



**FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESTUDIO COMPARATIVO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO  
ARMADO UTILIZANDO LAS NORMAS SÍSMICAS DE ECUADOR Y  
VENEZUELA.**

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

**Presentado ante la**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO**

**Como parte de los requisitos para optar al título de**

**INGENIERO CIVIL**

**REALIZADO POR Velásquez P., Henry J.**

**Fonten G., Luis A.**

**PROFESOR GUIA Malaver, Alfonso**

**FECHA Caracas, Abril de 2015**



*Gracias a Dios,  
a nuestros padres,  
a nuestros profesores y a  
todos nuestros seres queridos  
por ayudarnos a terminar  
esta gran etapa de nuestras vidas.*



**FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESTUDIO COMPARATIVO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO  
ARMADO UTILIZANDO LAS NORMAS SÍSMICAS DE ECUADOR Y  
VENEZUELA.**

Este jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo, ha evaluado su contenido con el resultado: \_\_\_\_\_.

**JURADO EXAMINADOR**

Nombre: \_\_\_\_\_ Nombre: \_\_\_\_\_ Nombre: \_\_\_\_\_

Firma: \_\_\_\_\_ Firma: \_\_\_\_\_ Firma: \_\_\_\_\_



# ÍNDICE





## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	i
INDICE DE TABLAS .....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
<b>CAPÍTULO I DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN Y DEL MODELO .....</b>	<b>3</b>
1.1.- INTRODUCCIÓN.....	3
1.2.- DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO .....	5
1.3.- CRITERIOS DE ANÁLISIS.....	8
1.4.- MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	8
1.5.- CALIDAD DE LOS MATERIALES .....	8
<b>CAPÍTULO II CARGAS GRAVITACIONALES .....</b>	<b>11</b>
2.1.- CARGAS PERMANENTES.....	11
2.2.- CARGAS VARIABLES .....	11
2.3.- DETERMINACION DE LOS PESOS DEBIDO A LAS CARGAS PERMANENTES Y CARGAS VARIABLES .....	11
2.3.1.- PESO DEBIDO A CARGAS PERMANENTES.....	12
2.3.2.- PESO DEBIDO A CARGAS VARIABLES.....	13
2.4.- RESUMEN DE PESOS TOTALES POR NIVELES .....	15

**CAPÍTULO III CÁLCULOS DE LOS CENTROS DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ. 19**

3.1.-	CENTROS DE MASAS.....	19
3.2.-	CENTRO DE CORTE.....	19
3.3.-	CENTROS DE RIGIDEZ .....	20

**CAPÍTULO IV ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-01 ..... 25**

4.1.-	ALCANCE .....	25
4.2.-	ZONIFICACIÓN SÍSMICA .....	25
4.3.-	FORMA ESPECTRAL TIPIFICADA DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN .....	26
4.4.-	CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES .....	28
4.4.1.-	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO .....	28
4.4.2.-	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO .....	28
4.4.3.-	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA.....	29
4.5.-	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA.....	30
4.6.-	CLASIFICACIÓN SEGÚN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA .....	30
4.7.-	ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICO Y DE DISEÑO.....	31
4.7.1.-	ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA.....	31
4.7.2.-	ESPECTRO DE DISEÑO .....	32
4.8.-	MÉTODO DE ANÁLISIS .....	34
4.8.1.-	MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL .....	35
4.8.1.1.-	PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN .....	35
4.8.1.2.-	NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN.....	37
4.8.1.3.-	FUERZAS SÍSMICAS LATERALES Y FUERZAS CORTANTES .....	39
4.8.1.4.-	FUERZA CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS .....	40
4.8.1.5.-	CONTROL DEL CORTE BASAL .....	41
4.8.1.6.-	DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES.....	45
4.8.1.7.-	EFECTO P- $\Delta$ .....	45

4.8.2.-	MÉTODO DE LA TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE .....	46
4.8.2.1.-	MOMENTOS TORSORES .....	46
4.8.3.-	DESPLAZAMIENTO POR TORSIÓN.....	49
4.9.-	SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES ...	50
4.10.-	CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS .....	53
4.11.-	DERIVAS TOTALES .....	55
 <b>CAPÍTULO V ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA NEC-11 .....</b>		<b>59</b>
5.1.-	ALCANCE .....	59
5.2.-	ZONIFICACIÓN SÍSMICA .....	59
5.3.-	PERFIL DE SUELO .....	60
5.3.1.-	COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN O DEAMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .....	62
5.4.-	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA.....	63
5.5.-	ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICO Y DE DISEÑO.....	64
5.5.1.-	ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA.....	64
5.5.2.-	ESPECTRO DE DISEÑO .....	67
5.6.-	MÉTODO DE ANÁLISIS .....	69
5.7.-	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	70
5.8.-	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL .....	70
5.9.-	COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	71
5.9.1.-	COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN ( $\Phi_p$ Y $\Phi_e$ ).....	71
5.10.-	CARGA SÍSMICA REACTIVA W .....	71
5.11.-	SECCIONES AGRIETADAS .....	72
5.12.-	PERÍODO DE VIBRACIÓN T.....	72
5.13.-	PERÍODO DINÁMICO .....	73
5.14.-	NUMEROS DE MODOS DE VIBRACIÓN .....	74
5.15.-	FUERZAS SÍSMICAS LATERALES Y FUERZAS CORTANTES.....	74

5.16.-	FUERZA CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS .....	76
5.16.1.-	CORTANTE BASAL DE DISEÑO .....	76
5.16.2.-	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES .....	76
5.17.-	AJUSTE DE RESULTADO DEL ANÁLISIS DINÁMICO .....	78
5.18.-	DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES .....	80
5.19.-	EFECTO P- $\Delta$ .....	81
5.20.-	MOMENTOS TORSORES .....	82
5.21.-	DESPLAZAMIENTO POR TORSIÓN .....	85
5.22.-	SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES ...	86
5.23.-	CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS .....	88
5.24.-	DERIVAS TOTALES .....	90
<b>CAPÍTULO VI ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y LA NEC-11 .....</b>		<b>95</b>
6.1.-	ALCANCE .....	95
6.2.-	COEFICIENTES DE LA EDIFICACIÓN .....	95
6.3.-	PERÍODOS FUNDAMENTALES ESTIMADO Y DINÁMICO .....	97
6.4.-	ESPECTRO ELÁSTICO .....	97
6.5.-	ESPECTRO DE DISEÑO .....	98
6.6.-	MÉTODO DE ANÁLISIS .....	100
6.7.-	FUERZAS LATERALES SÍSMICAS .....	100
6.8.-	CORTE BASAL DE DISEÑO .....	103
6.9.-	MOMENTOS TORSORES .....	106
6.10.-	DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS .....	108
6.10.1.-	DESPLAZAMIENTOS .....	108
6.10.2.-	DERIVAS INELÁSTICAS .....	109
6.11.-	EFECTOS P- $\Delta$ .....	110

<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	113
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	117
<b>ANEXOS</b>	
<b>ANEXO A</b>	
ENVIGADO DE PLANTA TIPO Y ELEVACIÓN DE PÓRTICOS .....	127
<b>ANEXO B</b>	
PESO TOTAL DEL EDIFICIO, SEGÚN LO ESTIPULADO POR LA NORMA NEC-11	137
<b>ANEXO C</b>	
CÁLCULO DE LOS CENTROS DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ .....	143
<b>ANEXO D</b>	
ANÁLISIS DE LA REGULARIDAD ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	151
EFFECTO P- $\Delta$ .....	163
EXCENRICIDADES ESTÁTICAS .....	164
PARÁMETROS PARA DETERMINAR LOS FACTORES $\tau$ Y $\tau'$ .....	165
<b>ANEXO E</b>	
ESTUDIO DE LA REGULARIDAD ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN .....	175
EFFECTO P- $\Delta$ .....	182

## INDICE DE TABLAS

TABLA 1.1	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES .....	8
TABLA 2.1	CARGAS PERMANENTES .....	11
TABLA 2.2	CARGAS VARIABLES .....	11
TABLA 2.3	PESOS POR NIVEL DEBIDO A LAS CARGAS PERMANENTES .....	13
TABLA 2.4	PESOS POR NIVEL DEBIDO A LAS CARGAS VARIABLES.....	14
TABLA 2.5	RESUMEN DE LOS PESOS TOTALES POR NIVEL .....	15
TABLA 3.1	CENTROS DE MASA, CORTE Y DE RIGIDEZ .....	21
TABLA 4.1	COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL $A_0$ .....	26
TABLA 4.2	FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ( $\varphi$ ).....	27
TABLA 4.3	FACTOR DE IMPORTANCIA.....	28
TABLA 4.4	NIVELES DE DISEÑO ND .....	29
TABLA 4.5	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA .....	30
TABLA 4.6	VALORES DE $T^*$ , B, P .....	32
TABLA 4.7	VALORES DE $T_+$ .....	32
TABLA 4.8	RESUMEN DE PARÁMETROS PARA ESPECTROS DE RESPUESTA ELASTICA Y DE DISEÑO.....	33
TABLA 4.9	SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PARA EDIFICIOS DE ESTRUCTURA REGULAR.....	35
TABLA 4.10	PERÍODOS DINÁMICOS .....	37
TABLA 4.11	PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN .....	37
TABLA 4.12	NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN EN CADA DIRECCION .....	38
TABLA 4.13	PORCENTAJE DE MASAS PARTICIPATIVAS .....	38
TABLA 4.14	FUERZAS LATERALES SÍSMICAS Y FUERZAS CORTANTES .....	39
TABLA 4.15	FUERZA LATERAL Y CORTANTE BASAL .....	41
TABLA 4.16	COMPARACIÓN DE LOS CORTES BASALES .....	43
TABLA 4.17	DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES .....	45

TABLA 4.18	COEFICIENTE $\Theta_I$ .....	46
TABLA 4.19	MOMENTOS TORSORES PARA EL SISMO EN DIRECCIÓN X .....	48
TABLA 4.20	MOMENTOS TORSORES PARA EL SISMO EN DIRECCIÓN Y .....	48
TABLA 4.21	DESPLAZAMIENTOS TORSIONALES .....	50
TABLA 4.22	SUPERPOSICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS.....	51
TABLA 4.23	APORTES DE LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES ..	53
TABLA 4.24	VALORES LÍMITES DE .....	53
TABLA 4.25	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS.....	54
TABLA 4.26	DERIVAS TOTALES .....	55
TABLA 5.1	VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA.....	59
TABLA 5.2	CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELOS.....	61
TABLA 5.3	TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO $F_A$ .....	62
TABLA 5.4	TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO $F_D$ .....	62
TABLA 5.5	TIPO DE SUELO Y FACTORES DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DEL SUBSUELO $F_S$ .....	63
TABLA 5.6	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R ....	64
TABLA 5.7	VALOR DEL FACTOR Z PARA LA PROVINCIA DE LOS RÍOS.....	66
TABLA 5.8	RESUMEN DE PARÁMETROS PARA ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA Y DE DISEÑO.....	68
TABLA 5.9	FACTOR DE IMPORTANCIA (I).....	70
TABLA 5.10	PERÍODOS DINÁMICOS .....	73
TABLA 5.11	PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN .....	73
TABLA 5.12	PORCENTAJE DE MASAS MODALES ACUMULADAS.....	74
TABLA 5.13	FUERZAS LATERALES SÍSMICAS Y FUERZAS CORTANTES .....	75
TABLA 5.14	FUERZA LATERAL Y CORTE BASAL.....	77
TABLA 5.15	CORTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	78
TABLA 5.16	FACTORES DE CORRECCIÓN.....	78

TABLA 5.17	FUERZAS LATERALES SÍSMICAS Y FUERZAS CORTANTES CORREGIDAS .....	79
TABLA 5.18	DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES .....	80
TABLA 5.19	COEFCIENTE DE ESTABILIDAD .....	82
TABLA 5.20	MOMENTO TORSOR ACTUANTE EN X .....	84
TABLA 5.21	MOMENTO TORSOR ACTUANTE EN Y .....	84
TABLA 5.22	DESPLAZAMIENTOS TORSIONALES .....	86
TABLA 5.23	SUPERPOSICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS.....	86
TABLA 5.24	APORTES DE LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES ..	88
TABLA 5.25	VALORES LÍMITES .....	89
TABLA 5.26	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS.....	90
TABLA 5.27	DERIVAS TOTALES .....	91
TABLA 6.1	COMPARACIÓN DE PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN POR AMBAS NORMAS .....	96
TABLA 6.2	COMPARACIÓN DE LOS PERÍODOS FUNDAMENTALES ESTIMADO Y DINÁMICO.....	97
TABLA 6.3	FUERZAS LATERALES SÍSMICAS SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y LA NEC-11 .....	101
TABLA 6.4	FACTORES DE CORRECCIÓN.....	103
TABLA 6.5	DISTRIBUCIÓN DEL CORTE BASAL SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y NEC 11.....	104
TABLA 6.6	COMPARACIÓN DEL CORTE BASAL DE DISEÑO .....	104
TABLA 6.7	COMPARACIÓN DE LOS CORTES BASALES .....	106
TABLA 6.8	MOMENTO TORSOR ACTUANTE SEGÚN LAS NORMAS.....	106



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1	ELEVACIÓN PÓRTICO A Y F .....	6
FIGURA 1.2	ENVIGADO DE LA PLANTA TIPO.....	7
FIGURA 4.1	ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICA Y DISEÑO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-01.....	34
FIGURA 4.2	DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES SÍSMICAS .....	44
FIGURA 4.3	DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES .....	44
FIGURA 4.4	DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS TORSORES ACTUANTES.....	49
FIGURA 4.5	DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PORTICO 1, DIRECCIÓN X....	52
FIGURA 4.6	DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PORTICO A, DIRECCIÓN Y...	52
FIGURA 4.7	DERIVAS TRASLACIONALES, TORSIONALES Y TOTALES EN DIRECCIÓN X .....	56
FIGURA 4.8	DERIVAS TRASLACIONALES, TORSIONALES Y TOTALES EN DIRECCIÓN Y .....	56
FIGURA 5.1	PROVINCIA DE LOS RÍOS .....	66
FIGURA 5.2	ESPECTROS DE RESPUESTA ELASTICA Y DE DISEÑO SEGÚN NEC-11 .....	69
FIGURA 5.3	FUERZAS LATERALES CORREGIDAS.....	79
FIGURA 5.4	FUERZAS CORTANTES CORREGIDAS .....	80
FIGURA 5.5	DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS TORSORES ACTUANTES.....	85
FIGURA 5.6	DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PORTICO 1, DIRECCIÓN X....	87
FIGURA 5.7	DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PORTICO A, DIRECCIÓN Y...	87
FIGURA 5.8	DERIVAS TRASLACIONALES, TORSIONALES Y TOTALES EN DIRECCIÓN X .....	92
FIGURA 5.9	DERIVAS TRASLACIONALES, TORSIONALES Y TOTALES EN DIRECCIÓN Y .....	92
FIGURA 6.1	ESPECTROS ELÁSTICOS SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y LA NEC-11 .....	97

FIGURA 6.2	ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y NEC-11.....	99
FIGURA 6.3	DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES SÍSMICAS PRODUCIDAS POR EL SISMO EN DIRECCIÓN X.....	102
FIGURA 6.4	DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES SÍSMICAS PRODUCIDAS POR EL SISMO EN DIRECCIÓN Y.....	102
FIGURA 6.5	DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES EN DIRECCIÓN X.	105
FIGURA 6.6	DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES EN DIRECCIÓN Y.	105
FIGURA 6.7	DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS TORSORES EN DIRECCIÓN X.	107
FIGURA 6.8	DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS TORSORES EN DIRECCIÓN Y.	107
FIGURAS 6.9	DESPLAZAMIENTOS TOTALES PORTICO 1 DIRECCIÓN X.....	109
FIGURAS 6.10	DESPLAZAMIENTOS TOTALES PORTICO A DIRECCIÓN Y .....	109
FIGURA 6.11	DERIVAS TOTALES EN DIRECCIÓN X.....	110
FIGURA 6.12	DERIVAS TOTALES EN DIRECCIÓN Y .....	110

# RESUMEN



# ESTUDIO COMPARATIVO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO LAS NORMAS SÍSMICAS DE ECUADOR Y VENEZUELA

## Resumen

El objetivo de este estudio es realizar un análisis comparativo de un edificio aporticado de 12 niveles usando las normas sísmicas de Ecuador y Venezuela en términos de fuerzas laterales, fuerzas cortantes, momentos torsores y desplazamientos.

El edificio seleccionado para este estudio es de concreto armado destinado a vivienda y fue diseñado usando la norma sísmica de Venezuela (COVENIN 1756-2001). La edificación está ubicada en el Área Metropolitana de Caracas en zona sísmica 5 ( $A_0 = 0,30g$ ) y fundado en un perfil de suelo S2. Para el análisis por la Norma Sísmica de Ecuador (NEC-11) el edificio fue ubicado en el Cantón Urdaneta, Provincia de Los Ríos en zona sísmica III ( $Z = 0,30g$ ) y fundado en un perfil del subsuelo D. En vista que las cargas permanentes y variables obtenidas usando la norma de Ecuador son similares a la de la norma de Venezuela se optó por usar las mismas cargas para ambas normas.

El edificio es de planta rectangular con dimensiones de 22,60 metros en dirección longitudinal y 19,40 metros en dirección transversal, con una altura de 34,20 metros. El sistema estructural está conformado por 6 pórticos de vigas altas en dirección longitudinal (X) y 5 pórticos de vigas altas en dirección transversal (Y) con simetría en este sentido, con losas nervadas de espesor 25 cm. La edificación fue analizada en dos direcciones ortogonales X e Y para ambas normas, usando el método de superposición modal con un grado de libertad por nivel y el método de la torsión estática equivalente.

Del análisis comparativo de los resultados obtenidos por ambas normas, se desprenden las siguientes conclusiones: (i) Los periodos fundamentales de vibración obtenidos mediante el análisis dinámico usando la norma NEC-11 resultaron iguales a 1,37 segundos y 1,62 segundos en las direcciones X e Y respectivamente, mientras que con la norma COVENIN resultaron iguales a 1,08 segundos y 1,26 segundos en las direcciones X e Y, respectivamente. Por tanto, los periodos de la norma Ecuatoriana resultaron superiores en 26,85% y 28,57 % a los de la norma Venezolana en las direcciones X e Y, respectivamente. Estos resultados son congruentes con el hecho de que la norma de Ecuador considera secciones agrietadas y por ende edificios más flexibles que la norma de Venezuela; (ii) En la norma de Venezuela los

cortes basales no requirieron ser incrementados, mientras que en el caso de la norma ecuatoriana se debió incrementar aproximadamente en un 39% y 73% para las direcciones “X” e “Y”, respectivamente; (iii) los desplazamientos traslacionales y torsionales resultaron mayores en un 77% en la dirección X y 108% en la dirección Y en la norma ecuatoriana, debido al uso de secciones agrietadas en los elementos estructurales; (iv) en este estudio, se obtuvieron con la norma COVENIN 1756-01 valores máximos de 0,0064 en el nivel 5 en dirección “X” y 0.0075 en el nivel 3 en dirección “Y”, mientras que con la norma NEC-11 se obtuvieron valores máximos de 0.0108 en el nivel 5 en dirección “X” y 0.0149 en el nivel 3 en dirección “Y”. Las derivas resultaron mayores en la norma NEC-11; sin embargo, el edificio cumple con las derivas máximas establecidas en ambas normas.

# CAPÍTULO I





## CAPÍTULO I

### DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN Y DEL MODELO

#### 1.1- INTRODUCCIÓN

Venezuela es un país con una historia sísmica significativa debido a la interacción existente entre las placas del Caribe y la Suramericana. La zona de contacto entre dichas placas está formada por los sistemas de fallas de Boconó, San Sebastián y El Pilar. Desde 1530 Venezuela ha sido sacudida por eventos sísmicos que han causado daños en poblaciones venezolanas.

Entre los eventos sísmicos más importantes ocurridos en Venezuela, destacan el terremoto de 26 de Marzo de 1812, que en los registros sísmicos hasta la fecha, ha sido el más devastador. Tuvo tres epicentros con una magnitud entre 7,6 y 7,8. Este sismo afectó severamente a ciudades tan distantes como Mérida, Barquisimeto, San Felipe y Caracas causando alrededor de 26 mil víctimas, el 5% de la población para estimada para la época. En la escala de Mercalli llegó a ser hasta de IX con un mínimo de V y VI en las zonas más alejadas de los dos epicentros (Grases, 1994).

El 29 de Octubre de 1900 se produce un terrible terremoto que se sintió en varias ciudades, siendo las más afectadas la Capital y el departamento Vargas por estar cerca de su epicentro, Guarenas, Guatire, Cua, Charallave, Rio Chico e Higuerote, en donde se estimó una intensidad entre 7 y 8 grados en la Escala de Mercalli y contándose 250 réplicas (Grases, 1994).

El Terremoto de Caracas el 29 de Julio de 1967, con una magnitud de 6,5 y epicentro ubicado en el Mar Caribe a unos 25Km de Caracas, dejó daños importantes en Caracas, el Litoral Central y fue sentido en la región norte central del país. Las consecuencias de este sismo han sido relevantes en la ingeniería estructural venezolana. La evidencia física dejada por el evento, generó una experiencia muy importante que ayudó a mejorar las normativas de diseño antisísmico a nivel mundial. A raíz de este evento se decidió crear la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, FUNVISIS, en el año de 1972.

Otro evento más cercano en el tiempo, fue el terremoto de Cariaco el 9 de Julio de 1997, con una magnitud de 6,9 y epicentro en la Península de Paria, estado Sucre. Luego del evento principal, ocurrieron varias réplicas con magnitudes entre 4,7 y 5,3. El número de muertes fue de aproximadamente 73, la mayoría de ellas perecieron tapiadas en el edificio

Miramar de Cumaná, el Liceo Raimundo Martínez Centeno y la Escuela Valentín Valiente de Cariaco. Todo esto, llevó a que FUNVISIS formalizara la creación del Programa Aula Sísmica “Madeleilis Guzmán” con el objetivo de reforzar la acción preventiva hacia la comunidad.

De lo anteriormente mencionado, se puede evidenciar que Venezuela es un país con una importante actividad sísmica, por lo que es muy importante la aplicación y actualización de las normas sísmicas a fin de garantizar la preservación de la vida de las personas que se encuentren en las edificaciones al momento de un sismo, y preservar la mayor cantidad de bienes materiales posibles.

En el Ecuador los sismos principalmente se producen por la subducción de la placa de Nazca por debajo a la placa Suramericana, lo que produce sismos de mediana profundidad; así mismo, se producen sismos por la interacción de placas y algunos de origen volcánico.

Entre los sismos más importantes ocurridos en el Ecuador, se encuentra el de Riobamba del 4 de Febrero de 1797, el cual devastó la ciudad de Riobamba, y muchas otras ciudades en el valle interandino, causando hasta 40.000 muertes. Se estima que las intensidades sísmicas en la zona epicentral alcanzaron al menos XI en la escala de Mercalli, y que el sismo tuvo una magnitud de 8,3 siendo el sismo más fuerte ocurrido en Ecuador.

El 5 de agosto de 1949, la ciudad de Ambato junto a los pueblos de Pelileo, Patate, Guano y Píllaro, sufrieron uno de los terremotos más destructivos de la historia del Ecuador. El terremoto tuvo una magnitud de 6,8 y se originó a una profundidad de 40 kilómetros. En total, más de 5 000 personas murieron ese día. La intensidad del terremoto se sintió también en Quito y Guayaquil. La fuerza del sismo destruyó la catedral de la ciudad de Ambato, junto a los cuarteles militares. La mayoría de edificios no resistieron el sismo y se vinieron abajo. Líneas de comunicación, caminos, tuberías de agua y puentes fueron afectados. Se registraron derrumbes en montañas y cerros cercanos a la ciudad Ambato, los cuales provocaron inundaciones por el bloqueo de un canal de drenaje que servía a la ciudad. En Pelileo ninguna edificación quedó en pie, mientras que en Ambato más del 75 por ciento de las casas sufrieron daños graves y debieron ser derrumbadas.

El 5 de marzo de 1987 Ecuador fue golpeado por dos terremotos. El primero, a las 20:54, con una magnitud de 6,1 y el segundo, a las 23:10, con una magnitud de 6,9. El epicentro fue ubicado cerca del Volcán Reventador, en una zona caracterizada por laderas

muy empinadas, las cuales estaban especialmente húmedas por las copiosas lluvias caídas durante el mes de febrero de ese año. Si bien los terremotos dañaron relativamente pocas estructuras, sí debilitaron las laderas de la zona cercana al epicentro. Muchas de esas laderas (humedecidas por las lluvias) al ser sacudidas se desprendieron y produjeron destructivos deslaves. El saldo final fue de 1000 muertos y daños materiales por US\$ 1000 millones. La mayor parte de las pérdidas humanas y de la destrucción material no se produjo por los sacudones de tierra, sino por deslaves posteriores.

El terremoto causó pérdidas de vidas humanas y daños materiales, principalmente a la infraestructura debido a los deslaves. La infraestructura más importante dañada fueron 70 Km del oleoducto Sote, el único que había en el país para ese momento. La reparación del Sote no fue especialmente costosa, pero causó un serio daño a la economía, porque bloqueó la exportación de petróleo por más de cinco meses. El daño indirecto lo causaron los deslaves que bloquearon algunos ríos, creando una suerte de represas que al romperse hicieron que los ríos crecieran a tal nivel que destruyeron lo que había a su paso.

Para realizar el estudio comparativo entre ambas normas se seleccionó un edificio aporticado de 12 niveles ubicado en zonas de peligro sísmico similar.

## **1.2.- DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO**

El edificio seleccionado para el estudio comparativo es aporticado de 12 niveles y se encuentra localizado en el Área Metropolitana de Caracas, destinado al uso como viviendas de tipo multifamiliar y fue diseñado en concreto armado usando la norma venezolana COVENIN 1756-01.

El edificio es de planta rectangular con dimensiones de 22,6 metros en dirección longitudinal y 19,4 metros en dirección transversal y una altura de 34,20 metros (Figura 1.1). El sistema estructural es está conformado por 6 pórticos de vigas altas en dirección longitudinal y 5 pórticos de vigas altas en dirección transversal con losas nervadas de espesor 25 cm (Figura 1.2).

En el Anexo A se muestran el envigado de planta tipo y la elevación de los pórticos en ambas direcciones.

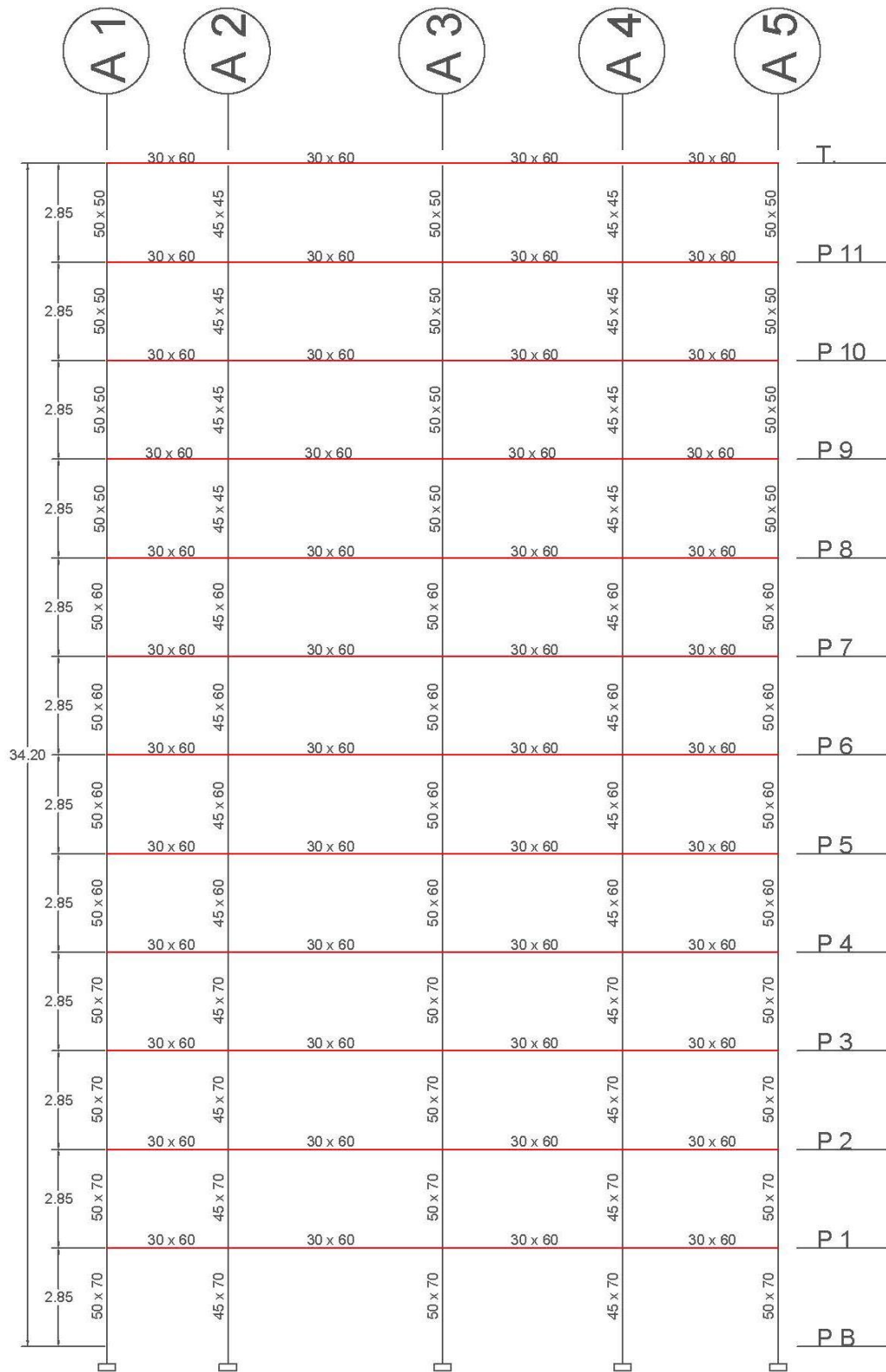


FIGURA 1.1 ELEVACIÓN PÓRTICO A Y F

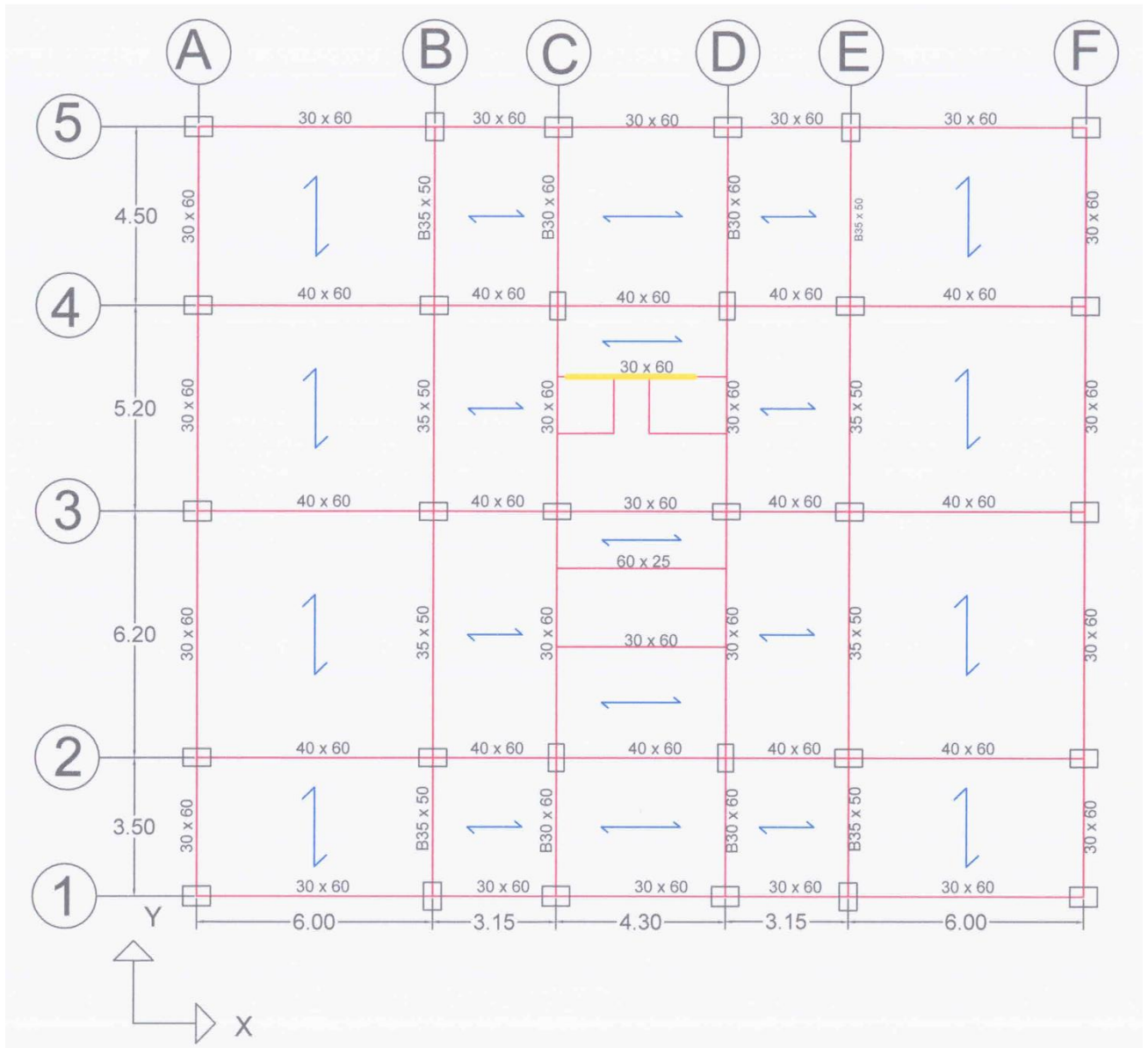


FIGURA 1.2 ENVIGADO DE LA PLANTA TIPO

### 1.3.- CRITERIOS DE ANÁLISIS

En el estudio comparativo entre las normas COVENIN 1756-2001 de Venezuela y la NEC del año 2011 de Ecuador, se conservaron las secciones originales de las vigas, columnas y losas.

Para el análisis según la norma COVENIN 1756-2001 el método de análisis seleccionado fue el de Análisis Dinámico Plano. En este método los efectos traslacionales se determinan con el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel y los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.

Para el análisis según la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2011 (NEC-11), se utilizó el método de las fuerzas para el cálculo de los efectos traslacionales y para los efectos torsionales se consideró el momento como la resultante del producto de las fuerzas laterales por su excentricidad más la torsión accidental.

### 1.4.- MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

La modelación estructural de la edificación se realizó usando el programa de cálculo automatizado ETABS 9.7.4, desarrollado por la compañía Computer and Structure, inc (CSI). Para el análisis del edificio se tomaron los sistemas de piso como diafragmas rígidos formado por juntas y miembros en donde se podrá utilizar el modelo con masas concentradas por cada nivel.

### 1.5.- CALIDAD DE LOS MATERIALES

Las propiedades de los materiales utilizados se muestran en la Tabla 1.1

**TABLA 1.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

Módulo de Elasticidad del Concreto (Kgf/cm <sup>2</sup> )	277000
Resistencia del Concreto (Kgf/cm <sup>2</sup> )	250
Módulo de Elasticidad del Acero (Kgf/cm <sup>2</sup> )	2100000
Resistencia del Acero (Kgf/cm <sup>2</sup> )	4200

# CAPÍTULO II





## CAPÍTULO II

### CARGAS GRAVITACIONALES

A partir de la Norma COVENIN MINDUR 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”, se calcularon las cargas gravitacionales, tanto permanentes como variables. Para determinar las cargas permanentes y variables se tomó en consideración lo indicado en los Capítulos 4 y 5, denominados “acciones permanentes” y “acciones variables”, respectivamente.

#### 2.1.- CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes utilizadas, corresponden con las especificadas en la norma. A partir de los pesos de los materiales se hizo el cálculo de cada carga con el propósito de realizar un análisis más preciso. En la Tabla 2.1, se describen los pesos de los materiales.

**TABLA 2.1 CARGAS PERMANENTES**

DESCRIPCIÓN	PESO (Kgf/m <sup>2</sup> )
1. Concreto armado ordinario	250
2. Losa nervada en una dirección (e = 25 cm)	315
5. Tabiquería	150
3. Acabados	120
4. Friso	30
6. Impermeabilizante manto asfáltico (e = 4 mm)	5

#### 2.2.- CARGAS VARIABLES

Estas cargas fueron seleccionadas tomando en cuenta el uso de la edificación y sus ambientes. En la Tabla 2.2 se muestra el peso de las cargas utilizadas.

**TABLA 2.2 CARGAS VARIABLES**

DESCRIPCIÓN	PESO (Kgf/m <sup>2</sup> )
1. Habitaciones y pasillos internos	175
2. Azotea	100

#### 2.3.- DETERMINACIÓN DE LOS PESOS DEBIDO A LAS CARGAS PERMANENTES Y CARGAS VARIABLES

Para el cálculo de los pesos de entrepiso de la estructura, se tomó en cuenta el peso de los componentes, instalaciones y equipos de la construcción (Carga permanente) más un

porcentaje del peso debido al uso (Carga variable), según lo establecido en la norma COVENIN 1756-01 “Edificaciones Sismorresistentes”.

### **2.3.1.- PESO DEBIDO A CARGAS PERMANENTES**

- Columnas

Para determinar el peso de cada columna, se sumó la mitad del volumen de la columna del nivel de arriba más la mitad del volumen de la columna del nivel de abajo, y se multiplico por el peso específico del concreto indicado en la Tabla 2.1.

- Vigas

Se determinó multiplicando el área de la sección de la viga por su longitud, obteniendo su volumen, para así multiplicarlo por el peso específico del concreto indicado en la Tabla 2.1.

- Losas

Para la determinación del peso de las losas fue necesario obtener el área de la planta tipo sin contar el área que ocupa las escaleras y los ascensores, luego multiplicarlas por el peso unitario de la losa nervada en una dirección indicado en la Tabla 2.1.

- Tabiquería

El peso de la tabiquería se obtuvo de determinar el área de la planta tipo, sin contar el área que ocupa las escaleras y los ascensores, y multiplicarla por el peso unitario de los tabiques indicados en la Tabla 2.1.

- Friso

El peso del friso se obtuvo de determinar el área de la planta tipo, sin contar el área que ocupa las escaleras y los ascensores, luego multiplicarla por su peso unitario indicado en la Tabla 2.1.

