



## **CAPÍTULO 5.**

### **ANÁLISIS DE CARGAS ACCIDENTALES**

#### **5.1 Definición de cargas accidentales**

Parte fundamental del diseño de estructuras es el análisis de cargas accidentales, ya que este tipo de acciones pueden afectar los elementos responsables de la capacidad de carga de una edificación e incluso llevarla a la falla.

Una carga accidental es aquella que sucede eventualmente en la vida de una estructura, no es constante y puede alcanzar grandes magnitudes. Ésta no se debe al funcionamiento normal del inmueble y se presenta solo durante lapsos breves. Una carga accidental puede ser la ocasionada por sismo, viento, explosiones, incendios y otros fenómenos extraordinarios que puedan presentarse.

#### **5.2 Consideraciones hechas para el análisis**

Al analizar el comportamiento de la estructura ante cargas accidentales, se tomaron como base las disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC).



En este documento, solamente se tomó en cuenta la acción de sismo como carga accidental en la estructura. Para realizar este análisis, se consideran los siguientes aspectos de la edificación y el suelo sobre el cual se desplanta:

A) Características de la estructura:

- Número de niveles: 6
- Descripción: Desplantados sobre el nivel del suelo
- Altura entre ejes: 3 m
- Altura total : 18 m
- Lado de planta: 18 m
- Base de planta: 18 m
- Área de planta: 324 m<sup>2</sup>
- Tipo de cimentación: Superficial
- Uso proyectado: Oficinas
- Tipo de estructura: B (Subgrupo B2) (Art. 174, RDF)

B) Características de la zona

- Clasificación del suelo: Loma, suelo firme fuera del ambiente lacustre
- Zona: I (Art. 175, RDF)
- Coeficiente sísmico c: 0.16 (Art. 206, RDF)
- Factor de ductilidad Q: 2 (Sec. 4 NTC RDF)

Tomando como punto de partida estos datos, se realizan los cálculos pertinentes para el tipo de carga accidental especificada.



### **5.3 Análisis de carga por sismo.**

Se define como sismo al movimiento de tierra ocasionado por la liberación de presión en las capas tectónicas, ocasionada por el choque o roce de las mismas así como por actividad volcánica.

Los sismos se propagan a través de ondas de choque por los estratos de material que conforman el suelo. Dependiendo de la densidad de las capas en las que se propague, la onda toma ciertas características. Existen seis tipos de ondas sísmicas; dos de ellas son internas (viajan por el interior de la tierra) y las otras cuatro son superficiales. También se clasifican, por las formas de movimiento que poseen, en ondas primarias o de compresión y ondas secundarias o de cizalla. Las primeras, hacen oscilar las partículas del suelo en la dirección en la que viajan y las segundas, las hacen oscilar en el sentido perpendicular al que viajan.

El impacto que tiene un sismo sobre una edificación depende principalmente de las características del lugar, del sismo y de la estructura. Es decir, que el tipo de suelo, la sismicidad de la zona, la intensidad y duración así como el tipo de propagación del sismo y la geometría, tamaño y peso del edificio influyen en la reacción y daños que puede sufrir el mismo. Las distintas combinaciones de estos factores pueden traer consigo desde fallas mínimas hasta un colapso total en la estructura, pudiendo ocasionar pérdidas humanas y económicas.



Con la finalidad de aminorar estos riesgos, se han establecido métodos de diseño de estructuras que consideran la posibilidad de que una edificación sufra los efectos de un sismo con cierto grado de resistencia, procurando evitar, en la medida de lo posible, las pérdidas. Todo esto dentro de un rango razonable de prevención, de acuerdo con el tipo de estructura que se diseña y la zona en la que se pretende colocarla.

### **5.3.1 Objetivos del análisis sísmico**

Propiamente llamado diseño sísmico de estructuras, este tipo de análisis permite asegurar la resistencia de una estructura ante un sismo; sin embargo, no significa que la estructura permanecerá intacta después de un evento extraordinario. Esto se debe a que, diseñar una estructura para soportar un sismo de gran magnitud, el cual es improbable que se presente durante la vida útil de la misma, representa una elevada inversión económica.

Los objetivos que se pretenden alcanzar mediante el diseño sísmico varían en función de la intensidad del evento y de la frecuencia con que ocurre. No obstante, se establecen requerimientos mínimos de resistencia respecto a ciertos estados límite. Las fronteras de daño que son aceptables en una edificación, ante diferentes magnitudes en fenómenos sísmicos, son las siguientes:



<b>Estado Límite</b>	<b>Descripción</b>
De servicio	No se sobrepasan las deformaciones estructurales que puedan causar pánico a los usuarios del edificio, ni que ocasionen daños en equipos, instalaciones y elementos estructurales.
De integridad	Se presentan deformaciones que causan daño a elementos no estructurales y daño menor a elementos estructurales; a pesar de ello, no se logra alcanzar la capacidad de carga de estos últimos.
De supervivencia	Se puede presentar daño severo en los elementos estructurales; sin embargo, se mantiene la estabilidad en la edificación evitando con ello el colapso de la misma.

Tabla 5.1 Estados Límite de diseño sísmico

Respecto a la magnitud de los eventos sísmicos y la frecuencia con que se presentan durante la vida útil de una estructura, se pretenden para cada caso los siguientes objetivos:

<b>Intensidad sísmica</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Objetivo</b>
Moderada	Algunas veces	No rebasar el estado límite de servicio.
Severa	Alguna vez	No rebasar el estado límite de integridad estructural.
Extraordinaria	Poco probable	No rebasar el estado límite de supervivencia.

Tabla 5.2 Objetivos de diseño sísmico respecto a intensidad y ocurrencia.

La frecuencia con que ocurren estos eventos se ve reflejada en los periodos de retorno que se consideran para cada magnitud. En la tabla 5.3 se presentan dichos periodos.



<b>Intensidad Sísmica</b>	<b>Periodo de retorno (Años)</b>
Moderada	20 – 30
Severa	50 - 100
Extraordinaria	500 – 1000

Tabla 5.3 Periodos de retorno de intensidades sísmicas

### 5.3.2 Elementos del análisis sísmico

Un buen diseño sísmico de una estructura considera no solo la resistencia de los elementos ante las fuerzas laterales que se presentan en un evento de esa naturaleza, sino también la correcta disipación de energía que presente el edificio. Esto se logra mediante las deformaciones no elásticas que representan daños en la estructura sin llegar al colapso de la edificación.

Ante un sismo, un edificio debe poseer la rigidez suficiente como para limitar los desplazamientos laterales que le ocasiona el movimiento telúrico. Además, debe tener características dinámicas que impidan la amplificación de las vibraciones que sufre y poder resistir las fuerzas ocasionadas por este movimiento. Todo ello, sin dejar de ser lo suficientemente dúctil para poder disipar la energía adquirida durante el sismo.

Para asegurar que los objetivos buscados se logren debe, primero, elegirse un sistema estructural que pueda disipar la energía sísmica, después debe



revisarse a través de un método de análisis sísmico tomando en cuenta los reglamentos y normas que competen. Con los resultados de este análisis, se dimensionan los elementos de la estructura y, finalmente, se establecen en detalle las características de cada elemento así como las uniones entre ellos. Este es, a grosso modo, la secuela de pasos que se siguen en un diseño sísmico.

### **5.3.3 Métodos de análisis sísmico**

Como se mencionó al inicio del capítulo, se tomaron en cuenta las disposiciones del RCDF y sus NTC para el diseño de la estructura en cuestión. Dicho reglamento establece que, para el caso de análisis sísmico, se pueden emplear tres métodos diferentes: el método simplificado, el método estático o un método dinámico.

El método simplificado, establecido en el RCDF, da como resultado un análisis poco minucioso, por lo cual no se considera para este documento. Sin embargo, es recomendable emplearlo para estructuras pequeñas y de importancia menor debido a la simplicidad del cálculo.

El método estático, también llamado de fuerza lateral equivalente, sustituye la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática equivalente. Con él, la estructura se diseña para resistir una fuerza aplicada en el terreno igual a la constante  $C_s$



(coeficiente sísmico de diseño) y se multiplica por el peso total de la estructura, efecto que se transmite a cada nivel de la misma.  $C_s$  es una función de las condiciones del suelo y de la estructura. Esto es, la situación regional y geológica del suelo y la importancia, periodo natural, ductilidad y rigidez de la estructura entre otros.

El método dinámico, o de análisis modal, permite la determinación de la respuesta de una estructura, diseñada estáticamente, bajo la acción de una fuerza dinámica. Con ello se puede valorar la seguridad de esa respuesta y, de ser necesario, modificar el diseño de la edificación para satisfacer el comportamiento que se busca en una estructura ante tales acciones. En el método dinámico, existen dos maneras de encontrar el espectro de respuesta de una estructura: el método elástico y el inelástico.

#### **5.3.4 Criterios de selección para métodos de análisis sísmico**

Para seleccionar el método de análisis que se empleará, debe tomarse en cuenta la naturaleza de la estructura. Esto es, la función, las características morfológicas, el tamaño, el uso y la importancia de la edificación. Así, el método simplificado puede ser empleado para estructuras pequeñas y de importancia menor. El método estático o de fuerza lateral equivalente se emplea, generalmente, para estructuras medianas que poseen uniformidad vertical en sus





características. El método dinámico, o de análisis modal, se usa para edificios comparativamente grades o importantes así como para edificaciones que no poseen uniformidad vertical en su estructuración.

Para el caso en estudio, se eligió el método de análisis estático. Considerando que se trata de una estructura mediana, del grupo B, que posee uniformidad en su configuración vertical, con una altura que no rebasa los 90 m y que no tiene dimensiones muy grandes ni una geometría compleja o asimétrica.

## **5.4 Método estático de análisis sísmico**

### **5.4.1 Elementos para el análisis**

#### **5.4.1.1 Especificaciones del RCDF y sus NTC.**

El RCDF, en su Capítulo VI del Título Sexto, propone las condiciones generales para el diseño sísmico de una estructura. Estas indicaciones son reforzadas y complementadas por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTCDS) del mismo reglamento. En general, estos documentos establecen las siguientes características elementales del diseño sísmico:



- A) Todas las estructuras deben analizarse bajo dos componentes ortogonales del movimiento del terreno.
- B) En el análisis debe considerarse todo elemento, estructural o no, que aporte algo a la rigidez del conjunto.
- C) Se deben calcular las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales en la estructura, incluyendo los giros por torsión.
- D) Se deben tomar en cuenta los efectos por flexión, por fuerza cortante, por fuerza axial y por torsión de los elementos, así como los elementos de segundo orden en la estructura.
- E) Se verificará que la estructura no alcance ningún estado límite de falla o servicio a que se refiere el reglamento.
- F) Tanto la estructura como su cimentación deberán resistir momentos torsionantes y de volteo inducidos por sismo, combinados con los correspondientes a otras solicitaciones y afectados por el correspondiente factor de carga.

