEL 2	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 385	3era	5a - 6a	735	0.52	1.00	7860.0	23.31	23.9	1.03	No cumple
	2da						23.31	25.4	1.09	No cumple
	1era						23.31	26.7	1.15	No cumple
	3era	6a - 7b	735	0.52	1.00	7860.0	23.31	22.6	0.97	Cumple
	2da						23.31	23.9	1.03	No cumple
	3era	7b - 9a	695	0.55	1.00	7380.0	22.13	20.4	0.92	Cumple
										FSGlobal Entrepiso
										0.97
										1.06
										1.15
NIVEL 1	Etap	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 465	3era	4a - 5a	245	1.90	0.49	1208.0	4.97	8.9	1.79	No cumple
	2da						4.97	8.6	1.73	No cumple
	1era						4.97	9.5	1.91	No cumple
	3era	5a - 6a	735	0.63	1.00	7860.0	23.31	21.4	0.92	Cumple
	2da						23.31	22.2	0.95	Cumple
	1era						23.31	22.5	0.97	Cumple
	3era	6a - 7b	735	0.63	1.00	7860.0	23.31	21.2	0.91	Cumple
	2da						23.31	22.2	0.95	Cumple
	3era	7b - 9a	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	20.6	0.93	Cumple
										FSGlobal Entrepiso
										0.98
										1.03
										1.13

Tabla 3.22. Revisión de muros eje N.



$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE 3b											
NIVEL 6	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 220	3era	K - K1	245	0.90	1.00	2460.0	6.39	0.4	0.06	Cumple	0.06
	2da						6.39	0.3	0.05	Cumple	0.05
	1era						6.39		0.00	Cumple	0.00

NIVEL 5	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 455	3era	K - K1	245	1.86	0.51	1261.7	4.25	1.0	0.24	Cumple	0.24
	2da						4.25	0.9	0.21	Cumple	0.21
	1era						4.25	0.8	0.19	Cumple	0.19

NIVEL 4	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 305	3era	K - K1	245	1.24	1.00	2460.0	6.39	1.8	0.28	Cumple	0.28
	2da						6.39	1.6	0.25	Cumple	0.25
	1era						6.39	1.5	0.23	Cumple	0.23

NIVEL 3	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 235	3era	K - K1	245	0.96	1.00	2460.0	6.39	2.8	0.44	Cumple	0.44
	2da						6.39	2.5	0.39	Cumple	0.39
	1era						6.39	2.3	0.36	Cumple	0.36

NIVEL 2	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 385	3era	K - K1	245	1.57	0.72	1762.2	5.15	4.2	0.82	Cumple	0.82
	2da						5.15	3.7	0.72	Cumple	0.72
	1era						5.15	3.5	0.68	Cumple	0.68

NIVEL 1	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1		FS <sub>Global</sub> Entrepiso
H <sub>MURO</sub> = 465	3era	K - K1	245	1.90	0.49	1208.0	4.97	5.8	1.17	No cumple	1.17
	2da						4.97	5.3	1.07	No cumple	1.07
	1era						4.97	5.1	1.03	No cumple	1.03

Tabla 3.23. Revisión de muros eje 3b.