- Acabado

El peso del acabado se obtuvo de determinar el área de la planta tipo, sin contar el área que ocupa las escaleras y los ascensores, luego multiplicarla por su peso unitario indicado en la Tabla 2.1.

- Impermeabilización

El peso de la impermeabilización se obtuvo de determinar el área de la planta tipo, sin contar el área que ocupa las escaleras y los ascensores, luego multiplicarla por su peso unitario indicado en la Tabla 2.1.

En la Tabla 2.3 se muestra un resumen de los pesos por cada nivel debido a la acción de las cargas permanentes.

**TABLA 2.3 PESOS POR NIVEL DEBIDO A LAS CARGAS PERMANENTES**

NIVEL	AREA (m <sup>2</sup> )	ACABADO (Kgf)	FRISO (Kgf)	TABQUERIA (Kgf)	LOSA (Kgf)	VIGAS (Kgf)	COLUMNA (Kgf)	IMPERMEABILIZACIÓN (Kgf)	PESO POR PISO (Kgf)
12	414,58	49749,00	12437,25	0,00	130591,13	117752,50	25401,56	2072,88	338004,31
11	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	47203,13	-	419919,25
10	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	47203,13	-	419919,25
9	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	47203,13	-	419919,25
8	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	58567,50	-	431283,63
7	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	58567,50	-	431283,63
6	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	58567,50	-	431283,63
5	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	58567,50	-	431283,63
4	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	68827,50	-	441543,63
3	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	68827,50	-	441543,63
2	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	68827,50	-	441543,63
1	414,58	49749,00	12437,25	62186,25	130591,13	117752,50	68827,50	-	441543,63

### 2.3.2.- PESO DEBIDO A CARGAS VARIABLES

Las cargas variables asignadas a la estructura en estudio, están sujetas al tipo de uso que se le va a dar a la edificación y a los diferentes ambientes de cargas que se generen dentro de la ella. Estas cargas están definidas en la Tabla 2.2.

- Planta Tipo

El peso generado por cada nivel fue obtenido al multiplicar al área de cada planta tipo sin contar el área que ocupa las escaleras y los ascensores, por el peso unitario correspondiente al uso del nivel indicado en la Tabla 2.2.

- Techo

El peso de la planta techo se obtuvo a partir de la multiplicación de su área por el peso unitario correspondiente al uso del nivel, indicado en la Tabla 2.2.

La norma establece, que al peso total debido a las cargas permanentes, se le agregue un porcentaje del peso debido a la acción de las cargas variables que en nuestro caso, para pisos de edificaciones multifamiliares, será de un 25%.

Los resultados de los pesos debido a la acción de la carga variable se muestran en la Tabla 2.4.

**TABLA 2.4 PESOS POR NIVEL DEBIDO A LAS CARGAS VARIABLES**

NIVEL	AREA (m <sup>2</sup> )	LOSA (Kgf)	TECHO (Kgf)	PESO DEBIDO A CV (Kgf)	γ (% CV)	PESO DEBIDO AL USO (Kgf)
12	414,58	-	41457,50	41457,50	0,25	10364,38
11	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
10	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
9	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
8	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
7	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
6	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
5	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
4	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
3	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
2	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66
1	414,58	72550,63	-	72550,63	0,25	18137,66

## 2.4.- RESUMEN DE PESOS TOTALES POR NIVELES

En la Tabla 2.5, se muestra el resumen de los pesos totales por nivel.

**TABLA 2.5 RESUMEN DE LOS PESOS TOTALES POR NIVEL**

NIVEL	PESO POR CARGA PERMANENTE	PESO POR CARGA VARIABLE	PESO POR PISO (Kgf)
12	338004,31	10364,38	348368,69
11	419919,25	18137,66	438056,91
10	419919,25	18137,66	438056,91
9	419919,25	18137,66	438056,91
8	431283,63	18137,66	449421,28
7	431283,63	18137,66	449421,28
6	431283,63	18137,66	449421,28
5	431283,63	18137,66	449421,28
4	441543,63	18137,66	459681,28
3	441543,63	18137,66	459681,28
2	441543,63	18137,66	459681,28
1	441543,63	18137,66	459681,28
PESO TOTAL DEL EDIFICIO W (Kgf)			5298949,66

En el Anexo B, se presenta el peso de la edificación debido a las cargas permanentes y variables de acuerdo a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. En vista de que la diferencia del peso total entre ambas normas era despreciable (0,62%), se decidió usar las cargas obtenidas según la Norma Venezolana COVENIN 1756-01.



# CAPÍTULO III





## CAPÍTULO III

### CÁLCULOS DE LOS CENTROS DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ

#### 3.1.- CENTROS DE MASAS

El centro de masas es el punto donde la resultante de las fuerzas gravitatorias ejercidas por todos los cuerpos del sistema se anula. Para el cálculo de los centro de masas de cada nivel, se fijó el eje de un sistema de coordenadas ortogonal (X, Y) en la intersección entre los pórticos “A” y “1”.

Las coordenadas del centro de masas de cada nivel, vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$X_{cmi} = \frac{\sum W_j * X_j}{W_i} \quad (Ec. 3.1)$$

$$Y_{cmi} = \frac{\sum W_j * Y_j}{W_i} \quad (Ec. 3.2)$$

Donde:

$W_j$  = Peso parcial de un elemento de área regular del nivel i.

$X_j, Y_j$  = Coordenadas del centro geométrico del área parcial del nivel i.

$W_j$  = Peso parcial del nivel i.

#### 3.2.- CENTRO DE CORTE

El centro de corte se define como el punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centro de masas respectivos.

Para el cálculo del centro de corte de cada nivel, se fijó el eje de un sistema de coordenadas ortogonal (X, Y) en la intersección entre los pórticos “A” y “1”. Las coordenadas del centro de corte en cada nivel se calcularon usando las siguientes ecuaciones:

$$X'_{cc} = \frac{\sum_{j=i}^N F_{y_j} * x_{cm}^j}{V_{y_i}} \quad (Ec. 3.3)$$

$$Y'_{cc} = \frac{\sum_{j=i}^N F_{x_j} * y_{cm}^j}{V_{x_i}} \quad (Ec. 3.4)$$

Donde:

$F_{xj}$ ,  $F_{yj}$ : son las fuerzas laterales en el nivel  $j$  en direcciones X, Y.

$X_{cm}^j$ ,  $Y_{cm}^j$ : son las coordenadas del centro de masa en el nivel  $j$ .

$V_{xi}$ ,  $V_{yi}$ : son las fuerzas cortantes en el entrepiso  $i$  en direcciones X, Y.

### 3.3.- CENTROS DE RIGIDEZ

El centro de rigidez representa el centro geométrico de las rigideces de los elementos estructurales de un nivel y es el punto del entrepiso, en el cual al aplicar una fuerza cortante el nivel se traslada sin rotar con respecto al nivel inferior.

Para el cálculo del centro de rigidez de cada nivel se utilizó el método de Wilbur, el cual evalúa las rigideces de entrepisos, exclusivamente, a partir de las características estructurales de cada uno de los pórticos y considerando las losas como diafragmas infinitamente rígidos. Para lograr esto, se fijó el eje del sistema de coordenadas ortogonal (X, Y) en la intersección de los pórticos “A” y “1”; luego se calcularon los valores de la rigidez “ $K_p$ ” de cada entrepiso. Este procedimiento viene dado por las siguientes ecuaciones:

$$\text{PRIMER ENTREPISO: } K_p = \frac{24 * E}{H^2 * \left( \frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_v} + \frac{\sum K_c}{12} \right)} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

$$\text{RESTOS DE ENTREPISOS: } K_p = \frac{24 * E}{H^2 * \left( \frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_{vinf}} + \frac{1}{\sum K_v} \right)} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad

H = Altura de entrepiso

L = Longitud de la viga

I = Momento de inercia con respecto al eje perpendicular al plano del pórtico

$\sum K_c$  = sumatoria de los valores  $I/H$  para todas las columnas del entrepiso

$\sum K_v$  = sumatoria de los valores  $I/H$  para todas las vigas del nivel

Teniendo calculadas las rigideces mencionadas anteriormente, se procede a calcular el centro de rigidez usando las ecuaciones siguientes:

$$X_{cmi} = \frac{\sum K_{qy} * X_q}{K_y} \quad (Ec. 3.7)$$

$$Y_{cmi} = \frac{\sum K_{px} * Y_p}{K_x} \quad (Ec. 3.8)$$

Donde:

$K_{qy}$ : es la rigidez de entrepiso en un pórtico Q orientado en la dirección Y.

$K_{px}$ : es la rigidez de entrepiso en un pórtico P orientado en la dirección X.

$K_x$ : es la rigidez del entrepiso del edificio en la dirección X.

$K_y$ : es la rigidez del entrepiso del edificio en la dirección Y.

$X_q$ : es la distancia del pórtico Q al origen de coordenadas.

$X_p$ : es la distancia del pórtico P al origen de coordenadas.

En la Tabla 3.1, se muestra las coordenadas de los centros de masa, de corte y de rigidez para cada nivel obtenidas a partir de las ecuaciones anteriores. Los cálculos necesarios para determinar dichos centros se muestran en el Anexo C.

**TABLA 3.1 CENTROS DE MASA, CORTE Y DE RIGIDEZ**

NIVEL	CENTRO DE MASA		CENTRO DE CORTE		CENTRO DE RIGIDEZ	
	X <sub>cm</sub> (m)	Y <sub>cm</sub> (m)	X <sub>cc</sub> (m)	Y <sub>cc</sub> (m)	X <sub>cr</sub> (m)	Y <sub>cr</sub> (m)
12	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,50
11	11,30	9,64	11,30	9,63	11,30	9,50
10	11,30	9,64	11,30	9,63	11,30	9,50
9	11,30	9,64	11,30	9,63	11,30	9,50
8	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,50
7	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,50
6	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,50
5	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,50
4	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,50
3	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,50
2	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,50
1	11,30	9,63	11,30	9,63	11,30	9,49



# CAPÍTULO IV



## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-01

#### 4.1.- ALCANCE

La Norma COVENIN 1756-2001 está orientada al diseño de edificaciones de concreto armado, de acero o mixtas de acero-concreto, de comportamiento tipificable, en las cuales se puedan utilizar simplificaciones fundamentadas en experiencias previas.

Dicha Norma tiene como propósito establecer los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas donde puedan ocurrir movimientos sísmicos, con la finalidad de resguardar vidas y reducir los daños esperados en las edificaciones.

En base a la presente norma, la edificación debe analizarse tomando en cuenta los efectos traslacionales y torsionales; la selección del método para el análisis de dichos efectos, depende de la regularidad del edificio y de su altura.

A partir de las características físicas de la edificación en estudio y de lo establecido en la norma, se efectuará un Análisis Dinámico Plano, donde los efectos traslacionales se calculan dinámicamente mediante el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por Nivel, y los efectos torsionales se obtienen estáticamente a partir del Método de la Torsión Estática Equivalente.

#### 4.2.- ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Para fines de la aplicación de esta Norma, en Venezuela la zonificación sísmica se ha dividido en 8 zonas de acuerdo al peligro sísmico que ésta presenta en cada una. Así tenemos que la escala varía desde 0 para un peligro nulo, hasta 7 para un peligro sísmico elevado. En la Tabla 4.1 se anotan las zonas sísmicas y sus correspondientes coeficientes de aceleración horizontal  $A_0$ .

**TABLA 4.1 COEFICIENTE DE ACELERACIÓN HORIZONTAL  $A_0$**

ZONAS SISMICAS	PELIGRO SISMICO	$A_0$ (g)
7	Elevado	0,40
6		0,35
5		0,30
4	Intermedio	0,25
3		0,20
2	Bajo	0,15
1		0,10
0		-

Según la Tabla 4.2 de la norma COVENIN “Zonificación Sísmica de Venezuela”, se indica que todo el Distrito Capital se encuentra en una zona sísmica 5, por tanto el edificio objeto de este TEG le corresponde una aceleración máxima de terreno ( $A_0$ ) igual a 0,3g.

#### **4.3.- FORMA ESPECTRAL TIPIFICADA DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN**

Esta Norma considera cuatro formas espectrales tipificadas desde S1 a S4 y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal ( $\phi$ ), los cuales dependen de las características geotécnicas del terreno de fundación.

La selección de la forma espectral y el factor ( $\phi$ ), depende del material del suelo donde está fundada la edificación en estudio, la velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico y la profundidad en la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte ( $V_s$ ), es mayor que 500 m/s.

A continuación se muestra la Tabla 4.2, la cual se encuentra en el Capítulo 5, Artículo 5.1 de la norma COVENIN 1756:2001.



**TABLA 4.2 FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ( $\Phi$ )**

Material	V <sub>sp</sub> (m/s)	H (m/s)	Zona Sísmicas 1 al 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	$\phi$	Forma Espectral	$\phi$
Roca sana / fracturada	> 500	-	S1	0,85	S1	1
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30	S1	0,85	S1	1
		30 – 50	S2	0,8	S2	0,9
		> 50	S3	0,7	S2	0,9
Suelos duros o densos	250 – 400	< 15	S1	0,8	S1	1
		15 – 50	S2	0,8	S2	0,9
		> 50	S3	0,75	S2	0,9
Suelos firmes / medio densos	170 – 250	≤ 50	S3	0,7	S2	0,95
		> 50	S3 (a)	0,7	S3	0,75
Suelos blandos / sueltos	< 170	≤ 15	S3	0,7	S2	0,9
		> 15	S3 (a)	0,7	S3	0,8
Suelos blandos o sueltos (b) intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S2 ( c )	0,65	S2	0,7

a) Si  $A_o \leq 0.15$  úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ( $V_{sp} < 170$  m/s) debe ser mayor que  $0.1H$ .

c) Si  $H1 \geq 0.25H$  y  $A_o \leq 0,20$  úsese S3.

Donde:

V<sub>sp</sub> = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico.

H = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, V<sub>s</sub>, es mayor que 500 m/s.

$\phi$  = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

H1 = Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

De acuerdo con la Tabla 4.2, el Factor de Corrección  $\phi$  que le corresponde al edificio en estudio, tomando en cuenta que se encuentra en una zona sísmica 5 y fundado sobre un suelo S2, es igual a 0,90.

#### 4.4.- CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

La norma en su Capítulo 6, clasifica las edificaciones según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural.

##### 4.4.1.- CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO

La edificación en estudio en el presente trabajo está destinado a vivienda, por tanto, según lo establecido en la Tabla 4.3 pertenece al “GRUPO B2” y le corresponde un “Factor de Importancia”,  $\alpha=1$ .

**TABLA 4.3 FACTOR DE IMPORTANCIA**

Grupo	$\alpha$
A	1,30
B1	1,15
B2	1,00

##### 4.4.2.- CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

En la Norma se distingue tres niveles de diseño, los cuales dependen de la zona sísmica y del grupo al que pertenezca la edificación. Los niveles de diseño son:

- Nivel de Diseño 1 (ND1): Para el diseño de edificaciones en zona sísmica, donde no se requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.
- Nivel de Diseño 2 (ND2): En el diseño de edificaciones en zona sísmica, donde se necesita la aplicación de requisitos adicionales para este Nivel de Diseño, ya establecidos en COVENIN-MINDUR.
- Nivel de Diseño 3 (ND3): En este Nivel de diseño, las edificaciones necesitan la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en la norma COVENIN 1756-2001.

En la Tabla 4.4 se indican los distintos Niveles de Diseño

**TABLA 4.4 NIVELES DE DISEÑO ND**

Grupo	Zona Sísmica		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2	ND3	ND3
	ND3		
B2	ND1 (*)	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (*)
	ND2		
	ND3		

(\*) Válido para edificaciones de hasta 10 pisos o 30 m de altura.

(\*\*) Válido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8 m de altura.

La edificación en estudio está ubicada en la zona sísmica 5 y pertenece a grupo B2, por lo tanto le corresponde un nivel de diseño 3 (ND3).

#### **4.4.3.- CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA**

En la norma se establecen diferentes tipos de sistemas estructurales en función de los componentes del sistema resistente a sismos, descritos en la Sección 6.31. Una estructura se puede clasificar en tipos diferentes en sus dos direcciones ortogonales de análisis.

Todos los tipos de estructuras, con excepción del tipo IV, deberán poseer diafragmas con la rigidez y resistencias necesarias para distribuir eficazmente las acciones sísmicas entre los diferentes miembros del sistema resistente a sismos. En las Zonas Sísmicas de la 3 a la 7 (incluyéndolas) no se permiten los sistemas de pisos sin vigas, ni pisos donde todas las vigas sean planas del mismo espesor de las losas.

A tal fin, la clasificación según el tipo de estructura queda establecida de la siguiente manera:

- Tipo I: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.
- Tipo II: Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta debe ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por si solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25 %) de esas fuerzas.

- Tipo III: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero – concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables.
- Tipo IV: Dentro de este grupo quedan las estructuras apoyadas en una sola columna, así como estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesaria para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales.

El sistema estructural de la edificación en estudio se clasifica como Tipo I, ya que es una estructura totalmente aporricada capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante vigas y columnas en donde sus ejes de columnas son continuos hasta su fundación.

#### 4.5.- FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

Los máximos valores del factor de reducción R, para los distintos tipos de estructuras y Niveles de Diseño, se determinan conforme a la Tabla 6.4 de la Norma; para el cual es necesario conocer el Tipo de Estructura, así como también el Nivel de Diseño. El factor de reducción de respuesta son los mostrados en la siguiente Tabla 4.5.

**TABLA 4.5 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA**

Nivel de Diseño	Estructuras de Concreto Armado				
	Tipos de Estructuras				
	I	II	III	III A	IV
ND3	6	5	4,5	5	2
ND2	4	3,5	3	3,5	1,5
ND1	2	1,75	1,5	2	1,25

Para la edificación seleccionada, el Nivel de Diseño es ND3 y su estructura es de Tipo I, su factor de reducción (R) es igual a 6.

#### 4.6.- CLASIFICACIÓN SEGÚN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

Las estructuras serán clasificadas como regulares o irregulares. Serán irregulares las edificaciones que presenten en alguna de sus direcciones principales, irregularidades verticales como: entrepiso blando, entrepiso débil, distribución irregular de masas de uno de los pisos, aumento de las masas con la elevación, variaciones en la geometría del sistema estructural, esbeltez excesiva, entre otros, o irregularidades planas como: gran excentricidad, riesgo torsional elevado, sistema no ortogonal, diafragma flexible, entre otros.

En el Anexo D.1 se presenta el análisis de la regularidad de la edificación según la Norma COVENIN 1756-01, a partir del cual se concluye que la edificación es regular.

#### 4.7.- ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICO Y DE DISEÑO

El espectro de diseño está basado en un análisis estadístico de la respuesta espectral para un número de movimientos sísmicos y se incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

El diseño de los espectros de respuesta es tratado en la Sección 7.2 “Espectros de Diseño” de la norma COVENIN, donde se muestran las ecuaciones del espectro en función de: factor de importancia ( $\alpha$ ), coeficiente de aceleración horizontal ( $A_0$ ), factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal ( $\varphi$ ), factor de magnificación promedio ( $\beta$ ), período de vibración ( $T$ ), factor de reducción de respuesta ( $R$ ), un factor “c” que es una relación entre el coeficiente de reducción y el factor de magnificación promedio y un factor “p” que caracteriza la rama descendente del espectro.

En la Tabla 7.1 de la norma, se encuentran los valores  $T^*$ ,  $\beta$  y  $p$  en función de la forma espectral.

Los espectros de respuesta elástico representan la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del periodo.

Ambos espectros están definidos por una serie de parámetros que dependen de la severidad de la acción sísmica esperada, de las condiciones del suelo local, del factor de reducción de respuesta y del uso al que esté destinada la edificación.

##### 4.7.1.- ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA.

La ordenada  $A_d$  del espectro de respuesta elástica, queda expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para su diseño se utilizara las siguientes expresiones:

$$\text{Para } T < T_0 \quad A_d = \alpha * \varphi * A_0 * \left(1 + \frac{T}{T_0} * (\beta - 1)\right) \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$\text{Para } T_0 < T < T^* \quad A_d = \alpha * \varphi * \beta * A_0 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$\text{Para } T > T^* \quad A_d = \alpha * \varphi * \beta * A_0 * \left(\frac{T}{T_0}\right)^p \quad (\text{Ec. 4.3})$$

#### 4.7.2.- ESPECTRO DE DISEÑO

La ordenada  $A_d$  del espectro de diseño, queda definida en función de su período  $T$ , de la siguiente manera:

$$\text{Para } T < T_+ \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot A_0 \cdot \left(1 + \frac{T}{T_0} \cdot (\beta - 1)\right)}{1 + \left(\frac{T}{T_+}\right)^c \cdot (R - 1)} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

$$\text{Para } T_+ < T < T^* \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

$$\text{Para } T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R} \cdot \left(\frac{T^*}{T_0}\right)^p \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Los valores de  $T^*$ ,  $\beta$ ,  $p$  y  $T_+$ , están definidos en la Tabla 4.6 y Tabla 4.7, respectivamente.

**TABLA 4.6 VALORES DE  $T^*$ ,  $\beta$ ,  $p$**

FORMA ESPECTRAL	$T^*$ (SEG)	$\beta$	$p$
S1	0,4	2,4	1,0
S2	0,7	2,6	1,0
S3	1,0	2,8	1,0
S4	1,3	3,0	0,8

**TABLA 4.7 VALORES DE  $T_+$**

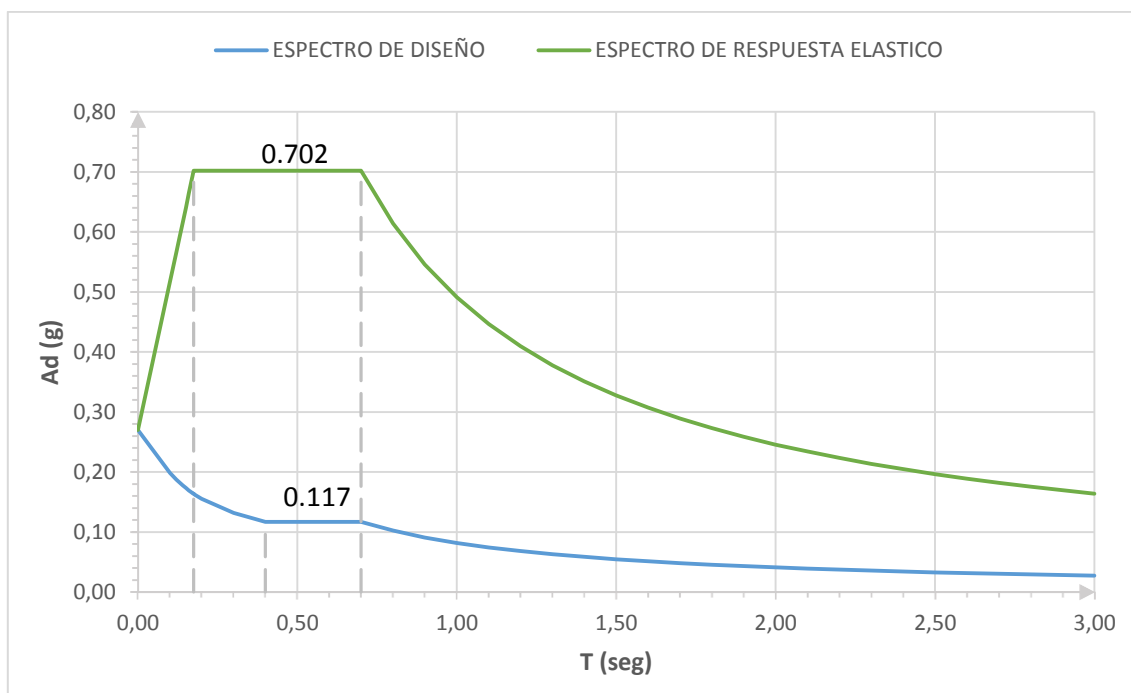
CASO	$T_+$ (seg)
$R < 5$	0,1 (R-1)
$R \geq 5$	0,4

En la Tabla 4.8, se presenta un resumen de los parámetros que se utilizaron para determinar los espectros de respuesta elástico y de diseño.

**TABLA 4.8 RESUMEN DE PARÁMETROS PARA ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA Y DE DISEÑO**

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	REFERENCIA DE LA NORMA	COEFICIENTE
Ao (g)	Coficiente de aceleración horizontal	Según mapa de zonificación sísmica (Zona 5)	0,30
$\alpha$	Factor de importancia	Clasificación según el uso al que sea destinada la edificación (Grupo B2)	1,00
$\phi$	Factor de correlación del coeficiente de aceleración horizontal	Forma espectral (S2)	0,90
$\beta$	Factor de magnificación promedio	Forma espectral (S2)	2,60
R	Factor de reducción de respuesta	Para estructuras de concreto armado y según el tipo de sistema estructural (Tipo I)	6,00
p	Exponente que define la rama descendente del espectro	Forma espectral (S2)	1,00
c	Exponente utilizado en la expresión que define el espectro de respuesta cuando $T < T_+$	$\sqrt[4]{\frac{R}{\beta}}$	1,23
To (seg)	Periodo a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante	0,25T*	0,18
T* (seg)	Máximo Periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante	Forma espectral (S2)	0,70
T+ (seg)	Periodo característico de variación de respuesta dúctil	Depende del factor de reducción de respuesta	0,40

En la Figura 4.1 se grafican los espectros de respuesta elástica y de diseño para el perfil de Suelo de la estructura en estudio.



**FIGURA 4.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA Y DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA COVENIN 1756-01**

#### 4.8.- MÉTODO DE ANÁLISIS

La Norma en el Capítulo 9, establece que cada edificación deberá ser analizada tomando en consideración los efectos traslacionales y torsionales, de acuerdo a los métodos descritos a continuación:

- **ANÁLISIS ESTÁTICO:** los efectos traslacionales se determinan con el Método Estático Equivalente. Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.
- **ANÁLISIS DINÁMICO PLANO:** los efectos traslacionales se determinan con el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel. Los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.
- **ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL:** los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Liberta por Nivel.
- **ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE:** los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según lo indicado en el artículo 9.7 en el cual se incluye la flexibilidad del diagrama.



- **OTROS MÉTODOS DE ANÁLISIS:** en el Artículo 9.8 se presenta un método alternativo a los métodos anteriormente descritos, recomendable para el caso de estructuras no tipificadas en esta Norma. En el Artículo 9.9 se presenta un procedimiento de análisis estático inelástico que puede ser utilizado opcionalmente en conjunto con los métodos de análisis descritos previamente.

Para la selección de los métodos se establecen los métodos de análisis que como mínimo deben ser empleados, respectivamente para las edificaciones regulares y las irregulares según la clasificación del Artículo 6.5. En la Tabla 4.9 se muestra el tipo de método a utilizar para edificaciones regulares.

**TABLA 4.9 SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PARA EDIFICIOS DE ESTRUCTURA REGULAR**

ALTURA DE LA EDIFICACIÓN	REQUERIMIENTO MÍNIMO
No excede 10 pisos ni 30 metros	ANÁLISIS ESTÁTICO
Excede 10 pisos o 30 metros	ANÁLISIS DINÁMICO PLANO

Como la edificación en estudio tiene más de 30 metros de altura y su estructura es de tipo regular, el método de análisis seleccionado fue el de Análisis Dinámico Plano. En donde los efectos traslacionales se determinan con el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por nivel y los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.

#### **4.8.1.- MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL**

Para la modelación de este método, la edificación deberá ser modelada como un sistema de masas concentradas en cada nivel, teniendo cada una de ellas un grado de libertad correspondiente al desplazamiento lateral en la dirección considerada.

##### **4.8.1.1.- PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN**

El periodo fundamental de vibración de una estructura es una característica dinámica propia de la misma, y es el periodo del primer modo de vibración libre, en la dirección de análisis considerada.

- Período estimado a partir de lo establecido en la Norma.

La norma establece que como alternativa al método descrito en la Subsección 9.3.2.1, el periodo fundamental  $T$  podrá tomarse igual al período estimado  $T_a$ , tomando en cuenta que la estructura en estudio es de Tipo I, puede estimarse el período de acuerdo a la siguiente expresión:

$$T_a = C_t * h_n^{0.75} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Donde:

$T_a$ = Período fundamental estimado

$h_n$ = Altura del edificio medida desde el nivel base, en metros.

$C_t$ = Coeficiente sísmico

Se tomó  $C_t = 0,07$  que corresponde al caso de edificaciones de concreto armado y con una altura total de la edificación de 34.2 metros, el período fundamental estimado ( $T_a$ ) para nuestro caso es igual a  $T_a=0.99$  seg

- Período Dinámico

Para el análisis de la estructura, se consideró un sistema de masas concentradas en cada piso tomando en cuenta un solo grado de libertad por nivel, donde solo las traslaciones ocurren en una dirección del plano en la cual actúa el movimiento sísmico. Dicho período se obtuvo a partir del análisis dinámico de la edificación usando el programa ETABS 9.7.4.

En la Tabla 4.10 se encuentra el resumen de los períodos dinámicos arrojados por el programa ETABS 9.7.4.

**TABLA 4.10 PERÍODOS DINÁMICOS**

MODO DE VIBRACIÓN	PERÍODO DINÁMICO (seg)
1	1,262
2	1,076
3	1,048
4	0,422
5	0,369
6	0,357
7	0,241
8	0,214
9	0,207
10	0,165
11	0,147
12	0,142

La comparación de los valores de los periodos fundamentales de vibración se muestra en la Tabla 4.11.

**TABLA 4.11 PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN**

DIRECCIÓN	PERÍODO FUNDAMENTAL ESTIMADO (seg)	PERÍODO FUNDAMENTAL DINÁMICO (seg)
X	0,99	1,08
Y	0,99	1,26

#### 4.8.1.2.- NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

La Norma en su Sección 9.4.4 establece que en cada dirección, el análisis debe por lo menos incorporar un número de modos N1 tal que:

Para edificios con menos de 20 pisos:

$$N1 = \frac{1}{2} * \left( \frac{T1}{T*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad (\text{Ec. 4.8})$$

Donde:

T<sub>1</sub>= Período del modo fundamental.

T\* = Período que define el final de la rama horizontal del espectro de respuesta.

En la Tabla 4.12 se tiene el número de modos de vibración referidos de acuerdo a la ecuación 4.8.

**TABLA 4.12 NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN EN CADA DIRECCIÓN**

DIRECCIÓN	T1 (seg)	T* (seg)	N1
X	1,076	0,7	4
Y	1,262	0,7	4

Así tenemos que el número mínimo de modos de vibración a utilizar en el análisis será de 4 en la dirección X y 4 en la dirección Y. La Norma en la Sección 9.7.3.2 establece que el número de modo de vibración mínimo también debe garantizar que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales del sismo exceda el noventa por ciento de la masa participativa del edificio.

El porcentaje acumulado de masas participativas del edificio según el número de modos de vibración del edificio a partir del análisis dinámico arrojado por el programa ETABS 9.7.4, podemos observar que para el cuarto modo de vibración el porcentaje de masa acumulada no excede el noventa por ciento, por lo tanto, para obtener resultados más exactos se incorporan 12 modos de vibración.

**TABLA 4.13 PORCENTAJE DE MASAS PARTICIPATIVAS**

MODO DE VIBRACIÓN	PERÍODO (seg)	SISMO EN X	SISMO EN Y
		(%) MASA ACUMULADA	(%) MASA ACUMULADA
1	1,262	0,000	78,406
2	1,076	71,322	78,406
3	1,048	78,062	78,406
4	0,422	78,062	89,509
5	0,369	88,546	89,509
6	0,357	89,023	89,509
7	0,241	89,023	93,521
8	0,214	92,985	93,521
9	0,207	93,239	93,521
10	0,165	93,239	95,531
11	0,147	95,108	95,531
12	0,142	95,192	95,531

Los números de modos de vibración que garantizan el 90% de las masas participativas en las direcciones X e Y del sismo son 8 y 7 respectivamente.

### 4.8.1.3.- FUERZAS SÍSMICAS LATERALES Y FUERZAS CORTANTES

El cálculo de las fuerzas sísmicas laterales y cortantes en cada nivel se hará por combinación de los respectivos valores modales. La combinación modal utilizada en el análisis dinámico fue el de la Combinación Cuadrática Completa (CQC) según lo establecido en la Norma en su Sección 9.4.5. Dicho método toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre los modos espaciados más cercanos causados por amortiguación modal. Incrementando la amortiguación modal se incrementa el acoplamiento entre los modos espaciados-próximos.

Para realizar el análisis sísmico de la edificación se utilizó el espectro de diseño que se muestra en la Figura 4.1, con un amortiguamiento del 5%, característico de estructuras de concreto armado.

Luego de realizar el análisis sísmico, el programa arrojó los valores de las fuerzas cortantes en las direcciones X e Y para cada nivel y a partir de éstas se calcularon las fuerzas laterales sísmicas. En la Tabla 4.14 se muestra un resumen de los valores obtenidos.

**TABLA 4.14 FUERZAS LATERALES SÍSMICAS Y FUERZAS CORTANTES**

NIVEL	SISMO EN DIRECCIÓN X		SISMO EN DIRECCIÓN Y	
	FUERZA LATERAL (Kgf)	FUERZA CORTANTE (Kgf)	FUERZA LATERAL (Kgf)	FUERZA CORTANTE (Kgf)
12	44420,29	44420,29	40026,11	40026,11
11	44837,31	89257,60	39669,39	79695,50
10	38246,76	127504,36	32978,54	112674,04
9	33143,94	160648,30	27938,54	140612,58
8	28877,93	189526,23	24168,40	164780,98
7	26199,45	215725,68	21611,46	186392,44
6	23438,96	239164,64	19468,59	205861,03
5	20431,99	259596,63	17472,72	223333,75
4	17170,12	276766,75	15256,58	238590,33
3	14099,92	290866,67	12989,78	251580,11
2	9796,34	300663,01	9407,37	260987,48
1	4081,64	304744,65	4040,94	265028,42
<b>CORTE BASAL</b>		<b>304744,65</b>		<b>265028,42</b>

#### 4.8.1.4.- FUERZA CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS

Usando la teoría de dinámica estructural podemos expresar la acción sísmica sustituida por una carga estática como fuerza cortante en la base ( $V_o$ ), definida de la siguiente manera:

$$V_o = \mu * A_d * W \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Donde:

$A_d$  = ordenada del espectro de diseño definida para un período  $T$

$W$  = peso total de la edificación por encima del nivel de la base

$\mu$  = el mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 * \left( \frac{N+9}{2N+12} \right) \quad (\text{Ec. 4.10})$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} * \left( \frac{T}{T^*} - 1 \right) \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Donde:

$N$  = números de niveles

$T$  = período fundamental

$T^*$  = Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

Las fuerzas laterales de diseño en cada nivel y para cada dirección de análisis se obtendrán según lo establecido en la Norma en su Sección 9.3.3, distribuyendo verticalmente la cortante basal  $V_o$  de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_o^* = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Donde

$F_t$  = fuerza lateral concentrada en el nivel  $N$  calculada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_t = \left( 0.06 \frac{T}{T^*} - 0.02 \right) V_o \quad (\text{Ec. 4.13})$$

Acotada entre los siguientes límites:

$$0.04V_o \leq F_t \leq 0.10V_o \quad (\text{Ec. 4.14})$$

$F_i$  = fuerza lateral correspondiente al nivel  $i$ , calculada según la siguiente fórmula:

$$F_i = (V_0 - F_t) \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^N W_j \cdot h_j} \quad (\text{Ec. 4.15})$$

$W_j$  = peso del nivel  $j$  de la edificación

$h_j$  = altura medida desde la base hasta el nivel  $j$  de la edificación.

En la Tabla 4.15 se muestra el resumen de los cálculos para obtener las fuerzas laterales y cortantes de diseño para cada nivel de la edificación según lo establecido en la norma.

**TABLA 4.15 FUERZA LATERAL Y CORTANTE BASAL**

Nivel	h (m)	$W_i$ (Kgf)	$W_i \cdot h_i$ (Kgf-m)	FUERZA LATERAL (Kgf)	CORTANTE BASAL (Kgf)
12	34,20	348368,69	11914209,11	65189,49	65189,49
11	31,35	438056,91	13733084,01	48245,82	113435,31
10	28,50	438056,91	12484621,83	43859,83	157295,15
9	25,65	438056,91	11236159,65	39473,85	196769,00
8	22,80	449421,28	10246805,21	35998,14	232767,14
7	19,95	449421,28	8965954,56	31498,37	264265,51
6	17,10	449421,28	7685103,91	26998,61	291264,12
5	14,25	449421,28	6404253,26	22498,84	313762,96
4	11,40	459681,28	5240366,61	18409,98	332172,93
3	8,55	459681,28	3930274,95	13807,48	345980,42
2	5,70	459681,28	2620183,30	9204,99	355185,41
1	2,85	459681,28	1310091,65	4602,49	359787,90
		$\Sigma$	95771108,05	359787,90	

#### 4.8.1.5.- CONTROL DEL CORTE BASAL

El objetivo principal de dicho control es que las solicitaciones calculadas por el análisis dinámico, no sean menores a las especificadas en la presente norma. A continuación se presenta los cálculos del corte basal según lo establecido en la norma en las Secciones 9.3.1 y 7.1, que luego serán comparados con el corte arrojado por el análisis dinámico, tal como se establece en la Sección 9.4.6.

En la Sección 7.1.1 de la Norma, se estableció que el cociente  $V_o/W$  de diseño no debe ser menor al coeficiente sísmico, determinado mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{\alpha A_o}{R} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Donde:

$\alpha$  = Factor de importancia.

$A_0$  = Coeficiente de aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de g.

R = Factor de reducción de respuesta.