Además de las indicaciones anteriores, existen las siguientes especificaciones que deben ser consideradas:

La estructura debe revisarse para la combinación de dos acciones horizontales: el valor de diseño de una componente de fuerza más el 30% de la otra componente ortogonal.

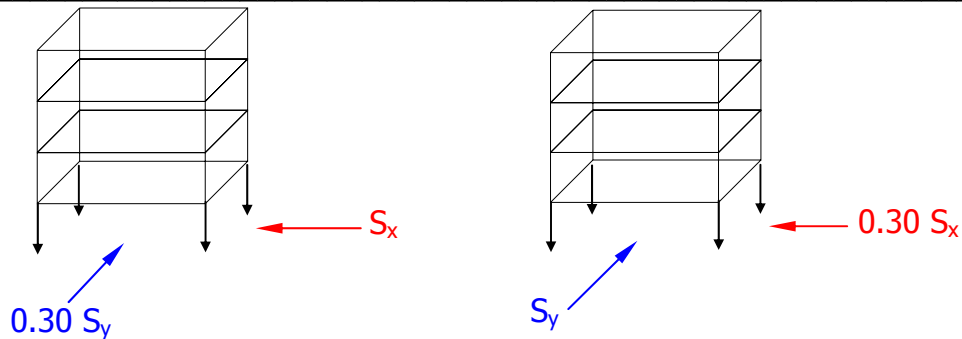


Figura 5.1 Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales

Cuando la estructura presenta movimientos de rotación, debe tenerse en cuenta que: la fuerza sísmica que se presenta, se ejerce sobre el centro de masa y la resultante de las fuerzas que se generan en los elementos de la estructura (fuerza resistente) se presenta en el centro de torsión. Si existe excentricidad entre los centros de masa y torsión, se generan una fuerza cortante y un momento torsionante en cada nivel del edificio. El centro de torsión no es fijo, su ubicación está en función de las rigideces de los elementos y de la distribución de elementos no fijos en la estructura. El RCDF establece que debe tomarse la más desfavorable de las siguientes excentricidades para realizar el análisis sísmico:

$$e = 1.5 e_c + 0.1 b \quad (5.1)$$

$$e = e_c - 0.1 b \quad (5.2)$$

donde:

$e_c$  .- Excentricidad calculada de los valores teóricos de centros de masa y corte.

$b$  .- Dimensión más grande perpendicular del punto de aplicación de la fuerza.

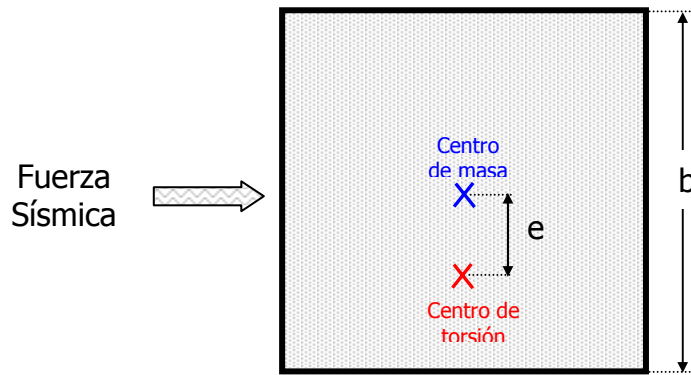


Figura 5.2 Centro de masa, centro de torsión y excentricidad entre ellos

#### 5.4.1.2 Espectro de diseño sísmico.

Las fuerzas sísmicas que se calculan para el análisis están basadas en la historia sísmica del lugar. Es decir, la sismicidad de la zona se ve reflejada en los registros que, con el tiempo, se han realizado de los movimientos telúricos. Estos datos sirven como partida para suponer el comportamiento sísmico futuro y permiten, con un menor margen de error, considerar los efectos que estos eventos pueden tener en una estructura.

El espectro de diseño sísmico es la envolvente de los sismogramas obtenidos de los sismos durante un periodo de tiempo determinado. Esta gráfica es característica de cada lugar y está formada por varios elementos:

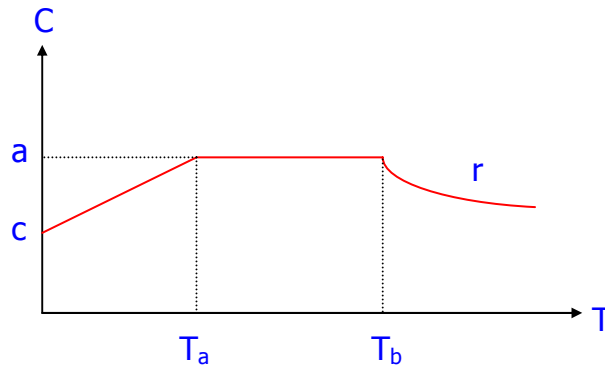


Figura 5.3 Sismograma de Diseño

- $c$  .- Coeficiente sísmico de diseño; de acuerdo con el RCDF, es el cociente de la fuerza cortante que se aplica en la base de la estructura ( $V_s$ ) entre el peso total de la misma para el mismo nivel ( $W$ ).
- $a$  .- Coeficiente de aceleración del terreno, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad mediante las siguientes expresiones:

$$a = (1+3T/T_a) (c/4) \quad \text{Si: } T < T_a \quad (5.3)$$

$$a = c \quad \text{Si: } T_a < T < T_b \quad (5.4)$$

$$a = q*c \quad \text{Si: } T > T_b \quad (5.5)$$

$$\text{donde: } q = (T_b/T)^r \quad (5.6)$$

- $T_a$  y  $T_b$  .- Periodos característicos que delimitan la meseta de la gráfica expresados en segundos
- $r$  .- Exponente de definición de la zona curva del espectro de diseño
- $T$  .- Periodo natural de vibración, expresado en segundos
- $C$  .- Coeficientes de aceleración del terreno



Para  $T_a$ ,  $T_b$ , y  $r$  se tienen valores definidos de acuerdo a la zona del DF en la cual se localiza la estructura. Estos valores son los presentados en la tabla siguiente:

<b>Zona</b>	<b><math>T_a</math></b>	<b><math>T_b</math></b>	<b><math>r</math></b>
I	0.2	0.6	$\frac{1}{2}$
II	0.3	1.5	$\frac{2}{3}$
III	0.6	3.9	1

Tabla 5.4 Valores de periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  y el exponente  $r$

El espectro de diseño que propone el RCDF es para estructuras que no tienen deformaciones inelásticas importantes; sin embargo, permite que éstas sean reducidas por un factor de comportamiento  $Q'$ . Este factor es una función de la ductilidad que presenta la estructura, es decir, de la capacidad de disipación de energía sísmica que tenga. Existen dos expresiones para conocer el valor de  $Q'$ , que son:

$$Q' = Q \quad \text{Para: } T \text{ desconocida y } T \geq T_a \quad (5.7)$$

$$Q' = 1 + (T/T_a)*(Q-1) \quad \text{Para: } T < T_a \quad (5.8)$$

Para el caso que compete al presente trabajo, debido a que no se conoce  $T$  de la estructura, se toma la ecuación 5.7 para obtener el valor de  $Q'$ , Por lo cual:

$$Q' = Q = 2$$



### 5.4.2 Procedimiento del análisis

En general, el procedimiento que compone este método es el siguiente:

- 1) Se traduce la acción del sismo en fuerzas horizontales ortogonales que se ejercen en los centros de masa de cada nivel.
- 2) Se distribuyen esas fuerzas entre los elementos resistentes (marcos o muros de cortante).
- 3) Se analiza cada sistema y su respuesta ante las fuerzas ya mencionadas y se diseña según sea conveniente.

#### 5.4.2.1 Cálculo del centro de masa de cada nivel

La primera parte del cálculo consiste en encontrar el centro de gravedad de cada nivel de la estructura. Esto se logra mediante la aplicación de las siguientes expresiones para las coordenadas ortogonales " x " e " y " :

$$x_i = \frac{\sum P_i * Y_i}{\sum P_n} \quad (5.9)$$

$$y_i = \frac{\sum P_i * X_i}{\sum P_n} \quad (5.10)$$

donde:  $x_i, y_i$  .- Coordenadas del centro de masa expresadas en metros.

P.- Carga (tomada puntual) que baja por los elementos estructurales

$X_i, Y_i$  .- Distancia perpendicular de la carga al eje empleado

La figura 5.4 permite ubicar los ejes X y Y en la planta de la estructura. El cálculo del centro de masa de cada nivel se muestra en las tablas que le siguen.