$$V_{mR} = F_R \cdot 0.85 \cdot v_m \cdot A_T$$

$$V_{sR} = F_R \cdot \eta \cdot p_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE 4a										
NIVEL 5	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 455	3era	K1 - L	437	1.04	1.00	4764.0	13.71	5.9	0.43	Cumple
	2da						13.71	5.7	0.42	Cumple
	1era						13.71	5.6	0.41	Cumple
	3era	L - M	335	1.36	0.96	3394.5	10.34	3.7	0.36	Cumple
	2da						10.34	3.5	0.34	Cumple
	1era						10.34	3.2	0.31	Cumple
	3era	M - N	715	0.64	1.00	8100.0	21.90	7.5	0.34	Cumple
	2da						21.90	7.0	0.32	Cumple
	1era						21.90	6.5	0.30	Cumple
										FS Global Entrepiso
										0.37
										0.35
										0.33
NIVEL 4	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 305	3era	K - K1	253	1.21	1.00	2556.0	8.28	2.9	0.35	Cumple
	2da						8.28	2.8	0.34	Cumple
	1era						8.28	2.5	0.30	Cumple
	3era	K1 - L	437	0.70	1.00	4524.0	14.12	7.0	0.50	Cumple
	2da						14.12	6.6	0.47	Cumple
	1era						14.12	6.0	0.43	Cumple
	3era	L - M	335	0.91	1.00	3540.0	10.70	5.0	0.47	Cumple
	2da						10.70	4.4	0.41	Cumple
	1era						10.70	3.8	0.36	Cumple
	3era	M - N	715	0.43	1.00	7620.0	22.72	10.0	0.44	Cumple
	2da						22.72	8.8	0.39	Cumple
	1era						22.72	7.4	0.33	Cumple
										FS Global Entrepiso
										0.45
										0.40
										0.35
NIVEL 3	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 235	3era	K - K1	253	0.93	1.00	2556.0	8.28	3.2	0.39	Cumple
	2da						8.28	2.8	0.34	Cumple
	1era						8.28	2.3	0.28	Cumple
	3era	K1 - L	437	0.54	1.00	4524.0	14.12	7.9	0.56	Cumple
	2da						14.12	7.1	0.50	Cumple
	1era						14.12	6.6	0.47	Cumple
	3era	L - M	335	0.70	1.00	3540.0	10.70	5.7	0.53	Cumple
	2da						10.70	5.0	0.47	Cumple
	1era						10.70	4.4	0.41	Cumple
	3era	M - N	715	0.33	1.00	7620.0	22.72	11.4	0.50	Cumple
	2da						22.72	10.0	0.44	Cumple
	1era						22.72	8.6	0.38	Cumple
										FS Global Entrepiso
										0.51
										0.45
										0.39
NIVEL 2	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 385	3era	K1 - L	437	0.88	1.00	4524.0	14.12	9.5	0.67	Cumple
	2da						14.12	8.5	0.60	Cumple
	1era						14.12	7.8	0.55	Cumple
	3era	L - M	335	1.15	1.00	3540.0	10.70	7.2	0.67	Cumple
	2da						10.70	6.4	0.60	Cumple
	1era						10.70	5.7	0.53	Cumple
	3era	M - N	715	0.54	1.00	7620.0	22.72	13.8	0.61	Cumple
	2da						22.72	12.2	0.54	Cumple
	1era						22.72	10.6	0.47	Cumple
										FS Global Entrepiso
										0.64
										0.57
										0.51
NIVEL 1	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 465	3era	K1 - L	437	1.06	1.00	4524.0	14.12	10.0	0.71	Cumple
	2da						14.12	8.9	0.63	Cumple
	1era						14.12	8.0	0.57	Cumple
	3era	L - M	335	1.39	0.92	3250.1	9.99	8.2	0.82	Cumple
	2da						9.99	7.3	0.73	Cumple
	1era						9.99	6.6	0.66	Cumple
	3era	M - N	715	0.65	1.00	7620.0	22.72	15.1	0.66	Cumple
	2da						22.72	13.3	0.59	Cumple
	1era						22.72	12.0	0.53	Cumple
										FS Global Entrepiso
										0.71
										0.63
										0.57

Tabla 3.24. Revisión de muros eje 4a.



$$V_{mR} = F_R 0.85 v_m^* A_T$$

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE 7b										
NIVEL 1	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 465	2da	K - L	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	11.0	0.50	Cumple
	2da	L - M	315	1.48	0.81	2678.8	8.58	4.5	0.52	Cumple
	2da	M - N	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	11.0	0.50	Cumple
										FS Global Entrepiso 0.50

MURO EJE 6a										
NIVEL 1	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 465	1era	K - L	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	9.9	0.45	Cumple
	1era	L - M	315	1.48	0.81	2678.8	8.58	4.4	0.51	Cumple
	1era	M - N	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	10.4	0.47	Cumple
										FS Global Entrepiso 0.47