Entonces, para  $\alpha=1,00$ ,  $A_0=0,3g$  y  $R=6$  se tiene que de la ecuación 4.16:

$$C=0.05 \text{ (5\%)}$$

Y por lo tanto el corte basal mínimo es:

$$V_0 = C \cdot W = 0.05 \cdot 5298949 = 264947 \text{ Kgf}$$

Adicionalmente, la norma en su Sección 9.2.1 indica que el valor de  $V_0$  calculado por el método de superposición modal deberá compararse con el corte calculado anteriormente, con un período  $T=1.6T_a$ , denominado  $V_0^*$ . En caso de que  $V_0 < V_0^*$ , los valores de diseño deberán multiplicarse por el factor  $V_0^*/V_0$ .

$$T_a = 0.989$$

$$1.6T_a = 1.583$$

Como  $1.6T_a > T^*$  entonces, la expresión de la aceleración espectral de diseño nos queda:

$$A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R} * \left( \frac{T^*}{T_0} \right)^p \quad (\text{Ec. 4.17})$$

$$\text{Con } \alpha = 1, \varphi = 0.9, \beta = 2.6, A_0 = 0.3, R = 6, T^* = 0.7, T_0 = 1.583, p = 1$$

$$A_{d(1.6T_a)} = 0.0517$$

El corte basal  $V^*$ , asociado al periodo  $1.6T_a$  será calculado mediante la ecuación especificada en la Sección 9.3.1 de la Norma, que viene expresada de la siguiente manera:

$$V_0^* = \mu * A_{d(1.6T_a)} * W \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Donde

$A_{d(1.6T_a)}$  = Ordenada del espectro de diseño definida para el período  $T = 1.6T_a$

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de la basa



$\mu$  = El mayor de los dos valores dados por las siguientes ecuaciones:

$$\mu = 1,4 * \left( \frac{N+9}{2*N+12} \right) \rightarrow \mu = 1,4 * \left( \frac{12+9}{2*12+12} \right) = 0,81 \quad (\text{Ec. 4.19})$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} * \left( \frac{T}{T^*} - 1 \right) \rightarrow \mu = 0,80 + \frac{1}{20} * \left( \frac{1,6T_a}{0,70} - 1 \right) = 0,86 \quad (\text{Ec. 4.20})$$

Donde:

N = Número de niveles de la edificación en estudio.

T = 1,6Ta (siendo Ta el período fundamental estimado)

T\* =Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante

$$V^* = 0,86 * 0,052 * 5298949 = 236968,9 \text{ Kgf}$$

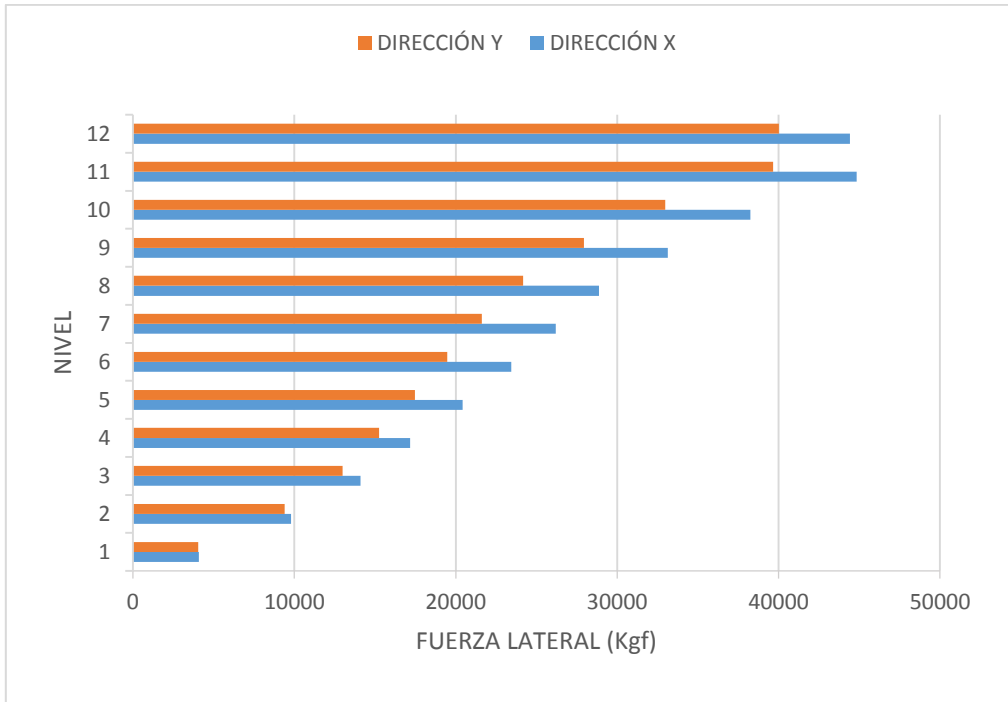
En la Tabla 4.16, se muestran los resultados del corte basal correspondientes al método de superposición modal, al método estático equivalente y al mínimo relacionado con el coeficiente sísmico.

**TABLA 4.16 COMPARACIÓN DE LOS CORTES BASALES**

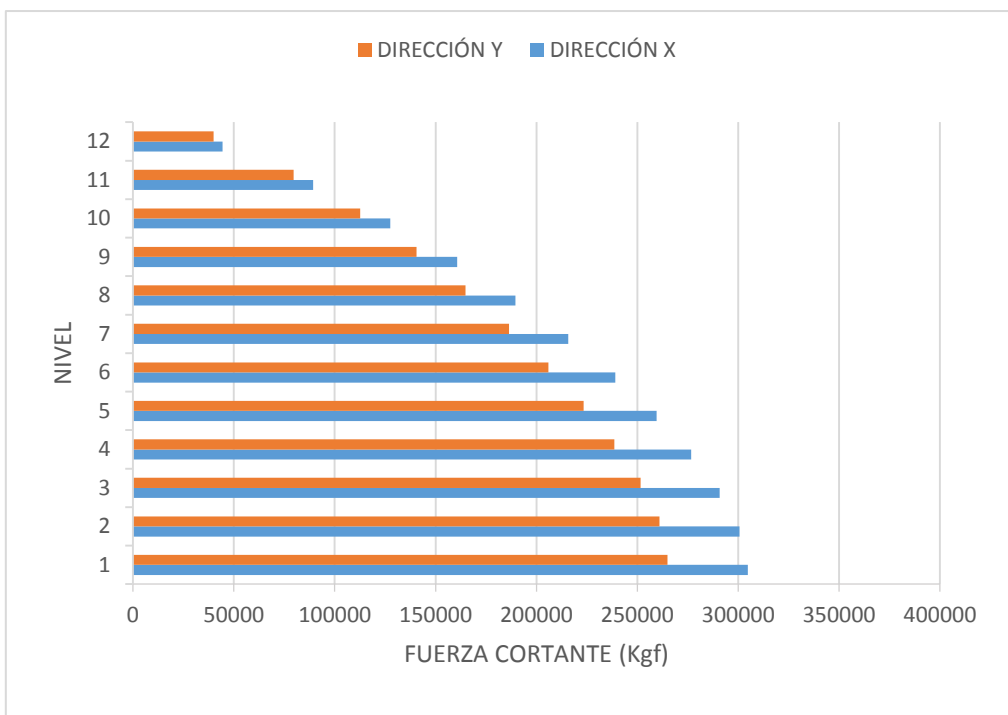
MÉTODO	CORTE BASAL EN DIRECCIÓN X (Kgf)	CORTE BASAL EN DIRECCIÓN Y (Kgf)
SUPERPOSICIÓN MODAL	304744,65	265028,42
ESTÁTICO EQUIVALENTE	236968,90	236968,90
COEFICIENTE SÍSMICO MÍNIMO	264947,48	264947,48

El corte basal obtenido por el análisis dinámico (Método de Superposición Modal) resulta mayor que el corte basal de diseño determinado por el Método Estático Equivalente y por el método del Coeficiente Sísmico Mínimo; por lo tanto, los cortes dinámicos no deberán ser corregidos.

En las Figuras 4.2 y 4.3 se muestran las distribuciones laterales sísmicas y fuerzas cortantes para cada dirección del sismo.



**FIGURA 4.2 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES SÍSMICAS**



**FIGURA 4.3 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES**

#### 4.8.1.6.- DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES

Los desplazamientos elásticos traslacionales de cada nivel se calcularon combinando los distintos valores modales utilizando el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC) con la ayuda del programa ETABS, a partir de las derivas traslacionales, que representa la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos.

En la Tabla 4.17 se presentan los desplazamientos producidos por la acción de las fuerzas laterales sísmicas.

**TABLA 4.17 DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES**

NIVEL	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO (cm)
12	3,054	3,536
11	2,960	3,417
10	2,802	3,235
9	2,586	2,995
8	2,320	2,706
7	2,063	2,405
6	1,778	2,073
5	1,465	1,714
4	1,131	1,333
3	0,811	0,956
2	0,487	0,574
1	0,182	0,214

Se puede observar en la Tabla 4.17, que los desplazamientos son mayores en la dirección Y, esto se debe a que la edificación es más flexible en esa dirección.

#### 4.8.1.7.- EFECTO P-Δ

Estos efectos deben considerarse para obtener los incrementos eventuales de fuerzas cortantes, desplazamientos y derivas. La norma en el Artículo 8.5, establece que el efecto P-Δ se tomará en cuenta cuando, en cualquier nivel, el coeficiente  $\theta_i$  exceda el valor 0,08.

La norma también establece que la estructura deberá ser redimensionada cuando en algún nivel el valor  $\theta_i$  exceda el valor  $\theta_{m\acute{a}x}$ , este viene dado por la siguiente ecuación:

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0,625}{R} \leq 0,25 \quad (\text{Ec. 4.21})$$

Para  $R = 6$ , nuestro  $\theta_{m\acute{a}x}$  será de 0,1042

En la Tabla 4.18, se observa un resume de los valores del coeficiente de estabilidad para cada nivel. Los cálculos de dicho coeficiente se hicieron en el Anexo D.2.

**TABLA 4.18 COEFICIENTE  $\theta_i$**

NIVEL	SISMO EN X	SISMO EN Y
	$\theta_i$	
12	0,0029	0,0040
11	0,0054	0,0070
10	0,0081	0,0103
9	0,0108	0,0135
8	0,0113	0,0153
7	0,0135	0,0182
6	0,0157	0,0210
5	0,0178	0,0238
4	0,0182	0,0250
3	0,0198	0,0271
2	0,0200	0,0273
1	0,0129	0,0175

En la Tabla 4.18 se puede observar que el coeficiente  $\theta_i$  no sobrepasa el valor de 0,08 ni el valor de  $\theta_{m\acute{a}x}$  establecidos en la Norma. Por lo tanto, no es necesario considerar los efecto P-  $\Delta$  en el análisis de la estructura.

#### **4.8.2.- MÉTODO DE LA TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE**

La incorporación de la torsión estática adicionalmente a las fuerzas cortantes, es necesaria para tomar en cuenta las amplificaciones dinámicas de las excentricidades estáticas. Para cada nivel y en cada dirección, se incorporan los efectos de los momentos torsores, añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigidez.

##### **4.8.2.1.- MOMENTOS TORSORES**

En el Artículo 9.5 de la Norma, se indica que a cada nivel y en cada dirección se incorporarán los efectos de los momentos torsores indicados, añadidos a las fuerzas cortantes aplicadas en los centros de rigidez. En cada nivel y en cada dirección, los momentos torsores se obtendrán por medio de las siguientes fórmulas:

$$M_{ti} = V_i(\tau_{ei} + 0.06B_i) \quad (\text{Ec. 4.22})$$

$$M_{ti} = V_i(\tau'_{ei} - 0.06B_i) \quad (\text{Ec. 4.23})$$

Donde:

$V_i$  = Fuerza cortante de diseño en el nivel  $i$  para la dirección analizada, calculada según el Artículo 9.3 o el Artículo 9.4.

$e_i$  = Excentricidad estática en el nivel  $i$ , entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante en la dirección analizada, se tomará siempre.

$B_i$  = Ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada.

$\tau$  = Factor de amplificación dinámica torsional para la dirección considerada.

$\tau'$  = Factor de control de diseño de la zona más rígida de la planta, para la dirección considerada.

Los factores de modificación de la excentricidad, para cada dirección, se pueden calcular según las siguientes expresiones:

$$\tau = 1 + [4 - 16 \varepsilon] \Omega \quad \text{para } 0.5 \leq \Omega \leq 1 \quad (\text{Ec. 4.24})$$

$$\tau = 1 + [4 - 16\varepsilon(2 - \Omega)](2 - \Omega)^4 \quad \text{para } 1 \leq \Omega \leq 2 \quad (\text{Ec. 4.25})$$

$$\tau = 1 \quad \text{para } 2 \leq \Omega \quad (\text{Ec. 4.26})$$

$$\tau' = 6(\Omega - 1) - 0.6 \quad \text{pero acotando } -1 \leq \tau' \leq 1 \quad (\text{Ec. 4.27})$$

Donde:

$\varepsilon$  = Valor representativo del cociente  $e / r$ , no mayor que 0.2.

$\Omega$  = Valor representativo del cociente  $r_t / r$ , no menor que 0.5.

$e$  = Valor representativo de las excentricidades entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante de las plantas de la edificación, en la dirección analizada.

$r$  = Valor representativo del radio de giro inercial de las plantas de la edificación.

Para determinar la excentricidad estática ( $e_i$ ), es necesario calcular previamente las coordenadas del centro de corte y centro de rigidez para cada nivel, dichos cálculos se muestran en los Anexos C y D.3. Los cálculos de los factores de modificación de la excentricidad ( $\tau$  y  $\tau'$ ) se realizaron en el Anexo D.4 y en las Tablas 4.19 y 4.20 se presentan los valores de los momentos torsores en las direcciones X e Y.

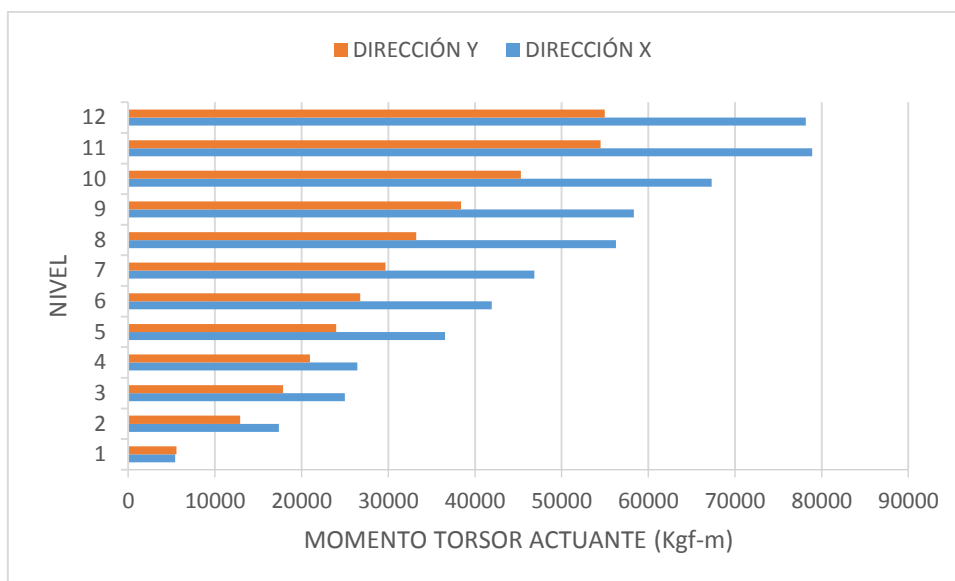
**TABLA 4.19 MOMENTOS TORSORES PARA EL SISMO EN DIRECCIÓN X**

NIVEL	SISMO EN DIRECCIÓN X									
	$\Omega_X$	$\epsilon_X$	$\tau_X$	$\tau'_X$	$e_y$ (m)	$V_x$ (Kgf)	$B_y$ (m)	$M_{tX1}$ (Kgf-m)	$M_{tX2}$ (Kgf-m)	$M_{tx}$ actuante (Kgf-m)
12	1,03	0,00	4,58	-0,44	0,13	44420,29	19,40	78177,44	-54232,25	78177,44
11	1,03	0,00	4,58	-0,44	0,13	89257,60	19,40	157088,84	-108973,65	78911,40
10	1,03	0,00	4,58	-0,44	0,13	127504,36	19,40	224401,17	-155668,69	67312,33
9	1,03	0,00	4,58	-0,44	0,13	160648,30	19,40	282732,80	-196133,77	58331,63
8	1,01	0,00	4,80	-0,53	0,13	189526,23	19,40	338995,90	-233555,91	56263,09
7	1,01	0,00	4,80	-0,53	0,13	215725,68	19,40	385857,52	-265841,87	46861,62
6	1,01	0,00	4,80	-0,53	0,13	239164,64	19,40	427781,59	-294726,04	41924,07
5	1,01	0,00	4,80	-0,53	0,13	259596,63	19,40	464327,24	-319904,68	36545,66
4	0,92	0,00	4,69	1,00	0,13	276766,75	19,40	490742,44	-286176,82	26415,19
3	0,92	0,00	4,69	1,00	0,13	290866,67	19,40	515743,38	-300756,14	25000,94
2	0,92	0,00	4,69	1,00	0,13	300663,01	19,40	533113,53	-310885,55	17370,15
1	1,05	0,00	4,31	-0,32	0,14	304744,65	19,40	538538,38	-368457,08	5424,85

**TABLA 4.20 MOMENTOS TORSORES PARA EL SISMO EN DIRECCIÓN Y**

NIVEL	SISMO EN DIRECCIÓN Y									
	$\Omega_Y$	$\epsilon_y$	$\tau_y$	$\tau'_y$	$e_x$ (m)	$V_y$ (Kgf)	$B_X$ (m)	$M_{tY1}$ (Kgf-m)	$M_{tY2}$ (Kgf-m)	$M_{ty}$ actuante (Kgf-m)
12	1,17	0,02	2,78	0,44	0,00	40026,11	22,60	54275,41	-54275,41	54275,41
11	1,17	0,02	2,78	0,44	0,00	79695,50	22,60	108067,10	-108067,10	53791,69
10	1,17	0,02	2,78	0,44	0,00	112674,04	22,60	152786,00	-152786,00	44718,90
9	1,17	0,02	2,78	0,44	0,00	140612,58	22,60	190670,66	-190670,66	37884,66
8	1,19	0,02	2,66	0,52	0,00	164780,98	22,60	223443,01	-223443,01	32772,35
7	1,19	0,02	2,66	0,52	0,00	186392,44	22,60	252748,15	-252748,15	29305,14
6	1,19	0,02	2,66	0,52	0,00	205861,03	22,60	279147,56	-279147,56	26399,41
5	1,19	0,02	2,66	0,52	0,00	223333,75	22,60	302840,57	-302840,57	23693,01
4	1,20	0,02	2,59	0,58	0,00	238590,33	22,60	323528,49	-323528,49	20687,92
3	1,20	0,02	2,59	0,58	0,00	251580,11	22,60	341142,63	-341142,63	17614,14
2	1,20	0,02	2,59	0,58	0,00	260987,48	22,60	353899,02	-353899,02	12756,39
1	1,15	0,02	2,94	0,32	0,00	265028,42	22,60	359378,54	-359378,54	5479,51

El momento torsor que actuara en cada nivel será la diferencia del  $M_{t1}$  del nivel (i), menos el  $M_{t1}$  del nivel superior (i+1). En la Figura 4.4 se representa la distribución de los momentos torsores para cada nivel.



**FIGURA 4.4 DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS TORSORES ACTUANTES**

Se puede observar que los momentos torsores actuantes en la dirección X debido a la acción del sismo son mayores, ya que la excentricidad estática ( $e_x$ ) relacionada con el cálculo del momento torsor en la dirección Y es cero.

**4.8.3.- DESPLAZAMIENTO POR TORSIÓN**

Para determinar los desplazamientos generados por la torsión, se realizó un análisis estático utilizando el programa ETABS 9.7.4, en donde se aplicó en el centro de rigidez el momento torsor actuante tomando en cuenta la excentricidad accidental igual a  $0,06B_i$ , donde  $B_i$  es la mayor dimensión de la edificación en las direcciones X e Y.

De esos pórticos se seleccionaron para el cálculo de los desplazamientos los pórticos 1 y A para las direcciones X e Y, respectivamente. En la Tabla 4.21 se muestran dichos desplazamientos.

**TABLA 4.21 DESPLAZAMIENTOS TORSIONALES**

NIVEL	DIRECCIÓN X PORTICO 1	DIRECCIÓN Y POROTICO A
	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO (cm)
12	0,422	0,505
11	0,412	0,493
10	0,394	0,472
9	0,370	0,443
8	0,339	0,406
7	0,305	0,367
6	0,267	0,322
5	0,224	0,271
4	0,177	0,214
3	0,129	0,156
2	0,078	0,095
1	0,030	0,036

#### **4.9.- SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES**

En los Artículos 8.4 y 8.6 de la norma se establece que para suponer los efectos traslacionales y torsionales debido a la acción del sismo, las estructuras deberán diseñarse para la acción simultánea de los dos componentes sísmicos horizontales. Cada sollicitación debida a una componente sísmica horizontal, se combinara con el 30% de la misma sollicitación ortogonal y viceversa.

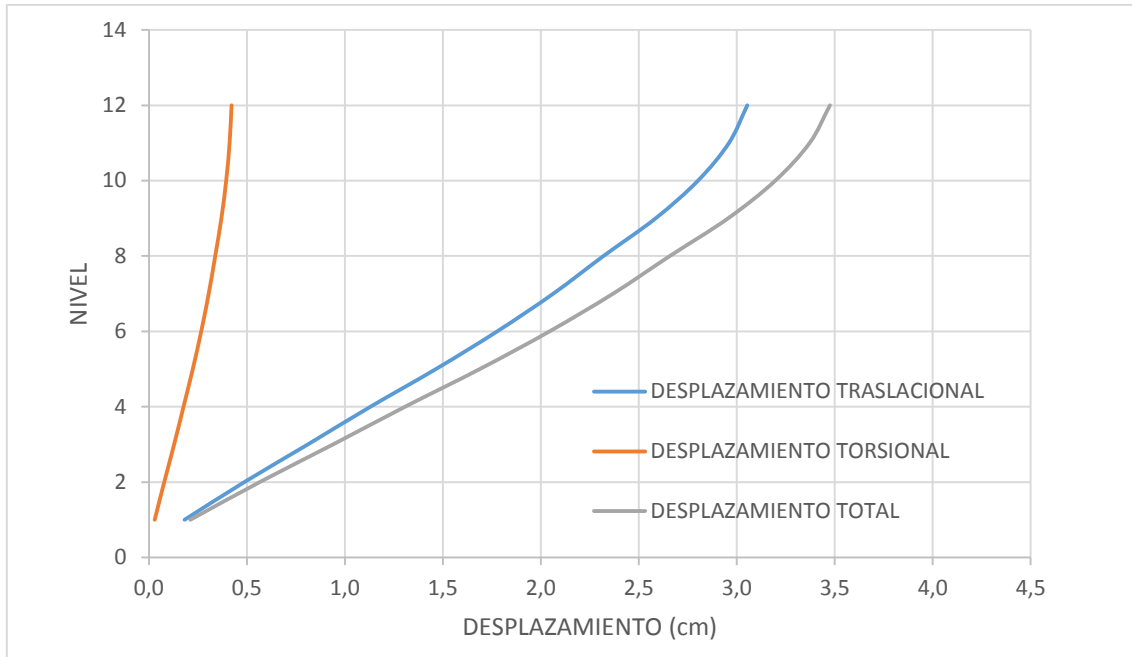
La Tabla 4.22 presenta los resultados de la superposición de los desplazamientos elásticos para el pòrtico 1 en la direcci3n X y pòrtico A en la direcci3n Y. Los valores correspondientes a los desplazamientos generados por la torsión incluyen el 100% de los desplazamientos producidos en la direcci3n analizada, más el 30% de los desplazamientos producidos en la direcci3n ortogonal.



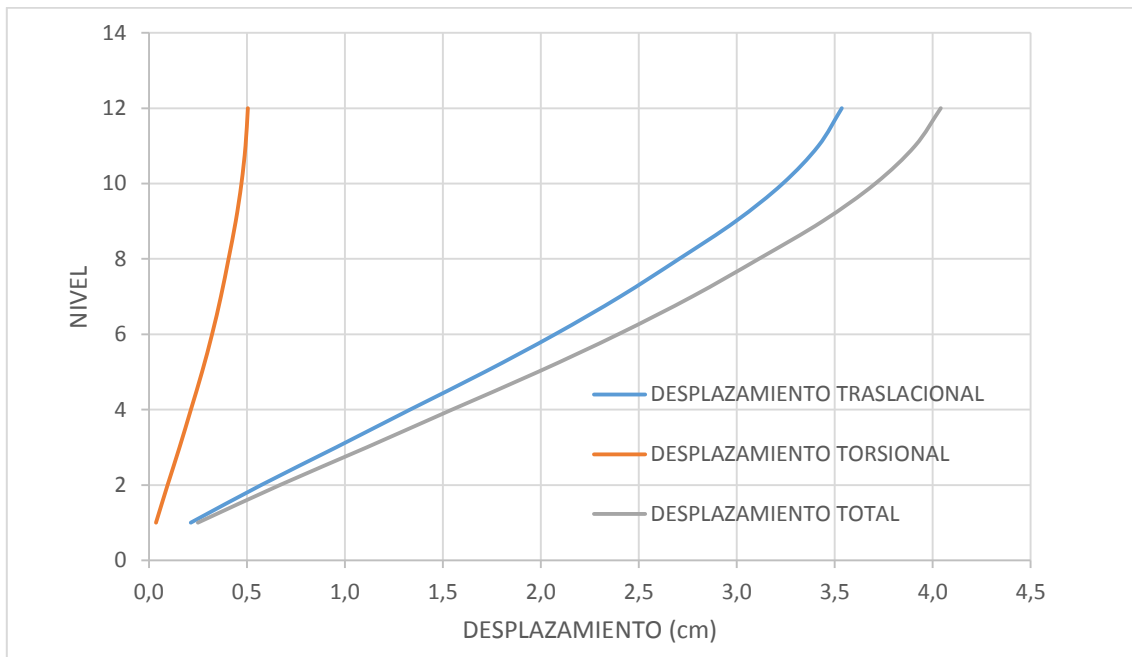
**TABLA 4.22 SUPERPOSICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS**

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS EN X PORTICO 1 (cm)			DESPLAZAMIENTOS EN Y PORTICO A (cm)		
	TRASLACIÓN	TORSIÓN	TOTAL	TRASLACIÓN	TORSIÓN	TOTAL
12	3,054	0,422	3,476	3,536	0,505	4,041
11	2,960	0,412	3,372	3,417	0,493	3,910
10	2,802	0,394	3,197	3,235	0,472	3,707
9	2,586	0,370	2,956	2,995	0,443	3,438
8	2,320	0,339	2,658	2,706	0,406	3,112
7	2,063	0,305	2,369	2,405	0,367	2,772
6	1,778	0,267	2,045	2,073	0,322	2,395
5	1,465	0,224	1,689	1,714	0,271	1,985
4	1,131	0,177	1,307	1,333	0,214	1,547
3	0,811	0,129	0,940	0,956	0,156	1,113
2	0,487	0,078	0,566	0,574	0,095	0,669
1	0,182	0,030	0,211	0,214	0,036	0,250

Se puede observar que los mayores desplazamientos ocurren en la dirección Y. En las Figuras 4.5 y 4.6 se presentan los desplazamientos elásticos traslacionales, torsionales y totales para los pórticos “1” y “A”, pertenecientes a las direcciones X e Y respectivamente. En la Tabla se puede apreciar que los desplazamientos traslacionales son mucho mayores que los torsionales.



**FIGURA 4.5 DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PORTICO 1, DIRECCIÓN X**



**FIGURA 4.6 DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PORTICO A, DIRECCIÓN Y**

En la Tabla 4.23, se muestra el aporte por separado de los efectos traslacionales y torsionales de los desplazamientos elásticos y sus debidos porcentajes. En dicha tabla se observa que en los niveles superiores los desplazamientos traslacionales representa alrededor del 87% de los desplazamientos totales, mientras en los niveles inferiores representa alrededor del 85%.

**TABLA 4.23 APORTES DE LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES**

NIVEL	PORTICO I DIRECCIÓN X				PORTICO A DIRECCIÓN Y			
	TRASLACIÓN		TORSIÓN		TRASLACIÓN		TORSIÓN	
	DESPLAZAMIENTO (cm)	(%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	(%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	(%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	(%)
12	3,05	87,86	0,42	12,14	3,54	87,50	0,51	12,50
11	2,96	87,79	0,41	12,21	3,42	87,39	0,49	12,61
10	2,80	87,66	0,39	12,34	3,23	87,26	0,47	12,74
9	2,59	87,48	0,37	12,52	2,99	87,11	0,44	12,89
8	2,32	87,26	0,34	12,74	2,71	86,94	0,41	13,06
7	2,06	87,11	0,31	12,89	2,40	86,75	0,37	13,25
6	1,78	86,94	0,27	13,06	2,07	86,54	0,32	13,46
5	1,46	86,74	0,22	13,26	1,71	86,33	0,27	13,67
4	1,13	86,48	0,18	13,52	1,33	86,15	0,21	13,85
3	0,81	86,30	0,13	13,70	0,96	85,94	0,16	14,06
2	0,49	86,15	0,08	13,85	0,57	85,73	0,10	14,27
1	0,18	85,98	0,03	14,02	0,21	85,52	0,04	14,48

#### 4.10.- CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS

La Norma establece en el Artículo 10.2 que el cociente entre la deriva de cada piso y la separación entre niveles de pisos consecutivos no exceda los valores mostrados a continuación en la Tabla 4.24.

**TABLA 4.24 VALORES LÍMITES DE**

$$\lambda_i = \frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} \quad (\text{Ec. 4.28})$$

TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,015	0,018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,024

Donde

$\delta_i$  = Deriva total del nivel i, calculada a partir de la fórmula

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (\text{Ec. 4.29})$$

$\Delta_i$  = Desplazamiento total inelástico del nivel i, calculado a partir de la fórmula:

$$\Delta_i = 0,8 * R * \Delta_{ei} \quad (\text{Ec. 4.30})$$

R = Factor de reducción de respuesta.

$\Delta_{ei}$  = Desplazamiento elástico del nivel i.

$(h_i - h_{i-1})$  = separación entre pisos o niveles consecutivos

Por ser un edificio de apartamentos destinados a uso multifamiliar de baja ocupación, susceptible de sufrir daños por deformaciones de la estructura, tomaremos el grupo B2 con un valor límite de 0,018.

El cálculo de los desplazamientos elásticos se realizó a partir de las derivas de cada nivel con la ayuda del programa ETABS.

En la Tabla 4.25 se presentan los desplazamientos inelásticos producidos por la acción de las fuerzas laterales sísmicas, considerando las derivas de piso más desfavorables.

**TABLA 4.25 DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS**

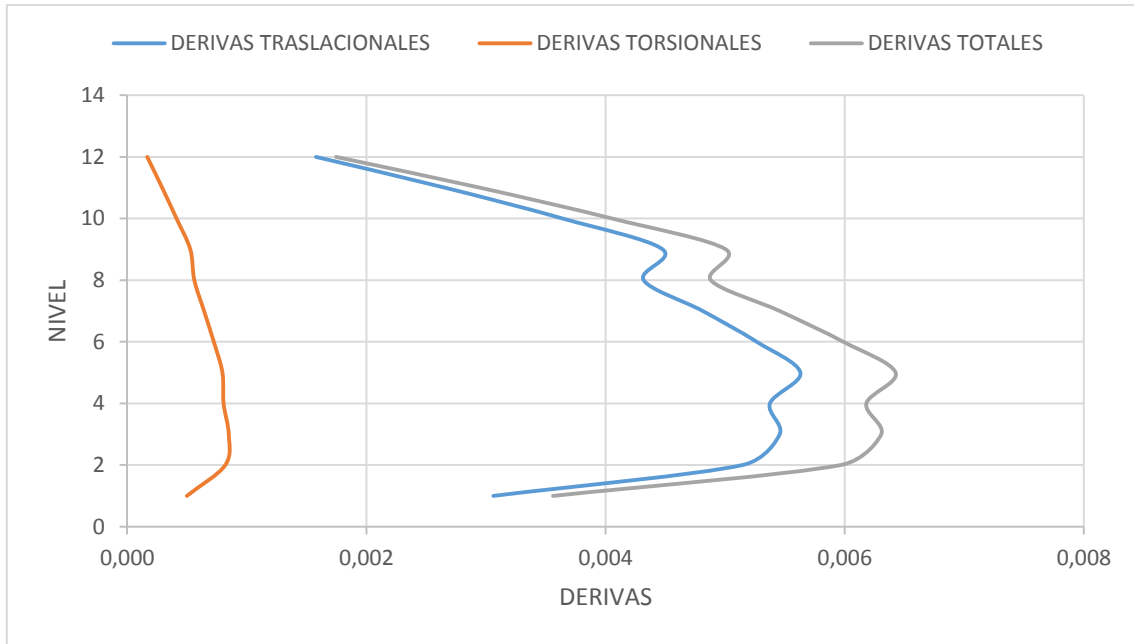
NIVEL	PORTICO 1 DIRECCIÓN X		PORTICO A DIRECCIÓN Y	
	$\Delta_{ei}$ (cm)	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_{ei}$ (cm)	$\Delta_i$ (cm)
12	3,48	16,68	4,04	19,40
11	3,37	16,18	3,91	18,77
10	3,20	15,34	3,71	17,79
9	2,96	14,19	3,44	16,50
8	2,66	12,76	3,11	14,94
7	2,37	11,37	2,77	13,31
6	2,04	9,81	2,40	11,50
5	1,69	8,11	1,99	9,53
4	1,31	6,28	1,55	7,43
3	0,94	4,51	1,11	5,34
2	0,57	2,72	0,67	3,21
1	0,21	1,02	0,25	1,20

#### 4.11.- DERIVAS TOTALES

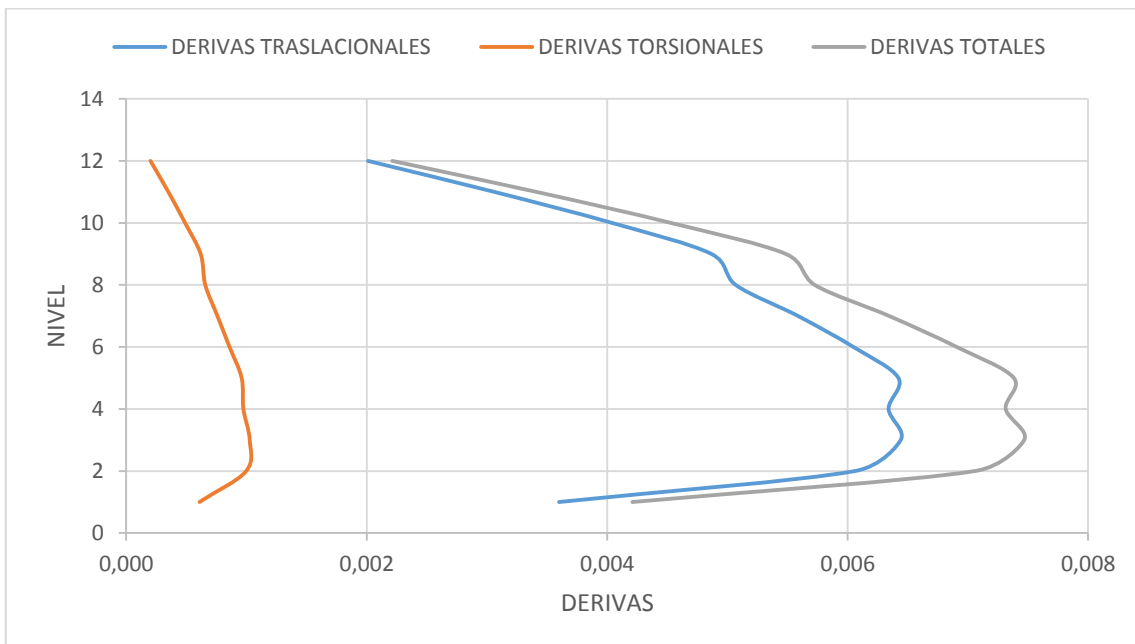
En la Tabla 4.26 se muestra las derivas totales asociadas a los desplazamientos inelásticos que se encuentran en la Tabla 4.25. En las Figuras 4.7 y 4.8 se grafican las derivas traslacionales, torsionales y totales para las direcciones X e Y, respectivamente, y se puede observar que las mayores derivas se encuentran en el nivel 5. En la Tabla 4.23 se evidencia que el aporte traslacional es de un 86,74 y 86,33% y el rotacional un 13,26 y 13,67% en las direcciones X e Y respectivamente, con respecto a la deriva total de dicho nivel.

**TABLA 4.26 DERIVAS TOTALES**

NIVEL	PORTICO 1 DIRECCIÓN X			PORTICO A DIRECCIÓN Y		
	$\delta_i$ (cm)	$h_i-h_{i-1}$ (cm)	$\lambda_i$	$\delta_i$ (cm)	$h_i-h_{i-1}$ (cm)	$\lambda_i$
12	0,50	285	0,0017	0,63	285	0,0022
11	0,84	285	0,0030	0,97	285	0,0034
10	1,16	285	0,0041	1,29	285	0,0045
9	1,43	285	0,0050	1,56	285	0,0055
8	1,39	285	0,0049	1,63	285	0,0057
7	1,56	285	0,0055	1,81	285	0,0063
6	1,71	285	0,0060	1,97	285	0,0069
5	1,83	285	0,0064	2,10	285	0,0074
4	1,76	285	0,0062	2,08	285	0,0073
3	1,80	285	0,0063	2,13	285	0,0075
2	1,70	285	0,0060	2,01	285	0,0071
1	1,02	285	0,0036	1,20	285	0,0042



**FIGURA 4.7 DERIVAS TRASLACIONALES, TORSIONALES Y TOTALES EN DIRECCIÓN X**



**FIGURA 4.8 DERIVAS TRASLACIONALES, TORSIONALES Y TOTALES EN DIRECCIÓN Y**

# CAPÍTULO V





## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NORMA NEC-11

#### 5.1.- ALCANCE

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11, tiene como propósito establecer un conjunto de especificaciones básicas y mínimas adecuadas para el diseño de estructuras de edificación que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil. Dichas especificaciones se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras. Para el caso de estructuras distintas a edificios, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deben aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente documento.

#### 5.2.- ZONIFICACIÓN SÍSMICA

El mapa de zonificación sísmica de Ecuador está dividido en seis zonas caracterizadas por el valor del factor de zona  $Z$ , dicho valor representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente del Ecuador que presente una amenaza sísmica intermedia y del litoral que presenta una amenaza sísmica muy alta.

En la Tabla 5.1, se muestran los valores del factor de zona  $Z$  en función de la zona sísmica.

**TABLA 5.1 VALORES DEL FACTOR  $Z$  EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA**

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor $Z$ (g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Para el análisis comparativo, se tomó una zona sísmica con una aceleración igual a la establecida en el sitio donde se encuentra ubicada la edificación en Venezuela; es decir, la zona III de amenaza alta con un factor  $Z$  igual a 0,30g.

### 5.3.- PERFIL DE SUELO

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie del terreno, para esto se definen seis tipos de perfil de suelo a partir de sus características geotécnicas, los cuales se presentan en la Tabla 5.2.