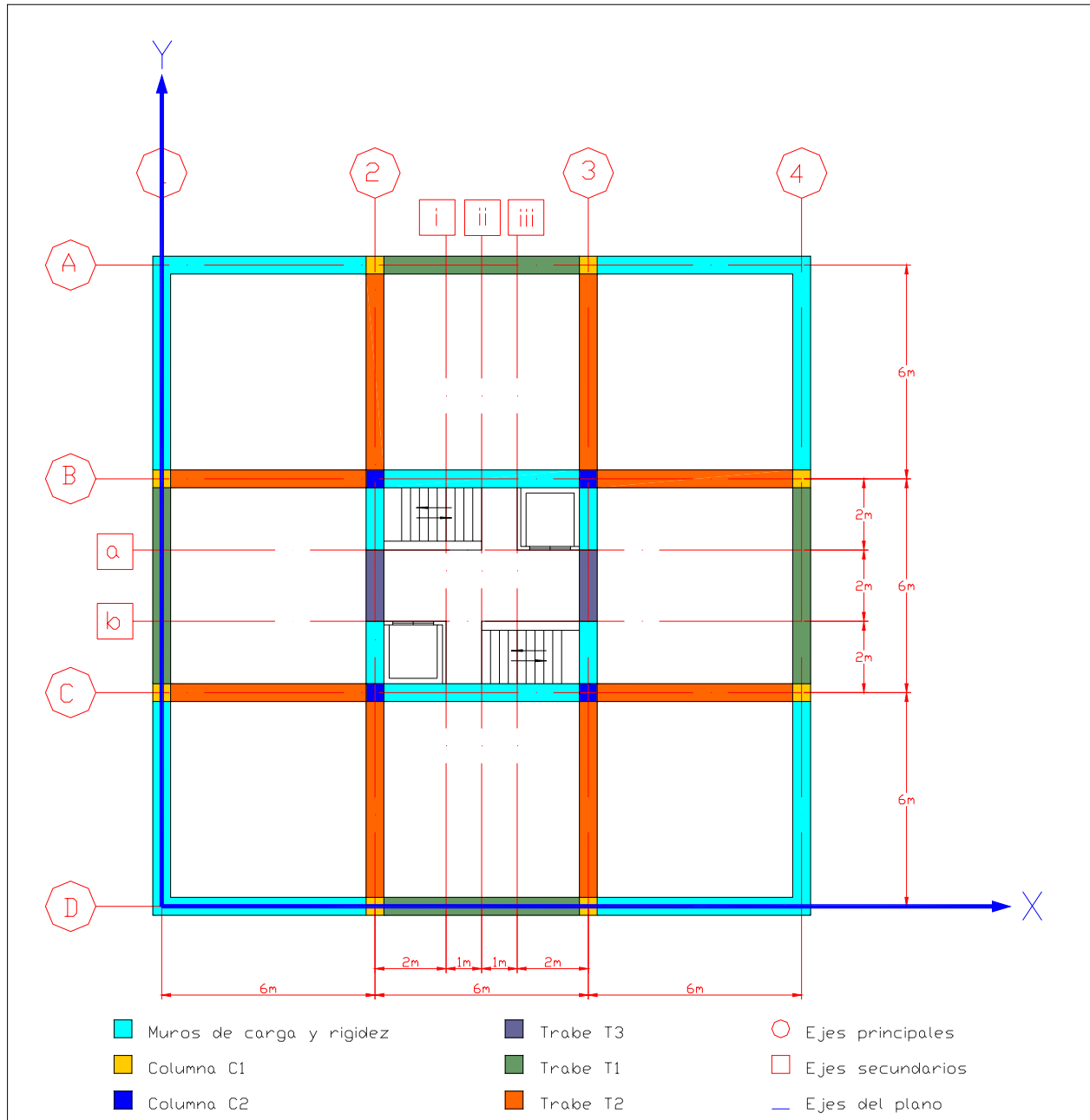


Figura 5.4 Ubicación de los ejes X y Y



**CENTRO DE GRAVEDAD POR CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA****Nivel 5 (Azotea)**

<b>Columna</b>	<b>W (kg)</b>	<b>y (m)</b>	<b>W*y (Kg*m)</b>	<b>x (m)</b>	<b>W*x (kg*m)</b>
A2	11,966.85	18.0	215,403.30	6.0	71,801.10
A3	11,966.85	18.0	215,403.30	12.0	143,602.20
B1	11,966.85	12.0	143,602.20	0.0	0.00
B2	15,201.30	12.0	182,415.60	6.0	91,207.80
B3	15,201.30	12.0	182,415.60	12.0	182,415.60
B4	11,966.85	12.0	143,602.20	18.0	215,403.30
C1	11,966.85	6.0	71,801.10	0.0	0.00
C2	15,201.30	6.0	91,207.80	6.0	91,207.80
C3	15,201.30	6.0	91,207.80	12.0	182,415.60
C4	11,966.85	6.0	71,801.10	18.0	215,403.30
D2	11,966.85	0.0	0.00	6.0	71,801.10
D3	11,966.85	0.0	0.00	12.0	143,602.20
<b>Sumas:</b>	156,540.00		1,408,860.0		1,408,860.0

<b>Muro</b>	<b>W (kg)</b>	<b>y (m)</b>	<b>W*y (Kg*m)</b>	<b>x (m)</b>	<b>W*x (kg*m)</b>
A1 - A2	14,863.50	18.0	267,543.00	3.0	44,590.50
A3 - A4	14,863.50	18.0	267,543.00	15.0	222,952.50
B2 - B3	27,826.38	12.0	333,916.59	9.0	250,437.44
C2 - C3	27,826.38	6.0	166,958.29	9.0	250,437.44
D1 - D2	14,863.50	0.0	0.00	3.0	44,590.50
D3 - D4	14,863.50	0.0	0.00	15.0	222,952.50
A1 - B1	14,863.50	15.0	222,952.50	0.0	0.00
C1 - D1	14,863.50	3.0	44,590.50	0.0	0.00
B2 - a2	12,546.79	11.0	138,014.70	6.0	75,280.75
b2 - C2	12,546.79	7.0	87,827.54	6.0	75,280.75
B3 - a3	12,546.79	11.0	138,014.70	12.0	150,561.49
b3 - C3	12,546.79	7.0	87,827.54	12.0	150,561.49
A4 - B4	14,863.50	15.0	222,952.50	18.0	267,543.00
C4 - D4	14,863.50	3.0	44,590.50	18.0	267,543.00
<b>Sumas:</b>	224,747.93		2,022,731.37		2,022,731.37
<b>Totales:</b>	<b>381,288</b>		<b>3,431,591</b>		<b>3,431,591</b>

**Centro de gravedad:**

<b>X =</b>	<b>9.0</b>	<b>m</b>
<b>Y =</b>	<b>9.0</b>	<b>m</b>

Tabla 5.5 Centro de gravedad nivel de azotea



### Niveles 4 a Planta Baja

Columna	W (kg)	y (m)	W*y (Kg*m)	x (m)	W*x (kg*m)
A2	14,593.06	18.0	262,675.13	6.0	87,558.38
A3	14,593.06	18.0	262,675.13	12.0	175,116.76
B1	14,593.06	12.0	175,116.76	0.0	0.00
B2	18,702.92	12.0	224,435.01	6.0	112,217.50
B3	18,702.92	12.0	224,435.01	12.0	224,435.01
B4	14,593.06	12.0	175,116.76	18.0	262,675.13
C1	14,593.06	6.0	87,558.38	0.0	0.00
C2	18,702.92	6.0	112,217.50	6.0	112,217.50
C3	18,702.92	6.0	112,217.50	12.0	224,435.01
C4	14,593.06	6.0	87,558.38	18.0	262,675.13
D2	14,593.06	0.0	0.00	6.0	87,558.38
D3	14,593.06	0.0	0.00	12.0	175,116.76
Sumas:	191,556.17		1,724,005.56		1,724,005.56

Muro	W (kg)	y (m)	W*y (Kg*m)	x (m)	W*x (kg*m)
A1 - A2	16,614.31	18.0	299,057.56	3.0	49,842.93
A3 - A4	16,614.31	18.0	299,057.56	15.0	249,214.63
B2 - B3	24,181.69	12.0	290,180.29	9.0	217,635.22
C2 - C3	24,181.69	6.0	145,090.15	9.0	217,635.22
D1 - D2	16,614.31	0.0	0.00	3.0	49,842.93
D3 - D4	16,614.31	0.0	0.00	15.0	249,214.63
A1 - B1	16,614.31	15.0	249,214.63	0.0	0.00
C1 - D1	16,614.31	3.0	49,842.93	0.0	0.00
B2 - a2	10,724.45	11.0	117,968.90	6.0	64,346.67
b2 - C2	10,724.45	7.0	75,071.12	6.0	64,346.67
B3 - a3	10,724.45	11.0	117,968.90	12.0	128,693.35
b3 - C3	10,724.45	7.0	75,071.12	12.0	128,693.35
A4 - B4	16,614.31	15.0	249,214.63	18.0	299,057.56
C4 - D4	16,614.31	3.0	49,842.93	18.0	299,057.56
Sumas:	224,175.63		2,017,580.70		2,017,580.70
<b>Totales:</b>	<b>415,732</b>		<b>3,741,586</b>		<b>3,741,586</b>

$$X = 9.0 \text{ m}$$

Centro de gravedad:

$$Y = 9.0 \text{ m}$$

Tabla 5.6 Centro de gravedad niveles 4 a Planta Baja



Debido a que las características de los elementos en los niveles 4 a Planta Baja no varían, en la tabla 5.6 se presenta un solo cálculo que resulta igual para los pisos mencionados. A manera de resumen, en la tabla 5.8 se muestran los centros de gravedad calculados para cada nivel de la estructura.

CENTRO DE GRAVEDAD		
NIVEL	X (m)	Y (m)
5	9.0	9.0
4	9.0	9.0
3	9.0	9.0
2	9.0	9.0
1	9.0	9.0
PB	9.0	9.0

Tabla 5.8 Centros de gravedad de cada nivel

#### 5.4.2.2 Cálculo de fuerzas sísmicas sin contemplar el periodo T

Una vez obtenidos los centros de gravedad en la estructura se calculan las fuerzas sísmicas distribuidas sin estimar el periodo fundamental de vibración del edificio, las que serán aplicadas en cada nivel de la misma. Para ello, se emplea la siguiente expresión:

$$F_i = ((C_s * W_T) / (\sum W_i * h_i)) * (W_i * h_i) \quad (5.11)$$

Donde:  $C_s = c / Q'$  (5.12)

$W_i$  = Peso de la masa ubicado en el nivel i

$$W_T = \sum W_i$$

$h_i$  = Altura del entrepiso respecto al nivel del suelo

De acuerdo con las características de la estructura y del suelo mencionadas en el inciso 5.2 y el valor de  $Q'$  obtenido con la expresión 5.7, se tiene que:

$$C_S = (0.16 / 2) = 0.08$$

Para el caso de la masa que corresponde a cada nivel, ésta se debe considerar como lo muestra la siguiente figura:

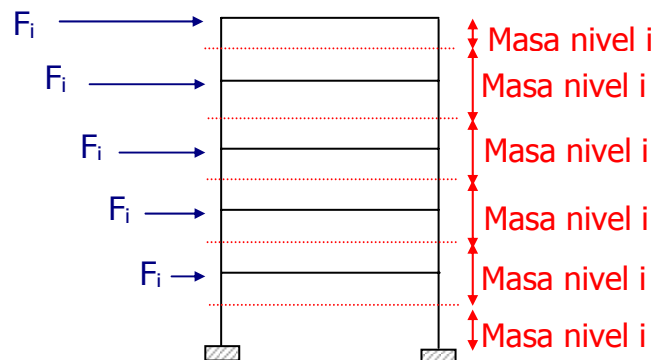


Figura 5.5 Distribución de masa para los niveles de una estructura

Como se puede observar en el diagrama, en el último nivel (más alto) se toma solo la mitad de los muros, de las columnas, de las escaleras y ascensores como parte de la masa correspondiente al mismo, además de las debidas losa de azotea y trabes. Para la estructura en estudio, la cuantificación de masa para el nivel de azotea se muestra en la tabla 5.9.