Tabla 3.25. Revisión de muros ejes 6a y 7b.

$$V_{mR} = F_R 0.85 v_m^* A_T$$

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

$$\eta = 0.6$$

$$F_R = 0.7$$

$$p_h = 0.00032$$

$$v_m^* = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

MURO EJE 9a										
NIVEL 5	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 455	3era	K - L	695	0.65	1.00	7380.0	22.13	7.8	0.35	Cumple
	3era	L - M	315	1.44	0.85	2797.8	8.87	2.9	0.33	Cumple
	3era	M - N	695	0.65	1.00	7380.0	22.13	5.7	0.26	Cumple
										FS Global Entrepiso 0.31
NIVEL 4	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 305	3era	K - L	695	0.44	1.00	7380.0	22.13	12.8	0.58	Cumple
	3era	L - M	315	0.97	1.00	3300.0	10.11	5.8	0.57	Cumple
	3era	M - N	695	0.44	1.00	7380.0	22.13	10.0	0.45	Cumple
										FS Global Entrepiso 0.53
NIVEL 3	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 235	3era	K - L	695	0.34	1.00	7380.0	22.13	14.7	0.66	Cumple
	3era	L - M	315	0.75	1.00	3300.0	10.11	7.0	0.69	Cumple
	3era	M - N	695	0.34	1.00	7380.0	22.13	12.6	0.57	Cumple
										FS Global Entrepiso 0.63
NIVEL 2	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 385	3era	K - L	695	0.55	1.00	7380.0	22.13	18.2	0.82	Cumple
	3era	M - N	695	0.55	1.00	7380.0	22.13	15.6	0.70	Cumple
										FS Global Entrepiso 0.76
NIVEL 1	Etapas	EJES	LONGITUD (cm)	H/L	$F_{AE} = (1.33 L/H)^2$	AREA (cm <sup>2</sup> )	$V_{mR} + V_{sR}$ (tonf)	$V_U$ (tonf)	FS ≤ 1	
H MURO = 465	3era	K - L	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	15.2	0.69	Cumple
	3era	L - M	315	1.48	0.81	2678.8	8.58	8.1	0.94	Cumple
	3era	M - N	695	0.67	1.00	7380.0	22.13	15.0	0.68	Cumple
										FS Global Entrepiso 0.72

Tabla 3.26. Revisión de muros eje 9a.



## III.4.6. Cimentación.

La cimentación o subestructura, es el conjunto estructural que constituye la transición entre la superestructura y el terreno, su función es transmitir las cargas de los apoyos del edificio al suelo. Para asegurar el comportamiento de la cimentación debe evitarse la falla de los elementos estructurales de la subestructura y la presencia de hundimientos excesivos que puedan ocasionar daños severos. El buen comportamiento de la cimentación dependerá de las propiedades mecánicas del subsuelo, su análisis se vio en el capítulo II, Estudio de Mecánica de Suelos.

La revisión de las pilas se realizó con los conceptos vistos para diseño a flexocompresión, por ser un elemento de sección circular, el problema de flexión se analizó en una sola dirección. Se consideró la excentricidad de diseño igual a 0.05 D, donde D es el diámetro de la sección transversal de la pila y, se despreciarán los efectos de esbeltez por estar dentro de un medio confinado y no exceder su longitud en más de 30 D.

El diseño de las trabes de liga se realizó con los conceptos vistos de diseño a flexión para trabes de sección rectangular, simplemente armadas.

A continuación se presenta un ejemplo de diseño y revisión de una pila. En la tabla 3.27., se consigna el resumen de la revisión del conjunto de pilas de cimentación para las condiciones de cargas máximas y, en las tablas 3.28 a 3.34 se presenta el refuerzo de trabes de liga, aplicando en ambos casos la revisión por estados límite de falla.