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A al E. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

**TABLA 5.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELOS**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfil de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kpa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}u \geq 50 \text{ kpa} (0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 metros de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}u < 50 \text{ kpa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1-Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H&gt;3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3-Arcillas de muy alta plasticidad (H&gt;7,5m con índice de plasticidad IP &gt;75).</p> <p>F4-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H&gt;30m).</p> <p>F5-Suelos con contrastes de impedancia <math>\alpha</math> ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6-Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Para métodos comparativos, el intervalo de velocidades de onda de corte asociado al perfil de suelo debe estar entre 250 m/s y 400 m/s. El intervalo seleccionado fue el de velocidades de onda de corte entre 360 m/s y 180 m/s que corresponde a un perfil de suelo rígido tipo D.

### 5.3.1.- COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN O DEAMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO Fa, Fd Y Fs

El coeficiente Fa amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca y el coeficiente Fd amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, ambos consideran los efectos de sitio. El coeficiente Fs, considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

En las Tablas 5.3, 5.4 y 5.5 se presentan los valores de Fa, Fd y Fs para los diferentes perfiles de suelo definidos en la Norma de Ecuador.

**TABLA 5.3 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fa**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq$ 0,50
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D		1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,15
E		1,8	1,5	1,4	1,28	1,15	1,05
F		Ver Nota					

**TABLA 5.4 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fd**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq$ 0,50
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D		1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E		2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F		Ver Nota					

**TABLA 5.5 TIPO DE SUELO Y FACTORES DEL COMPORTAMIENTO  
INELÁSTICO DEL SUBSUELO  $F_s$**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
A		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C		1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D		1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F		Ver nota					

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  ni de  $F_s$ , debido a que requieren un estudio especial.

Tomando en cuenta de que el tipo de perfil del subsuelo es D, ubicado en una zona sísmica tipo III de factor Z igual a 0,3g, se obtiene los siguientes valores de  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  de 1,30 , 1,60 y 1,30 , respectivamente

#### 5.4.- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

La determinación del valor del coeficiente de reducción de respuesta R es importante pues no solamente define la capacidad de resistencia lateral de la estructura, sino que también influye en su probable desempeño ante un sismo severo.

Cuanto mayor es el valor de R, la estructura tiene una menor capacidad de resistencia lateral y mayor es su demanda de deformación inelástica, lo que a su vez implica mayor posibilidad de daño estructural.

En el caso de la norma ecuatoriana, este coeficiente depende del tipo de sistema estructural de la edificación y se divide en dos grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada. Dado que la estructura de estudio es una estructura dúctil, a continuación se muestran en la Tabla 5.6 los valores de R (Tabla 2.14 de la Norma).

**TABLA 5.6 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R**

<b>VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R, SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES</b>	
<b>SISTEMAS DUALES</b>	<b>R</b>
Pórtico espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>OTROS SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Para la estructura en estudio, conformada por pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, tomaremos como coeficiente de reducción de respuesta igual a 6.

## 5.5.- ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICO Y DE DISEÑO

### 5.5.1.- ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICA

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , viene expresado en función del factor zona sísmica  $Z$ , el tipo de suelo del sitio y de los coeficiente de amplificación dinámica de los perfiles de suelo.

Para su diseño se utilizan las siguientes expresiones:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad S_a = \eta * Z * F_a \quad (\text{Ec. 5.1})$$

$$\text{Para } T > T_c \quad S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Los límites para el período de vibración  $T_c$  se obtiene de la siguiente expresión:

$$T_c = 0.55 F_s * \left( \frac{F_d}{F_a} \right) \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Donde:

$r = 1$  para tipo de suelo A, B o C

$r = 1.5$  para tipo de suelo D o E

En nuestro caso, tomaremos  $r = 1.5$ , correspondiente al perfil de suelo D donde está fundada la edificación en estudio.

$\eta$  = relación de amplificación espectral, expresada como

$$\eta = \frac{S_a}{Z} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

$S_a$  = fracción de la aceleración de la gravedad

$Z$  = factor de zona sísmica

Los valores de amplificación espectral varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.8$  para Provincias de las Costa, excepto la Provincia de Esmeraldas

$\eta = 2.48$  para Provincias de la sierra, Provincia de Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$  para provincias del oriente

Los valores de zona sísmica  $Z$  indican el nivel de peligro sísmico que puede tener una determinada zona; en el caso de Ecuador, dichos valores son mayores a medida que ubiquemos la estructura más cerca de la costa, esto se debe a la interacción que hay entre las placas de Nazca y la Placa Sudamericana. A este hecho se añade un complejo sistema de fallas locales superficiales que producen sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

Ubicamos el edificio en una zona del Ecuador que tenga el mismo nivel de amenaza sísmica y tipo de perfil del suelo que la zona de la norma COVENIN 1756-01. Dicha zona se localizara en la Provincia de los Ríos (Tabla 5.7 y Figura 5.1) perteneciente al grupo de Provincias de la región de la Costa, específicamente en el Cantón Urdaneta que tiene como

factor de zona sísmica igual a 0,3g. El valor tomado amplificación espectral será de 1,8 ya que la provincia de los Ríos pertenece a las Provincias de la Costa (conformada por: Las Provincias de Esmeraldas, Manabi, Los Ríos, Guayas, Santa Elena y El Oro)

**TABLA 5.7 VALOR DEL FACTOR Z PARA LA PROVINCIA DE LOS RÍOS**

POBLACION	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SAN JACINTO DE BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	BUENA FE	LOS RIOS	0.35
JAUNECHÉ	PALENQUE	PALENQUE	LOS RIOS	0.35
ANTONIO SOTOMAYOR	ANTONIO SOTOMAYOR	VINCES	LOS RIOS	0.35
BABA	BABA	BABA	LOS RIOS	0.35
QUEVEDO	QUEVEDO	QUEVEDO	LOS RIOS	0.35
VINCES	VINCES	VINCES	LOS RIOS	0.35
PALENQUE	PALENQUE	PALENQUE	LOS RIOS	0.35
LA UNION	LA UNION	BABAHOYO	LOS RIOS	0.30
COSTA AZUL	VALENCIA	VALENCIA	LOS RIOS	0.30
VALENCIA	VALENCIA	VALENCIA	LOS RIOS	0.30
MONTALVO	MONTALVO	MONTALVO	LOS RIOS	0.30
QUINSALOMA	QUINSALOMA	QUINSALOMA	LOS RIOS	0.30
SAN JUAN	SAN JUAN	PUEBLOVIEJO	LOS RIOS	0.30
SAN CARLOS	SAN CARLOS	QUEVEDO	LOS RIOS	0.30
MOCACHE	MOCACHE	MOCACHE	LOS RIOS	0.30
PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	LOS RIOS	0.30
CATARAMA	CATARAMA	URDANETA	LOS RIOS	0.30
BABAHOYO	BABAHOYO	BABAHOYO	LOS RIOS	0.30
VENTANAS	VENTANAS	VENTANAS	LOS RIOS	0.30
PATRICIA PILAR	PATRICIA PILAR	BUENA FE	LOS RIOS	0.40



**FIGURA 5.1 PROVINCIA DE LOS RÍOS**



La Norma establece que en el análisis dinámico se evaluará la respuesta de los modos de vibración distintos a los modos fundamentales para valores de períodos de vibración menores a  $T_o$ , mediante la siguiente expresión:

$$S_a = ZF_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right) \quad \text{para } T \leq T_o \quad (\text{Ec. 5.4})$$

$$T_o = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 5.5})$$

En nuestro caso, tomaremos la rama ascendente referenciada anteriormente con el fin de que el espectro sea similar al de la Norma de Venezuela.

### 5.5.2.- ESPECTRO DE DISEÑO

En el espectro de diseño se incorpora el factor de reducción de resistencia sísmica  $R$  correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado, enunciado en la Sección 2.7.2.3 de la norma ecuatoriana.

Para su diseño se utilizan las siguientes expresiones:

$$\text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad S_a = \frac{\eta * Z * F_a}{R} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

$$\text{Para } T > T_c \quad S_a = \frac{\eta * Z * F_a * \left( \frac{T_c}{T} \right)^r}{R} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Para el caso de la rama ascendente del espectro en donde  $0 \leq T \leq T_o$  nos queda:

$$S_a = \frac{ZF_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right)}{R} \quad \text{para } T \leq T_o \quad (\text{Ec. 5.9})$$

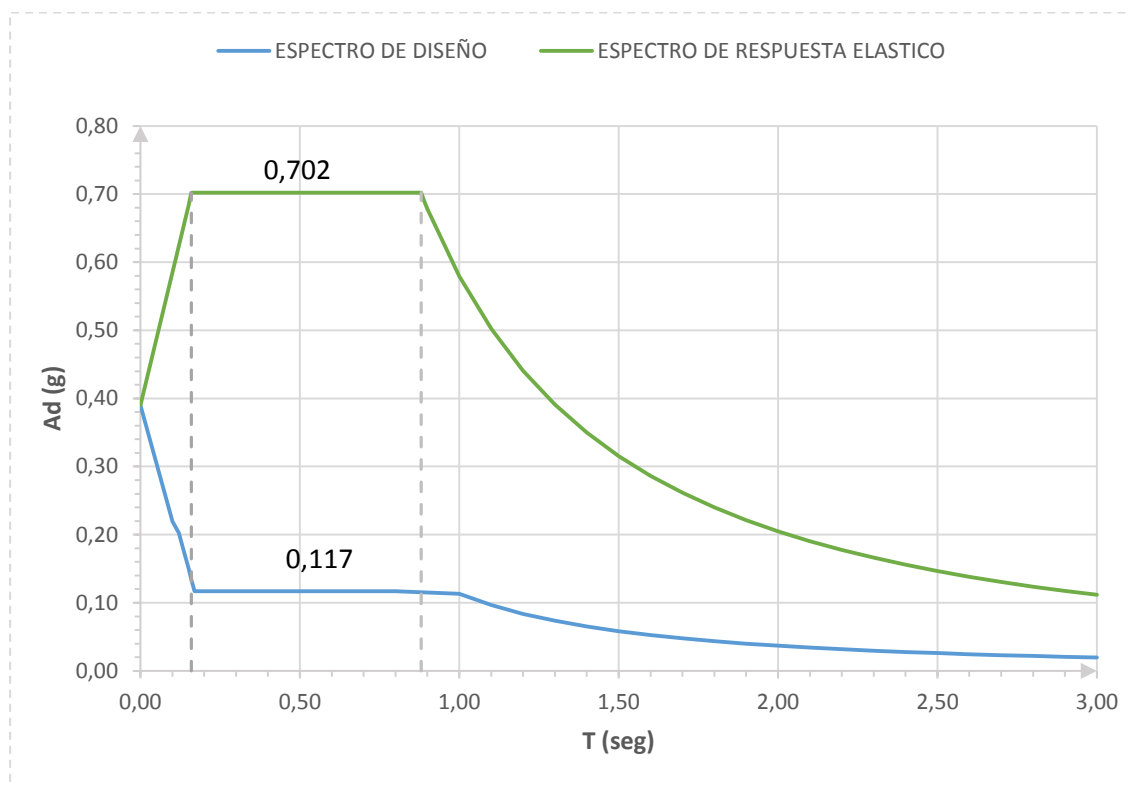
$$T_o = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

En la Tabla 5.8, se presenta un resumen de los parámetros que se utilizaron para determinar los espectros de respuesta elástico y de diseño.

**TABLA 5.8 RESUMEN DE PARÁMETROS PARA ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA Y DE DISEÑO**

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	REFERENCIA DE LA NORMA	FACTOR
Z	Factor de zona sísmica	Según mapa de zonificación sísmica (Zona III)	0,3
F <sub>a</sub>	Coefficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño de roca, tomando en cuenta los efectos de sitio	Considerado a partir de los efectos de sitio (tipo de perfil de suelo) y de la zona sísmica	1,3
F <sub>d</sub>	Coefficiente que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio	Considerado a partir de los efectos de sitio (tipo de perfil de suelo) y de la zona sísmica	1,6
F <sub>s</sub>	Coefficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos	Considerado a partir de los efectos de sitio (tipo de perfil de suelo) y de la zona sísmica	1,3
r	Coefficiente que depende del tipo de suelo	---	1,5
η <sub>i</sub> (S <sub>a</sub> /Z)	Relación de amplificación espectral	Varía dependiendo de la región	1,8
T <sub>c</sub>	Máximo Periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante	$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$	0,88
T <sub>0</sub>	Periodo a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante	$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$	0,16
R	Factor de reducción de respuesta	Depende del tipo de sistema estructural de la edificación en estudio	6

En la Figura 5.2 se grafican los espectros de respuesta elástica y de diseño para el perfil de Suelo adoptado tipo D de la estructura en estudio.



**FIGURA 5.2 ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA Y DE DISEÑO SEGÚN NEC-11**

### 5.6.- MÉTODO DE ANALISIS

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

El método de diseño a utilizar es el basado en fuerzas, dicho método garantiza que la capacidad de los elementos estructurales supere la demanda a la que se verá sometida la estructura. Los pasos a seguir para aplicar el método son los siguientes: determinar el espectro de diseño, de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura, calcular aproximadamente el período fundamental de vibración, determinar la cortante basal con los resultados de los pasos anteriores, realizar la distribución de altura de la cortante de base, aplicar estas fuerzas sísmicas y verificar que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido.

El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces.

Para el caso de estructuras de hormigón armado, la norma en su Sección 2.7.1 establece para calcular la rigidez y las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales de la siguiente manera: 0.5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0.8  $I_g$  para columnas, siendo  $I_g$  el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento.

### 5.7.- TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA

La Norma ecuatoriana clasifica las estructuras según el uso que se le vaya a dar, para esto se adoptó el factor de importancia  $I$ . Su propósito, es incrementar la demanda sísmica de diseño de estructuras que por sus características de uso o de importancia deben permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de un evento sísmico. En la Tabla 5.9 se encuentran los valores de dicho factor (Tabla 2 de la Norma).

**TABLA 5.9 FACTOR DE IMPORTANCIA (I)**

CATEGORÍA	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito d agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1,0

La estructura en estudio es un edificio de apartamentos destinado a uso multifamiliar de baja ocupación, este tipo de estructura no está incluida en las dos primeras categorías según su tipo de uso; por tanto, se tomará como factor de importancia  $I=1,0$ .

### 5.8.- CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Los cambios abruptos de rigidez y resistencia deben evitarse con el fin de prevenir la acumulación de daños en los elementos estructurales; para que esto no ocurra, se recomienda que la configuración de la estructura sea lo más simple y regular para lograr un adecuado

desempeño sísmico. La Norma establece los coeficientes de configuración estructural con el fin de penalizar el diseño de estructuras irregulares que tienen un comportamiento deficiente ante la presencia de un sismo.

## **5.9.- COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL**

La irregularidad en la configuración estructural es uno de los factores que se incluyen actualmente en la mayoría de las normas sísmicas para definir el procedimiento de análisis que se aplicará en el diseño sismorresistente de los edificios.

El propósito de los coeficientes de configuración estructural que se utilizan en la norma NEC-11 es penalizar al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, incrementando el cortante basal de diseño debido a que la presencia de dichas irregularidades, pueden provocar un comportamiento deficiente cuando la estructura sea sacudida por un sismo.

Estos coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante basal de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura para limitar un posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades en la configuración estructural.

### **5.9.1.- COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN ( $\Phi_p$ Y $\Phi_e$ )**

El coeficiente  $\Phi_p$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas de la estructura, descritas en la Tabla 2.12 en la Norma. De igual forma ocurrirá con el coeficiente de configuración en elevación  $\Phi_e$ , tomando en cuenta las características descritas en la Tabla 2.13 de la Norma.

En el Anexo E.1 se hicieron los cálculos necesarios para conseguir los valores de los coeficientes de irregularidad en planta y en elevación, en donde se encontró que la configuración estructural del edificio en estudio es de tipo regular en planta y en elevación. Por lo tanto tenemos que  $\Phi_p$  y  $\Phi_e$  son iguales a 1.

## **5.10.- CARGA SÍSMICA REACTIVA W**

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y se calculará adicionando a la carga permanente de la estructura un 25% de la carga variable de piso. En el caso de

estructuras de bodegas o de almacenaje,  $W$  se calcula como la carga permanente más un 50% de la carga variable de piso

### 5.11.- SECCIONES AGRIETADAS

La Norma en su Sección 2.7.1.2.1 reconoce el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante de su construcción y más aún cuando se presentan las fuerzas del sismo de diseño. Por tal hecho, para estructuras de concreto armado, en el diseño se deben considerar inercias agrietadas en los elementos estructurales; en el caso de las vigas se toma  $0,5I_g$  y para columnas  $0,8I_g$ , siendo  $I_g$  el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento. Para el análisis dinámico en ETABS, se consideraron dichos valores de inercia para las vigas y columnas de la estructura en estudio.

### 5.12.- PERÍODO DE VIBRACIÓN $T$

La Norma establece que para estructuras de edificación, el valor del período fundamental puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (5.11)$$

En donde:

$h_n$  = altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos:  $C_t = 0.072$  y  $\alpha = 0.80$
- Para estructuras de acero con arriostramientos:  $C_t = 0.073$  y  $\alpha = 0.75$
- Para pórticos espaciales de concreto armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras:  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$
- Para pórticos espaciales de concreto armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural:  $C_t = 0.049$  y  $\alpha = 0.75$

En nuestro caso, tomaremos  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$ , por tratarse de una estructura de concreto armado sin muros estructurales ni diagonales y altura máxima de edificio igual a 34.2 metros. El período fundamental de vibración estimado (T) es igual a 1,13 segundos.

### 5.13.- PERÍODO DINÁMICO

En el modelo de análisis, se consideró una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura tomando un solo grado de libertad por nivel para el cálculo del periodo dinámico, con la ayuda del programa ETABS.

En la Tabla 5.10 se encuentra el resumen de los períodos dinámicos arrojados por el programa ETABS.

**TABLA 5.10 PERÍODOS DINÁMICOS**

MODO DE VIBRACIÓN	PERÍODO DINÁMICO (seg)
1	1,621
2	1,372
3	1,342
4	0,536
5	0,463
6	0,451
7	0,304
8	0,266
9	0,259
10	0,205
11	0,181
12	0,176

La comparación de los valores de los periodos fundamentales de vibración se muestra en la Tabla 5.11.

**TABLA 5.11 PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN**

DIRECCIÓN	PERÍODO FUNDAMENTAL ESTIMADO (seg)	PERÍODO FUNDAMENTAL DINÁMICO (seg)
X	1,13	1,37
Y	1,13	1,62

#### 5.14.- NUMEROS DE MODOS DE VIBRACIÓN

Los modos de vibración cumplen un rol importante en la evaluación de la respuesta dinámica, ya que se encuentran relacionados con la forma que el sistema responde ante una sollicitación.

Al igual que la Norma COVENIN 1756-01, la Norma NEC-11 considera todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura; es decir, que garantice que la sumatoria de la masa modal acumulada exceda el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

En la Tabla 5.12 se muestran las masas modales acumuladas por cada modo de vibración para las direcciones horizontales X e Y consideradas.

**TABLA 5.12 PORCENTAJE DE MASAS MODALES ACUMULADAS**

MODO DE VIBRACIÓN	PERÍODO (seg)	SISMO EN X	SISMO EN Y
		(%) MASA ACUMULADA	(%) MASA ACUMULADA
1	1,621	0,000	78,416
2	1,372	66,921	78,416
3	1,342	78,022	78,416
4	0,536	78,022	89,052
5	0,463	87,836	89,052
6	0,451	88,642	89,052
7	0,304	88,642	93,041
8	0,266	92,415	93,041
9	0,259	92,786	93,041
10	0,205	92,786	95,166
11	0,181	94,736	95,166
12	0,176	94,868	95,166

Se observó que el 90% o más de la masa modal acumulada de la estructura se cumple en el modo 8 para la dirección X y en el modo 7 para la dirección Y. Sin embargo, para tener resultados más exactos se incorporó la sumatoria de masa para análisis de 12 modos.

#### 5.15.- FUERZAS SÍSMICAS LATERALES Y FUERZAS CORTANTES

Cuando se utilicen procedimientos de cálculo dinámico la base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural y deberán cumplir con los criterios establecidos en la Norma. Los referidos criterios son los siguientes:



- El espectro de diseño debe estar en función del inverso del coeficiente de reducción de respuesta estructural.
- La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares.
- Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento.

Luego de realizar el análisis sísmico, el programa arrojó los valores de las fuerzas cortantes en la dirección X e Y para cada nivel y a partir de estas se calcularon las fuerzas laterales sísmicas. En la Tabla 5.13 se muestra un resumen de los valores de ambas fuerzas.

**TABLA 5.13 FUERZAS LATERALES SÍSMICAS Y FUERZAS CORTANTES**

NIVEL	SISMO EN DIRECCIÓN X		SISMO EN DIRECCIÓN Y	
	FUERZA LATERAL (Kgf)	FUERZA CORTANTE (Kgf)	FUERZA LATERAL (Kgf)	FUERZA CORTANTE (Kgf)
12	38189,43	38189,43	33460,76	33460,76
11	37326,87	75516,30	31439,40	64900,16
10	30498,21	106014,51	24174,21	89074,37
9	25537,32	131551,83	19064,37	108138,74
8	21792,18	153344,01	15556,89	123695,63
7	19666,98	173010,99	13530,41	137226,04
6	17894,31	190905,30	12635,73	149861,77
5	16091,79	206997,09	12235,93	162097,70
4	14116,14	221113,23	11661,31	173759,01
3	12133,91	233247,14	10924,82	184683,83
2	8681,91	241929,05	8481,24	193165,07
1	3556,28	245485,33	3649,94	196815,01
<b>CORTE BASAL</b>		245485,33		196815,01

## 5.16.- FUERZA CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS

### 5.16.1.- CORTANTE BASAL DE DISEÑO

El corte basal de diseño será aplicado a la estructura en cada una de las direcciones principales horizontales (X e Y) y se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{IS_a}{R\Phi_p\Phi_E} W \quad (5.12)$$

En donde:

I = Factor de importancia

W = Carga reactiva

S<sub>a</sub> = Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta de diseño

R = Factor de reducción de respuesta estructural

Φ<sub>p</sub>, Φ<sub>E</sub> = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

### 5.16.2.- DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES

Las fuerzas laterales producidas por el sismo son distribuidas a la estructura en proporción a la rigidez relativa de sus miembros resistentes. Basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad (5.15)$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (5.16)$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (5.17)$$

En donde:

V = cortante total en la base de la estructura

V<sub>x</sub> = cortante total en el piso x de la estructura

F<sub>i</sub> = fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F<sub>x</sub> = fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

$n$  = número de pisos de la estructura

$w_x$  = peso del nivel  $x$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$

$w_i$  = peso del nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$

$h_x$  = altura del piso  $x$  de la estructura

$h_i$  = altura del piso  $i$  de la estructura

$k$  = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura  $T$ , que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de:  $T \leq 0.5s$ ,  $k=1.0$
- Para valores de:  $0.5s < T \leq 2.5s$ ,  $k = 0.75 + 0.50 T$
- Para valores de:  $T > 2.5$ ,  $k = 2.0$

En la Tabla 5.14 se muestra el resumen de los cálculos para obtener las fuerzas laterales y cortantes de diseño para cada nivel de la edificación según lo establecido en la norma.

**TABLA 5.14 FUERZA LATERAL Y CORTE BASAL**

Nivel	$h$ (m)	$W_i$ (Kgf)	$W_i \cdot (h_i^k)$	$F_i$ (Kgf)	$V_i$ (Kgf)
12	2,85	348368,69	1380221,81	28045,74	28045,74
11	2,85	438056,91	1735562,69	35266,18	63311,92
10	2,85	438056,91	1735562,69	35266,18	98578,10
9	2,85	438056,91	1735562,69	35266,18	133844,27
8	2,85	449421,28	1780587,86	36181,08	170025,35
7	2,85	449421,28	1780587,86	36181,08	206206,42
6	2,85	449421,28	1780587,86	36181,08	242387,50
5	2,85	449421,28	1780587,86	36181,08	278568,57
4	2,85	459681,28	1821237,54	37007,07	315575,64
3	2,85	459681,28	1821237,54	37007,07	352582,71
2	2,85	459681,28	1821237,54	37007,07	389589,77
1	2,85	459681,28	1821237,54	37007,07	426596,84
		$\Sigma$	20994211,52	426596,84	

### 5.17.- AJUSTE DE RESULTADO DEL ANÁLISIS DINÁMICO

La Norma en su Sección 2.7.7.8 establece que si el cortante en la base obtenido por el análisis dinámico para estructuras regulares es menor al 80% del corte en la base obtenido por el método estático antes descrito, los resultados totales del análisis dinámicos deberán ser ajustados de tal manera que el corte dinámico como mínimo sea igual al corte estático.

En la Tabla 5.15, se puede apreciar que el corte basal obtenido del análisis dinámico (mostrado en la Tabla 5.13), en ambas direcciones (X e Y) es menor al 80% del corte basal obtenido del análisis estático; en este, caso se deberá corregir el corte dinámico.

**TABLA 5.15 CORTE BASAL ESTÁTICO Y DINÁMICO**

MÉTODO	V <sub>o</sub> (Kgf)	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
ESTÁTICO	426596,84	426596,84
80% ESTÁTICO	341277,47	341277,47

El factor de corrección a utilizar será el cociente corte basal estático entre el corte basal obtenido del análisis dinámico. En la Tabla 5.16 se muestran los factores de corrección.

**TABLA 5.16 FACTORES DE CORRECCIÓN**

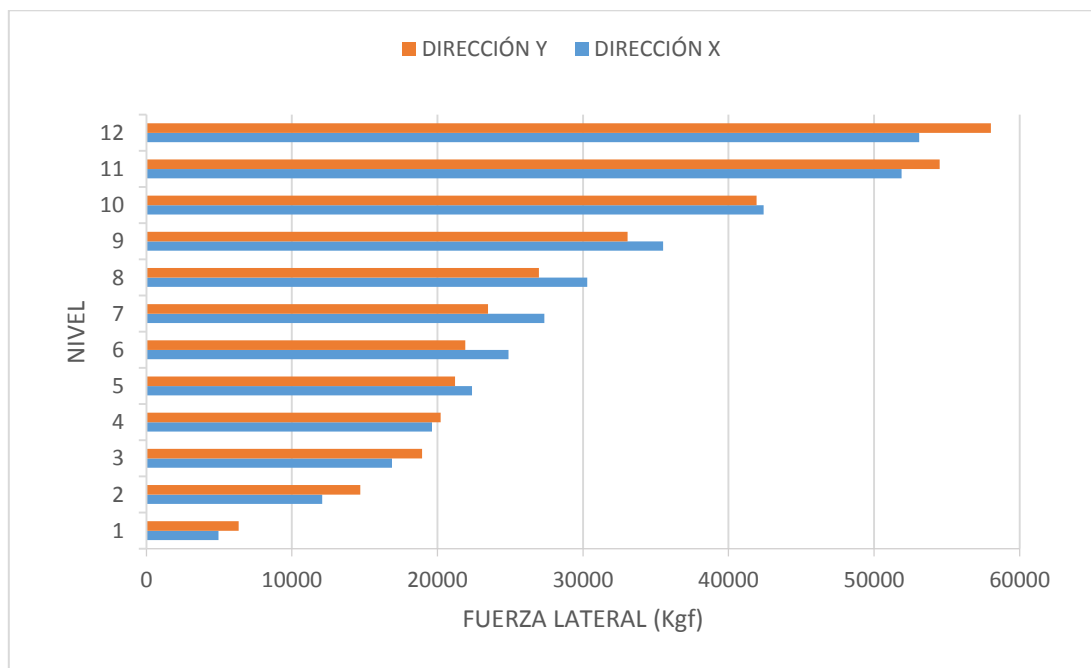
DIRECCIÓN	FACTOR DE CORRECCIÓN
X	1,3902
Y	1,7340

Las fuerzas cortantes y laterales sísmicas y fuerzas cortantes a considerar para el estudio comparativo serán las corregidas a través de los factores calculados anteriormente. En la Tabla 5.17 se muestra el resumen de dichas fuerzas corregidas.

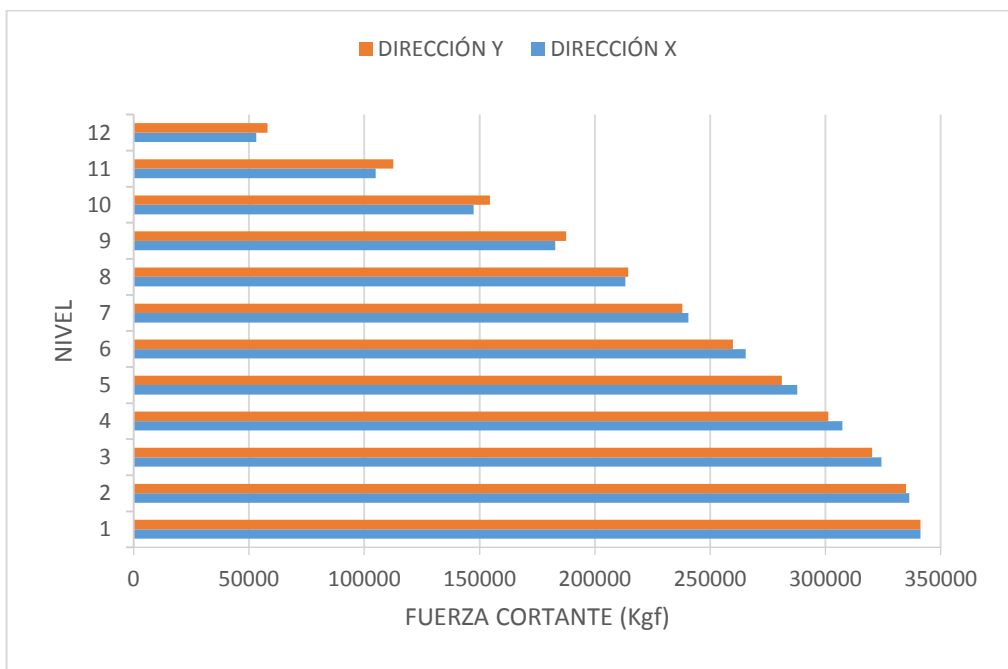
**TABLA 5.17 FUERZAS LATERALES SÍSMICAS Y FUERZAS CORTANTES CORREGIDAS**

NIVEL	SISMO EN DIRECCION X		SISMO EN DIRECCION Y	
	FUERZA LATERAL (Kgf)	FUERZA CORTANTE (Kgf)	FUERZA LATERAL (Kgf)	FUERZA CORTANTE (Kgf)
12	53091,53	53091,53	58021,00	58021,00
11	51892,39	104983,92	54515,96	112536,96
10	42399,08	147383,00	41918,11	154455,07
9	35502,37	182885,37	33057,64	187512,71
8	30295,82	213181,19	26975,67	214488,38
7	27341,34	240522,53	23461,75	237950,12
6	24876,94	265399,48	21910,37	259860,50
5	22371,05	287770,53	21217,12	281077,61
4	19624,47	307395,00	20220,73	301298,34
3	16868,75	324263,75	18943,65	320241,99
2	12069,72	336333,48	14706,48	334948,47
1	4944,00	341277,47	6329,00	341277,47
<b>CORTE BASAL</b>		341277,47		341277,47

En las Figuras 5.3 y 5.4, se muestra la distribución de Fuerzas Laterales Sísmicas y Fuerzas Cortantes Corregidas.



**FIGURA 5.3 FUERZAS LATERALES CORREGIDAS**



**FIGURA 5.4 FUERZAS CORTANTES CORREGIDAS**

#### 5.18.- DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES

Los desplazamientos elásticos traslacionales de cada nivel se calcularon combinando los distintos valores modales utilizando el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC) con la ayuda del programa ETABS, a partir de las derivas traslacionales que representa la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos. En la Tabla 5.18 se presentan los desplazamientos producidos por la acción de las fuerzas laterales sísmicas.

**TABLA 5.18 DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES**

NIVEL	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO (cm)
12	5,478	7,434
11	5,312	7,188
10	5,032	6,805
9	4,651	6,299
8	4,185	5,695
7	3,720	5,059
6	3,204	4,362
5	2,641	3,611
4	2,038	2,808
3	1,448	1,999
2	0,851	1,177
1	0,303	0,419

Se puede observar en la tabla anterior, que los desplazamientos son mayores en la dirección Y, lo cual se debe a que la edificación es más flexible en esa dirección.

### 5.19.- EFECTO P-Δ

Corresponden a los efectos adicionales en las dos direcciones principales de la estructura causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Estos se deben considerar, no solo para el cálculo de dichos incrementos sino también para la evaluación de la estabilidad estructural global. Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i$ , definido a continuación, es menor a 0,10.

El índice de estabilidad  $Q_i$ , para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (\text{Ec. 5.18})$$

Donde:

$Q_i$  = índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$  = suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$

$D_i$  = deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$  = cortante sísmico del piso  $i$

$h_i$  = altura del piso  $i$  considerado

En la Tabla 5.19, se observa un resumen de los valores del coeficiente de estabilidad para cada nivel. Los cálculos de dicho coeficiente se presentan en el Anexo E.2.

**TABLA 5.19 COEFCIENTE DE ESTABILIDAD**

NIVEL	SISMO EN X	SISMO EN Y
	Qi	
12	0,0042	0,0057
11	0,0081	0,0103
10	0,0122	0,0156
9	0,0164	0,0209
8	0,0180	0,0246
7	0,0216	0,0296
6	0,0252	0,0346
5	0,0287	0,0395
4	0,0300	0,0423
3	0,0323	0,0454
2	0,0317	0,0444
1	0,0190	0,0264

El índice de estabilidad de cualquier piso,  $Q_i$ , no debe exceder el valor de 0,30. Cuando  $Q_i$  es mayor que 0,30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismorresistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras de acero, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño de la presente norma. El resumen de la tabla anterior muestra que el coeficiente de estabilidad  $Q_i$  es menor a 0,1 para las direcciones X e Y del sismo; por lo tanto, no se deberán considerar los efectos P- $\Delta$ .

### 5.20.- MOMENTOS TORSORES

El momento torsor es originado por la situación dada al aplicar la fuerza cortante en el centro de cortante, y el edificio moverse alrededor del centro de rigidez, lo que hace que el edificio además de trasladarse, gire alrededor del mencionado punto. Ésta condición no es ideal para los elementos verticales (columnas y muros de corte), por ser los elementos que mantienen unidos los distintos entresijos y deben soportar fuerzas muy grandes. Así mismo este momento torsor se puede descomponer en pares de fuerzas que se suman a las fuerzas de inercia, incrementándolas de esta manera.

En ausencia de un proceso riguroso del cálculo de los momentos torsores en la Norma, calcularemos dicho momento como el producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por la excentricidad de diseño definida como:



$$e_d = e_s + 0,05 * B \quad (\text{Ec. 5.19})$$

Donde:

$e_d$  = Excentricidad de diseño

$e_s$  = Excentricidad de entrepiso definida como la diferencia entre la coordenada del centro de corte y la coordenada del centro de rigidez para cada dirección, toma siempre positiva.

$B$  = Máxima dimensión en planta de la estructura, perpendicular a la dirección del sismo asociada a la sollicitación en estudio.

Entonces, el momento torsor será:

$$M_{ti} = V_i * (e_s + 0,05 * B) \quad (\text{Ec. 5.20})$$

Donde:

$M_{ti}$  = Momento torsor en el nivel  $i$  de análisis

$V_i$  = Fuerza cortante en el nivel  $i$  de análisis

El momento torsor actuante en cada nivel será la diferencia del momento torsor del nivel ( $i$ ), menos el momento torsor del nivel superior ( $i+1$ ).

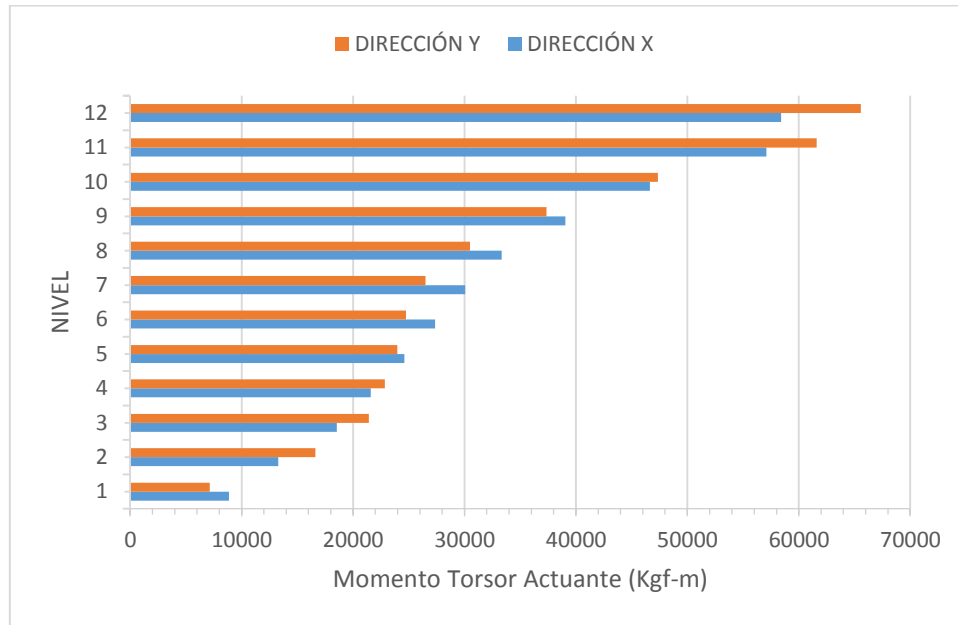
En las Tablas 5.20 y 5.21 se presenta el resumen de los cálculos para obtener los momentos torsores actuantes para cada nivel de la edificación en las direcciones X e Y. En la Figura 5.5 se muestra su distribución para cada nivel.