<b>Peso de la masa en el nivel de azotea</b>					
<b>Elemento</b>	<b>Unidad</b>	<b>Peso (Kg)</b>	<b>Factor</b>	<b>Elementos X nivel</b>	<b>W<sub>i</sub> (Kg)</b>
Losa	Tablero	21,582.00	1.00	9.0	194,238.0
Trabe T1	Pza	2,196.00	1.00	4.0	8,784.0
Trabe T2	Pza	3,513.60	1.00	8.0	28,108.8
Trabe T3	Pza	195.20	1.00	2.0	390.4
Columna C1	Pza	658.80	0.50	8.0	2,635.2
Columna C2	Pza	896.70	0.50	4.0	1,793.4
Escaleras	Módulo	13,062.98	0.50	1.0	6,531.5
Ascensores	Módulo	5,350.00	0.50	1.0	2,675.0
Muros	Tablero	8,784.00	0.50	11 1/3	49,776.0
F. Cristal	Tablero	720.00	0.50	4.0	1,440.0
F. Aplanado	Tablero	684.00	0.50	8.0	2,736.0
<b>Sumas:</b>		<b>57,643.28</b>			<b>299,108</b>

Tabla 5.9 Cálculo de la masa nivel de azotea

Cabe puntualizar que la masa correspondiente a los niveles intermedios del edificio, niveles 4 a PB, es la misma que se obtuvo mediante el análisis de cargas gravitacionales realizado en el capítulo 4 de este documento.

Es importante mencionar que las fuerzas sísmicas que se calculan, se consideran aplicadas solamente sobre los niveles de la estructura que no se encuentran restringidos al movimiento lateral en ninguno de sus sentidos. Es decir que, casos como el del nivel de sótano, que se encuentra confinado por el suelo, no se toman en cuenta para el análisis sísmico ya que no presentará desplazamientos. En la tabla siguiente se presentan las fuerzas sísmicas obtenidas de la expresión 5.11 para cada nivel del edificio:

**TABLA DE FUERZAS SÍSMICAS  
(SIN CONTEMPLAR EL VALOR DE T)**

<b>Nivel</b>	<b>h (m)</b>	<b>W (Kg)</b>	<b>W*h</b>	<b>F (Kgf)</b>	<b>F (Tonf)</b>
Azotea	18	299,108	5,383,949	42,509.85	42.51
5	15	415,732	6,235,977	49,237.18	49.24
4	12	415,732	4,988,782	39,389.74	39.39
3	9	415,732	3,741,586	29,542.31	29.54
2	6	415,732	2,494,391	19,694.87	19.69
1	3	415,732	1,247,195	9,847.44	9.85
PB	0	-	-	-	-
<b>Sumas:</b>		<b>2,377,767</b>	<b>24,091,881</b>		

Tabla 5.10 Fuerzas sísmicas sin estimar el periodo de la estructura

Debe mencionarse que las cantidades obtenidas mediante la expresión 5.11 no se consideran para diseñar; esto sucede porque dichas cantidades se toman como supuestas con la finalidad de obtener desplazamientos hipotéticos en los marcos analizados. En realidad, las fuerzas sísmicas que se aplican en los niveles de la estructura deben ser distribuidas, de acuerdo con la geometría de la planta, entre los marcos existentes. Este procedimiento permite calcular el coeficiente " k " de rigidez en cada nivel para cada marco.

**5.4.2.3 Cálculo de desplazamientos en los marcos de la estructura**

Para calcular los desplazamientos que se presentan en la estructura, se emplea una herramienta de software. Para el caso de estudio, se utiliza el paquete de diseño estructural: STAAD PRO, mediante el cual se obtienen los desplazamientos.



Como datos de entrada del programa se tienen unos listados de información en los cuales debe incluirse:

- Datos generales de la estructura
- Coordenadas de los nodos de cada marco
- Barras que unen estos nodos (trabes y columnas)
- Ubicación de muros estructurales
- Propiedades de los materiales empleados
- Propiedades de los elementos estructurales
- Características de las uniones con la cimentación
- Cargas aplicadas, sus sentidos y los elementos en que se aplican
- Combinaciones de carga que pueden presentarse

Desde el momento en que se introducen los datos al programa, deben especificarse las características del análisis que se desea realizar. Para ello, es necesario establecer una carpeta para depositar los archivos de salida que se generan, el tipo de estructura con que se trabaja, el tipo de análisis que se desea, así como las características de los archivos de salida.

Para fines de comprender mejor la distribución de los elementos del edificio, así como su ubicación dentro del contexto estructural, se presenta en el Apéndice A, correspondiente al "Cálculo de desplazamientos para análisis de cargas

accidentales”, el mapa de la estructura con la nomenclatura y código asignados a los elementos del edificio.

Las fuerzas sísmicas calculadas se aplican en los marcos de la estructura según se muestra en la figura 5.6, que ejemplifica al marco 1, este criterio de aplicación de fuerzas es igual para todos los marcos razón por la cual no se muestran los diagramas correspondientes a los demás pórticos.

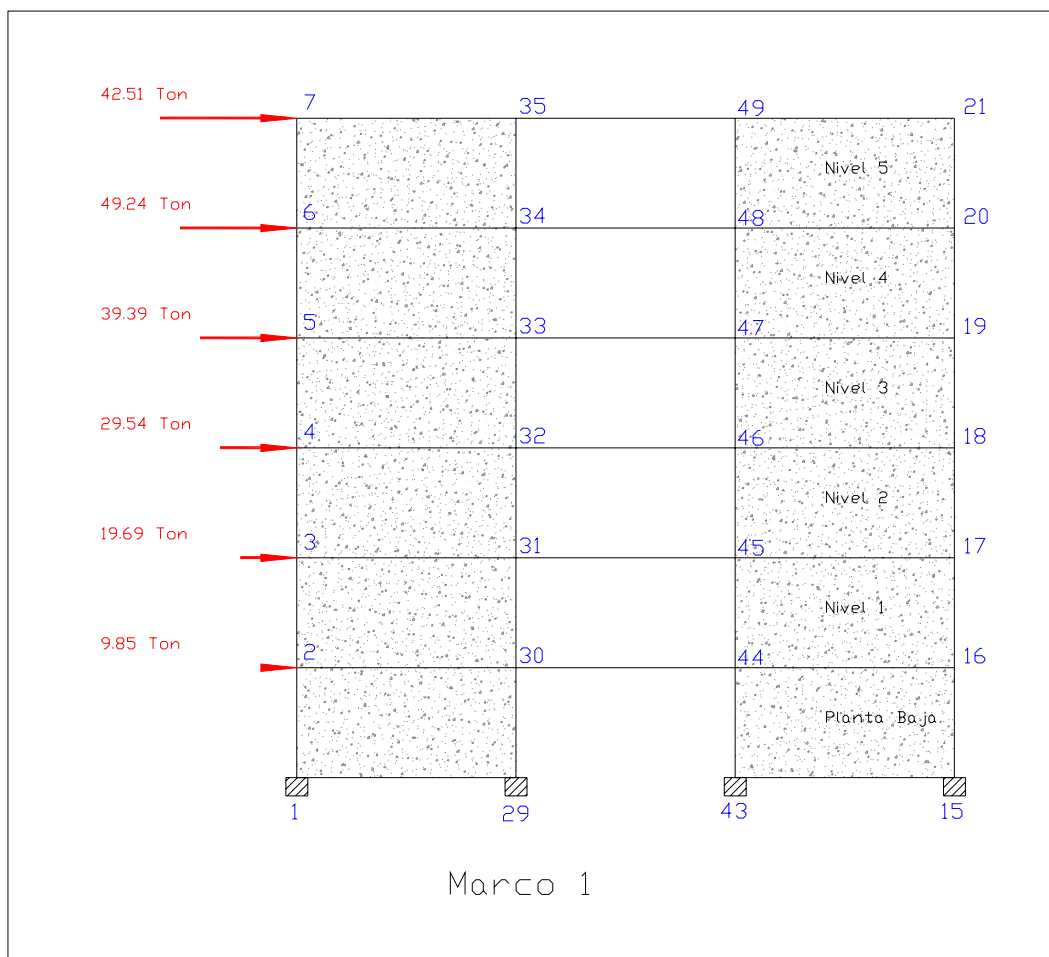


Figura 5.6 Aplicación de fuerzas sísmicas no distribuidas en los marcos



La figura 5.7 presenta los desplazamientos considerados, mismos que son máximos en los nodos extremos de cada marco. En la tabla siguiente se presentan los desplazamientos arrojados por el programa de análisis para cada marco según sea el caso.

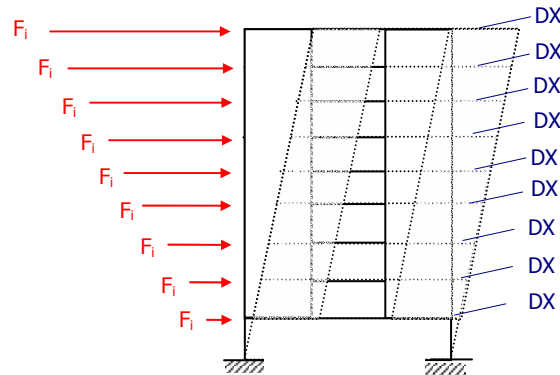


Figura 5.7 Desplazamientos en los nodos de los marcos

DESPLAZAMIENTOS D (cm)								
NIVEL	MARCOS (Dirección Y)				MARCOS (Dirección X)			
	1	2	3	4	A	B	C	D
Azotea	0.9383	0.9538	0.9538	0.9383	0.5940	0.6020	0.6020	0.5940
5	0.7658	0.7779	0.7779	0.7658	0.4859	0.4921	0.4921	0.4859
4	0.5858	0.5956	0.5956	0.5858	0.3729	0.3779	0.3779	0.3729
3	0.4041	0.4115	0.4115	0.4041	0.2590	0.2627	0.2627	0.2590
2	0.2329	0.2358	0.2358	0.2329	0.1520	0.1543	0.1543	0.1520
1	0.0897	0.0855	0.0855	0.0897	0.0620	0.0630	0.0630	0.0620
PB	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Tabla 5.11 Desplazamientos en los marcos

Con estos desplazamientos es posible calcular los coeficientes de rigidez de la estructura.