DISEÑO / REVISIÓN DE PILAS			
<b>EDIFICIO - SEGUNDA ETAPA</b>			
<b>PILA:</b>	<b>P - 2</b>	<b>CIMENTACIÓN</b>	
UBICACIÓN EN PLANTA :	EJES :	( K - 6a )	
<b>MATERIALES:</b>			
Concreto $f'_c$ =	200	kgf/cm <sup>2</sup>	
Acero de refuerzo $f_y$ =	4200	kgf/cm <sup>2</sup>	
Area de acero =	45.4	cm <sup>2</sup>	
FR =	0.7		
<b>SECCIÓN:</b>			
DIÁMETRO	100	cm	
recubrimiento =	7.5	cm	
<b>ACCIONES:</b>			
$P_u$ =	10.4	tonf	
$M_{ux}$ =	13.9	tonf - m	
$M_{uy}$ =	30.5	tonf - m	
$V_{ux}$ =	9.1	tonf	
$V_{uy}$ =	3.3	tonf	
		$M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2}$	
		<b><math>M_u</math> = 33.5 tonf-m</b>	
		$V_u = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2}$	
		<b><math>V_u</math> = 9.7 tonf</b>	
$K = P_u / F_R D^2 f'_c$			
$f'_c$ =	160	kgf/cm <sup>2</sup>	
$f'_c$ =	136	kgf/cm <sup>2</sup>	
d =	85	cm	
d / D =	0.85		
EXCENTRICIDAD e =	3.3	m	
<b>K</b> =	0.011		
<b>e / D</b> =	3.3		
USAR GRÁFICO FIG: B.3			
<b>q</b> <	0.2		
<b>p</b> =	0.006		
<b>As</b> =	50.9	cm <sup>2</sup>	
Se dejará Asp =	51	cm <sup>2</sup>	
Acero longitudinal	10	varillas del # 8	
<b>Estribos</b> $A_v$ = 0.71 cm <sup>2</sup>			
Sep = 48 $d_b$	$d_b$ = 0.91	43.7	cm
Sep = 850 $d_b / \sqrt{f_y}$	$d_b$ = 2.54	33.3	cm
Sep = 4 $f_y A_v / (0.12 f'_c d)$		5.8	cm
Por estar en un medio confinado se usarán:			
0.0m a 3.0m de profundidad	E # 3 @ 10	cm	
3.0m a 11.0m de profundidad	E # 3 @ 15	cm	



TABLA 3.27. ESTADOS LÍMITE DE FALLA EN PILAS DE CIMENTACIÓN

EDIFICIO COMPLETO																		
TERCERA ETAPA																		
SEGUNDA ETAPA																		
PRIMERA ETAPA																		
EJES	3b			4a			5a			6a			7b			9a		
	PILA $\Phi=80$ cm; R= 136 tonf			PILA $\Phi=100$ cm; R= 180 tonf			PILA $\Phi=100$ cm; R= 180 tonf			PILA $\Phi=120$ cm; R= 226 tonf			PILA $\Phi=120$ cm; R= 226 tonf			PILA $\Phi=120$ cm; R= 226 tonf		
	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA		
N				141.6	138.6	130.6	134.7	139.2	139.1	200.4	156.9	161.9	188.7	157.8	227.4	227.4		
				0.79	0.77	0.73	0.75	0.77	0.77	0.89	0.69	0.72	0.83	0.70	1.01	1.01		
				$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	No cumple	No cumple		
M																		
				96.5	93.3	91	140	140.1	140.3	124.3	163.5	163.5	125.5	160.8	135.4	135.4		
				0.54	0.52	0.51	0.62	0.62	0.62	0.55	0.72	0.72	0.56	0.71	0.60	0.60		
				$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$		
L				77.8	75.3	75.1	138.3	138.4	138.7	115.2	163.1	163.5	115.7	160.6	134.3	134.3		
				0.43	0.42	0.42	0.61	0.61	0.61	0.51	0.72	0.72	0.51	0.71	0.59	0.59		
				$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$		
K1	149	120.4	102.70	100.6	93.2	92.4												
	1.10	0.89	0.76	0.74	0.69	0.68												
	No cumple	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$												
K	166.4	137	119.3	89.7	81.70	80.9	135.2	121.4	119.8	91.8	212.7	192.4	191.6	157	191.4	191.4		
	1.22	1.01	0.88	0.50	0.45	0.45	0.75	0.67	0.67	0.51	1.18	1.07	0.85	0.69	0.85	0.85		
	No cumple	No cumple	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	No cumple	No cumple	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$		
Factor de seguridad del conjunto																		
	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	TERCERA ETAPA															
Suma QFc	1901.30	2596.30	3235.90															
Suma R	2798.00	3702.00	4606.00															
Fs General	0.68	0.70	0.70															