**TABLA 5.20 MOMENTO TORSOR ACTUANTE EN X**

Nivel	ey (m)	By (m)	Vx (Kgf)	MtX (Kgf-m)	Mtx actuante (Kgf-m)
12	0,13	19,40	53091,53	58400,68	58400,68
11	0,13	19,40	104983,92	115482,31	57081,63
10	0,13	19,40	147383,00	162121,30	46638,99
9	0,13	19,40	182885,37	201173,91	39052,61
8	0,13	19,40	213181,19	234499,31	33325,41
7	0,13	19,40	240522,53	264574,79	30075,47
6	0,13	19,40	265399,48	291939,42	27364,64
5	0,13	19,40	287770,53	316547,58	24608,16
4	0,13	19,40	307395,00	338134,50	21586,92
3	0,13	19,40	324263,75	356690,13	18555,62
2	0,13	19,40	336333,48	369966,82	13276,70
1	0,13	19,40	341277,47	378817,99	8851,17

**TABLA 5.21 MOMENTO TORSOR ACTUANTE EN Y**

Nivel	ex (m)	Bx (m)	Vy (Kgf)	Mty (Kgf-m)	Mty actuante (Kgf-m)
12	0,00	22,60	58021,00	65563,73	65563,73
11	0,00	22,60	112536,96	127166,76	61603,03
10	0,00	22,60	154455,07	174534,23	47367,46
9	0,00	22,60	187512,71	211889,36	37355,13
8	0,00	22,60	214488,38	242371,86	30482,50
7	0,00	22,60	237950,12	268883,64	26511,77
6	0,00	22,60	259860,50	293642,36	24758,72
5	0,00	22,60	281077,61	317617,70	23975,34
4	0,00	22,60	301298,34	340467,12	22849,42
3	0,00	22,60	320241,99	361873,45	21406,33
2	0,00	22,60	334948,47	378491,77	16618,32
1	0,00	22,60	341277,47	385643,54	7151,77



**FIGURA 5.5 DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS TORSORES ACTUANTES**

### 5.21.- DESPLAZAMIENTO POR TORSIÓN

Al igual que con el análisis hecho para la Norma COVENIN 1756-01, se realizó un análisis estático utilizando el programa ETABS, en donde se aplicó en el centro de rigidez el momento torsor actuante tomando en cuenta la excentricidad accidental igual a  $0,05B$ , donde  $B$  es la mayor dimensión de la edificación en las direcciones X e Y.

A partir del análisis anterior, se obtuvieron los desplazamientos de todos los pórticos que conforman el sistema estructural, en donde se tomaron los pórticos con los desplazamientos más desfavorables, en la dirección X se tomó el pórtico 1 y en la dirección Y el pórtico A. En la Tabla 5.22 se muestran dichos desplazamientos.

**TABLA 5.22 DESPLAZAMIENTOS TORSIONALES**

NIVEL	DIRECCIÓN X PÓRTRICO 1	DIRECCIÓN Y PÓRTRICO A
	DESPLAZAMIENTO (cm)	DESPLAZAMIENTO (cm)
12	0,684	0,983
11	0,668	0,960
10	0,640	0,921
9	0,601	0,866
8	0,553	0,798
7	0,499	0,723
6	0,437	0,637
5	0,367	0,537
4	0,289	0,425
3	0,208	0,307
2	0,124	0,184
1	0,045	0,066

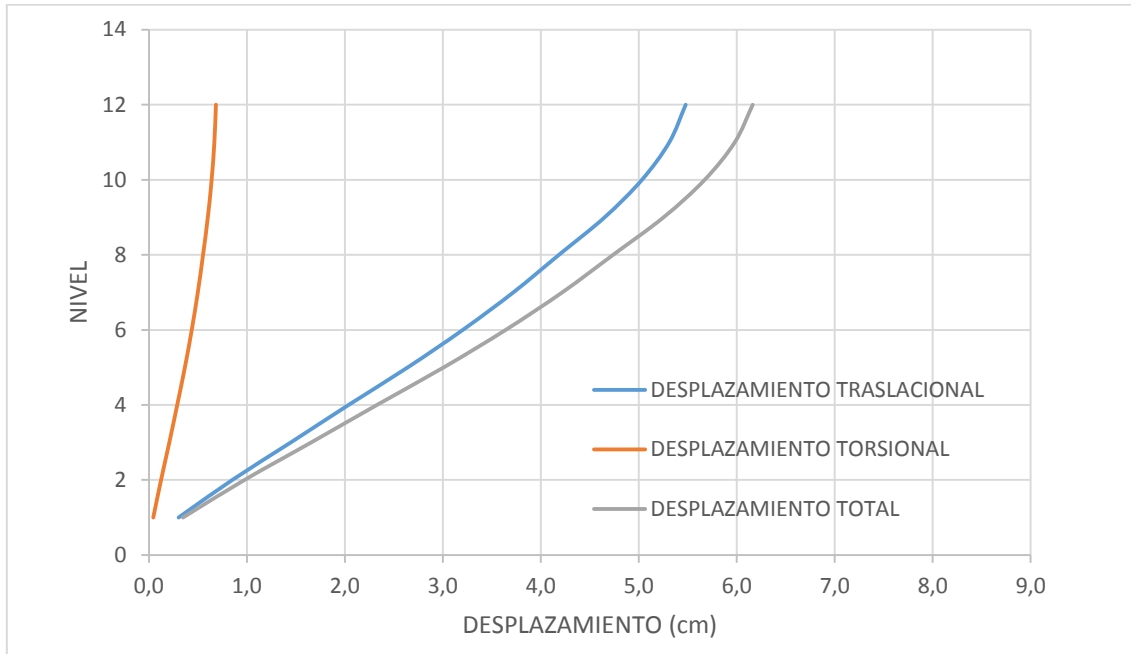
**5.22.- SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES**

La Tabla 5.23 se presentan los resultados de la superposición de los desplazamientos elásticos traslacionales y torsionales para los pórticos más desfavorables, pórtico 1 en la dirección X y pórtico A en la dirección Y. Los valores correspondientes a los desplazamientos generados por la torsión incluyen la ocurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular según lo establecido en la Sección 2.73 de la presente norma.

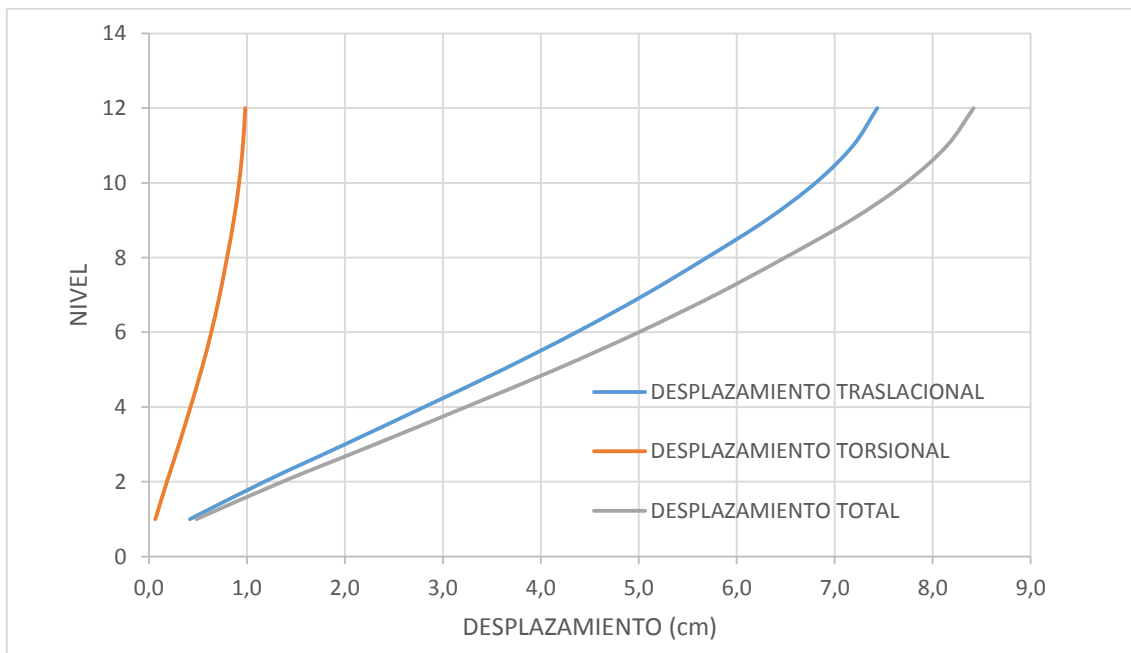
**TABLA 5.23 SUPERPOSICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS**

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS EN X PÓRTRICO 1 (cm)			DESPLAZAMIENTOS EN Y PÓRTRICO A (cm)		
	TRASLACIÓN	TORSIÓN	TOTAL	TRASLACIÓN	TORSIÓN	TOTAL
12	5,478	0,684	6,163	7,434	0,983	8,417
11	5,312	0,668	5,980	7,188	0,960	8,148
10	5,032	0,640	5,673	6,805	0,921	7,726
9	4,651	0,601	5,253	6,299	0,866	7,166
8	4,185	0,553	4,737	5,695	0,798	6,493
7	3,720	0,499	4,219	5,059	0,723	5,782
6	3,204	0,437	3,642	4,362	0,637	4,999
5	2,641	0,367	3,008	3,611	0,537	4,147
4	2,038	0,289	2,327	2,808	0,425	3,233
3	1,448	0,208	1,656	1,999	0,307	2,307
2	0,851	0,124	0,975	1,177	0,184	1,361
1	0,303	0,045	0,348	0,419	0,066	0,485

Se puede observar que los mayores desplazamientos ocurren en la dirección Y. En las Figuras 5.6 y 5.7 se presentan los desplazamientos traslacionales, torsionales y totales para los pórticos “1” y “A”, pertenecientes a las direcciones X e Y respectivamente en donde se puede apreciar que los desplazamientos traslacionales son mucho mayores que los torsionales.



**FIGURA 5.6 DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PÓRTICO 1, DIRECCIÓN X**



**FIGURA 5.7 DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS DEL PÓRTICO A, DIRECCIÓN Y**

En la Tabla 5.24, se muestra el aporte por separado de los efectos traslacionales y torsionales de los desplazamientos elásticos y sus debidos porcentajes. En dicha tabla se observa que en los niveles superiores los desplazamientos traslacionales representa alrededor del 88% de los desplazamientos totales, mientras en los niveles inferiores representa alrededor del 87%.

**TABLA 5.24 APORTES DE LOS EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES**

NIVEL	PÓRTICO 1 DIRECCIÓN X				PÓRTICO A DIRECCIÓN Y			
	TRASLACIÓN		TORSIÓN		TRASLACIÓN		TORSIÓN	
	DESPLAZAMIENTO (cm)	(%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	(%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	(%)	DESPLAZAMIENTO (cm)	(%)
12	5,48	88,90	0,68	11,10	7,43	88,32	0,98	11,68
11	5,31	88,83	0,67	11,17	7,19	88,22	0,96	11,78
10	5,03	88,71	0,64	11,29	6,81	88,08	0,92	11,92
9	4,65	88,55	0,60	11,45	6,30	87,91	0,87	12,09
8	4,18	88,33	0,55	11,67	5,70	87,72	0,80	12,28
7	3,72	88,17	0,50	11,83	5,06	87,49	0,72	12,51
6	3,20	87,99	0,44	12,01	4,36	87,27	0,64	12,73
5	2,64	87,79	0,37	12,21	3,61	87,06	0,54	12,94
4	2,04	87,57	0,29	12,43	2,81	86,87	0,42	13,13
3	1,45	87,42	0,21	12,58	2,00	86,68	0,31	13,32
2	0,85	87,28	0,12	12,72	1,18	86,49	0,18	13,51
1	0,30	87,13	0,04	12,87	0,42	86,35	0,07	13,65

### 5.23.- CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS

Para cumplir con el objetivo de evitar daños estructurales ante la presencia de una amenaza sísmica, la norma requiere que se mantenga los desplazamientos laterales del edificio dentro de los límites admisibles ya que excesivas deformaciones han ocasionado innumerables pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.

Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas,  $\Delta_m$ , se presentan en la Tabla 5.25, según lo indicado en la norma en su Sección 2.6.2. Las derivas son un resultado adimensional que depende de la diferencia de desplazamientos entre dos niveles consecutivos y la altura de piso. Los cuales a su vez dependen de las fuerzas dinámicas obtenidas por medio de métodos dinámicos.

**TABLA 5.25 VALORES LÍMITES**

TIPO DE ESTRUCTURA	$\lambda_i$ <b>MÁXIMO</b>
HORMIGÓN ARMADO, ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MADERA	0,020
MAMPOSTERÍA	0,010

Por ser un edificio de hormigón armado, tomaremos como límite máximo de la derivas de entrepiso como 0,020

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta_M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales y los efectos P- $\Delta$ .

El valor de la deriva máxima inelástica  $\Delta_M$  de cada piso, según lo establecido en la sección 2.7.8.3, debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{Mi} = 0,75R\Delta_e \quad (\text{Ec. 5.21})$$

Donde:

R = factor de reducción de respuesta espectral

$\Delta_e$  = Desplazamiento elástico para cada nivel, calculado para las fuerzas de diseño

$\delta_i$  = Deriva total del nivel i, calculada a partir de la fórmula

$$\delta_i = \Delta_{Mi} - \Delta_{Mi-1} \quad (\text{Ec. 5.22})$$

Para los cálculos del valor límite de  $\Delta_{Mi}$ , se utilizaron las fuerzas cortantes corregidas debido al ajuste realizado a los resultados obtenidos del análisis dinámico; dichos factores se muestran en la Tabla 5.16. En la Tabla 5.26 se muestra los desplazamientos inelásticos obtenidos de acuerdo a lo establecido en la norma.

**TABLA 5.26 DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS**

NIVEL	PÓRTICO 1 DIRECCIÓN X		PÓRTICO A DIRECCIÓN Y	
	$\Delta_{ei}$ (cm)	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_{ei}$ (cm)	$\Delta_i$ (cm)
12	6,16	27,73	8,42	37,88
11	5,98	26,91	8,15	36,66
10	5,67	25,53	7,73	34,77
9	5,25	23,64	7,17	32,25
8	4,74	21,32	6,49	29,22
7	4,22	18,98	5,78	26,02
6	3,64	16,39	5,00	22,49
5	3,01	13,54	4,15	18,66
4	2,33	10,47	3,23	14,55
3	1,66	7,45	2,31	10,38
2	0,98	4,39	1,36	6,12
1	0,35	1,57	0,49	2,18

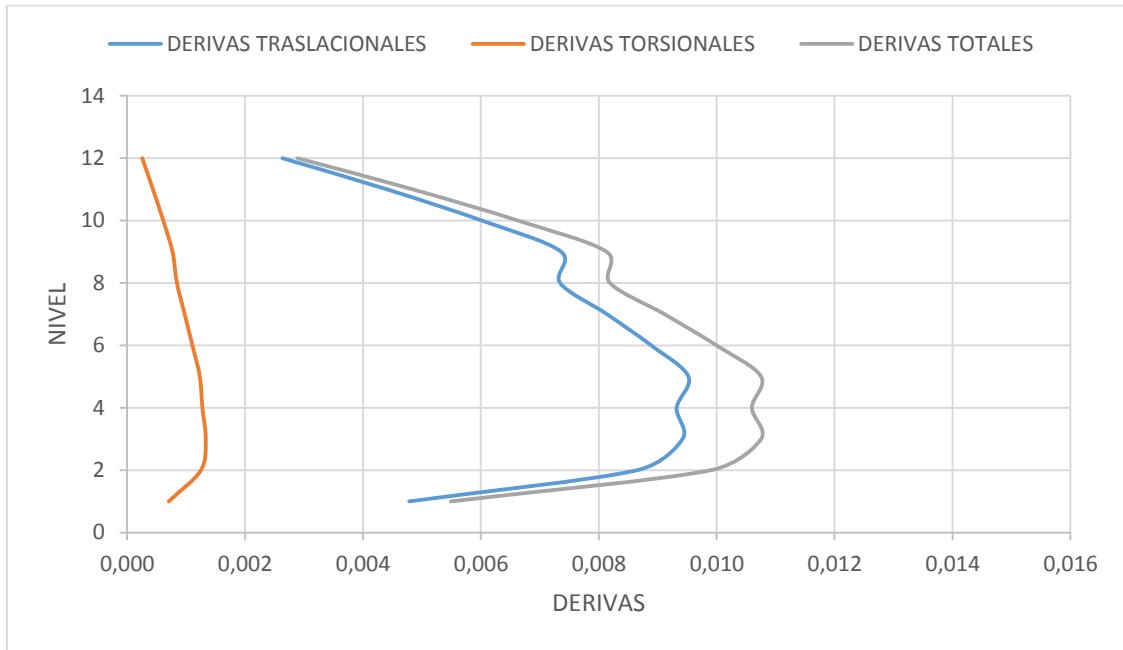
#### 5.24.- DERIVAS TOTALES

En la Tabla 5.27 se muestran las derivas totales asociadas a los desplazamientos inelásticos que se encuentran en la Tabla 5.26. En las Figuras 5.8 y 5.9 se grafican las derivas traslacionales, torsionales y totales para las direcciones X e Y, respectivamente, y se puede observar que las máximas derivas se encuentran en el nivel 3. En la Tabla 5.24 se evidencia que el aporte traslacional es de un 87,42 y 86,68% y el rotacional un 12,58 y 13,32% en las direcciones X e Y respectivamente, con respecto a la deriva total de dicho nivel.

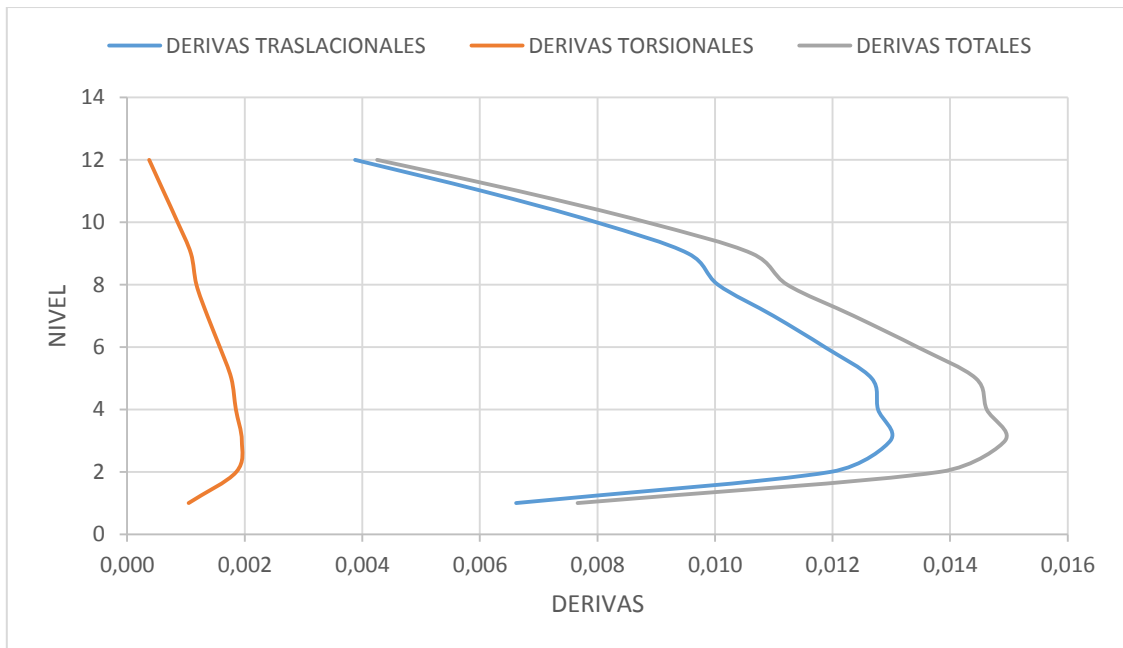


**TABLA 5.27 DERIVAS TOTALES**

NIVEL	PÓRTICO 1 DIRECCIÓN X			PÓRTICO A DIRECCIÓN Y		
	$\delta_i$ (cm)	$h_i-h_{i-1}$ (cm)	$\lambda_i$	$\delta_i$ (cm)	$h_i-h_{i-1}$ (cm)	$\lambda_i$
12	0,82	285	0,0029	1,21	285	0,0043
11	1,38	285	0,0048	1,90	285	0,0067
10	1,89	285	0,0066	2,52	285	0,0088
9	2,32	285	0,0081	3,03	285	0,0106
8	2,33	285	0,0082	3,20	285	0,0112
7	2,60	285	0,0091	3,52	285	0,0124
6	2,85	285	0,0100	3,83	285	0,0134
5	3,06	285	0,0108	4,11	285	0,0144
4	3,02	285	0,0106	4,17	285	0,0146
3	3,06	285	0,0108	4,26	285	0,0149
2	2,82	285	0,0099	3,94	285	0,0138
1	1,57	285	0,0055	2,18	285	0,0077



**FIGURA 5.8 DERIVAS TRASLACIONALES, TORSIONALES Y TOTALES EN DIRECCIÓN X**



**FIGURA 5.9 DERIVAS TRASLACIONALES, TORSIONALES Y TOTALES EN DIRECCIÓN Y**

# CAPÍTULO VI



## CAPÍTULO VI

### ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y LA NEC-11

#### 6.1.- ALCANCE

A continuación se muestra un estudio comparativo de los resultados obtenidos a través del análisis efectuado a la edificación en estudio, utilizando la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11.

#### 6.2.- COEFICIENTES DE LA EDIFICACIÓN

En la Tabla 6.1 se presenta comparaciones entre las expresiones y los coeficientes utilizados en el análisis de la edificación usando la Norma COVENIN 1756-2001 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. El edificio fue ubicado en zonas sísmicas y características geotécnicas similares en los dos países a fin de que la comparación fuese lo más real posible.

En el resumen, se puede observar que hay un grupo de especificaciones que son comunes en ambas normas; sin embargo, hay especificaciones que la norma venezolana toma en cuenta y la ecuatoriana no, y viceversa.

**TABLA 6.1 COMPARACIÓN DE PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS  
DE LA EDIFICACIÓN POR AMBAS NORMAS**

PARÁMETRO	COVENIN 1756-2001		NEC-11	
	CAPÍTULO	FACTOR	SECCIÓN	FACTOR
Zonificación Sísmica	4	5	2.5.2	III
Aceleración máxima horizontal del terreno, expresada como una fracción de la gravedad	4	0,3	2.5.2	0,3
Condiciones geotécnicas	5	S2	2.5.4	PERFIL D
Factor de corrección de aceleración Horizontal ( $\phi$ )	5	0,9	NO APLICA	-
Coefficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo Fa, Fd y Fs	NO APLICA	-	2.5.4	Fa = 1,30 Fd = 1,60 Fs = 1,30
Factor de importancia ( $\alpha$ o I)	6	1	2.6.4	1
Factor de reducción de respuesta (R)	6	6	2.7.2	6
Factor de magnificación ( $\beta$ )	7	2,6	NO APLICA	-
Relación de amplificación espectral ( $\eta$ )	NO APLICA	-	2.5.5	1,8
Exponente que define la rama descendiente del espectro (p o r)	7	1	2.5.5	1,5
Período fundamental estimado (seg)	9	0,989	2.7.2	1,129
Efecto P- $\Delta$	8	Se considerara para $\theta_i > 0,08$ $\theta_{max} = 0,1042$	2.7.5	Se considerara para $Q_i > 0,10$ $Q_{max} = 0,30$
Deriva Máxima	10	0,018	2.6.2	0,020
Fuerza lateral correspondiente al nivel i (método estático)	9	$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i * h_i}{\sum_{j=1}^n W_j * h_j}$	2.7.2	$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$
Momentos torsores	9	$M_{ti} = V_i(\tau e_i + 0.06 B_i)$ $M_{ti} = V_i(\tau' e_i - 0.06 B_i)$	-	$M_{ti} = V_i(e_{si} + 0.05 B_i)$
Secciones agrietadas	NO APLICA	-	2.7.1	0,5I <sub>g</sub> para vigas 0,8I <sub>g</sub> para columnas

### 6.3.- PERÍODOS FUNDAMENTALES ESTIMADO Y DINÁMICO

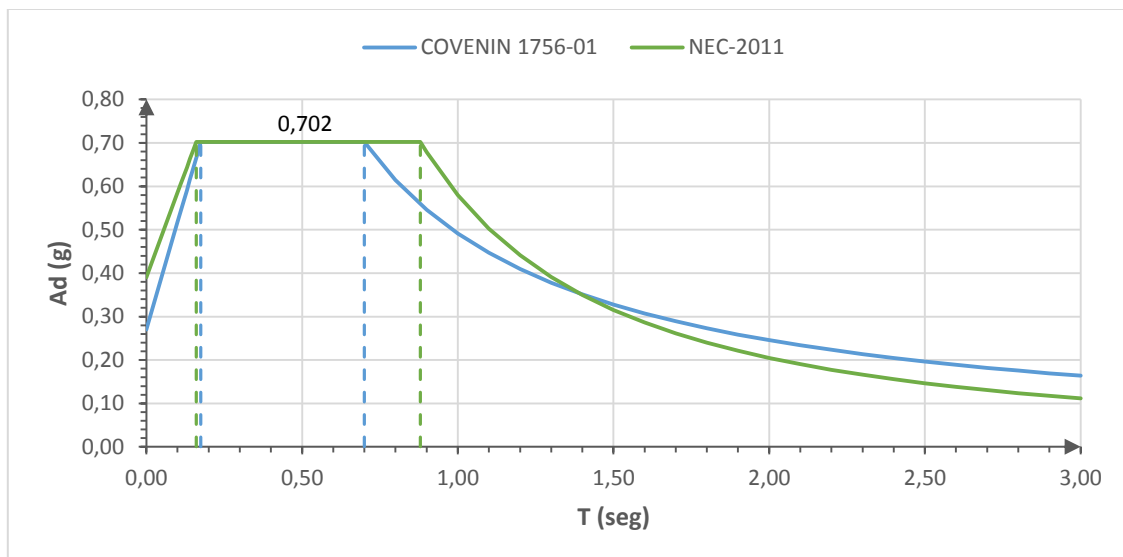
El resumen de los períodos fundamentales estimados y dinámicos para cada norma en las direcciones X e Y se encuentran en la Tabla 6.2. Se puede observar que para ambos casos los períodos de la norma de Ecuador son mayores a los de la norma de Venezuela; esto se debe a que la norma ecuatoriana, el valor del exponente ( $\alpha$ ) de la expresión del período fundamental estimado varía según el tipo de edificación que se esté estudiando y en el caso de Venezuela es constante. El período fundamental dinámico fue mayor para la Norma de Ecuador, en la dirección X en un 26,85% y en la dirección Y en un 33,33%, con respecto a la norma venezolana, debido a que esta norma incorpora el criterio de secciones agrietadas.

**TABLA 6.2 COMPARACIÓN DE LOS PERÍODOS FUNDAMENTALES ESTIMADO Y DINÁMICO**

PAÍS	PERÍODO FUNDAMENTAL ESTIMADO (seg)		PERÍODO FUNDAMENTAL DINÁMICO (seg)	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
VENEZUELA	0,99	0,99	1,08	1,26
ECUADOR	1,13	1,13	1,37	1,62

### 6.4.- ESPECTRO ELÁSTICO

En la Figura 6.1 se presentan los espectros elásticos obtenidos usando las Normas COVENIN 1756-01 y NEC-11:



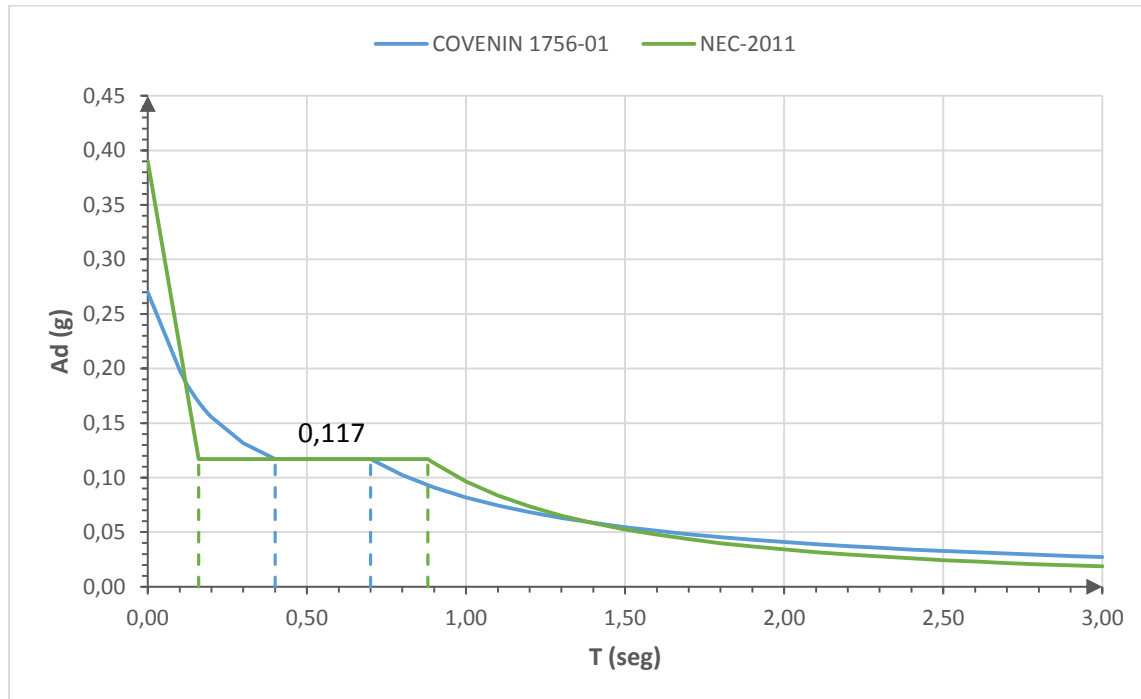
**FIGURA 6.1 ESPECTROS ELÁSTICOS SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y LA NEC-11**

- Para  $T=0$  seg, la ordenada del espectro ecuatoriano ( $A_0 = 0,39g$ ) es mayor que la del espectro venezolano ( $A_0 = 0,27g$ ), ya que se amplifica la aceleración máxima del terreno por un factor de sitio ( $F_a$ ) debido a la aceleraciones en roca y para el caso del espectro venezolano, en cambio, se reduce la aceleración horizontal por el tipo de suelo. Un factor de corrección de ( $\phi$ ).
- En la rama ascendente de los espectros, el ecuatoriano se encuentra por encima del venezolano para el intervalo  $0 \leq T \leq 0,16$ seg; aunque las expresiones matemáticas que definen dichas ramas son similares, el espectro venezolano crece más rápido en dicho intervalo por la presencia del factor de magnificación ( $\beta$ ) que amplifica el producto inicial ( $\alpha, \phi, A_0$ ). El espectro ecuatoriano considera un factor de amplificación espectral ( $\eta$ ) que es menor a ( $\beta$ ) para nuestra condición de análisis y no es considerado en el producto inicial ( $Z \times F_a$ ) de su expresión matemática.
- En el espectro de Ecuador el período a partir del cual el espectro tiene un valor constante ( $T_0$ ), viene amplificado por los factores de sitio debido a las aceleraciones y desplazamientos en roca ( $F_a$  y  $F_d$ ) y del comportamiento no lineal de los suelos ( $F_s$ ). Los valores del período inicial de la recta son similares,  $T_0=0,16$  seg para el caso ecuatoriano y  $T_0 = 0,175$ seg para el venezolano.
- La platea para ambos espectros es igual entre el intervalo  $0,175 \leq T \leq 0,702$
- La platea para del espectro ecuatoriano es más larga, ya que la norma ecuatoriana establece que el máximo período donde los espectros normalizados tienen un valor constante ( $T_c$ ) viene definido por la ecuación (5.3), que involucra factores de sitio debido a las aceleraciones y desplazamientos en roca ( $F_a$  y  $F_d$ ) y del comportamiento no lineal de los suelos ( $F_s$ ) que amplifican dicho período.
- El espectro ecuatoriano desciende más rápido debido a que el exponente ( $r$ ) que define dicha rama es mayor ( $r=1,5$ ), debido a que amplifica la expresión matemática de dicha rama para suelos con velocidad promedio de ondas de corte menores a 360 m/s; en el espectro venezolano el exponente de la rama descendiente ( $p=1$ ).

## 6.5.- ESPECTRO DE DISEÑO

En la Figura 6.2 se presentan los espectros de diseño derivado del uso de las Normas de Ecuador y Venezuela:





**FIGURA 6.2 ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN LAS NORMAS  
COVENIN 1756-01 Y NEC-11**

- El factor de reducción de respuesta ( $R$ ), a partir de nuestras condiciones de análisis son iguales ( $R=6$ ), según lo establecido en ambas normas.
- En la primera rama descendiente, el espectro ecuatoriano desciende más rápido y de forma lineal, logrando llegar a la condición en donde los valores del espectro se normaliza con un período  $T_0=0,16\text{seg}$ ; en el caso del espectro venezolano, desciende más lento porque la norma divide la expresión matemática de dicha rama por otra expresión que incluye el factor de reducción de respuesta ( $R$ ) y un cociente entre el período fundamental ( $T$ ) y el periodo característico de variación de respuesta dúctil ( $T_+$ ), elevados a un coeficiente ( $c$ ) que depende de ( $R$ ) y ( $\beta$ ), por esto el espectro desciende de forma curvilínea a diferencia del espectro ecuatoriano.
- En la rama horizontal los espectros tienen la misma aceleración ( $A_d=0,117$ ) en el intervalo  $0,40 \leq T(\text{seg}) \leq 0,70$ . Dicha rama es más larga en la norma ecuatoriana ya que el máximo período donde los espectros tienen un valor constante ( $T_c$ ) viene definido por la ecuación (5.3), que involucra factores de sitio debido a las aceleraciones y desplazamientos en roca ( $F_a$  y  $F_d$ ) y del comportamiento no lineal de los suelos ( $F_s$ ) que amplifican dicho período.

- El espectro ecuatoriano desciende más rápido debido a que el exponente ( $r$ ) que define dicha rama es mayor ( $r=1,5$ ), debido a que amplifica la expresión matemática de dicha rama para suelos con velocidad promedio de ondas de corte menores a 360 m/s; en el espectro venezolano el exponente de la rama descendiente ( $p=1$ ).

#### **6.6.- MÉTODO DE ANÁLISIS**

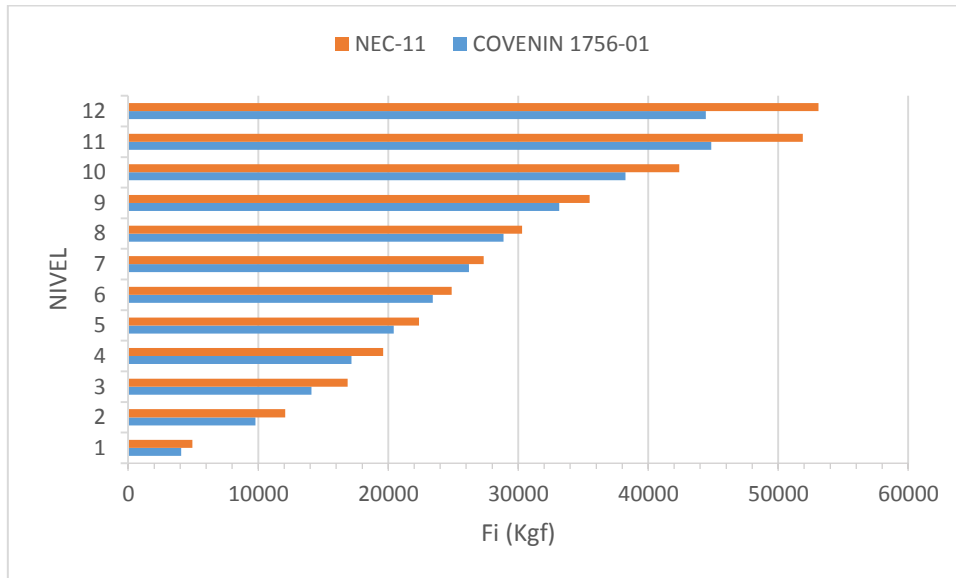
La edificación en estudio consta de 12 niveles con una altura total de 34,20 metros y su estructura es de tipo regular; para estas condiciones la norma COVENIN 1756-01 establece que el método de análisis seleccionado fue el del Análisis Dinámico Plano, en donde los efectos traslacionales se determinan con el Método de Superposición Modal con un Grado de Libertad por Nivel y los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente. Por su parte, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11, para una edificación con la características previamente mencionadas, recomienda utilizar el método basado en fuerzas, el cual garantiza que la capacidad de los elementos estructurales supere la demanda a la que se verá sometida la estructura. En ambos métodos, se trabajara en paralelo con el análisis dinámico como herramienta de apoyo, en donde el criterio de diseño será el que genere mayor factor de seguridad en el momento que se haga el estudio sismorresistente de la estructura.

#### **6.7.- FUERZAS LATERALES SÍSMICAS**

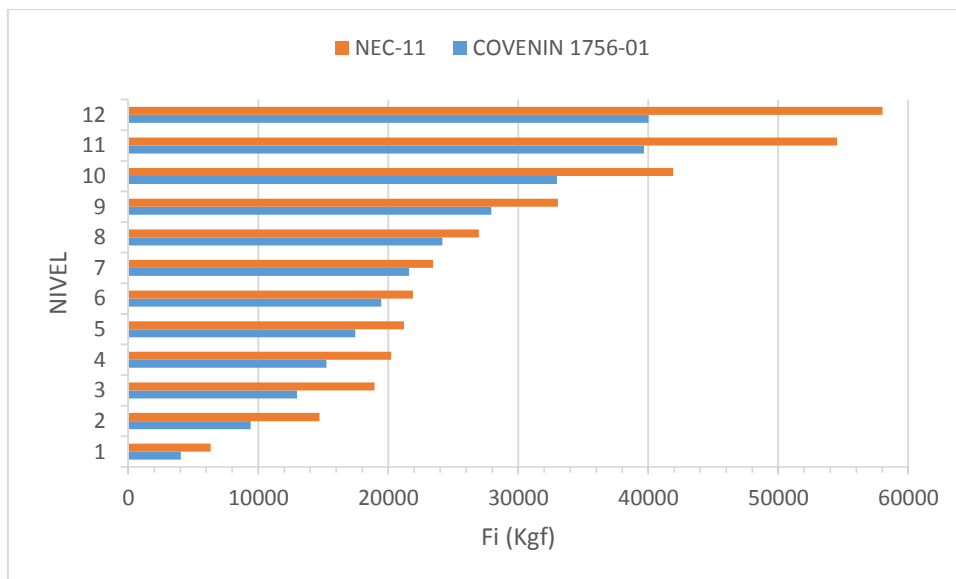
Las fuerzas laterales sísmicas fueron obtenidas mediante el método de Superposición Modal utilizando el programa ETABS, utilizando el espectro de diseño propuesto por cada norma. En la Tabla 6.3 y las Figuras 6.3 y 6.4 se muestra la distribución de las fuerzas laterales en las direcciones “X” y “Y” para ambas normas.