#### 5.4.2.4 Obtención de los coeficientes de rigidez $k$ para los entrepisos

El cálculo de las rigideces de entrepiso es el paso previo al cálculo de los desplazamientos totales de los entrepisos, mismos que permitirán la obtención del periodo natural de vibración de la estructura. Para obtener el valor de las rigideces de entrepiso, se emplea la siguiente expresión:

$$k = V_s / \Delta_x \quad (5.13)$$

donde:  $k$  .- Coeficiente de rigidez del entrepiso

$V_s$  .- Fuerza cortante aplicada en el entrepiso

$\Delta_x$  .- Diferencial de desplazamiento entre niveles consecutivos

Como se puede observar, el coeficiente de rigidez depende de la fuerza cortante que se aplica en el entrepiso. Este cortante representa la acumulación de las fuerzas sísmicas aplicadas en los distintos niveles del edificio.

En las tablas que se muestran a continuación, se presentan los cálculos correspondientes a los cortantes y rigideces de entrepiso. Las diferenciales de desplazamiento  $\Delta_x$  que se emplean en las tablas y se mencionan en la expresión 5.13, son obtenidas mediante la desacumulación de los desplazamientos de entrepiso en cada marco.

**RIGIDECES DE ENTREPISO DIRECCIÓN X**

<b>MARCOS A Y D</b>						
<b>Nivel</b>	<b>h (m)</b>	<b>F (Tonf)</b>	<b>V (Tonf)</b>	<b>Dx (cm)</b>	<b>DX (cm)</b>	<b>K (Ton/cm)</b>
Azotea	18	42.51	42.51	0.5940	0.1081	393.2
5	15	49.24	91.75	0.4859	0.1130	811.9
4	12	39.39	131.14	0.3729	0.1139	1,151.3
3	9	29.54	160.68	0.2590	0.1070	1,501.7
2	6	19.69	180.37	0.1520	0.0900	2,004.2
1	3	9.85	190.22	0.0620	0.0620	3,068.1
PB	0	-	-	-	-	-

Tabla 5.12 Rigideces de entrepiso en dirección X (Marcos A y D)

<b>MARCOS B Y C</b>						
<b>Nivel</b>	<b>h (m)</b>	<b>F (Tonf)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Dx (cm)</b>	<b>DX (cm)</b>	<b>K (Ton/cm)</b>
Azotea	18	42.51	42.51	0.60	0.11	386.8
4	15	49.24	91.75	0.49	0.11	803.4
4	12	39.39	131.14	0.38	0.12	1,138.3
3	9	29.54	160.68	0.26	0.11	1,482.3
2	6	19.69	180.37	0.15	0.09	1,975.6
1	3	9.85	190.22	0.06	0.06	3,019.4
PB	0	-	-	-	-	-

Tabla 5.13 Rigideces de entrepiso en dirección X (Marcos B y C)

**RIGIDECES DE ENTREPISO DIRECCIÓN Y**

<b>MARCOS 1 Y 4</b>						
<b>Nivel</b>	<b>h (m)</b>	<b>F (Tonf)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Dy (cm)</b>	<b>Dy (cm)</b>	<b>K (Ton/cm)</b>
Azotea	18	42.51	42.51	0.94	0.17	246.4
5	15	49.24	91.75	0.77	0.18	509.7
4	12	39.39	131.14	0.59	0.18	721.7
3	9	29.54	160.68	0.40	0.17	938.5
2	6	19.69	180.37	0.23	0.14	1,259.6
1	3	9.85	190.22	0.09	0.09	2,120.6
PB	0	-	-	-	-	-

Tabla 5.14 Rigideces de entrepiso en dirección Y (Marcos 1 y 4)

<b>MARCOS 2 Y 3</b>						
<b>Nivel</b>	<b>h (m)</b>	<b>F (Tonf)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Dy (cm)</b>	<b>Δy (cm)</b>	<b>K (Ton/cm)</b>
Azotea	18	42.51	42.51	0.95	0.18	241.7
5	15	49.24	91.75	0.78	0.18	503.3
4	12	39.39	131.14	0.60	0.18	712.3
3	9	29.54	160.68	0.41	0.18	914.5
2	6	19.69	180.37	0.24	0.15	1,200.1
1	3	9.85	190.22	0.09	0.09	2,224.8
PB	0	-	-	-	-	-

Tabla 5.15 Rigideces de entrepiso en dirección Y (Marcos 2 y 3)

Nota: Los marcos han sido agrupados de acuerdo a la configuración que tienen, ya que las rigideces son las mismas para los marcos que poseen iguales características.

Este cálculo se realizó por cada marco de la estructura y la rigidez total del entrepiso es la suma de las rigideces de los marcos que lo componen, es decir:

$$K_{\text{Total}} = \sum K_i \quad (5.14)$$



De esta manera se obtienen las rigideces totales de entrepiso mostradas en la tabla 5.16:

<b>RIGIDECES TOTALES DE ENTREPISO</b>			
<b>Nivel</b>	<b>h (m)</b>	<b>K</b>	
		<b>Dirección X</b>	<b>Dirección Y</b>
Azotea	18	1,560.10	976.21
5	15	3,230.62	2,025.96
4	12	4,579.35	2,868.07
3	9	5,967.91	3,706.11
2	6	7,959.55	4,919.37
1	3	12,174.95	8,690.90
PB	0	-	-

Tabla 5.16 Rigideces totales de entrepiso

#### 5.4.2.5 Cálculo de los desplazamientos totales de entrepiso

Para obtener los desplazamientos totales de cada entrepiso se emplea el procedimiento inverso al utilizado para calcular las fuerzas cortantes de entrepiso. Primero, debe dividirse el valor de la fuerza cortante  $V_s$  entre la rigidez total  $K$  obtenida en tablas anteriores; con esto se llega a los diferenciales de desplazamiento  $\Delta_x$  y  $\Delta_y$ . Finalmente, se acumulan los valores diferenciales de desplazamiento para tener como resultado los desplazamientos totales de entrepiso. Este proceso se ilustra en las tablas siguientes:

**DESPLAZAMIENTOS TOTALES DE ENTREPISO**

<b>DIRECCION X (MARCOS A B C D)</b>						
<b>Nivel</b>	<b>h (m)</b>	<b>F (Tonf)</b>	<b>V<sub>T</sub> (Ton)</b>	<b>K<sub>T</sub> (Ton/cm)</b>	<b>DX (cm)</b>	<b>X (cm)</b>
Azotea	18	42.51	42.51	1,560.10	0.03	0.12
5	15	49.24	91.75	3,230.62	0.03	0.12
4	12	39.39	131.14	4,579.35	0.03	0.09
3	9	29.54	160.68	5,967.91	0.03	0.07
2	6	19.69	180.37	7,959.55	0.02	0.04
1	3	9.85	190.22	12,174.95	0.02	0.02
PB	0	-	-	-	-	-

Tabla 5.17 Desplazamientos totales de entrepiso en dirección X

<b>DIRECCIÓN Y (MARCOS 1 2 3 4)</b>						
<b>Nivel</b>	<b>h (m)</b>	<b>F (Tonf)</b>	<b>V<sub>T</sub> (Ton)</b>	<b>K<sub>T</sub> (Ton/cm)</b>	<b>Dy (cm)</b>	<b>Y (cm)</b>
Azotea	18	42.51	42.51	976.21	0.04	0.19
5	15	49.24	91.75	2,025.96	0.05	0.19
4	12	39.39	131.14	2,868.07	0.05	0.15
3	9	29.54	160.68	3,706.11	0.04	0.10
2	6	19.69	180.37	4,919.37	0.04	0.06
1	3	9.85	190.22	8,690.90	0.02	0.02
PB	0	-	-	-	-	-

Tabla 5.18 Desplazamientos totales de entrepiso en dirección Y

**5.4.2.6 Cálculo de periodo natural de vibración T**

El cálculo del periodo T de la estructura se realiza para saber si las fuerzas sísmicas que se emplean para el diseño pueden ser reducidas. Con ello, se disminuye el refuerzo que debe tener la estructura, resultando todo esto en un diseño más económico. Para conocer el periodo natural de la estructura en las dos direcciones (X y Y), se empleó la expresión:



$$T = 2\pi * [(1/g) * (\sum W_i X_i^2) / (\sum F_i X_i)]^{1/2} \quad (5.15)$$

Con ella, se obtuvieron los siguientes periodos de vibración en las dos direcciones:

### PERIODO NATURAL DE VIBRACIÓN

DIRECCION X (MARCOS A B C D)						
Nivel	h (m)	F (Tonf)	X (cm)	W (Ton)	W * X <sup>2</sup>	F * X
Azotea	18	42.51	0.12	415.73	6.10	5.15
5	15	49.24	0.12	415.73	6.21	6.02
4	12	39.39	0.09	415.73	3.66	3.70
3	9	29.54	0.07	415.73	1.77	1.93
2	6	19.69	0.04	415.73	0.61	0.75
1	3	9.85	0.02	415.73	0.10	0.15
PB	0	-	-	-	-	-
<b>Sumas:</b>					<b>18.45</b>	<b>17.70</b>
			<b>T<sub>x</sub> =</b>	<b>0.20</b>	<b>seg.</b>	

DIRECCION Y (MARCOS 1 2 3 4)						
Nivel	h (m)	F (Tonf)	Y (cm)	W (Ton)	W * Y <sup>2</sup>	F * Y
Azotea	18	42.51	0.19	415.73	15.19	8.13
5	15	49.24	0.19	415.73	15.47	9.50
4	12	39.39	0.15	415.73	9.06	5.82
3	9	29.54	0.10	415.73	4.32	3.01
2	6	19.69	0.06	415.73	1.43	1.15
1	3	9.85	0.02	415.73	0.20	0.22
PB	0	-	-	-	-	-
<b>Sumas:</b>					<b>45.67</b>	<b>27.82</b>
			<b>T<sub>y</sub> =</b>	<b>0.26</b>	<b>seg.</b>	