QFc Acción máxima incluyendo el factor de carga (tonf)

Fs Factor de seguridad;  $QFc/R \leq 1$

Si  $F_s \leq 1$  El elemento estructural tiene comportamiento aceptable

No cumple El elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable

R Resistencia de pilas, por punta y fricción



## NOMENCLATURA

FLEXIÓN				CORTANTE			
$M_{s,i}$	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]		$V_u$	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]	
$A_{req}$	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm <sup>2</sup> ]		$p$	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión		
$A_e$	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm <sup>2</sup> ]		$V_{cR}$	Cortante resistente en función de "p"	[tonf]	
$F_s$	Factor de seguridad $A_{req} / A_e$			$Sep$	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[cm]	
Si $F_s \leq 1$ ; el comportamiento del elemento estructural es aceptable				$E \# 3$ Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros (@15)			
No cumple; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable							

EDIFICIO COMPLETO  
TERCERA ETAPA

PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA															
EJE K															
TRABE y NIVEL		3b	CL	4a	CL	5a	CL	6a	CL	7b	CL	9a			
TL - 10 30 x 80 NIVEL 0	$M_s$	7.4	1.3	4.3	22.7	4.5	31.3	19.9	0.0	22.2	13.1	0.0	13.4	10.4	0.0
	$A_{s_{req}}$	5.9	5.9	5.9	8.5	5.9	11.8	7.3	5.9	8.3	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.32	0.46	0.46	0.64	0.39	0.46	0.45	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$M_i$	7.1	2.0	3.7	22.4	5.4	29.7	16.0	2.6	18.0	8.9	1.8	9.3	6.8	1.6
	$A_{i_{req}}$	5.9	5.9	5.9	8.3	5.9	11.3	5.9	5.9	6.6	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.32	0.45	0.46	0.61	0.32	0.46	0.36	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$V_u$	4.5	3.8	4.6	22.6	22.0	23.2	7.1	5.2	7.1	5.0	3.0	4.9	4.3	2.6
	$V_{cR}$	6.4	6.4	6.4	7.0	6.4	7.8	6.8	6.4	7.0	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
	$Sep$	37.6	37.6	37.6	18.8	18.8	18.8	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	$E \# 3$	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20

Tabla 3.28. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga eje K.

EDIFICIO COMPLETO  
TERCERA ETAPA

PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA											
EJE L y M											
TRABE y NIVEL		4a	CL	5a	CL	6a	CL	7b	CL	9a	
TL - 12 30 x 80 NIVEL 0	$M_s$	17.3	2.6	23.0	16.5	0.0	18.0	14.5	0.0	15.5	12.6
	$A_{s_{req}}$	6.5	5.9	8.5	6.0	5.9	6.6	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6
	$F_s$	0.35	0.46	0.46	0.32	0.46	0.36	0.32	0.46	0.32	0.46
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$M_i$	16.0	2.8	21.0	12.0	2.3	13.5	10.0	2.0	10.5	8.9
	$A_{i_{req}}$	5.9	5.9	7.8	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.42	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32	0.46
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$V_u$	15.9	15.5	16.1	5.9	4.0	5.9	5.2	3.3	5.2	5.0
	$V_{cR}$	6.6	6.4	7.0	6.5	6.4	6.6	6.4	6.4	6.4	6.4
	$Sep$	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	$E \# 3$	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15

Tabla 3.29. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga ejes L y M.