**TABLA 6.3 FUERZAS LATERALES SÍSMICAS SEGÚN LAS NORMAS COVENIN  
1756-01 Y LA NEC-11**

Nivel	COVENIN 1756-01		NEC-11	
	FUERZA LATERAL (Kgf)		FUERZA LATERAL (Kgf)	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
12	44420,29	40026,11	53091,53	58021,00
11	44837,31	39669,39	51892,39	54515,96
10	38246,76	32978,54	42399,08	41918,11
9	33143,94	27938,54	35502,37	33057,64
8	28877,93	24168,40	30295,82	26975,67
7	26199,45	21611,46	27341,34	23461,75
6	23438,96	19468,59	24876,94	21910,37
5	20431,99	17472,72	22371,05	21217,12
4	17170,12	15256,58	19624,47	20220,73
3	14099,92	12989,78	16868,75	18943,65
2	9796,34	9407,37	12069,72	14706,48
1	4081,64	4040,94	4944,00	6329,00



**FIGURA 6.3 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES SÍSMICAS PRODUCIDAS POR EL SÍSMO EN DIRECCIÓN X**



**FIGURA 6.4 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES SÍSMICAS PRODUCIDAS POR EL SÍSMO EN DIRECCIÓN Y**

Se puede observar que las fuerzas laterales obtenidas con la Norma Ecuatoriana de la Construcción son mayores que las obtenidas con la norma venezolana, esto se debe a que la norma ecuatoriana incluye el criterio de las secciones agrietadas en el diseño de los elementos estructurales.

## 6.8.- CORTE BASAL DE DISEÑO

La norma COVENIN 1756-01 establece que el corte basal  $V_o$ , calculado por el Método de Superposición Modal deberá compararse con el corte establecido en la norma en su Capítulo 9, Sección 9.4.6, pero con un periodo  $T=1,6T_a$ . Cuando  $V_o$  sea menor que  $V_o^*$  los valores para el diseño deberán multiplicarse por  $V_o^*/V_o$ . Adicionalmente, la norma añade que el cociente  $V_o/W$  de diseño no será menor que el mínimo coeficiente sísmico (C).

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-11 en su Sección 2.7.7.8 establece que si el cortante en la base obtenido por el análisis dinámico para estructuras regulares es menor al 80% del corte basal obtenido del análisis estático, los resultados totales del análisis dinámico deberán ser ajustado de tal manera que el corte dinámico como mínimo sea igual al corte estático aplicando la relación  $V_{oc}/V_{oa}$ .

En resumen, se toma como corte basal de diseño el mayor valor obtenido entre el método dinámico y el estático.

En el caso del análisis hecho tomando las especificaciones sísmicas de la norma venezolana, el corte basal dinámico fue mayor al corte basal estático y no fue necesario hacer correcciones. Para el análisis sísmico siguiendo las especificaciones de la norma ecuatoriana, ocurrió lo contrario, el corte basal dinámico fue menor al corte basal estático normativo y por lo tanto, se hicieron las respectivas correcciones. En la tabla 6.4 se muestran los factores de corrección utilizados para cada dirección del sismo.

**TABLA 6.4 FACTORES DE CORRECCIÓN**

DIRECCIÓN	COVENIN 1756-01	NEC-11
X	1,00	1,39
Y	1,00	1,73

En la Tabla 6.5 se pueden observar que la distribución del corte basal en las direcciones X e Y para ambas normas. En la Tabla 6.6 se compara los cortes basales de diseño de ambas normas y se puede observar que el corte basal de diseño en las direcciones X e Y de la norma ecuatoriana fueron mayores en un 11,99 y 28.77% respectivamente a los de la norma venezolana.

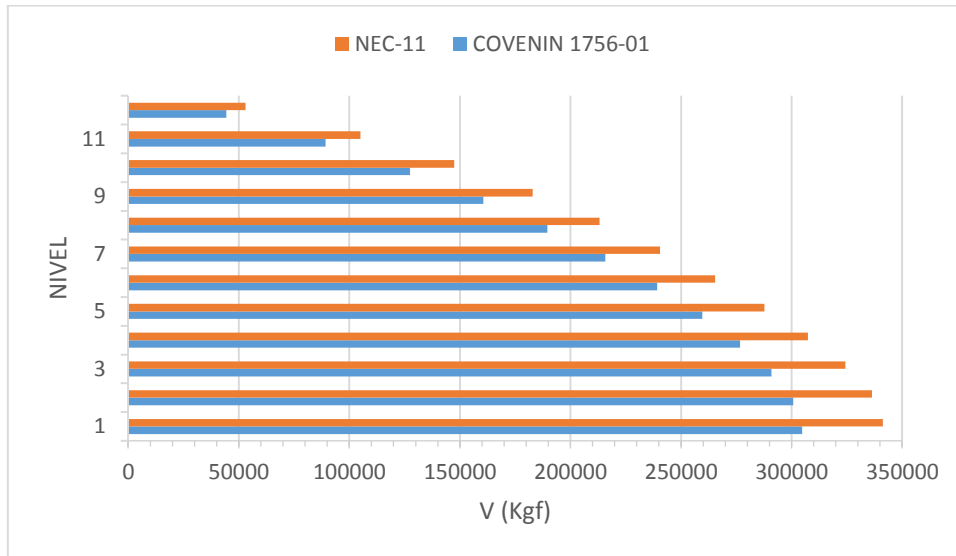
**TABLA 6.5 DISTRIBUCIÓN DEL CORTE BASAL SEGÚN LAS NORMAS  
COVENIN 1756-01 Y NEC 11**

Nivel	COVENIN 1756-01		NEC-11	
	FUERZA CORTANTE (Kgf)		FUERZA CORTANTE (Kgf)	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
12	44420,29	40026,11	53091,53	58021,00
11	89257,60	79695,50	104983,92	112536,96
10	127504,36	112674,04	147383,00	154455,07
9	160648,30	140612,58	182885,37	187512,71
8	189526,23	164780,98	213181,19	214488,38
7	215725,68	186392,44	240522,53	237950,12
6	239164,64	205861,03	265399,48	259860,50
5	259596,63	223333,75	287770,53	281077,61
4	276766,75	238590,33	307395,00	301298,34
3	290866,67	251580,11	324263,75	320241,99
2	300663,01	260987,48	336333,48	334948,47
1	304744,65	265028,42	341277,47	341277,47

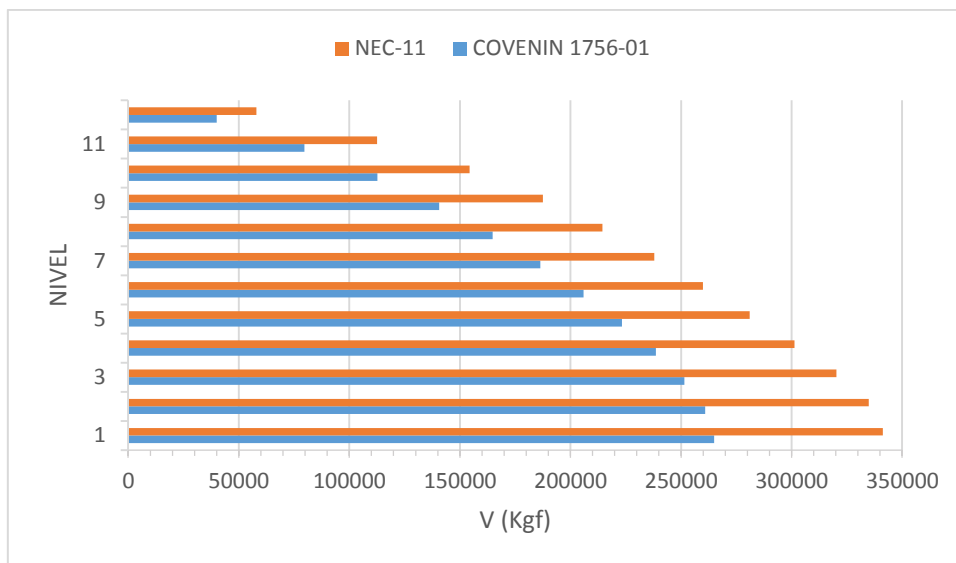
**TABLA 6.6 COMPARACIÓN DEL CORTE BASAL DE DISEÑO**

NORMA	CORTE BASAL (Kgf)		DIFERENCIA (%)	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
COVENIN 1756-01	304744,65	265028,42	11,99	28,77
NEC-11	341277,47	341277,47		

En las Figuras 6.5 y 6.6 se muestra la distribución de las fuerzas cortantes corregidas para ambas normas en las direcciones “X” e “Y” respectivamente.



**FIGURA 6.5 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES EN DIRECCIÓN X**



**FIGURA 6.6 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES EN DIRECCIÓN Y**

Se puede observar en las Figuras 6.5 y 6.6 que las fuerzas cortantes corregidas resultantes del análisis hecho a partir de la norma ecuatoriana de la construcción son mayores a las fuerzas cortantes corregidas venezolana. Esto se debe a que la norma ecuatoriana toma en cuenta secciones agrietadas obligando a que las solicitaciones aumenten.

En la Tabla 6.7 se puede observar que el corte basal obtenido por el método Estático en la norma ecuatoriana es mayor en un 11,98% en dirección X y en un 28,77% en dirección Y al corte basal obtenido por el método de superposición modal en la norma venezolana.

**TABLA 6.7 COMPARACIÓN DE LOS CORTES BASALES**

PAÍS	MÉTODO	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
		V <sub>o</sub> (Kgf)	(%)	V <sub>o</sub> (Kgf)	(%)
VENEZUELA	SUPERPOSICIÓN MODAL	304744,65	100,00	265028,42	100,00
ECUADOR	ESTÁTICO	341277,47	111,98	341277,47	128,77

### 6.9.- MOMENTOS TORSORES

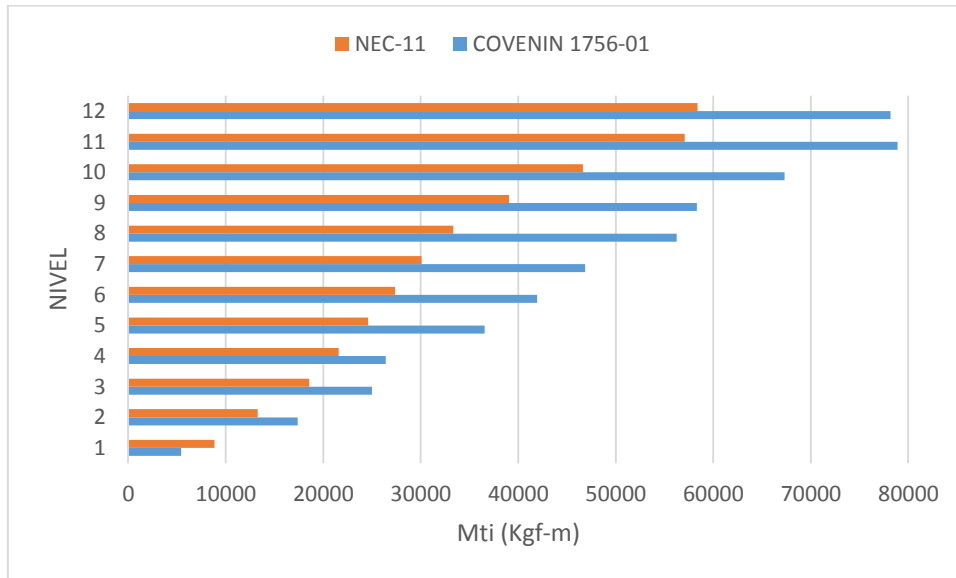
En la Tabla 6.8 y en las Figuras 6.7 y 6.8 se puede observar los momentos torsores actuantes generados en las direcciones “X” e “Y”, respectivamente para cada norma.

**TABLA 6.8 MOMENTO TORSOR ACTUANTE SEGÚN LAS NORMAS**

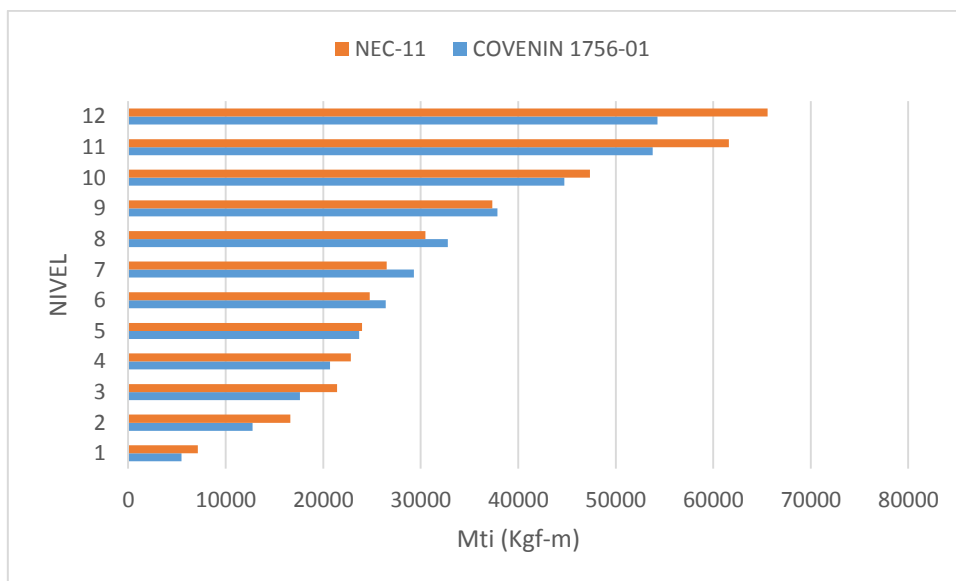
**COVENIN 1756-01 Y NEC-11**

Nivel	COVENIN 1756-01		NEC-11	
	MOMENTO TORSOR ACTUANTE (Kgf-m)		MOMENTO TORSOR ACTUANTE (Kgf-m)	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
12	78177,44	54275,41	58400,68	65563,73
11	78911,40	53791,69	57081,63	61603,03
10	67312,33	44718,90	46638,99	47367,46
9	58331,63	37884,66	39052,61	37355,13
8	56263,09	32772,35	33325,41	30482,50
7	46861,62	29305,14	30075,47	26511,77
6	41924,07	26399,41	27364,64	24758,72
5	36545,66	23693,01	24608,16	23975,34
4	26415,19	20687,92	21586,92	22849,42
3	25000,94	17614,14	18555,62	21406,33
2	17370,15	12756,39	13276,70	16618,32
1	5424,85	5479,51	8851,17	7151,77





**FIGURA 6.7 DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS TORSORES EN DIRECCIÓN X**



**FIGURA 6.8 DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS TORSORES EN DIRECCIÓN Y**

La norma venezolana considera para los cálculos de los momentos torsores un factor de amplificación dinámica torsional ( $\tau$ ) que la norma ecuatoriana no considera; en la dirección “X” del sismo se puede observar que los momentos torsores producto del análisis de la norma venezolana son mayores debido a que dicho factor de amplificación aumenta el torque de las fuerzas cortantes para cada nivel en esta dirección. Cabe destacar, que en el análisis de las fuerzas cortantes para cada nivel, en ambas direcciones, las cortantes obtenidas del análisis de

la norma ecuatoriana fueron mayores en ambas direcciones; esto quiere decir, que el factor de amplificación dinámica torsional ( $\tau$ ) hizo que el momento torsor de la norma venezolana aumentara y sobrepasara al momento torsor de la norma ecuatoriana. En la dirección “Y” del sismo ocurre lo contrario; esto se debe a que hay simetría en esta dirección y la excentricidad estática es igual a cero, anulando para el caso de la norma venezolana el factor de amplificación dinámica. La norma venezolana toma un 6% del ancho de planta en la dirección normal a la dirección analizada ( $B_i$ ), mientras que la norma ecuatoriana toma un 5% para el mismo ancho; esto quiere decir que la excentricidad accidental de la norma venezolana aumenta el momento torsor un poco más que la excentricidad accidental especificada en la norma ecuatoriana.

De lo anterior se puede observar que la desventaja de no considerar secciones agrietadas en la norma venezolana se compensa con la incorporación del factor de amplificación dinámica torsional para el caso en el que la excentricidad estática sea diferente de cero como se puede observar en nuestro caso en la dirección “X” del análisis. Para estructuras simétricas, dicho factor no aporta en la amplificación del torque ya que la excentricidad estática es nula, como ocurre en la dirección “Y” de la edificación en estudio; con esto se observa que la norma ecuatoriana es más conservadora para el caso de estructuras simétricas.

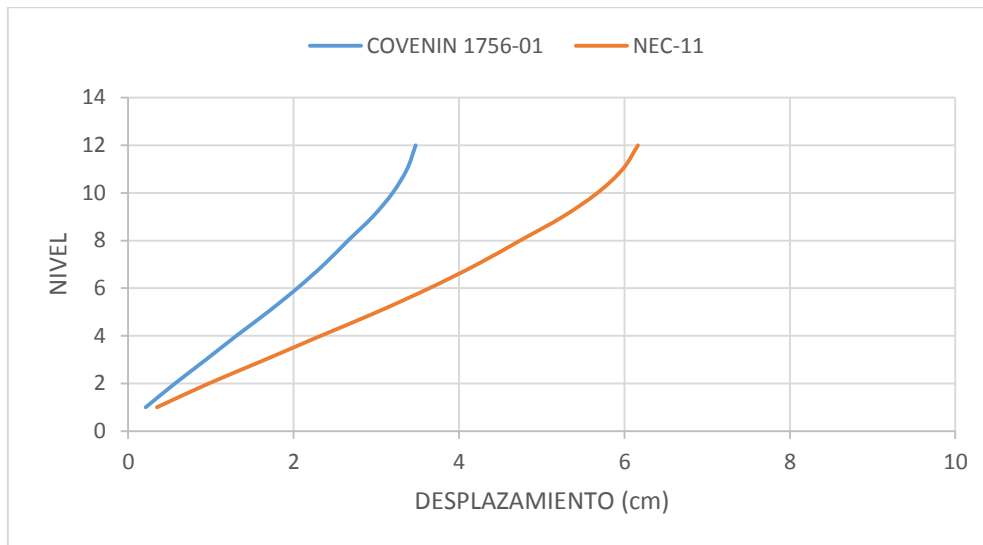
## **6.10.- DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS**

### **6.10.1.- DESPLAZAMIENTOS**

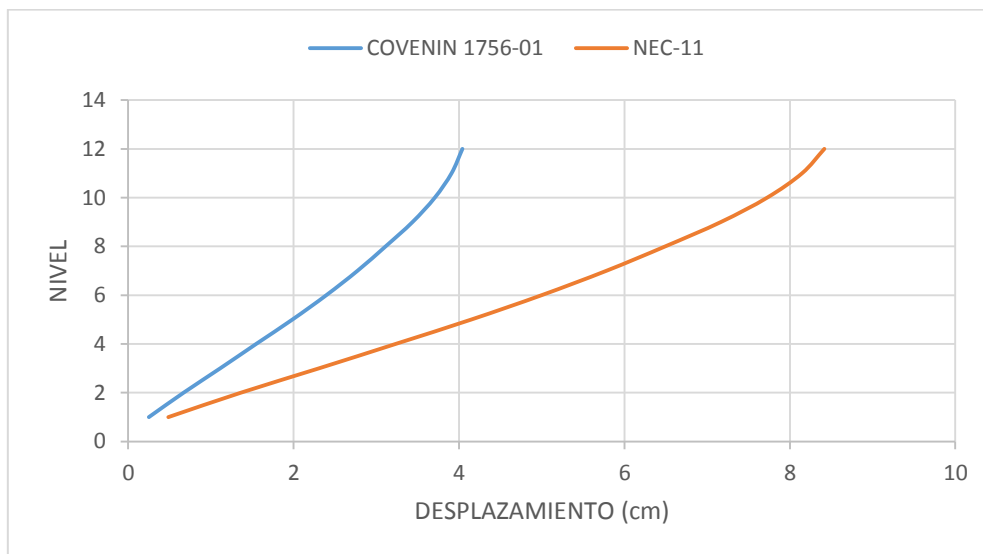
En las Tablas 4.23 y 5.24 de los capítulos IV y V del presente TEG, se muestran los resultados de la superposición de efectos traslacionales y torsionales y sus aportes para los casos más desfavorables de los desplazamientos elásticos en cada dirección. En nuestro caso, ocurrieron en el pórtico “1” en la dirección “X” y en el pórtico “A” en la dirección “Y”, en donde los desplazamientos elásticos traslacionales y torsionales de Ecuador resultaron mayores en ambas direcciones que los de Venezuela.

En las Figuras 6.9 y 6.10 se puede observar que los desplazamientos totales en ambas direcciones calculados por la norma ecuatoriana son mayores a los calculados por la norma venezolana, presentando los máximos desplazamiento en el último Nivel (Nivel 12) con una diferencia del 77,31% y 108,29% en las direcciones “X” e “Y” respectivamente. Esto se debe

a que la norma ecuatoriana considera secciones agrietadas y por ende la estructura es más flexible.



**FIGURAS 6.9 DESPLAZAMIENTOS TOTALES PORTICO 1 DIRECCIÓN X**

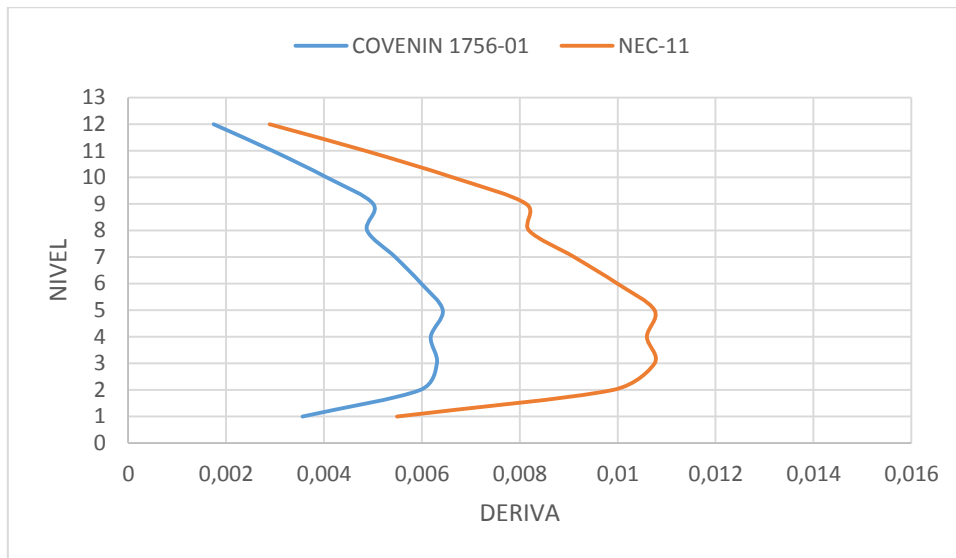


**FIGURAS 6.10 DESPLAZAMIENTOS TOTALES PORTICO A DIRECCIÓN Y**

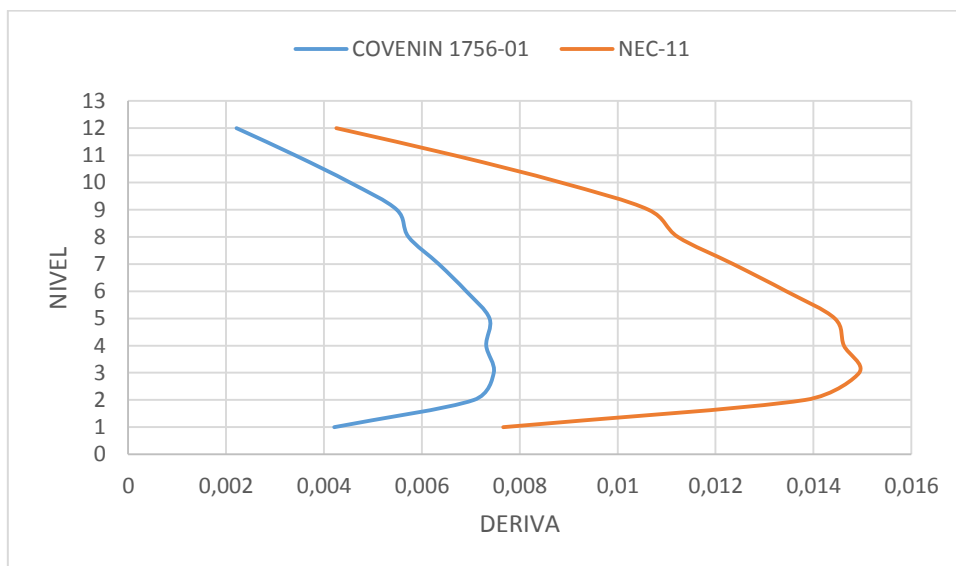
### 6.10.2.- DERIVAS INELÁSTICAS

En las Figuras 6.11 y 6.12 se presentan las derivas inelásticas obtenidas del análisis de la edificación en estudio, en donde se puede observar que para ambas direcciones las derivas obtenidas de la norma ecuatorianas son mayores que las venezolanas. En dichas figuras podemos observar que las máximas derivas ocurren en el Nivel 5 con una diferencia de

67,32% en la dirección “X”, y en el Nivel 3 con una diferencia del 99.96% en dirección Y.  
Estas derivas están por debajo de los valores límites permitidos por ambas normas.



**FIGURA 6.11 DERIVAS TOTALES EN DIRECCIÓN X**



**FIGURA 6.12 DERIVAS TOTALES EN DIRECCIÓN Y**

### 6.11.- EFECTOS P-Δ

En el chequeo del efecto P-Δ según lo establecido por las normas venezolana y ecuatoriana, se puede observar que en ambos casos los valores del coeficiente de estabilidad son menores a los normativos, por lo tanto no se consideraron dichos efectos.

# CAPÍTULO VII



## CAPÍTULO VII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del análisis comparativo realizado al edificio en estudio usando las normas de Ecuador y Venezuela, se derivan las siguientes conclusiones y recomendaciones.

#### 7.11.-CONCLUSIONES

- a.- El período de vibración estimado obtenido usando la norma de Ecuador ( $T=1,13$  seg) fue mayor en un 14,1% al obtenido al aplicar la norma de Venezuela ( $T=0,99$  seg). Los periodos fundamentales de vibración obtenidos mediante el análisis dinámico usando la norma NEC-11 resultaron iguales a 1,37 segundos y 1,62 segundos en las direcciones X e Y respectivamente, mientras que con la norma COVENIN resultaron iguales a 1,08 segundos y 1,26 segundos en las direcciones X e Y, respectivamente. Por tanto, los periodos de la norma Ecuatoriana resultaron superiores en 26,85% y 28,57% a los de la norma venezolana en las direcciones X e Y, respectivamente. Estos resultados son congruentes con el hecho de que la norma de Ecuador considera secciones agrietadas y por ende edificios más flexibles que la norma de Venezuela.
- b.- Ambas normas establecen que el corte basal calculado por el Método de Análisis Dinámico debe compararse con un corte obtenido por el Método de Análisis Estático; si el corte obtenido por el Método de Análisis Dinámico es menor al del Método de Análisis Estático, se deberán incrementar los cortes dinámicos siguiendo las especificaciones establecidas por cada norma. Para la norma de Venezuela los cortes basales no requirieron ser incrementados, mientras que en el caso de la norma ecuatoriana se debió incrementar aproximadamente en un 39% y 73% para las direcciones “X” e “Y”, respectivamente.
- c.- Los desplazamientos traslacionales y torsionales resultaron mayores en un 77% en la dirección X y 108% en la dirección Y en la norma ecuatoriana, debido al uso de secciones agrietadas en los elementos estructurales.
- d.- En el control de desplazamiento la norma venezolana establece un límite menor al de la norma ecuatoriana, lo cual indica que la norma venezolana es más conservadora en el control de los desplazamientos. Esto quedo corroborado en este estudio, donde se obtuvieron con la norma COVENIN 1756-01 valores máximos de 0,0064 en el nivel 5 en dirección “X” y 0.0075 en el nivel 3 en dirección “Y”, mientras que con la norma NEC-11 se obtuvieron valores máximos de 0.0108 en el nivel 5 en dirección “X” y

0.0149 en el nivel 3 en dirección “Y”. En ambos casos el edificio cumple con las derivas máximas establecidas en ambas normas.

## 7.2.- RECOMENDACIONES

En base a los resultados obtenidos en este estudio, recomendamos lo siguiente:

- a.- Realizar una actualización a la norma venezolana, ya que en los últimos 10 años han ocurrido terremotos que han causado daños y por ende han dejado muchas lecciones, que se pueden incorporar en un nuevo código sísmico.
- b.- Incorporar el uso de las secciones agrietadas en la próxima revisión de la norma sísmica venezolana.
- c.- Revisar la fórmula para el cálculo del período fundamental estimado para obtener valores más cercanos a la realidad.
- d.- Continuar este tipo de análisis comparativo con normas modernas de otros países usando diferentes tipo de estructuras a fin de calibrar la norma COVENIN 1756-2001 y por ende conocer sus debilidades y fortalezas.



# BIBLIOGRAFÍA



## BIBLIOGRAFÍA

- COMPUTER AND STRUCTURES, INC. (2011) **ETABS 9.7.4 Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems**. Computer and Structures, Inc. Berkeley, USA.
- COMPUTER AND STRUCTURES, INC (2011). **ETABS 9.7.4 Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems Manual**. Morrison Ingenieros.
- COVENIN (1988). Criterios de Acciones Mínimas para el proyecto de Edificaciones, Norma COVENIN 2002-88. Fondonorma, Ministerio de Fomento, Caracas.
- COVENIN (2001). **Edificaciones Antisísmicas, Norma COVENIN 1756-01**. Fondonorma, Ministerio de Infraestructura y Ministerio de Ciencia y Tecnología, Caracas.
- NEC. (2011). **Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo 2 NEC-11**. Cámara de la Construcción de Quito y Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito, Ecuador.



# GLOSARIO



## GLOSARIO

- **Acciones Sísmicas:** Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.
- **Aceleración De Diseño:** Valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería.
- **Amenaza Sísmica:** Amenaza natural que se cuantifica por el valor esperado de futuras acciones sísmicas y se expresa en términos de sus probabilidades de excedencia.
- **Análisis Dinámico:** En sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.
- **Carga Permanente:** Representa las cargas gravitatorias debidas al peso de todos componentes estructurales y no estructurales, tales como muros, pisos, techos, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura y cualquiera otra carga de servicio fija.
- **Carga Variable:** Carga originada por el uso y ocupación del edificio, excluidas las cargas permanentes, de viento o sismo.
- **Centro De Cortante:** Punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centros de masa respectivos.
- **Centro De Rigidez De Un Piso:** Punto del nivel donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotal respecto al nivel inferior.
- **Coficiente De Aceleración Horizontal ( $A_0$ ):** Cociente de la aceleración horizontal máxima entre aceleración de la gravedad.

- **Coefficiente De Amortiguamiento:** Mide el amortiguamiento de la estructura como una fracción del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es el valor límite por encima del cual el movimiento libre de la estructura no es vibratorio.
- **Coefficiente Sísmico:** Cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel base y el peso total por encima del mismo.
- **Cortante Basal De Diseño:** Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción.
- **Deriva ( $\delta$ ):** Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.
- **Diafragma:** Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.
- **Ductilidad (D):** Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.
- **Edificación:** Es una estructura que posee diafragmas, que compatibilizan los desplazamientos horizontales de los miembros que llegan a ese nivel.
- **Efecto P- $\Delta$ :** Es el efecto producido por las cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los miembros.
- **Entrepiso:** Espacio entre dos pisos consecutivos.
- **Entrepiso Blando:** Configuración caracterizada por una marcada diferencia de rigideces entre niveles adyacentes.



- Espectro De Diseño: Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente de sismo adoptado.
- Espectro De Respuesta: Representa la respuesta máxima de oscilaciones de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleración dada, expresada en función del período.
- Estructura: Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo
- Excentricidad Accidental: Valor adicional a la excentricidad estática que toma en cuenta los efectos debidos a irregularidades en la distribución de masas y rigideces, y a la excitación rotacional del terreno.
- Excentricidad Estática: Distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez.
- Factor De Reducción De Respuesta (R): Factor que divide de las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.
- Fuerzas Sísmicas: Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.
- Momento Torsor: Suma de los pares torsores en cada nivel por encima del nivel considerado, incluido éste, más el momento torsor normal a ese nivel, producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su excentricidad.
- Nivel De Diseño: Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de ductilidad o de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos.
- Par Torsor: Vector momento normal al plano del nivel considerado y referido a su centro de rigidez.

- Radio De Giro Inercial: Es la raíz cuadrada del cociente entre la inercia rotacional respecto al centro de cortante y la masa, para cada planta de la edificación.
- Radio De Giro Torsional: Es la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez torsional respecto al centro de cortante y la rigidez lateral en la dirección considerada, para cada planta de la edificación.
- Rigidez Lateral De Un Entrepiso: Resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos entre los dos pisos de entrepisos en consideración.
- Sismo De Diseño: Terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico.
- Sistema Resistente A Sismos: Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.
- Zona Sísmica: Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un periodo de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