Tabla 5.20 Periodo natural de vibración en dirección Y



**5.4.2.7 Corrección de fuerzas sísmicas**

De acuerdo con las NTC, las fuerzas sísmicas aplicadas a una estructura pueden ser disminuidas. Las condiciones que se toman en cuenta se basan en el periodo aproximado de vibración de la estructura (T) y las siguientes expresiones:

$$\text{Si: } \begin{cases} T < \text{ ó } = T_b & \text{No hay reducción de fuerzas} \\ T > T_b & F_i = (K_1 * h_i + K_2 * h_i^2) * (c/Q) * W_i \end{cases} \quad (5.16)$$

donde:

$$K_{1X} = q_x * [1 - r(1 - q_x)] * [(\sum W_i) / (\sum W_i h_i)] \quad (5.17)$$

$$K_{2X} = 1.5 r q_x * (1 - q_x) * [(\sum W_i) / (\sum W_i h_i^2)] \quad (5.18)$$

$$q_x = (T_b / T_x)^r \quad (5.19)$$

Tomado en cuenta que la zona donde se quiere ubicar el edificio es la I, los valores correspondientes a  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  de la tabla 5.4 para el caso que se estudia en este documento, son:

$T_a$	$T_b$	$r$
0.2	0.6	1/2

Tabla 5.21 Valores característicos  $T_a$ ,  $T_b$  y  $r$  para el caso de estudio

Con estos datos y el valor del periodo natural T en las direcciones X y Y de la estructura, se tiene que:



$$\begin{array}{llll} T_x = & 0.20 & < & 0.6 & \text{Por lo cual:} & \text{No hay reducción de fuerzas} \\ T_y = & 0.26 & < & 0.6 & \text{Por lo cual:} & \text{No hay reducción de fuerzas} \end{array}$$

#### 5.4.2.8 Cálculo del centro de torsión y cortantes de entrepiso

Con las fuerzas sísmicas corregidas, se pueden calcular los cortantes que se presentan en cada nivel de la estructura, no sin antes obtener el centro de torsión por el cual pasa la resultante de las reacciones que se generan en la edificación.

Los elementos que es necesario calcular para llegar al cortante final de entrepiso son:

- Cortante (obtenido de las fuerzas sísmicas corregidas)
- Distancia  $b$ , la que para el caso de estudio es  $b = 18 \text{ m}$
- Centro de torsión:

$$X_{CT} = (\sum K_y * X) / \sum K_y \qquad Y_{CT} = (\sum K_x * Y) / \sum K_x \qquad (5.20)$$

- Excentricidad natural  $e_n$  entre el centro de masa y el centro de torsión; sus componentes se tomarán perpendiculares al eje considerado:

$$e_{nx} = |Y_{CM} - Y_{CT}| \qquad e_{ny} = |X_{CM} - X_{CT}| \qquad (5.21)$$

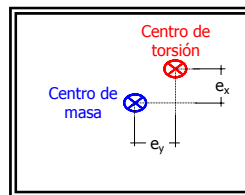


Figura 5.8 Excentricidades naturales  $e_{nx}$  y  $e_{ny}$



e) Excentricidades de diseño  $e_1$  y  $e_2$  usando las expresiones 5.1 y 5.2

f) Momentos de torsión en ambos ejes:

$$MT_{X1} = V_i * e_{1Y} \quad MT_{Y1} = V_i * e_{1X} \quad (5.22)$$

$$MT_{X2} = V_i * e_{2Y} \quad MT_{Y2} = V_i * e_{2X} \quad (5.23)$$

g) Momento polar de inercia J:

$$J = \Sigma (K_x Y_T^2 + K_y X_T^2) \quad (5.24)$$

$$\text{Donde:} \quad Y_T = Y - X_{CT} \quad X_T = X - Y_{CT} \quad (5.25)$$

h) Cortante directo  $V_{\text{directo}}$ :

$$V_{\text{directoX}} = (K_{xi} / \Sigma K_x) V_x \quad V_{\text{directoY}} = (K_{yi} / \Sigma K_y) V_y \quad (5.26)$$

i) Cortante por torsión  $V_T$ :

$$V_{TX} = (\pm MT_X * \pm K_x Y_T) / J \quad V_{TY} = (\pm MT_Y * \pm K_y X_T) / J \quad (5.27)$$

j) Cortante total  $V_{\text{Total}} = V_F$  (cortante final):

$$V_{\text{TotalX}} = V_{\text{directoX}} + V_{TX} \quad V_{\text{TotalY}} = V_{\text{directoY}} + V_{TY} \quad (5.28)$$

k) Cortante de Diseño = Combinación fuerza de corte de una componente más el 30% de la otra componente en dirección ortogonal:

$$V_{\text{DiseñoX}} = V_{FX} + 0.3 V_{FY} \quad V_{\text{DiseñoY}} = V_{FY} + 0.3 V_{FX} \quad (5.29)$$

Mediante esta serie de fórmulas se obtienen las fuerzas finales que se aplican a la estructura. En las tablas siguientes se presenta el cálculo de las fuerzas cortantes de entrepiso para finalmente obtener el cortante de diseño.



**Azotea**

$$e_1 = 1.5e_n + 0.1b$$

$$e_2 = e_n - 0.1b$$

$$MT_{X1} = V_i * e_{1Y}$$

$$MT_{Y1} = V_i * e_{1X}$$

$$MT_{X2} = V_i * e_{2Y}$$

$$MT_{Y2} = V_i * e_{2X}$$

Dir.	V	C.Masa	b	C.Tor.	$e_n$	$e_1$	$e_2$	*MT <sub>1</sub>	*MT <sub>2</sub>
X	42.51	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	76.52	-76.52
Y	42.51	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	76.52	-76.52

\*Se toman los más desfavorables a la estructura

**J = 114,940.65**

**Dirección X**

EJE	$K_x$	Y	$K_x * Y$	$Y_T$	$K_x * Y_T$	$K_x * Y_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TX}$	$V_{Total}$	$V_{TY}$	$V_x + 0.3V_y$
A	393.2	18	7,078.4	9.0	3,539.2	31,852.9	10.7	2.4	13.1	2.4	13.78
B	386.8	12	4,641.7	3.0	1,160.4	3,481.2	10.5	0.8	11.3	0.8	11.54
C	386.8	6	2,320.8	-3.0	-1,160.4	3,481.2	10.5	0.8	11.3	0.8	11.54
D	393.2	0	0.0	-9.0	-3,539.2	31,852.9	10.7	2.4	13.1	2.4	13.78

$\Sigma$  : 1560.1                      14,040.9                      70,668.3                      42.51

**Dirección Y**

EJE	$K_y$	X	$K_y * X$	$X_T$	$K_y * X_T$	$K_y * X_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TY}$	$V_{Total}$	$V_{TX}$	$V_y + 0.3V_x$
1	246.4	0	0.0	-9.0	-2,217.9	19,961.1	10.7	1.5	12.2	1.5	12.7
2	241.7	6	1,450.0	-3.0	-725.0	2,175.0	10.5	0.5	11.0	0.5	11.2
3	241.7	12	2,900.0	3.0	725.0	2,175.0	10.5	0.5	11.0	0.5	11.2
4	246.4	18	4,435.8	9.0	2,217.9	19,961.1	10.7	1.5	12.2	1.5	12.7

$\Sigma$  : 976.2                      8,785.9                      44,272.4                      42.51

Tabla 5.22 Centro de torsión y cortante de entrepiso nivel de azotea



**Nivel 5**

$$e_1 = 1.5e_n + 0.1b$$

$$e_2 = e_n - 0.1b$$

$$MT_{X1} = Vi * e_{1Y}$$

$$MT_{Y1} = Vi * e_{1X}$$

$$MT_{X2} = Vi * e_{2Y}$$

$$MT_{Y2} = Vi * e_{2X}$$

Dir.	V	C.Masa	b	C.Tor.	$e_n$	$e_1$	$e_2$	*MT <sub>1</sub>	*MT <sub>2</sub>
X	91.75	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	165.14	-165.14
Y	91.75	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	165.14	-165.14

\*Se toman los más desfavorables a la estructura

**J = 237,623.42**

**Dirección X**

EJE	$K_x$	Y	$K_x * Y$	$Y_T$	$K_x * Y_T$	$K_x * Y_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TX}$	$V_{Total}$	$V_{TY}$	$V_x + 0.3V_y$
A	811.9	18	14,614.6	9.0	7,307.3	65,765.6	23.1	5.1	28.1	5.1	29.66
B	803.4	12	9,640.7	3.0	2,410.2	7,230.5	22.8	1.7	24.5	1.7	24.99
C	803.4	6	4,820.3	-3.0	-2,410.2	7,230.5	22.8	1.7	24.5	1.7	24.99
D	811.9	0	0.0	-9.0	-7,307.3	65,765.6	23.1	5.1	28.1	5.1	29.66
$\Sigma$ :	3230.6		29,075.6			145,992	91.75				

**Dirección Y**

EJE	$K_y$	X	$K_y * X$	$X_T$	$K_y * X_T$	$K_y * X_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TY}$	$V_{Total}$	$V_{TX}$	$V_y + 0.3V_x$
1	509.7	0	0.0	-9.0	-4,587.4	41,286.2	23.1	3.2	26.3	3.2	27.2
2	503.3	6	3,019.6	-3.0	-1,509.8	4,529.5	22.8	1.0	23.8	1.0	24.2
3	503.3	12	6,039.3	3.0	1,509.8	4,529.5	22.8	1.0	23.8	1.0	24.2
4	509.7	18	9,174.7	9.0	4,587.4	41,286.2	23.1	3.2	26.3	3.2	27.2
$\Sigma$ :	2026.0		18,233.7			91,631.3	91.75				

Tabla 5.23 Centro de torsión y cortante de entrepiso nivel 5



**Nivel 4**

$$e_1 = 1.5e_n + 0.1b$$

$$e_2 = e_n - 0.1b$$

$$MT_{X1} = V_i * e_{1Y}$$

$$MT_{Y1} = V_i * e_{1X}$$

$$MT_{X2} = V_i * e_{2Y}$$

$$MT_{Y2} = V_i * e_{2X}$$

Dir.	V	C.Masa	b	C.Tor.	$e_n$	$e_1$	$e_2$	*MT <sub>1</sub>	*MT <sub>2</sub>
X	131.14	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	236.05	-236.05
Y	131.14	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	236.05	-236.05