## NOMENCLATURA

FLEXIÓN				CORTANTE			
$M_{s,i}$	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]		$V_u$	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]	
$A_{req}$	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm <sup>2</sup> ]		$p$	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión		
$A_e$	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm <sup>2</sup> ]		$V_{cR}$	Cortante resistente en función de "p"	[tonf]	
$F_s$	Factor de seguridad $A_{req} / A_e$			$Sep$	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[cm]	
Si $F_s \leq 1$ ; el comportamiento del elemento estructural es aceptable				$E \# 3$ Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros (@15)			
No cumple; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable							

EDIFICIO COMPLETO  
TERCERA ETAPA

PRIMERA ETAPA

SEGUNDA ETAPA

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA												
EJE N												
TRABE y NIVEL		4a	CL	5a	CL	6a	CL	7b	CL	9a		
TL - 11 30 x 80 NIVEL 0	$M_s$	12.5	1.9	19.3	11.4	0.0	11.8	12.2	0.0	12.0	12.6	13.2
	$A_{s,req}$	5.9	5.9	7.2	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.39	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32	0.32	0.32
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$M_i$	11.5	2.1	17.8	7.2	1.9	7.8	7.8	1.8	7.9	8.9	9.7
	$A_{i,req}$	5.9	5.9	6.5	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	12.9	18.6	18.6	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.35	0.32	0.46	0.32	0.32	0.46	0.32	0.32	0.32
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$V_u$	12.5	11.0	12.9	4.5	2.6	4.5	4.6	2.8	4.6	5.0	5.0
	$V_{cR}$	6.4	6.4	6.7	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
	$Sep$	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	$E \# 3$	@ 10	@ 10	@ 10	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15	13 @ 15	13 @ 15

Tabla 3.30. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga eje N.

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA												
EJE 4a												
TRABE y NIVEL		K	CL	K1	CL	L	CL	M	CL	N		
TL - 13 30 x 80 NIVEL 0	$M_s$	5.7	0.5	4.3	4.5	0.0	4.4	4.1	0.0	4.2	4.6	4.8
	$A_{s,req}$	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6
	$F_s$	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$M_i$	5.3	1.5	3.3	3.1	0.6	3.2	2.9	0.6	3.7	0.5	1.7
	$A_{i,req}$	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6
	$F_s$	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$V_u$	4.7	3.7	4.9	2.9	1.9	2.9	3.2	2.3	3.0	2.6	2.6
	$V_{cR}$	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
	$Sep$	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	$E \# 3$	@ 10	@ 10	@ 10	8 @ 15	@ 20	8 @ 15	@ 15	@ 15	13 @ 15	@ 20	13 @ 15

Tabla 3.31. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga eje 4a.



## NOMENCLATURA

FLEXIÓN					CORTANTE				
$M_{s,i}$	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[tonf - m]	$V_u$	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[tonf]	$p$	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión		
$A_{req}$	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[cm <sup>2</sup> ]	$V_{cr}$	Cortante resistente en función de "p"	[tonf]	$Sep$	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[cm]	
$A_e$	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[cm <sup>2</sup> ]	$E \# 3$	Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros	(@15)				
$F_s$	Factor de seguridad $A_{req} / A_e$								
Si $F_s \leq 1$ ; el comportamiento del elemento estructural es aceptable									
No cumple; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable									

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA										
EJE 5a										
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N
TL - 14 30 x 80 NIVEL 0	$M_s$	8.0	0.0	7.5	10.5	0.0	10.5	7.5	0.0	8.0
	$A_{s_{req}}$	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	15.7	15.7	12.9	15.7	15.7	12.9	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.38	0.38	0.46	0.38	0.38	0.46	0.32
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$M_i$	5.0	1.6	3.7	7.1	1.3	7.5	3.7	1.7	4.5
	$A_{i_{req}}$	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	15.7	15.7	12.9	15.7	15.7	12.9	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.38	0.38	0.46	0.38	0.38	0.46	0.32
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$V_u$	3.5	1.6	3.5	8.1	5.4	8.0	3.5	1.7	3.5
	$V_{cR}$	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
	$Sep$	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	$E \# 3$	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.32. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga eje 5a.