# ANEXOS



# ANEXO A

Envigado De Planta Tipo

Elevación De Pórticos



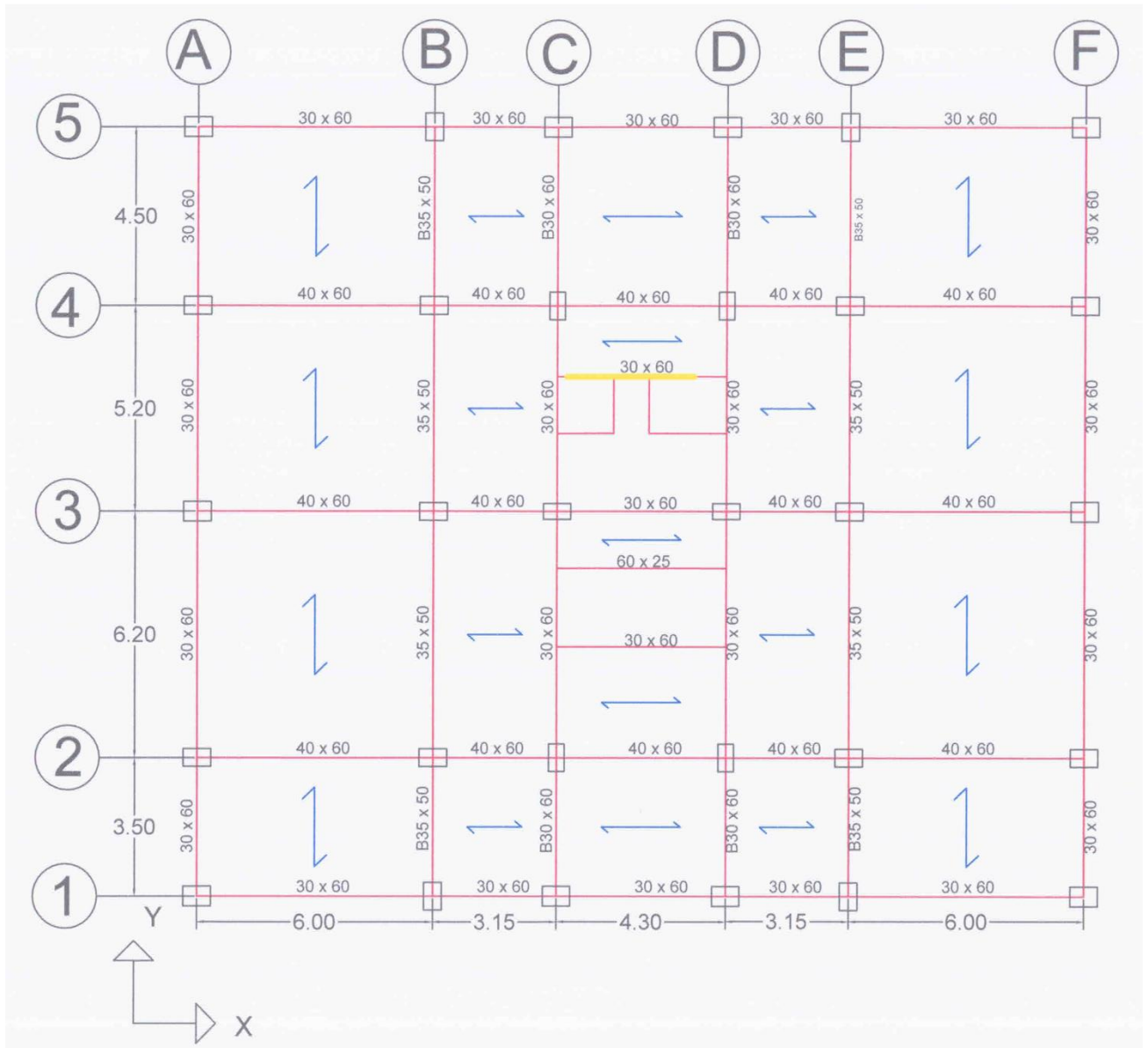


FIGURA A.1 ENVIGADO DE PLANTA TIPO

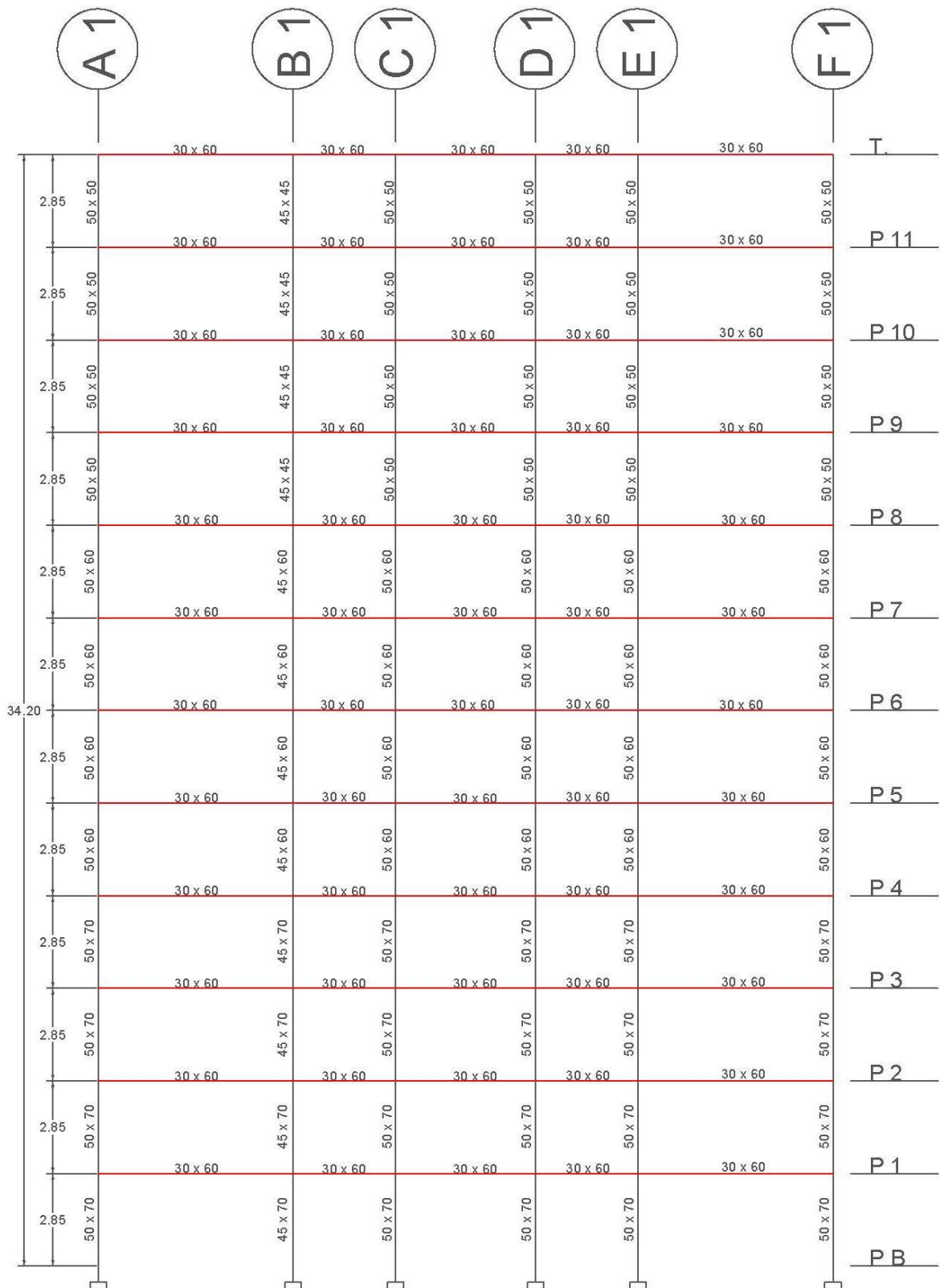


FIGURA A.2 ELEVACIÓN DE PÓRTICO 1 Y 5





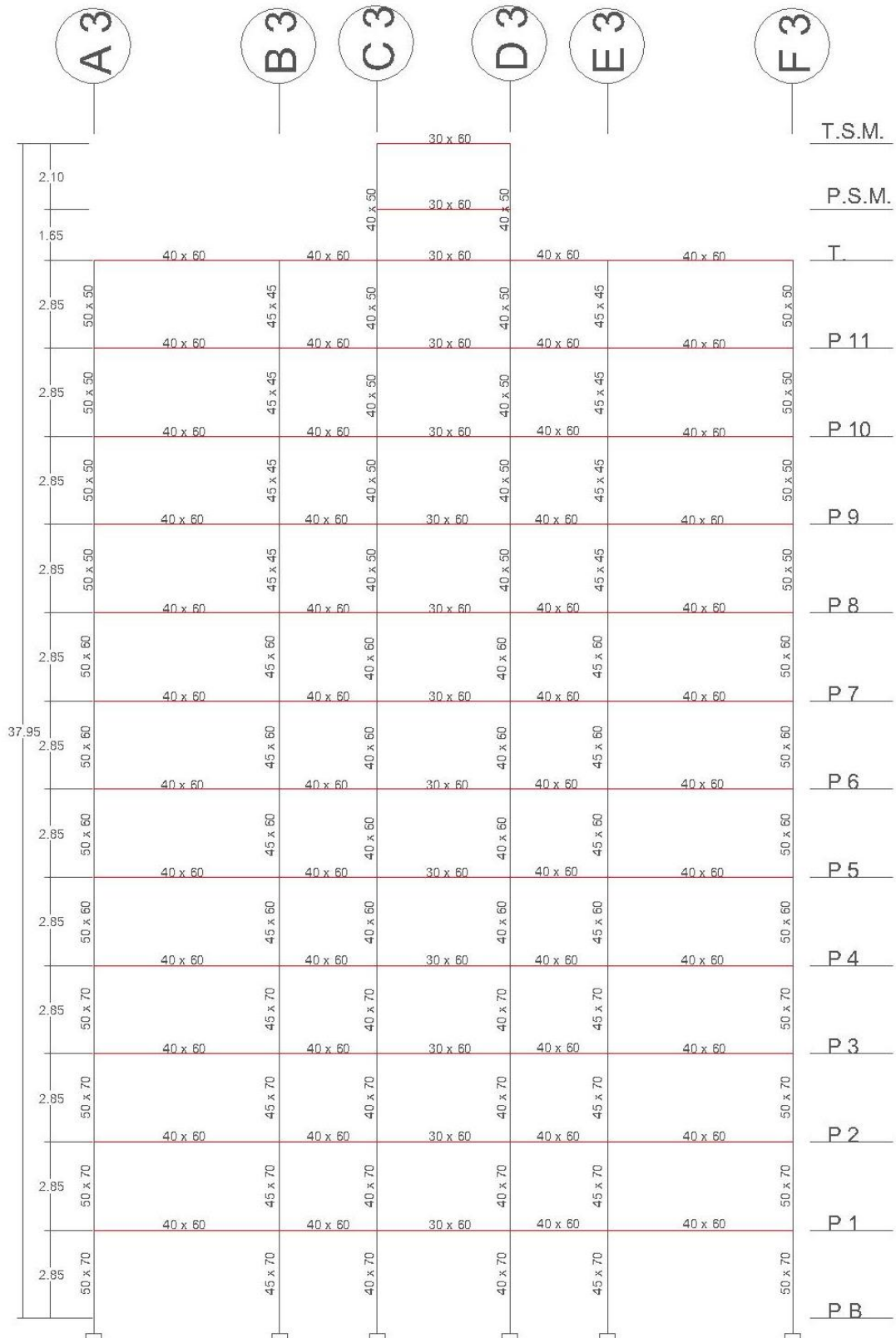


FIGURA A.4 ELEVACIÓN DE PÓRTICO 3

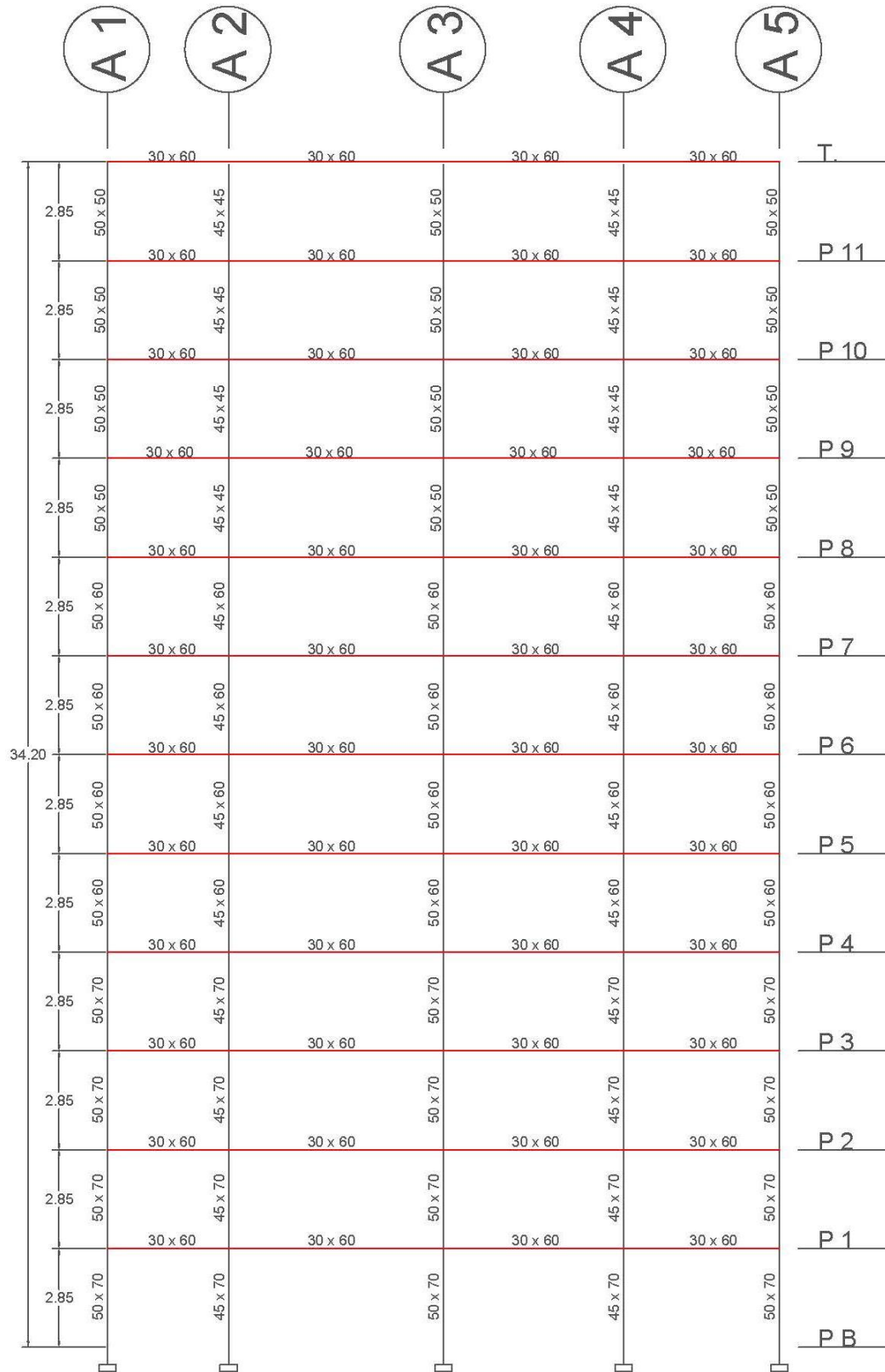


FIGURA A.5 ELEVACIÓN DE PÓRTICO A Y F

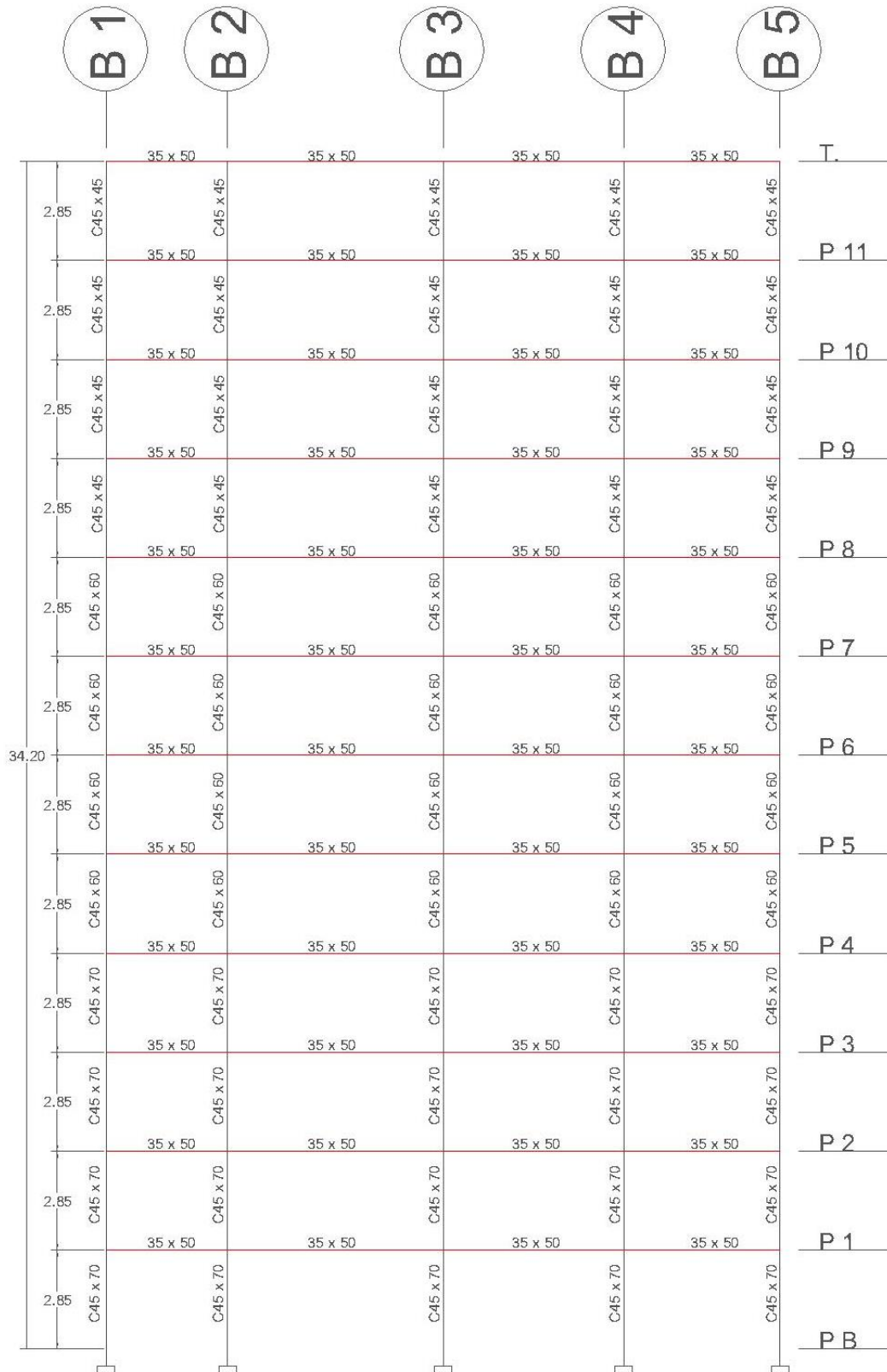


FIGURA A.6 ELEVACIÓN DE PÓRTICO B Y E

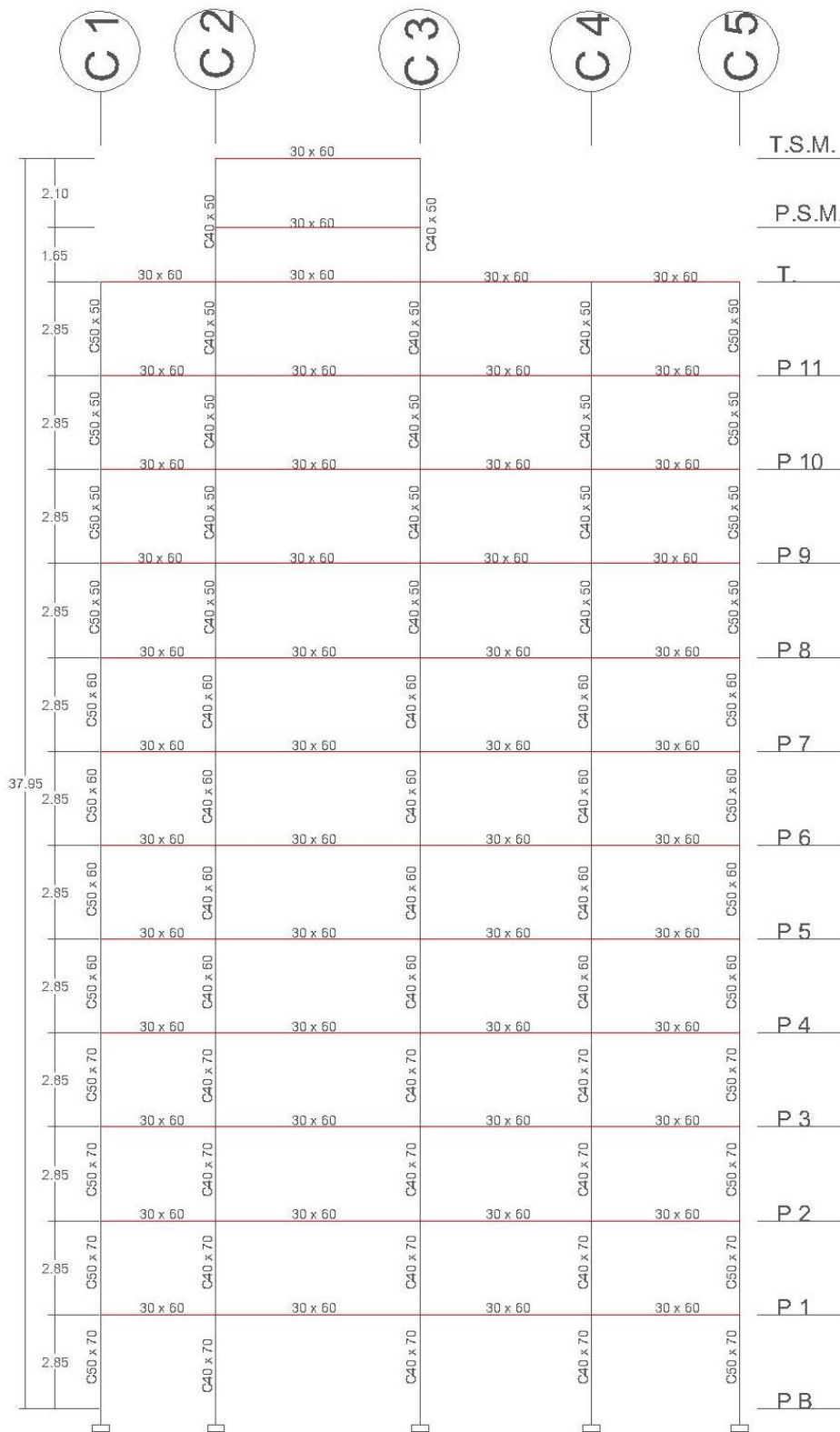


FIGURA A.7 ELEVACIÓN DE PÓRTICO C Y D



# ANEXO B

Norma Nec-11

- Peso Total de la Estructura





## ANEXO B

### PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

#### CÁLCULO DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO TOMANDO EN CUENTA LO ESTABLECIDO EN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-11 CAPITULO I, CARGAS Y MATERIALES.

Para la carga permanente se mantuvieron los criterios constructivos originales. En el caso de la carga variable, tomamos los valores de carga asociadas a los ambientes que se presentan en la edificación; en la Tabla B.1 se muestran dichas cargas.

**TABLA B.1 CARGA VARIABLE SEGÚN NEC-11**

DESCRIPCIÓN	VALOR	
1. Habitaciones y pasillos internos	203,9	Kg/m <sup>2</sup>
2. Azotea	100	Kg/m <sup>2</sup>

En la Tabla B.2 se muestra los pesos por niveles debido a las cargas variables tomadas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Luego, en la Tabla B.3, se muestra el resumen del peso total por nivel.

**TABLA B.2 PESOS POR NIVEL DEBIDO A LAS CARGAS VARIABLES**

NIVEL	AREA (m <sup>2</sup> )	LOSA (Kgf)	TECHO (Kgf)	PESO DEBIDO A CV (Kgf)	Y ( % CV)	PESO DEBIDO AL USO (Kgf)
12	414,58	-	41457,50	41457,50	0,25	10364,38
11	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
10	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
9	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
8	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
7	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
6	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
5	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
4	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
3	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
2	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44
1	414,58	84549,75	-	84549,75	0,25	21137,44

**TABLA B.3 RESUMEN DE LOS PESOS TOTALES POR NIVEL Y PESO TOTAL  
DEL EDIFICIO**

NIVEL	PESO POR CARGA PERMANENTE (Kgf)	PESO POR CARGA VARIABLE (Kgf)	PESO POR PISO (Kgf)	MASAS POR PISO (Kgf*s <sup>2</sup> /m)
12	338004,31	10364,375	348368,69	35511,5889
11	419919,25	21137,438	441056,69	44959,907
10	419919,25	21137,438	441056,69	44959,907
9	419919,25	21137,438	441056,69	44959,907
8	431283,63	21137,438	452421,06	46118,355
7	431283,63	21137,438	452421,06	46118,355
6	431283,63	21137,438	452421,06	46118,355
5	431283,63	21137,438	452421,06	46118,355
4	441543,63	21137,438	462681,06	47164,2266
3	441543,63	21137,438	462681,06	47164,2266
2	441543,63	21137,438	462681,06	47164,2266
1	441543,63	21137,438	462681,06	47164,2266
PESO TOTAL DEL EDIFICIO W (Kgf)			5331947,26	

En la Tabla B.4 se puede observar que la diferencia entre los pesos totales de la edificación tomando en cuenta las cargas establecidas en la Norma Venezolana y la Norma Ecuatoriana es baja.

**TABLA B.4 COMPARACIÓN DE PESOS TOTALES DE LA EDIFICACIÓN PARA  
AMBAS NORMAS**

PAÍS	VENEZUELA	ECUADOR
W (Kgf)	5298949,66	5331947,26
DIFERENCIA	0,62%	

# ANEXO C

Norma COVENIN 1756-01

- Centro De Masa
- Centro De Corte
- Centro De Rigidez



## ANEXO C

### CÁLCULO DE LOS CENTROS DE MASA, CORTE Y RIGIDEZ

#### A. CÁLCULO DE CENTRO DE MASA

Para el cálculo de los centro de masa de cada nivel, se fijó el eje de un sistema de coordenadas ortogonal (X,Y) en la intersección entre los pórticos “A” y “1”. En la Tabla C.1 se muestra el resumen de las coordenadas de los centros de masas para cada nivel.

TABLA C.1 COORDENADAS DEL CENTRO DE MASA

NIVEL	CENTRO DE MASA	
	Xcm (m)	Ycm (m)
12	11,30	9,64
11	11,30	9,64
10	11,30	9,64
9	11,30	9,64
8	11,30	9,63
7	11,30	9,63
6	11,30	9,63
5	11,30	9,63
4	11,30	9,63
3	11,30	9,63
2	11,30	9,63
1	11,30	9,63

#### B. CÁLCULO DE CENTROS DE CORTE

En la Tablas C.2 y C.3 se muestran los cálculos realizados para determinar las coordenadas de los centros de corte según la Norma COVENIN 1756-01.

**TABLA C.2 COORDENADA X DEL CENTRO DE CORTE**

NIVEL	Fy (Kgf)	Xcm (m)	Fy Xcm	$\sum Fy Xcm$	Vy (kgf)	Xcc (m)
12	40026,11	11,30	452295,04	452295,04	40026,11	11,30
11	39669,39	11,30	448264,11	900559,15	79695,50	11,30
10	32978,54	11,30	372657,50	1273216,65	112674,04	11,30
9	27938,54	11,30	315705,50	1588922,15	140612,58	11,30
8	24168,40	11,30	273102,92	1862025,07	164780,98	11,30
7	21611,46	11,30	244209,50	2106234,57	186392,44	11,30
6	19468,59	11,30	219995,07	2326229,64	205861,03	11,30
5	17472,72	11,30	197441,74	2523671,38	223333,75	11,30
4	15256,58	11,30	172399,35	2696070,73	238590,33	11,30
3	12989,78	11,30	146784,51	2842855,24	251580,11	11,30
2	9407,37	11,30	106303,28	2949158,52	260987,48	11,30
1	4040,94	11,30	45662,62	2994821,15	265028,42	11,30

**TABLA C.3 COORDENADA Y DEL CENTRO DE CORTE**

NIVEL	Fx (Kgf)	Ycm (m)	Fx Xcm	$\sum Fx Ycm$	Vx (kgf)	Ycc (m)
12	44420,29	9,63	427617,45	427617,45	44420,29	9,63
11	44837,31	9,64	432116,83	859734,28	89257,60	9,63
10	38246,76	9,64	368600,81	1228335,08	127504,36	9,63
9	33143,94	9,64	319422,69	1547757,77	160648,30	9,63
8	28877,93	9,63	278192,88	1825950,65	189526,23	9,63
7	26199,45	9,63	252389,99	2078340,64	215725,68	9,63
6	23438,96	9,63	225797,06	2304137,71	239164,64	9,63
5	20431,99	9,63	196829,69	2500967,40	259596,63	9,63
4	17170,12	9,63	165360,07	2666327,47	276766,75	9,63
3	14099,92	9,63	135791,93	2802119,40	290866,67	9,63
2	9796,34	9,63	94345,49	2896464,90	300663,01	9,63
1	4081,64	9,63	39309,00	2935773,90	304744,65	9,63

### C. CÁLCULO DE CENTRO DE RIGIDEZ

A continuación se mostraran los cálculos necesarios para determinar los centros de rigidez en la direcciones X e Y para cada nivel del edificio. El sistema de coordenadas de referencia para calcular dicho centro, se colocó en la intersección del pórtico 1 con el pórtico A. En las Tabla C.4 y C.5 se muestran las coordenadas que se utilizaron para cada pórtico.

**TABLA C.4 COORDENADAS DE LOS PÓRTICOS EN DIRECCIÓN X**

PÓRTICOS	Yp (m)
1	0,00
2	3,50
3	9,70
4	14,90
5	19,40

**TABLA C.5 COORDENADAS DE LOS PÓRTICOS EN DIRECCIÓN Y**

PÓRTICOS	Xp (m)
A	0,00
B	6,00
C	9,15
D	13,45
E	16,60
F	22,60

La rigidez lateral de cada pórtico orientados en las direcciones X e Y se muestran a continuación en las Tablas C.6 y C.7.

**TABLA C.6 RIGIDECES DE LOS PÓRTICOS ORIENTADOS EN LA DIRECCIÓN X**

NIVEL	RIGIDECES PÓRTICOS SENTIDO X $R_{pxi}$ (T/m)					$\Sigma R_x$
	1	2	3	4	5	
12	14512228,34	16104923,22	16024935,32	16104923,22	14512228,34	77259238,44
11	14512228,34	16104923,22	16024935,32	16104923,22	14512228,34	77259238,44
10	14512228,34	16104923,22	16024935,32	16104923,22	14512228,34	77259238,44
9	14512228,34	16104923,22	16024935,32	16104923,22	14512228,34	77259238,44
8	17876670,83	21142427,39	20716564,07	21142427,39	17876670,83	98754760,51
7	17876670,83	21142427,39	20716564,07	21142427,39	17876670,83	98754760,51
6	17876670,83	21142427,39	20716564,07	21142427,39	17876670,83	98754760,51
5	17876670,83	21142427,39	20716564,07	21142427,39	17876670,83	98754760,51
4	19792829,95	24237773,80	23554948,03	24237773,80	19792829,95	111616155,51
3	19792829,95	24237773,80	23554948,03	24237773,80	19792829,95	111616155,51
2	19792829,95	24237773,80	23554948,03	24237773,80	19792829,95	111616155,51
1	41242645,11	44142411,46	44112913,6	44142411,46	41242645,11	214883026,71

**TABLA C.7 RIGIDECES DE LOS PÓRTICOS ORIENTADOS EN LA DIRECCIÓN Y**

NIVEL	RIGIDECES PÓRTICOS SENTIDO X $R_{pyi}$ (T/m)						$\Sigma R_y$
	A	B	C	D	E	F	
12	10919912,18	7693972,33	11001403,12	11001403,12	7693972,33	10919912,18	59230575,26
11	10919912,18	7693972,33	11001403,12	11001403,12	7693972,33	10919912,18	59230575,26
10	10919912,18	7693972,33	11001403,12	11001403,12	7693972,33	10919912,18	59230575,26
9	10919912,18	7693972,33	11001403,12	11001403,12	7693972,33	10919912,18	59230575,26
8	13288128,21	9602595,15	13010364,95	13010364,95	9602595,15	13288128,21	71802176,61
7	13288128,21	9602595,15	13010364,95	13010364,95	9602595,15	13288128,21	71802176,61
6	13288128,21	9602595,15	13010364,95	13010364,95	9602595,15	13288128,21	71802176,61
5	13288128,21	9602595,15	13010364,95	13010364,95	9602595,15	13288128,21	71802176,61
4	14553617,75	10292453,70	14342427,07	14342427,07	10292453,70	14553617,75	78376997,06
3	14553617,75	10292453,70	14342427,07	14342427,07	10292453,70	14553617,75	78376997,06
2	14553617,75	10292453,70	14342427,07	14342427,07	10292453,70	14553617,75	78376997,06
1	32003285,88	25943338,86	30509555,72	30509555,72	25943338,86	32003285,88	176912360,92



En la Tabla C.8 se muestran las coordenadas de los centros de rigidez para cada nivel

**TABLA C.8 CENTRO DE RIGIDEZ PARA CADA NIVEL**

NIVEL	Xc	Ycr
12	11,30	9,50
11	11,30	9,50
10	11,30	9,50
9	11,30	9,50
8	11,30	9,50
7	11,30	9,50
6	11,30	9,50
5	11,30	9,50
4	11,30	9,50
3	11,30	9,50
2	11,30	9,50
1	11,30	9,50



# ANEXOS D

Norma COVENIN 1756-01

- Análisis de la Regularidad Estructural
- Efecto P- $\Delta$
- Excentricidad Estática
- Factores  $\tau$  y  $\tau'$



## ANEXO D.1

# ANÁLISIS DE LA REGULARIDAD ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

La norma considera, en su Sección 6.5.1, como regular a la edificación que no esté incluida en ninguno de los apartados de la Sección 6.5.2. En la Sección 6.5.2 se considera como irregular aquella edificación que presenta en alguna de sus direcciones principales alguna de las siguientes de las características:

### I. IRREGULARIDADES VERTICALES

#### a. ENTREPISO BLANDO

- La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la del entrepiso superior o 0,80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.

En la Tabla D.1.1 se puede observar que esta condición no ocurre, ya que en todo momento la rigidez lateral para un entrepiso siempre es mayor al 0,70 veces la rigidez del entrepiso superior  $K_{xi} > 0,70 * K_{x(i+1)}$ .

**TABLA D.1.1 ENTREPISO BLANDO**

NIVEL	$K_{xi}$ (T/m)	$0,70 * K_{x(i+1)}$ (T/m)	$K_{yi}$ (T/m)	$0,70 * K_{y(i+1)}$ (T/m)
12	77259238,44	-	59230575,26	-
11	77259238,44	54081466,9	59230575,26	41461402,7
10	77259238,44	54081466,9	59230575,26	41461402,7
9	77259238,44	54081466,9	59230575,26	41461402,7
8	98754760,51	54081466,9	71802176,61	41461402,7
7	98754760,51	69128332,4	71802176,61	50261523,6
6	98754760,51	69128332,4	71802176,61	50261523,6
5	98754760,51	69128332,4	71802176,61	50261523,6
4	111616155,51	69128332,4	78376997,06	50261523,6
3	111616155,51	78131308,9	78376997,06	54863897,9
2	111616155,51	78131308,9	78376997,06	54863897,9
1	214883026,71	78131308,9	176912360,92	54863897,9

#### b. ENTREPISO DÉBIL

- La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior o 0,80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores, entendiéndose por resistencia lateral

del entrepiso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.

Se determinó la resistencia lateral que está soportando cada uno de los pórticos que conforman el edificio en función de la capacidad resistente de todos los elementos que comparten la cortante de las secciones transversales en cada entrepiso, utilizando el análisis dinámico arrojado por el programa ETABS.

La resistencia que se obtuvo de dicho análisis se reporta en la Tabla D.1.2, al compararla con lo establecido en la norma, se puede observar que en todo momento la resistencia de un entrepiso es mayor a 0,7 veces a la resistencia del entrepiso superior  $V_{xi} > 0,70 * V_{x(i+1)}$ . Por lo tanto, la estructura se considera regular.

**TABLA D.1.2 ENTREPISO DÉBIL**

NIVEL	$V_{xi}$ (T/m)	$0,70 * V_{x(i+1)}$ (T/m)	$V_{yi}$ (T/m)	$0,70 * V_{y(i+1)}$ (T/m)
12	44420,29	-	40026,11	-
11	89257,60	31094,203	79695,50	28018,277
10	127504,36	62480,32	112674,04	55786,85
9	160648,30	89253,052	140612,58	78871,828
8	189526,23	112453,81	164780,98	98428,806
7	215725,68	132668,361	186392,44	115346,686
6	239164,64	151007,976	205861,03	130474,708
5	259596,63	167415,248	223333,75	144102,721
4	276766,75	181717,641	238590,33	156333,625
3	290866,67	193736,725	251580,11	167013,231
2	300663,01	203606,669	260987,48	176106,077
1	304744,65	210464,107	265028,42	182691,236

**c. DISTRIBUCIÓN IRREGULAR DE MASAS DE UNO DE LOS PISOS CONTIGUOS**

- Esta irregularidad se presenta cuando la masa de algún piso exceda 1,3 veces la masa de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirán al peso del nivel que los soporte.

En la Tabla D.1.3 se puede observar que la diferencia entre 1,3 veces las masas de los pisos contiguos y la masa propia del entrepiso resulta positiva,  $1,30 * M_{(i+1)} - M_i > 0$  y  $1,30 * M_{(i-1)} - M_i > 0$ , por lo tanto, la estructura se considera regular.

**TABLA D.1.3 DISTRIBUCIÓN IRREGULAR DE MASAS**

NIVEL	$M_i$ (kgf*s <sup>2</sup> /m)	$1,30 * M_i$ (kgf*s <sup>2</sup> /m)	$1,30 * M_{(i+1)} - M_i$ (kgf*s <sup>2</sup> /m)	$1,30 * M_{(i-1)} - M_i$ (kgf*s <sup>2</sup> /m)
12	35511,59	46165,0656	-	22538,77
11	44654,12	58050,3545	1510,95	13396,24
10	44654,12	58050,3545	13396,24	13396,24
9	44654,12	58050,3545	13396,24	14902,22
8	45812,57	59556,337	12237,79	13743,77
7	45812,57	59556,337	13743,77	13743,77
6	45812,57	59556,337	13743,77	13743,77
5	45812,57	59556,337	13743,77	15103,40
4	46858,44	60915,97	12697,90	14057,53
3	46858,44	60915,97	14057,53	14057,53
2	46858,44	60915,97	14057,53	14057,53
1	46858,44	60915,97	14057,53	-

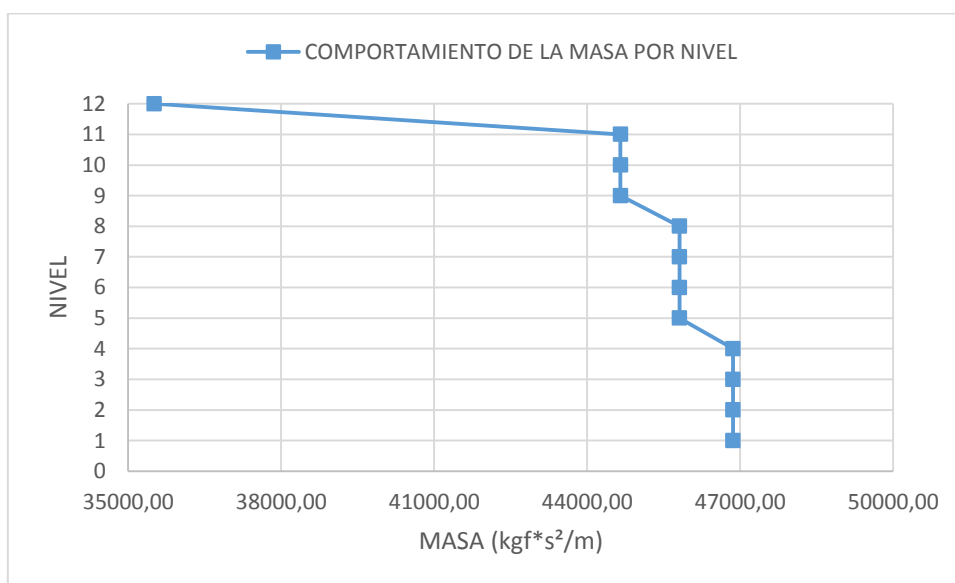
**d. AUMENTO DE LAS MASAS CON LA ELEVACIÓN**

- La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirán al peso del nivel que los soporta.

El resumen de la masa por nivel se muestra en la Tabla D.1.4, la diferencia de la masa entre un piso menos la masa del piso inferior ( $M_i - M_{(i-1)}$ ), nos indica que no hay aumento de masa a medida que aumentamos la elevación. En la Figura D.1.1 se refleja mejor lo indicado anteriormente. Para esta condición, la estructura se considera regular.

**TABLA C.1.4 AUMENTO DE LAS MASAS CON LA ELEVACIÓN**

NIVEL	M <sub>i</sub> (kgf*s <sup>2</sup> /m)	M <sub>i</sub> – M <sub>(i-1)</sub> (kgf*s <sup>2</sup> /m)
12	35511,59	-9142,53
11	44654,12	0,00
10	44654,12	0,00
9	44654,12	-1158,45
8	45812,57	0,00
7	45812,57	0,00
6	45812,57	0,00
5	45812,57	-1045,87
4	46858,44	0,00
3	46858,44	0,00
2	46858,44	0,00
1	46858,44	-



**FIGURA C.1.1 COMPORTAMIENTO DE LA MASA POR NIVEL**

**e. VARIACIONES EN LA GEOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL**

- La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1,30 veces la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.

En nuestro caso, la diferencia entre 1,30 veces la dimensión horizontal del piso superior o inferior y la dimensión del entrepiso para las direcciones principales de referencias B<sub>x</sub> y B<sub>y</sub> resultaron positivas,  $1,30 \cdot B_{x(i+1)} - B_{xi} > 0$ ,  $1,30 \cdot B_{x(i-1)} - B_{xi} > 0$



,  $1,30 \cdot B_{y(i+1)} - B_{yi} > 0$  y  $1,30 \cdot B_{y(i-1)} - B_{yi} > 0$ . Por lo anterior, se considera regular la estructura. Los cálculos respectivos para demostrar dicha condición se muestran en las Tablas D.1.5 y D.1.6

**TABLA D.1.5 VARIACIONES EN LA GEOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SEGÚN BX**

NIVEL	$B_{xi}$ (m)	$1,30 \cdot B_{xi}$ (m)	$1,30 \cdot B_{x(i+1)} - B_{xi}$ (m)	$1,30 \cdot B_{x(i-1)} - B_{xi}$ (m)
12	22,60	29,38	-	6,78
11	22,60	29,38	6,78	6,78
10	22,60	29,38	6,78	6,78
9	22,60	29,38	6,78	6,78
8	22,60	29,38	6,78	6,78
7	22,60	29,38	6,78	6,78
6	22,60	29,38	6,78	6,78
5	22,60	29,38	6,78	6,78
4	22,60	29,38	6,78	6,78
3	22,60	29,38	6,78	6,78
2	22,60	29,38	6,78	6,78
1	22,60	29,38	6,78	-

**TABLA D.1.6 VARIACIONES EN LA GEOMETRÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SEGÚN BY**

NIVEL	$B_{yi}$ (m)	$1,30 \cdot B_{yi}$ (m)	$1,30 \cdot B_{y(i+1)} - B_{yi}$ (m)	$1,30 \cdot B_{y(i-1)} - B_{yi}$ (m)
12	19,40	25,22	-	5,82
11	19,40	25,22	5,82	5,82
10	19,40	25,22	5,82	5,82
9	19,40	25,22	5,82	5,82
8	19,40	25,22	5,82	5,82
7	19,40	25,22	5,82	5,82
6	19,40	25,22	5,82	5,82
5	19,40	25,22	5,82	5,82
4	19,40	25,22	5,82	5,82
3	19,40	25,22	5,82	5,82
2	19,40	25,22	5,82	5,82
1	19,40	25,22	5,82	-

**f. ESPELTEZ EXCESIVA**

- El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

Las dimensiones de la planta tipo del edificio son  $B_x = 22,60$  m y  $B_y = 19,40$  m.