\*Se toman los más desfavorables a la estructura

**J = 336,746.48**

**Dirección X**

EJE	$K_X$	Y	$K_X * Y$	$Y_T$	$K_X * Y_T$	$K_X * Y_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TX}$	$V_{Total}$	$V_{TY}$	$V_X + 0.3V_Y$
A	1,151.3	18	20,724.0	9.0	10,362.0	93,257.9	33.0	7.3	40.2	7.3	42.41
B	1,138.3	12	13,660.1	3.0	3,415.0	10,245.1	32.6	2.4	35.0	2.4	35.71
C	1,138.3	6	6,830.0	-3.0	-3,415.0	10,245.1	32.6	2.4	35.0	2.4	35.71
D	1,151.3	0	0.0	-9.0	-10,362.0	93,257.9	33.0	7.3	40.2	7.3	42.41
$\Sigma$ :	4579.3		41,214.1			207,006.0	131.14				

**Dirección Y**

EJE	$K_Y$	X	$K_Y * X$	$X_T$	$K_Y * X_T$	$K_Y * X_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TY}$	$V_{Total}$	$V_{TX}$	$V_Y + 0.3V_X$
1	721.7	0	0.0	-9.0	-6,495.5	58,459.4	33.0	4.6	37.6	4.6	38.9
2	712.3	6	4,273.9	-3.0	-2,136.9	6,410.8	32.6	1.5	34.1	1.5	34.5
3	712.3	12	8,547.8	3.0	2,136.9	6,410.8	32.6	1.5	34.1	1.5	34.5
4	721.7	18	12,991.0	9.0	6,495.5	58,459.4	33.0	4.6	37.6	4.6	38.9
$\Sigma$ :	2868.1		25,812.6			129,740.5	131.14				

Tabla 5.24 Centro de torsión y cortante de entrepiso nivel 4



**Nivel 3**

$$e_1 = 1.5e_n + 0.1b$$

$$e_2 = e_n - 0.1b$$

$$MT_{X1} = V_i * e_{1Y}$$

$$MT_{Y1} = V_i * e_{1X}$$

$$MT_{X2} = V_i * e_{2Y}$$

$$MT_{Y2} = V_i * e_{2X}$$

Dir.	V	C.Masa	b	C.Tor.	$e_n$	$e_1$	$e_2$	*MT <sub>1</sub>	*MT <sub>2</sub>
X	160.68	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	289.22	-289.22
Y	160.68	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	289.22	-289.22

\*Se toman los más desfavorables a la estructura

**J = 438,457.76**

**Dirección X**

EJE	$K_x$	Y	$K_x * Y$	$Y_T$	$K_x * Y_T$	$K_x * Y_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TX}$	$V_{Total}$	$V_{TY}$	$V_x + 0.3V_y$
A	1,501.7	18	27,030.1	9.0	13,515.1	121,635.6	40.4	8.9	49.3	8.9	52.02
B	1,482.3	12	17,787.4	3.0	4,446.8	13,340.5	39.9	2.9	42.8	2.9	43.72
C	1,482.3	6	8,893.7	-3.0	-4,446.8	13,340.5	39.9	2.9	42.8	2.9	43.72
D	1,501.7	0	0.0	-9.0	-13,515.1	121,635.6	40.4	8.9	49.3	8.9	52.02
$\Sigma$ :	5967.9		53,711.2			269,952.2	160.68				

**Dirección Y**

EJE	$K_y$	X	$K_y * X$	$X_T$	$K_y * X_T$	$K_y * X_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TY}$	$V_{Total}$	$V_{TX}$	$V_y + 0.3V_x$
1	938.5	0	0.0	-9.0	-8,446.9	76,022.2	40.7	5.6	46.3	5.6	47.9
2	914.5	6	5,487.0	-3.0	-2,743.5	8,230.6	39.6	1.8	41.5	1.8	42.0
3	914.5	12	10,974.1	3.0	2,743.5	8,230.6	39.6	1.8	41.5	1.8	42.0
4	938.5	18	16,893.8	9.0	8,446.9	76,022.2	40.7	5.6	46.3	5.6	47.9
$\Sigma$ :	3706.1		33,355.0			168,505.6	160.68				

Tabla 5.25 Centro de torsión y cortante de entrepiso nivel 3



**Nivel 2**

$$e_1 = 1.5e_n + 0.1b$$

$$e_2 = e_n - 0.1b$$

$$MT_{X1} = V_i * e_{1Y}$$

$$MT_{Y1} = V_i * e_{1X}$$

$$MT_{X2} = V_i * e_{2Y}$$

$$MT_{Y2} = V_i * e_{2X}$$

Dir.	V	C.Masa	b	C.Tor.	$e_n$	$e_1$	$e_2$	*MT <sub>1</sub>	*MT <sub>2</sub>
X	180.37	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	324.67	-324.67
Y	180.37	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	324.67	-324.67

\*Se toman los más desfavorables a la estructura

**J = 585,890.24**

**Dirección X**

EJE	$K_X$	Y	$K_X * Y$	$Y_T$	$K_X * Y_T$	$K_X * Y_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TX}$	$V_{Total}$	$V_{TY}$	$V_X + 0.3V_Y$
A	2,004.2	18	36,074.8	9.0	18,037.4	162,336.6	45.4	10.0	55.4	10.0	58.41
B	1,975.6	12	23,707.4	3.0	5,926.9	17,780.6	44.8	3.3	48.1	3.3	49.04
C	1,975.6	6	11,853.7	-3.0	-5,926.9	17,780.6	44.8	3.3	48.1	3.3	49.04
D	2,004.2	0	0.0	-9.0	-18,037.4	162,336.6	45.4	10.0	55.4	10.0	58.41
$\Sigma$ :	7959.5		71,635.9			360,234.2	180.37				

**Dirección Y**

EJE	$K_Y$	X	$K_Y * X$	$X_T$	$K_Y * X_T$	$K_Y * X_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TY}$	$V_{Total}$	$V_{TX}$	$V_Y + 0.3V_X$
1	1,259.6	0	0.0	-9.0	-11,336.4	102,027.2	46.2	6.3	52.5	6.3	54.4
2	1,200.1	6	7,200.6	-3.0	-3,600.3	10,800.8	44.0	2.0	46.0	2.0	46.6
3	1,200.1	12	14,401.1	3.0	3,600.3	10,800.8	44.0	2.0	46.0	2.0	46.6
4	1,259.6	18	22,672.7	9.0	11,336.4	102,027.2	46.2	6.3	52.5	6.3	54.4
$\Sigma$ :	4919.4		44,274.4			225,656.0	180.37				

Tabla 5.26 Centro de torsión y cortante de entrepiso nivel 2



**Nivel 1**

$$e_1 = 1.5e_n + 0.1b$$

$$e_2 = e_n - 0.1b$$

$$MT_{X1} = V_i * e_{1Y}$$

$$MT_{Y1} = V_i * e_{1X}$$

$$MT_{X2} = V_i * e_{2Y}$$

$$MT_{Y2} = V_i * e_{2X}$$

Dir.	V	C.Masa	b	C.Tor.	$e_n$	$e_1$	$e_2$	* $MT_1$	* $MT_2$
X	190.22	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	342.40	-342.40
Y	190.22	9.0	18.0	9.0	0.0	1.8	-1.8	342.40	-342.40

\*Se toman los más desfavorables a la estructura

**J = 934,969.29**

**Dirección X**

EJE	$K_X$	Y	$K_X * Y$	$Y_T$	$K_X * Y_T$	$K_X * Y_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TX}$	$V_{Total}$	$V_{TY}$	$V_X + 0.3V_Y$
A	3,068.1	18	55,225.6	9.0	27,612.8	248,515.0	47.9	10.1	58.0	10.1	61.08
B	3,019.4	12	36,232.6	3.0	9,058.2	27,174.5	47.2	3.3	50.5	3.3	51.49
C	3,019.4	6	18,116.3	-3.0	-9,058.2	27,174.5	47.2	3.3	50.5	3.3	51.49
D	3,068.1	0	0.0	-9.0	-27,612.8	248,515.0	47.9	10.1	58.0	10.1	61.08

$\Sigma$  : 12174.9                      109,574.5                      551,379                      190.22

**Dirección Y**

EJE	$K_Y$	X	$K_Y * X$	$X_T$	$K_Y * X_T$	$K_Y * X_T^2$	$V_{directo}$	$V_{TY}$	$V_{Total}$	$V_{TX}$	$V_Y + 0.3V_X$
1	2,120.6	0	0.0	-9.0	-19,085.8	171,771.8	46.4	7.0	53.4	7.0	55.5
2	2,224.8	6	13,348.9	-3.0	-6,674.4	20,023.3	48.7	2.4	51.1	2.4	51.9
3	2,224.8	12	26,697.7	3.0	6,674.4	20,023.3	48.7	2.4	51.1	2.4	51.9
4	2,120.6	18	38,171.5	9.0	19,085.8	171,771.8	46.4	7.0	53.4	7.0	55.5

$\Sigma$  : 8690.9                      78,218.1                      383,590.2                      190.22

Tabla 5.27 Centro de torsión y cortante de entresolio nivel 1





Una vez obtenidos los cortantes de diseño para cada marco de la estructura, éstos deben ser desacumulados para obtener las fuerzas sísmicas de diseño. Dichos valores están dados para cada marco de la estructura por cada nivel del edificio. Las tablas siguientes presentan este procedimiento:

### CORTANTES FINALES DE ENTREPISO (Dirección X)

MARCO A		
Nivel	Cortante (Ton)	Fuerza (Ton)
Azotea	18.30	18.30
5	29.66	11.36
4	42.41	12.75
3	52.02	9.61
2	58.41	6.39
1	61.08	2.67
PB	-	-

MARCO B		
Nivel	Cortante (Ton)	Fuerza (Ton)
Azotea	7.55	7.55
5	24.99	17.44
4	35.71	10.72
3	43.72	8.01
2	49.04	5.32
1	51.49	2.45
PB	-	-

MARCO C		
Nivel	Cortante (Ton)	Fuerza (Ton)
Azotea	7.55	7.55
5	24.99	17.44
4	35.71	10.72
3	43.72	8.01
2	49.04	5.32
1	51.49	2.45
PB	-	-