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA										
EJE 6a y 7b										
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N
TL - 14A 30 x 80 NIVEL 0	$M_s$	11.2	0.0	11.0	13.5	0.0	14.0	10.8	0.0	11.5
	$A_{s_{req}}$	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	18.6	18.6	17.9	18.6	18.6	12.9	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.32	0.32	0.33	0.32	0.32	0.46	0.32
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$M_i$	7.2	1.7	6.9	12.0	1.8	11.5	5.9	1.7	6.6
	$A_{i_{req}}$	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	$A_e$	18.6	12.9	12.9	17.9	17.9	17.9	12.9	12.9	18.6
	$F_s$	0.32	0.46	0.46	0.33	0.33	0.33	0.46	0.46	0.32
		$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$	$F_s \leq 1$
	$V_u$	4.4	2.6	4.4	10.6	7.9	10.6	4.2	2.4	4.2
	$V_{cR}$	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
	$Sep$	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	$E \# 3$	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.33. Revisión y dimensionamiento de trabes de liga ejes 6a y 7b.



### NOMENCLATURA

FLEXIÓN			CORTANTE		
M s, i	Momento flexionante máximo de diseño superior o inferior, incluye factor de carga	[ tonf - m ]	Vu	Cortante máximo de diseño, incluye factor de carga	[ tonf ]
A <sub>req</sub>	Área de acero requerida para el Momento flexionante máximo, superior o inferior	[ cm <sup>2</sup> ]	p	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por flexión	
Ae	Área de acero existente para las dos primeras etapas de construcción	[ cm <sup>2</sup> ]	V <sub>CR</sub>	Cortante resistente en función de " p "	[ tonf ]
Fs	Factor de seguridad A <sub>req</sub> / Ae,		Sep	Separación requerida dada una área de acero de estribos	[ cm ]
Si Fs ≤ 1; el comportamiento del elemento estructural es aceptable			E # 3 Estribos con varilla del número tres; Ej: a cada quince centímetros ( @15 )		
No cumple; el elemento estructural puede presentar comportamiento inaceptable					

REVISIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE LIGA										
EJE 9a										
TRABE y NIVEL		K	CL	L		CL	M		CL	N
TL - 15 30 x 80 NIVEL 0	Ms	8.2	0.0	7.8	12.0	0.0	12.0	7.0	0.0	7.6
	As <sub>req</sub>	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	Ae	18.6	12.9	15.7	15.7	12.9	15.7	15.7	12.9	18.6
	Fs	0.32	0.46	0.38	0.38	0.46	0.38	0.38	0.46	0.32
		Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$
	Mi	4.5	1.6	4.1	9.5	1.4	9.5	3.3	1.6	3.8
	Ai <sub>req</sub>	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9
	Ae	18.6	12.9	15.7	15.7	12.9	15.7	15.7	12.9	18.6
	Fs	0.32	0.46	0.38	0.38	0.46	0.38	0.38	0.46	0.32
		Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$	Bien $Fs \leq 1$
	Vu	3.6	1.8	3.6	9.4	6.7	9.4	3.4	1.6	3.5
	VcR	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4
	Sep	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6	37.6
	E # 3	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15	_ @ 10	_ @ 10	_ @ 10	13 @ 15	_ @ 20	13 @ 15

Tabla 3.34. Revisión y dimensionamiento de trabe de liga eje 9a.





Revisión y diseño de elementos estructurales.

Fig. 3.25. Factores de seguridad, vista N-W.



Revisión y diseño de elementos estructurales.

Fig. 3.26. Factores de seguridad, vista S-E.