La altura total del edificio es de 34,20 m. De lo anterior se tiene que:

$$\frac{\text{altura del edificio}}{\text{menor dimensión en planta}} = \frac{34,20}{19,40} = 1,76 < 4$$

Como el cociente entre la altura del edificio y la menor dimensión en planta es menor a 4, la edificación según esta condición se considera regular.

**g. DISCONTINUIDAD EN EL PLANO DEL SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES**

- La norma establece que dicha condición de irregularidad se establece de acuerdo con algunos de los siguientes casos:
  - i. Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel base.

Los planos de elevación de todos los pórticos que se encuentran en el ANEXO A nos muestran que todas las columnas continúan una vez lleguen al nivel base.

- ii. El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (25%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección del desalineamiento.

En la edificación en estudio no hay muros, por lo tanto, analizaremos la reducción en las dimensiones de las columnas por nivel de cada pórtico. En las Tablas D.1.7 podemos observar que la mínima reducción es de un 14,29% y la máxima es de un 25%.

**TABLA D.1.7.1 PÓRTICO 1 Y 5**

<b>PORTICO 1 Y 5</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>
COLUMNAS DEL NIVEL 1-2-3-4	0,50x0,70	0,45x0,70	0,5x0,70	0,5x0,70	0,45x0,70	0,5x0,70
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 4 Y 5</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
COLUMNAS DEL NIVEL 5-6-7-8	0,50x0,60	0,45x0,60	0,50x0,60	0,50x0,60	0,45x0,60	0,50x0,6
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 8 Y 9</b>	<b>16,67</b>	<b>25,00</b>	<b>16,67</b>	<b>16,67</b>	<b>25,00</b>	<b>16,67</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50
COLUMNAS DEL NIVEL 9-10-11-12	0,50x0,50	0,45x0,45	0,50x0,50	0,50x0,50	0,45x0,45	0,50x0,50

**TABLA D.1.7.2 PÓRTICO 2 Y 4**

<b>PORTICO 2 Y 4</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>
COLUMNAS DEL NIVEL 1-2-3-4	0,45x0,70	0,45x0,70	0,40x0,70	0,40x0,70	0,45x0,70	0,45x0,70
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 4 Y 5</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
COLUMNAS DEL NIVEL 5-6-7-8	0,45x0,60	0,45x0,60	0,4x0,60	0,4x0,60	0,45x0,60	0,45x0,60
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 8 Y 9</b>	<b>16,67</b>	<b>25,00</b>	<b>16,67</b>	<b>16,67</b>	<b>25,00</b>	<b>16,67</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50
COLUMNAS DEL NIVEL 9-10-11-12	0,45x0,50	0,45x0,45	0,40x0,50	0,40x0,50	0,45x0,45	0,45x0,50

**TABLA D.1.7.3 PÓRTICO 3**

<b>PORTICO 3</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>
COLUMNAS DEL NIVEL 1-2-3-4	0,50x0,70	0,45x0,70	0,40x0,70	0,40x0,70	0,45x0,70	0,50x0,70
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 4 Y 5</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
COLUMNAS DEL NIVEL 5-6-7-8	0,50x0,60	0,45x0,60	0,40x0,60	0,40x0,60	0,45x0,60	0,50x0,60
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 8 Y 9</b>	<b>16,67</b>	<b>25,00</b>	<b>16,67</b>	<b>16,67</b>	<b>25,00</b>	<b>16,67</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50
COLUMNAS DEL NIVEL 9-10-11-12	0,50x0,50	0,45x0,45	0,40x0,50	0,40x0,50	0,45x0,45	0,50x0,50

**TABLA D.1.7.4 PÓRTICO A Y F**

<b>PORTICO A y F</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
COLUMNAS DEL NIVEL 1-2-3-4	0,5x0,70	0,45x0,70	0,5x0,70	0,45x0,70	0,5x0,70
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 4 Y 5</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
COLUMNAS DEL NIVEL 5-6-7-8	0,50x0,60	0,45x0,60	0,50x0,60	0,45x0,60	0,50x0,60
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 8 Y 9</b>	<b>16,67</b>	<b>25,00</b>	<b>16,67</b>	<b>25,00</b>	<b>16,67</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,50	0,45	0,50	0,45	0,50
COLUMNAS DEL NIVEL 9-10-11-12	0,50x0,50	0,45x0,45	0,50x0,50	0,45x0,45	0,50x0,50

**TABLA D.1.7.5 PÓRTICO B Y E**

<b>PORTICO B y E</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
COLUMNAS DEL NIVEL 1-2-3-4	0,45x0,70	0,45x0,70	0,45x0,70	0,45x0,70	0,45x0,70
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 4 Y 5</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
COLUMNAS DEL NIVEL 5-6-7-8	0,45x0,60	0,45x0,60	0,45x0,60	0,45x0,60	0,45x0,60
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 8 Y 9</b>	<b>25,00</b>	<b>25,00</b>	<b>25,00</b>	<b>25,00</b>	<b>25,00</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
COLUMNAS DEL NIVEL 9-10-11-12	0,45x0,45	0,45x0,45	0,45x0,45	0,45x0,45	0,45x0,45

**TABLA D.1.7.6 PÓRTICO C Y D**

<b>PORTICO C y D</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
COLUMNAS DEL NIVEL 1-2-3-4	0,50x0,70	0,40x0,70	0,4x0,70	0,40x0,70	0,50x0,70
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 4 Y 5</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>	<b>14,29</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
COLUMNAS DEL NIVEL 5-6-7-8	0,50x0,60	0,40x0,60	0,40x0,60	0,40x0,60	0,50x0,60
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
<b>% REDUCCION ENTRE EL NIVEL 8 Y 9</b>	<b>16,67</b>	<b>16,67</b>	<b>16,67</b>	<b>16,67</b>	<b>16,67</b>
DIMENSIÓN A COMPARAR	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
COLUMNAS DEL NIVEL 9-10-11-12	0,50x0,50	0,40x0,50	0,40x0,50	0,40x0,50	0,50x0,50

- iii. El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera  $1/3$  de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.

La edificación fue diseñada de tal manera que los miembros verticales, en nuestro caso las columnas, están alineados de manera tal que el desalineamiento sea menor a  $1/3$  de la dimensión horizontal del miembro inferior.

En las tres condiciones estudiadas anteriormente, el estudio nos indica que la estructura no cumple con dichas condiciones de irregularidad, en nuestro caso, sería una estructura regular.

#### **h. FALTA DE CONEXIÓN ESTRE LOS MIEMBROS VERTIVALES**

Algunos de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

Todos los elementos verticales de la edificación, están conectados al diafragma de algún nivel, esto se puede ver en los planos de elevación de cada pórtico mostrados en el ANEXO A. Se considera regular la edificación.

#### **i. EFECTO DE COLUMNA CORTA**

- Marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales.

En la edificación no ocurre este efecto de columna corta. Esta condición considera como regular a la estructura en estudio.

## **II. IRREGULARIDAD EN PLANTA**

### **a. GRAN EXCENRICIDAD**

- En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta

Los cálculos de la excentricidad estática y del radio de giro inercial de la planta, se harán más adelante en los ANEXOS D.5 y D.6. La comparación de dichas condiciones se hará a continuación en la Tabla D.1.8. Se puede observar que en ningún nivel la excentricidad supera al 20% del radio de giro inercial de la planta, por lo que la edificación se considerará regular.

**TABLA D.1.8 GRAN EXCENTRICIDAD**

NIVEL	r (m)	0,20*r (m)	ex (m)	ey (m)
12	8,60	1,72	0,00	0,13
11	8,60	1,72	0,00	0,13
10	8,60	1,72	0,00	0,13
9	8,60	1,72	0,00	0,13
8	8,60	1,72	0,00	0,13
7	8,60	1,72	0,00	0,13
6	8,60	1,72	0,00	0,13
5	8,60	1,72	0,00	0,13
4	8,60	1,72	0,00	0,13
3	8,60	1,72	0,00	0,13
2	8,60	1,72	0,00	0,13
1	8,60	1,72	0,00	0,14

**b. RIESGO TORSIONAL ELEVADO**

- Si en algún piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:
  - i. El radio de giro torsional ( $r_t$ ) en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial  $r$ .

Los cálculos de los radios de giros, inercial y torsional, se harán en el ANEXO D.6. En la Tabla D.1.9 se harán las comparaciones de dichas condiciones. Se puede observar que en ningún nivel el radio de giro torsional es menor al radio de giro inercial.

**TABLA D.1.9 RIESGO TORSIONAL ELEVADO (I)**

NIVEL	r (m)	0,50*r (m)	rtx (m)	rty (m)
12	8,60	4,30	8,83	10,09
11	8,60	4,30	8,83	10,09
10	8,60	4,30	8,83	10,09
9	8,60	4,30	8,83	10,09
8	8,60	4,30	8,70	10,21
7	8,60	4,30	8,70	10,21
6	8,60	4,30	8,70	10,21
5	8,60	4,30	8,70	10,21
4	8,60	4,30	7,92	10,29
3	8,60	4,30	7,92	10,29
2	8,60	4,30	7,92	10,29
1	8,60	4,30	9,00	9,92

- ii. La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional  $r_t$  en alguna dirección. En la Tabla D.1.9 se puede ver que en ningún caso la excentricidad estática supera el 30% del radio de giro torsional.

**TABLA D.1.9 RIESGO TORSIONAL ELEVADO (I)**

NIVEL	rtx (m)	0,30*rtx (m)	ex (m)	rty (m)	0,30*rty (m)	ey (m)
12	8,83	2,65	0,00	10,09	3,03	0,13
11	8,83	2,65	0,00	10,09	3,03	0,13
10	8,83	2,65	0,00	10,09	3,03	0,13
9	8,83	2,65	0,00	10,09	3,03	0,13
8	8,70	2,61	0,00	10,21	3,06	0,13
7	8,70	2,61	0,00	10,21	3,06	0,13
6	8,70	2,61	0,00	10,21	3,06	0,13
5	8,70	2,61	0,00	10,21	3,06	0,13
4	7,92	2,38	0,00	10,29	3,09	0,13
3	7,92	2,38	0,00	10,29	3,09	0,13
2	7,92	2,38	0,00	10,29	3,09	0,13
1	9,00	2,70	0,00	9,92	2,97	0,14

Se considerara regular la estructura ya que las dos condiciones estudiadas anteriormente, no cumplen con los requisitos de irregularidad.

**c. SISTEMA NO ORTOGONAL**

- Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema

En nuestro caso, el diseño de planta está hecho por un sistema ortogonal de planos paralelos a los ejes principales, por esto se considerara regular la estructura.

**d. DIAFRAGMA FLEXIBLE**

La edificación en estudio se diseñó utilizando un sistema de diafragmas rígidos por nivel, por lo tanto se considera regular la estructura para esta condición.

En resumen, la edificación se considera regular ya que no cumple que ninguna de las condiciones de irregularidad tanto de planta como en elevación establecidas en la Norma.



## ANEXO D.2

### EFEECTO P-Δ

Se tomarán en cuenta el efecto P-Δ, cuando en cualquier nivel el coeficiente de estabilidad  $\theta_i$  exceda el valor de 0,08.

$$\theta_i = \frac{\delta_{ei} \sum_{j=i}^N W_j}{V_i (h_i - h_{i-1})}$$

Donde:

$\delta_{ei}$  = Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, en sus correspondientes centros de masa.

$W_j$  = Peso del nivel j de la edificación (Artículo 7.1).

$V_i$  = Cortante de diseño en el nivel i.

$h_i$  = Altura del nivel i.

En la tabla D.2.1 se muestran los resultados del cálculo de los coeficientes de estabilidad por nivel para determinar si los efectos P-Δ deben considerarse en el análisis de la estructura.

**TABLA D.2.1 COEFICIENTES DE ESTABILIDAD**

NIVEL	$\sum W_i$ (Kgf)	$h_i - h_{i-1}$ (cm)	SISMO EN DIRECCIÓN X			SISMO EN DIRECCIÓN Y		
			$\delta_{ei}$ (cm)	$V_i$ (Kgf)	$\theta_i$	$\delta_{ei}$ (cm)	$V_i$ (Kgf)	$\theta_i$
12	348368,69	285	0,104	44420,290	0,0029	0,131	40026,110	0,0040
11	786425,59	285	0,175	89257,600	0,0054	0,203	79695,500	0,0070
10	1224482,50	285	0,241	127504,360	0,0081	0,269	112674,040	0,0103
9	1662539,41	285	0,297	160648,300	0,0108	0,326	140612,580	0,0135
8	2111960,69	285	0,290	189526,230	0,0113	0,340	164780,980	0,0153
7	2561381,97	285	0,324	215725,680	0,0135	0,377	186392,440	0,0182
6	3010803,25	285	0,356	239164,640	0,0157	0,410	205861,030	0,0210
5	3460224,53	285	0,382	259596,630	0,0178	0,438	223333,750	0,0238
4	3919905,81	285	0,367	276766,750	0,0182	0,434	238590,330	0,0250
3	4379587,09	285	0,374	290866,670	0,0198	0,443	251580,110	0,0271
2	4839268,38	285	0,354	300663,010	0,0200	0,419	260987,480	0,0273
1	5298949,66	285	0,211	304744,650	0,0129	0,250	265028,420	0,0175

## ANEXO D.3

### EXCENTRICIDADES ESTÁTICAS

La Norma define la excentricidad como distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez y en su Sección 9.5, establece que su valor siempre se tomará positivo para el cálculo de los momentos torsores, en resumen, las expresiones que definen dichas excentricidades son las siguientes:

$$e_x = X_{CC} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CC} - Y_{CR}$$

Donde:

X<sub>cc</sub> e Y<sub>cc</sub> = Coordenadas del centro de corte

X<sub>cr</sub> e Y<sub>cr</sub> = Coordenadas del centro de rigidez

En la Tabla D.3.1 se encuentran los cálculos necesarios para determinar las excentricidades estáticas.

**TABLA D.3.1 EXCENTRICIDADES ESTÁTICAS**

NIVEL	X <sub>cr</sub> (m)	X <sub>cc</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	Y <sub>cr</sub> (m)	Y <sub>cc</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
12	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
11	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
10	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
9	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
8	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
7	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
6	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
5	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
4	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
3	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
2	11,300	11,300	0,000	9,500	9,630	0,130
1	11,300	11,300	0,000	9,490	9,630	0,140

## ANEXO D.4 – COVENIN 1756-01

### PARÁMETROS PARA DETERMINAR LOS FACTORES $\tau$ Y $\tau'$

El factor de amplificación dinámica del momento torsor ( $\tau$ ) y el factor de control de diseño en la zona más rígida de la planta para la dirección considerada ( $\tau'$ ), dependen de las rigideces laterales del edificio expresadas por los siguientes parámetros:

$\varepsilon$  = Valor representativo del cociente  $e / r$ , no mayor que 0.2.

$\Omega$  = Valor representativo del cociente  $r_t / r$ , no menor que 0.5.

$\varepsilon$  = Valor representativo de las excentricidades entre el centro de rigidez y la línea de acción del cortante de las plantas de la edificación, en la dirección analizada.

$R$  = Valor representativo del radio de giro inercial de las plantas de la edificación.

$R_t$  = Valor representativo del radio de giro torsional del conjunto de las plantas de la edificación, en la dirección considerada.

#### A. CÁLCULO DE LA RIGIDEZ TORSIONAL REFERIDA AL CENTRO DE CORTE

Para calcular la rigidez torsional de cada entrepiso referida al centro de corte ( $K_t^{CC}$ ), es necesario conocer previamente la rigidez torsional referida al centro de rigidez ( $K_t^{CR}$ ), dichas rigideces vienen expresadas por las siguientes expresiones:

$$K_t^{CR} = \sum K_{p_x} * (Y_p - Y_{CR})^2 + \sum K_{p_y} * (X_p - X_{CR})^2$$

$$K_t^{CC} = K_t^{CR} + K_X * e_Y^2 + K_Y * e_X^2$$

Donde:

$K_{p_x}$  y  $K_{p_y}$  = Rigidez de un pórtico orientado en la dirección X e Y respectivamente.

$X_p$  e  $Y_p$  = Distancia del pórtico al centro de coordenadas en dirección X e Y.

$X_{CR}$  e  $Y_{CR}$  = Coordenadas del centro de rigidez.

$e_x$  y  $e_y$  = Excentricidades estáticas en las direcciones X e Y.

$K_x$  y  $K_y$  = Rigidez del nivel en la dirección X e Y.

En las Tablas D.4.1 y D.4.2 se presentan los resultados de ambas rigideces, las coordenadas del centro de rigidez se calcularon previamente en el Anexo C.

**TABLA D.4.1 RIGIDEZ TORSIONAL REFERIDA AL CENTRO DE RIGIDEZ**

NIVEL	$\sum K_{px}*(Y_P - Y_{CR})^2$ (T/m)	$\sum K_{py}*(X_P - X_{CR})^2$ (T/m)	$K_{t CR}$ (T/m)
12	3782109902	2235059257	6017169159
11	3782109902	2235059257	6017169159
10	3782109902	2235059257	6017169159
9	3782109902	2235059257	6017169159
8	4743931282	2729779231	7473710513
7	4743931282	2729779231	7473710513
6	4743931282	2729779231	7473710513
5	4743931282	2729779231	7473710513
4	5307296023	2977988361	8285284384
3	5307296023	2977988361	8285284384
2	5307296023	2977988361	8285284384
1	10642422588	6725029494	17367452082

**TABLA D.4.2 RIGIDEZ TORSIONAL REFERIDA AL CENTRO DE CORTE**

NIVEL	$K_{t CR}$ (T/m)	$K_x$ (T/m)	$E_x$ (m)	$K_y$ (T/m)	$E_y$ (m)	$K_{t CC}$ (T/m)
12	6017169159	77259238,4	0,000	59230575,3	0,130	6024869133
11	6017169159	77259238,4	0,000	59230575,3	0,130	6024869133
10	6017169159	77259238,4	0,000	59230575,3	0,130	6024869133
9	6017169159	77259238,4	0,000	59230575,3	0,130	6024869133
8	7473710513	98754760,5	0,000	71802176,6	0,130	7483044796
7	7473710513	98754760,5	0,000	71802176,6	0,130	7483044796
6	7473710513	98754760,5	0,000	71802176,6	0,130	7483044796
5	7473710513	98754760,5	0,000	71802176,6	0,130	7483044796
4	8285284384	132174121,0	0,000	78376997,1	0,130	8295473393
3	8285284384	132174121,0	0,000	78376997,1	0,130	8295473393
2	8285284384	132174121,0	0,000	78376997,1	0,130	8295473393
1	17367452082	214883026,7	0,000	176912360,9	0,140	17392219813

## B. MOMENTO POLAR DE INERCIA REFERIDO AL CENTRO DE CORTE

El momento polar de inercia, viene expresado a través de la siguiente expresión:

$$J^{CC} = J^{CM} + m * l^2$$

Donde:

$J_{cm}$  = Momento polar de inercia referido al centro de masas

$m$  = Masa del nivel analizado

$l$  = Distancia entre centro de masas y el centro de cortantes, la cual se puede determinar a través de la siguiente expresión:

$$l = \sqrt{(X_{CC} - X_{CM})^2 + (Y_{CC} - Y_{CM})^2}$$

## C. MOMENTO POLAR DE INERCIA

Los momentos polares de inercia están referidos a los centros de masas de una losa rectangular con distribución uniforme de masas, de lados  $B_x$  y  $B_y$ . Estos momentos polares de inercia fueron referidos al centro de masas y fueron calculados a través de la fórmula que se muestra a continuación:

$$J_i = \frac{M_i * (B_{xi}^2 + B_{yi}^2)}{12}$$

Donde:

$J_i$  = Momento polar de inercia nivel  $i$ .

$M_i$  = Masa del nivel  $i$ .

$B_{xi}$ ,  $B_{yi}$  = longitud del nivel y en las direcciones X e Y

En la Tabla D.4.3 se encuentran los momentos polares de inercia de cada nivel referidos a su respectivo centro de masas, los cuales van a ser concentrados en ese punto. En los cálculos de estos momentos polares de inercia, la masa de la losa rectangular no considera el aporte de las vigas y columnas, ya que el programa utilizado para el análisis de la estructura calcula estas masas automáticamente.

**TABLA D.4.3 MOMENTOS POLARES DE INERCIA**

NIVEL	MASA (Kgf*s <sup>2</sup> /m)	Bx (m)	By (m)	Ji (Kgf*m*s <sup>2</sup> )
12	20918,92	22,60	19,40	1546466,18
11	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
10	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
9	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
8	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
7	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
6	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
5	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
4	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
3	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
2	27839,07	22,60	19,40	2058049,68
1	27839,07	22,60	19,40	2058049,68

En la Tabla D.4.4 se muestran los cálculos necesarios para determinar el momento polar de inercia referido al centro de corte de la planta considerada.

**TABLA D.4.4 MOMENTOS POLARES DE INERCIA REFERIDOS AL CENTRO DE CORTE**

NIVEL	X <sub>cm</sub> (m)	Y <sub>cm</sub> (m)	X <sub>cc</sub> (m)	Y <sub>cc</sub> (m)	l (m)	MASA (Kgf*s <sup>2</sup> /m)	J <sub>cm</sub> (Kgf*m*s <sup>2</sup> )	J <sub>cc</sub> (Kgf*m*s <sup>2</sup> )
12	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	20918,92	1546466,18	1546466,18
11	11,30	9,64	11,30	9,63	0,01	27839,07	2058049,68	2058050,49
10	11,30	9,64	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058050,08
9	11,30	9,64	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,93
8	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,70
7	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,70
6	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,70
5	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,69
4	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,96
3	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,93
2	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,92
1	11,30	9,63	11,30	9,63	0,00	27839,07	2058049,68	2058049,91

## D. CÁLCULO DEL RADIO DE GIRO TORSIONAL E INERCIAL

El radio de giro torsional e inercial vienen expresados por las siguientes expresiones:

$$r_{ti} = \sqrt{\frac{K_{tCC}}{K_i}} \quad r = \sqrt{\frac{J_{CC}}{M}}$$

Donde:

$r_{ti}$  = Radio de giro torsional en las direcciones X e Y.

$K_{tCC}$  = Rigidez torsional referida al centro de corte

$K_i$  = Rigidez traslacional en las direcciones X e Y.

$r$  = Radio de giro inercial.

$M$  = masa del nivel  $i$ .

$J_{CC}$  = Momento polar de inercia referido al centro de corte.

Las Tablas D.4.5 y D.4.6 contienen los cálculos necesarios para determinar el radio de giro torsional como el radio de giro inercial.

**TABLA D.4.5 RADIO DE GIRO TORSIONAL**

NIVEL	$K_{tCC}$ (T/m)	$K_x$ (T/m)	$K_y$ (T/m)	$r_{tx}$ (m)	$r_{ty}$ (m)
12	6024869133,36	77259238,44	59230575,26	8,83	10,09
11	6024869133,36	77259238,44	59230575,26	8,83	10,09
10	6024869133,36	77259238,44	59230575,26	8,83	10,09
9	6024869133,36	77259238,44	59230575,26	8,83	10,09
8	7483044796,22	98754760,51	71802176,61	8,70	10,21
7	7483044796,22	98754760,51	71802176,61	8,70	10,21
6	7483044796,22	98754760,51	71802176,61	8,70	10,21
5	7483044796,22	98754760,51	71802176,61	8,70	10,21
4	8295473393,26	132174121,05	78376997,06	7,92	10,29
3	8295473393,26	132174121,05	78376997,06	7,92	10,29
2	8295473393,26	132174121,05	78376997,06	7,92	10,29
1	17392219812,68	214883026,71	176912360,92	9,00	9,92

**TABLA D.4.6 RADIO DE GIRO INERCIAL**

NIVEL	Jcc (Kgf*m*s <sup>2</sup> )	MASA (Kgf*s <sup>2</sup> /m)	r (m)
12	1546466,18	20918,92	8,60
11	2058050,49	27839,07	8,60
10	2058050,08	27839,07	8,60
9	2058049,93	27839,07	8,60
8	2058049,70	27839,07	8,60
7	2058049,70	27839,07	8,60
6	2058049,70	27839,07	8,60
5	2058049,69	27839,07	8,60
4	2058049,96	27839,07	8,60
3	2058049,93	27839,07	8,60
2	2058049,92	27839,07	8,60
1	2058049,91	27839,07	8,60

### E. CÁLCULOS DE LOS PARÁMETROS Ω Y ε

Los valores representativos Ω y ε, vienen expresados según lo establecido en la Norma en su Sección 9.5, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Omega_i = \frac{r_{ti}}{r} \quad \text{no menor que } 0,5$$

$$\varepsilon_i = \frac{e_i}{r} \quad \text{no mayor que } 0,2$$

Donde:

$e_i$  = Excentricidades estáticas en las direcciones X e Y.

r = Radio de giro inercial.

$R_{ti}$  = Radio de giro torsional en las direcciones X e Y

En las Tablas D.4.7 y D.4.8 contienen los cálculos necesarios para determinar dichos valores representativos.



**TABLA D.4.7 PARÁMETRO REPRESENTATIVO  $\Omega$ .**

NIVEL	$r_{tx}$ (m)	$r_{ty}$ (m)	$r$ (m)	$\Omega_x$	$\Omega_y$
12	8,83	10,09	8,60	1,03	1,17
11	8,83	10,09	8,60	1,03	1,17
10	8,83	10,09	8,60	1,03	1,17
9	8,83	10,09	8,60	1,03	1,17
8	8,70	10,21	8,60	1,01	1,19
7	8,70	10,21	8,60	1,01	1,19
6	8,70	10,21	8,60	1,01	1,19
5	8,70	10,21	8,60	1,01	1,19
4	7,92	10,29	8,60	0,92	1,20
3	7,92	10,29	8,60	0,92	1,20
2	7,92	10,29	8,60	0,92	1,20
1	9,00	9,92	8,60	1,05	1,15

**TABLA D.4.8 PARÁMETRO REPRESENTATIVO  $\varepsilon$ .**

NIVEL	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)	$r$ (m)	$E_x$	$E_y$
12	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
11	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
10	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
9	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
8	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
7	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
6	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
5	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
4	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
3	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
2	0,0000	0,1300	8,60	0,0000	0,0151
1	0,0000	0,1400	8,60	0,0000	0,0163



# ANEXOS E

Norma Nec-11

- Estudio De Regularidad Estructural
- Efecto P- $\Delta$



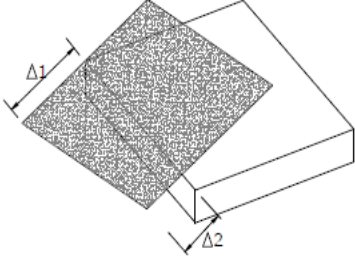
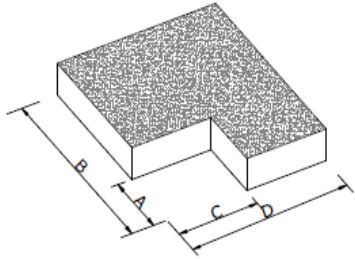
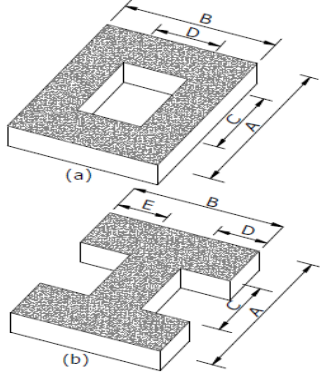
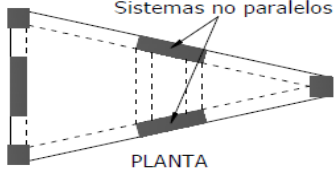
## ANEXO E.1

### ESTUDIO DE LA REGULARIDAD ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

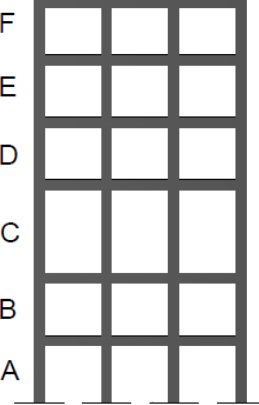
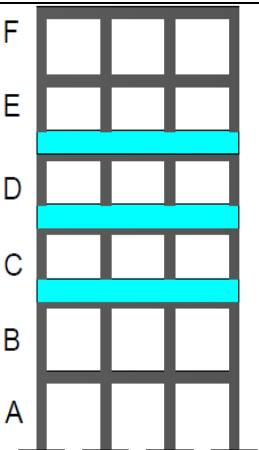
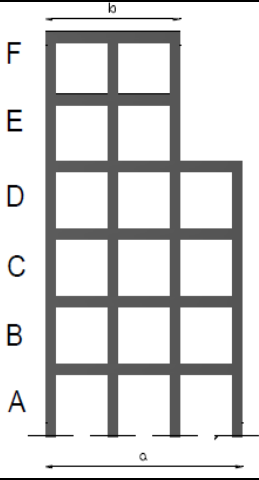
La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, penaliza a las edificaciones según el tipo de irregularidad que presente para incrementar el valor del cortante basal de diseño con el fin de darle más resistencia a la estructura. Para esto, se establecieron los coeficientes de irregularidad penalizada en planta y en elevación.

En las Tablas E.1.1y E.1.2 muestran los valores de los coeficientes de configuración estructural en planta y elevación, respectivamente, presentes en la Norma en estudio y describen los diversos tipos de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades, no autoriza al calculista o diseñador a considerarlas como normales según lo establecido en la Sección 2.6.5.2 de la NEC-11

**TABLA E.1.1 COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA**

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 – Irregularidad torsional <math>\Phi_{pi}=0,9</math></p> $\Delta = 1.2 * \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental (según lo establecido en el numeral 6,4,2) y medida perpendicularmente a un eje determinando, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p>Tipo 2 – Retrocesos excesivos en las esquinas <math>\Phi_{pi}=0,9</math></p> $A > 0,15B \text{ y } C > 0,15D$ <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 – Discontinuidades en el sistema de piso <math>\Phi_{pi}=0,9</math></p> <p>a) <math>C \times D &gt; 0,5A \times B</math> b) <math>(C \times D + C \times E) &gt; 0,5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre los niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 – Ejes estructurales no paralelos <math>\Phi_{pi}=0,9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

**TABLA E.1.2 COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN**

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 – Piso flexible  <math>\Phi_{ei}=0,9</math>                      Rigidez <math>K_c &lt; 0,70</math> Rigidez <math>K_D</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor al 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 – Distribución de masa  <math>\Phi_{ei}=0,9</math>  <math>M_d &gt; 1,50 m_e</math> ó  <math>M_d &gt; 1,50 m_c</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 – Irregularidad geométrica  <math>\Phi_{ei}=0,9</math>  <math>a &gt; 1,3b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

A continuación se harán los cálculos y las debidas demostraciones necesarias para poder seleccionar los coeficientes antes mencionados

## A. IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA

### Tipo 1 – Irregularidad torsional

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinando, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia, lo anterior se resume en la siguiente expresión:

$$\Delta = 1.2 * \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \quad (E.1)$$

Donde:

$\Delta_i$  = Deriva de un extremo de la extrema con respecto a un eje de referencia

$\Delta$  = 1,2 veces el promedio de las derivas de los extremos de la estructura respecto a un eje de referencia.

$\delta_i$  = Deriva de piso

En la Tabla E.1.3 se muestra la comparación entre  $\Delta$  y  $\delta_i$  para cada nivel

**TABLA E.1.3 IRREGULARIDAD TORSIONAL**

NIVE L	PORTICO A $\Delta_1$ (m)	PORTICO F $\Delta_2$ (m)	$\Delta = 1,2 * (\Delta_1 + \Delta_2) / 2$ (m)	$\delta_i$ (m)
12	0,000545	0,000545	0,000654	0,000545
11	0,000854	0,000854	0,001025	0,000854
10	0,001133	0,001133	0,001360	0,001133
9	0,001362	0,001362	0,001634	0,001362
8	0,001439	0,001439	0,001727	0,001439
7	0,001584	0,001584	0,001901	0,001584
6	0,001723	0,001723	0,002068	0,001723
5	0,001800	0,001800	0,002160	0,001850
4	0,001874	0,001874	0,002249	0,001874
3	0,001914	0,001914	0,002297	0,001914
2	0,001772	0,001772	0,002126	0,001772
1	0,000982	0,000982	0,001178	0,000982

Como se puede apreciar, en ningún momento  $\Delta$  es mayor a  $\delta_i$ , entonces, se considera regular la estructura.



### **Tipo 2 – Retrocesos excesivos en la esquinas**

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.

En nuestro caso, este tipo de irregularidad no ocurre ya que el diseño de la planta tipo no presenta entrantes de ningún tipo en las esquinas, por lo tanto, se considera regular la estructura.

### **Tipo 3 – Discontinuidades en el sistema de piso**

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causada por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre los niveles consecutivos.

La edificación no presenta en su sistema de piso discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, entonces, se considera regular la estructura

### **Tipo 4 – Ejes estructurales no paralelos**

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.

La configuración del sistema de piso no presenta ejes estructurales no paralelos, se considera regular la estructura.

## **B. IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN**

### **Tipo 1 – Piso flexible**

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor al 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores, es decir:

$$\text{Rigidez } K_C < 0,70 \text{ Rigidez } K_D \quad \text{E.1.2}$$

$$\text{Rigidez } K_C < 0,80 (K_D + K_E + K_F)/3 \quad \text{E.1.3}$$

En la Tabla E.1.4 se puede observar que esta condición no ocurre, ya que en todo momento la rigidez lateral para un entrepiso siempre es mayor al 0.70 veces la rigidez del entrepiso superior  $K_{xi} > 0,70 * K_{x(i+1)}$ . Se considera regular la edificación.

**TABLA E.1.4 PISO FLEXIBLE**

NIVEL	$K_{xi}$ (T/m)	$0,70 * K_{x(i+1)}$ (T/m)	$K_{yi}$ (T/m)	$0,70 * K_{y(i+1)}$ (T/m)
12	77259238,44	-	59230575,26	-
11	77259238,44	54081466,9	59230575,26	41461402,7
10	77259238,44	54081466,9	59230575,26	41461402,7
9	77259238,44	54081466,9	59230575,26	41461402,7
8	98754760,51	54081466,9	71802176,61	41461402,7
7	98754760,51	69128332,4	71802176,61	50261523,6
6	98754760,51	69128332,4	71802176,61	50261523,6
5	98754760,51	69128332,4	71802176,61	50261523,6
4	111616155,51	69128332,4	78376997,06	50261523,6
3	111616155,51	78131308,9	78376997,06	54863897,9
2	111616155,51	78131308,9	78376997,06	54863897,9
1	214883026,71	78131308,9	176912360,92	54863897,9

### Tipo 2 – Distribución de masa

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior, es decir:

$$M_d > 1,50 m_e \text{ ó} \tag{E.1.4}$$

$$M_d > 1,50 m_c \tag{E.1.5}$$

En la Tabla E.1.5 se puede observar que la diferencia entre 1,5 veces las masas de los pisos contiguos y la masa propia del entrepiso resulta positiva,  $1,50 * M_{(i+1)} - M_i > 0$  y  $1,50 * M_{(i-1)} - M_i > 0$ , por lo tanto, la estructura se considera regular.

**TABLA E.1.5 DISTRIBUCIÓN DE MASAS**

NIVEL	$M_i$ (kgf*s <sup>2</sup> /m)	$1,50*M_i$ (kgf*s <sup>2</sup> /m)	$1,50*M_{(i+1)} - M_i$ (kgf*s <sup>2</sup> /m)	$1,50*M_{(i-1)} - M_i$ (kgf*s <sup>2</sup> /m)
12	35511,59	53267,3834	-	31469,59
11	44654,12	66981,1783	8613,26	22327,06
10	44654,12	66981,1783	22327,06	22327,06
9	44654,12	66981,1783	22327,06	24064,73
8	45812,57	68718,8503	21168,61	22906,28
7	45812,57	68718,8503	22906,28	22906,28
6	45812,57	68718,8503	22906,28	22906,28
5	45812,57	68718,8503	22906,28	24475,09
4	46858,44	70287,6577	21860,41	23429,22
3	46858,44	70287,6577	23429,22	23429,22
2	46858,44	70287,6577	23429,22	23429,22
1	46858,44	70287,6577	23429,22	-

### Tipo 3 – Irregularidad geométrica

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso, es decir:

$$a > 1,3b$$

E.1.6

En nuestro caso, las dimensiones de las diferentes plantas del edificio son las mismas, por lo tanto se considera regular la estructura.

## ANEXO E.2

### EFECTO P-Δ

Se tomarán en cuenta el efecto P-Δ, cuando en cualquier nivel el coeficiente de estabilidad  $Q_i$  exceda el valor de 0,1 , en donde:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Donde:

$Q_i$  = índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$  = suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$

$D_i$  = deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$  = cortante sísmico del piso  $i$

$h_i$  = altura del piso  $i$  considerado

En la Tabla E.2.1 se muestran los resultados del cálculo de los coeficientes de estabilidad por nivel para determinar si los efectos P-Δ deben considerarse en el análisis de la estructura.

**TABLA E.2.1 COEFICIENTES DE ESTABILIDAD**

NIVEL	$\sum P_i$ (Kgf)	$h_i-h_{i-1}$ (m)	SISMO EN DIRECCIÓN X			SISMO EN DIRECCIÓN Y		
			$\delta_{ei}$ (cm)	$V_i$ (Kgf)	$Q_i$	$\delta_{ei}$ (cm)	$V_i$ (Kgf)	$Q_i$
12	348368,69	285	0,183	53091,531	0,0042	0,269	58020,999	0,0057
11	786425,59	285	0,307	104983,919	0,0081	0,422	112536,958	0,0103
10	1224482,50	285	0,420	147382,998	0,0122	0,560	154455,068	0,0156
9	1662539,41	285	0,515	182885,372	0,0164	0,673	187512,709	0,0209
8	2111960,69	285	0,519	213181,195	0,0180	0,711	214488,376	0,0246
7	2561381,97	285	0,577	240522,532	0,0216	0,783	237950,124	0,0296
6	3010803,25	285	0,633	265399,476	0,0252	0,851	259860,495	0,0346
5	3460224,53	285	0,681	287770,530	0,0287	0,914	281077,613	0,0395
4	3919905,81	285	0,671	307395,004	0,0300	0,926	301298,339	0,0423
3	4379587,09	285	0,681	324263,752	0,0323	0,946	320241,990	0,0454
2	4839268,38	285	0,627	336333,476	0,0317	0,876	334948,471	0,0444
1	5298949,66	285	0,348	341277,471	0,0190	0,485	341277,471	0,0264