MARCO D		
Nivel	Cortante (Ton)	Fuerza (Ton)
Azotea	18.30	18.30
5	29.66	11.36
4	42.41	12.75
3	52.02	9.61
2	58.41	6.39
1	61.08	2.67
PB	-	-

Tablas 5.28 Cortante finales de entrepiso en dirección X

**CORTANTES FINALES DE ENTREPISO (Dirección Y)**

<b>MARCO 1</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Cortante (Ton)</b>	<b>Fuerza (Ton)</b>
Azotea	11.93	11.93
5	27.23	15.30
4	38.92	11.69
3	47.93	9.02
2	54.35	6.42
1	55.50	1.15
PB	-	-

<b>MARCO 2</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Cortante (Ton)</b>	<b>Fuerza (Ton)</b>
Azotea	10.94	10.94
5	24.16	13.21
4	34.52	10.36
3	42.00	7.48
2	46.60	4.59
1	51.87	5.28
PB	-	-

<b>MARCO 3</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Cortante (Ton)</b>	<b>Fuerza (Ton)</b>
Azotea	10.94	10.94
5	24.16	13.21
4	34.52	10.36
3	42.00	7.48
2	46.60	4.59
1	51.87	5.28
PB	-	-

<b>MARCO 4</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Cortante (Ton)</b>	<b>Fuerza (Ton)</b>
Azotea	11.93	11.93
5	27.23	15.30
4	38.92	11.69
3	47.93	9.02
2	54.35	6.42
1	55.50	1.15
PB	-	-

Tablas 5.29 Cortante finales de entrepiso en dirección Y

Este resumen de fuerzas se ilustra en el siguiente diagrama:

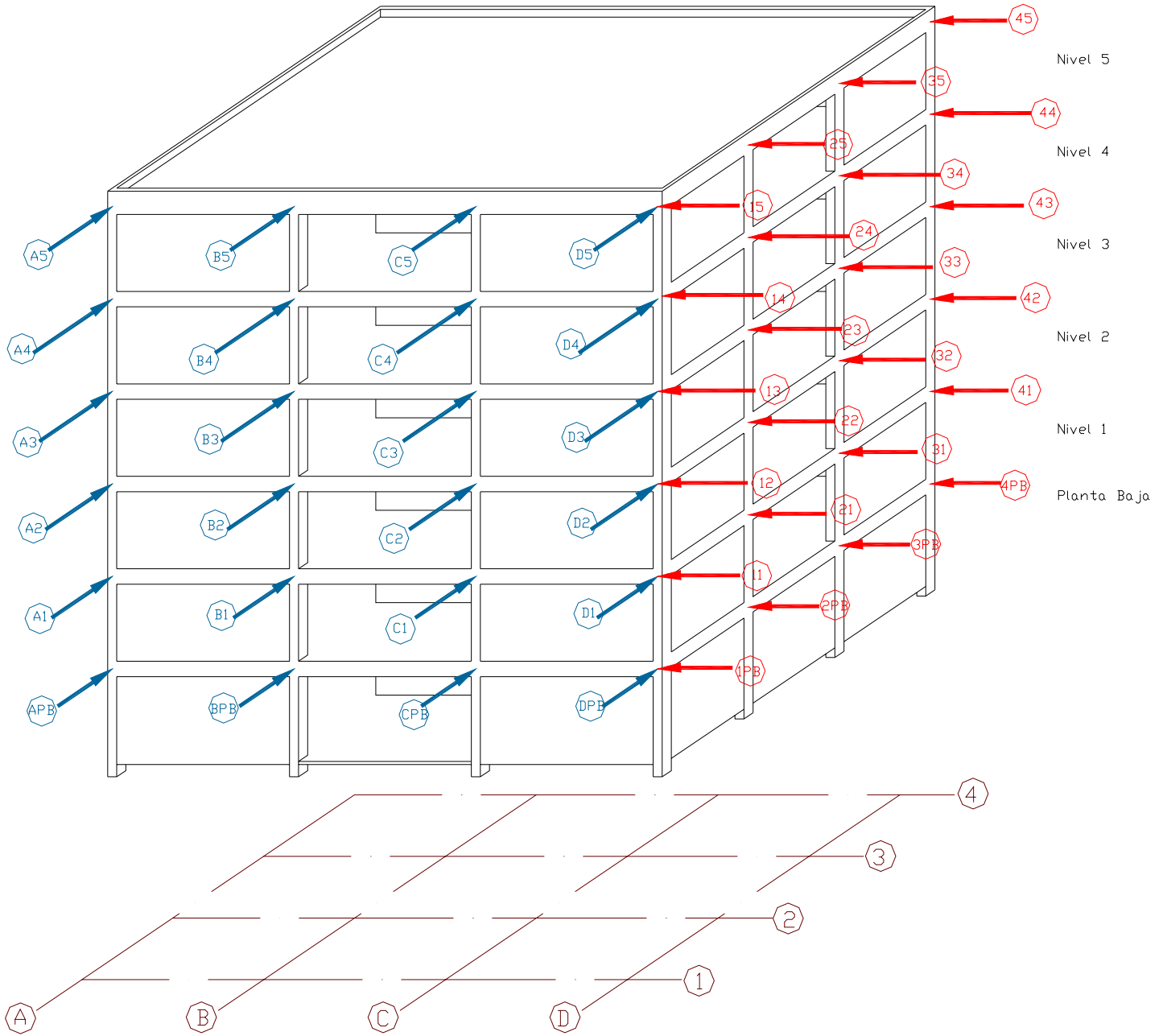


Figura 5.9 Fuerza cortante aplicada en la estructura por acción de sismo



### 5.4.2.9 Revisión de efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden que se presentan en la estructura son originados por la acción de fuerzas gravitacionales en el edificio, justo en el momento en que está siendo deformado por acción de las fuerzas laterales que le confiere el sismo. Esto puede traer consigo daños menores cuando se presentan sismos moderados. Para evitar que esta situación se presente, se emplea el concepto de distorsión de entrepiso  $\Psi$ , el cual permite vislumbrar la magnitud de posibles daños en la edificación. Éste índice está dado por la expresión:

$$\Psi = \Delta_i/H_i \quad (5.30)$$

donde:

$\Delta_i$  .- Desplazamiento relativo entre niveles consecutivos de la estructura

$H_i$  .- Altura del entrepiso

Para efectos de segundo orden, el RCDF en el Artículo 209 establece que:

- $\Psi \leq 0.006$  cuando los muros están integrados a la estructura principal
- $\Psi \leq 0.012$  cuando los muros están separados de la estructura principal

Debido a que las fuerzas aplicadas en la estructura son reducidas por el índice de comportamiento  $Q$ , las deformaciones que se obtienen durante el cálculo deben multiplicarse por el valor del factor mencionado antes de realizar la comparación con  $\Psi$ . Por lo tanto,  $\Delta$  es obtenida mediante la ecuación 5.31:

$$\Delta = \Delta_{calculada} * Q \quad (5.31)$$



En las NTCDS, se estipula que los efectos de segundo orden por esbeltez de columnas se tienen que tomar en consideración cuando la deformación total de un entrepiso, dividida por la altura del mismo, sea mayor que 0.08 veces la fuerza de corte que actúa en el entrepiso entre las fuerzas verticales que se apliquen sobre éste, es decir:

$$\Delta_i/H_i > 0.08 (V_i/W_u) \quad (5.32)$$

donde:

$W_u$  .- Suma de cargas de diseño multiplicadas por el factor de carga.

De acuerdo con lo mencionado en el inciso 1.6 del presente documento, para acciones accidentales, el factor de carga  $F_c$  empleado es igual a 1.1.

Cuando la relación de esbeltez de las columnas de la estructura es menor a 100, las NTC para estructuras de concreto permiten afectar los momentos generados en las columnas y los desplazamientos por carga lateral con un factor de amplificación  $f_a$ :

$$f_a = 1 + (W_u / h) / (R / Q - 1.2 W_u / h) \quad (5.33)$$

En las tablas siguientes se muestra la obtención del índice  $\Psi$  y los cálculos realizados para saber si debe considerarse la esbeltez de las columnas.

**REVISIÓN DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN**

Nivel	h (m)	H (m)	Dirección X			Dirección Y		
			$\Delta_c$ (m)	$\Delta_c * Q$ (m)	$\Psi$	$\Delta_c$ (m)	$\Delta_c * Q$ (m)	$\Psi$
5	15	3.00	0.04	0.0007	0.0002	0.0888	0.0018	0.0006
4	12	3.00	0.03	0.0006	0.0002	0.0457	0.0009	0.0003
3	9	3.00	0.03	0.0005	0.0002	0.0434	0.0009	0.0003
2	6	3.00	0.02	0.0005	0.0002	0.0367	0.0007	0.0002
1	3	3.00	0.02	0.0003	0.0001	0.0219	0.0004	0.0001
PB	0	3.00	-	-	-	-	-	-

Tabla 5.30 Parámetro  $\Psi$  de desplazamiento relativo**CONSIDERACIÓN DEL EFECTO DE ESBELTEZ EN COLUMNAS**

Nivel	W (Ton)	$W_u$ (Ton)	Dirección X			Dirección Y		
			V (Ton)	$\frac{0.08 V}{W_u}$	Esbeltez Columnas	V (Ton)	$\frac{0.08 V}{W_u}$	Esbeltez Columnas
5	415.73	457.30	51.71	0.009	No	45.74	0.008	No
4	415.73	457.30	156.25	0.027	No	146.87	0.026	No
3	415.73	457.30	191.48	0.033	No	179.87	0.031	No
2	415.73	457.30	214.90	0.038	No	201.89	0.035	No
1	415.73	457.30	225.14	0.039	No	214.75	0.038	No
PB	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 5.31 Efecto de esbeltez en columnas

Como se observa en la tabla 5.30, el índice de distorsión de entrepiso no rebasa en ningún momento el valor estipulado en el RCDF de 0.006. Por lo cual se puede concluir que las características físicas de la estructura son adecuadas para evitar las deformaciones que puedan presentarse durante un evento sísmico.

En lo concerniente a los efectos de esbeltez en las columnas, tampoco es necesario considerar este factor para el diseño de la edificación ya que el valor de  $\Psi$  no supera en ningún caso el valor calculado mediante la expresión 5.29 de este apartado.